

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



**ELABORACIÓN DEL EXPEDIENTE TÉCNICO DEL PUENTE
CARROZABLE EN EL RÍO YANUMAYO, DISTRITO DE NINABAMBA –
PROVINCIA DE SANTA CRUZ – DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA,
2017**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

AUTOR

LUIGI RANDU CHAMBA DEJO

ASESOR

ÁNGEL ALBERTO LORRÉN PALOMINO

<https://orcid.org/0000-0002-6432-3453>

Chiclayo, 2019

DEDICATORIA

A mis padres Miriam Dejo Rivas y Marco Chamba Rosales que siempre me apoyaron a lo largo de la carrera y conté con su confianza y apoyo incondicional.

RESUMEN

En la presente tesis se desarrollará el diseño estructural de un puente mixto de 38.00 metros de longitud, el cual se ubicará a aproximadamente 1.00 km del Distrito de Ninabamba, por donde cruza el Río Yanumayo. El objetivo del proyecto es permitir la transitabilidad de la carretera Santa Cruz – Ninabamba en épocas de lluvia, la cual es el principal problema que afecta la economía de la población (Venta de productos agrícolas y ganaderos). Se presentará el diseño estructural de los elementos correspondientes a la Superestructura: losa de concreto, vigas de acero, conectores de corte y diafragmas metálicos y de la Subestructura: apoyos elastoméricos y estribos; así como también se contemplará el diseño de las conexiones empernadas y soldadas necesarias. Para el diseño se utilizará la sobrecarga HL-93, y todas las especificaciones indicadas en el Manual de Diseño de Puentes y en la Norma AASHTO LRFD Bridge Design Specification. En el proyecto se realizarán los estudios necesarios para el desarrollo de la tesis: Estudio Topográfico, Estudios Hidrológico, Estudios Hidráulicos y Estudios Geológicos; así como también, se considerará el diseño de la defensa ribereña y el diseño del acceso para el empalme de la carretera existente con la ubicación exacta del Puente Mixto.

PALABRAS CLAVE: Puente Carrozable, Puente Mixto, Manual de Diseño de Puente.

ABSTRACT

In this thesis will be developed the structural design of a mixed bridge of 38.00 meters in length, which will be located approximately 1.00 km from the Ninabamba District, where it crosses the Yanumayo River. The objective of the project is to allow the transitivity of the Santa Cruz - Ninabamba highway in times of rain, which is the main problem that affects the economy of the population (agricultural and livestock products sale). The structural design of the elements corresponding to the Superstructure will be presented: concrete slab, steel beams, cutting connectors and metal diaphragms and the Substructure: elastomeric supports and stirrups; as well as the design of the necessary bolted and welded connections. For the design, the HL-93 overload will be used, and all the specifications indicated in the Bridge Design Manual and in the AASHTO LRFD Bridge Design Specification Standard. In the project the necessary studies will be carried out for the development of the thesis: Topographic Study, Hydrological Studies, Hydraulic Studies and Geological Studies; as well as, the design of the coastal defense and the design of the access for the junction of the existing road with the exact location of the Mixed Bridge will be considered.

KEYWORDS: Carrozable Bridge, Mixed Bridge, Bridge Design Manual.

ÍNDICE

I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. MARCO TEÓRICO	5
III. METODOLOGÍA.....	8
3.1. Diseño de investigación.....	8
3.2. Procedimientos	8
3.2.1. Estudio Topográfico y Batimétrico del Cauce	8
3.2.1.1. Objetivos.....	8
3.2.1.2. Requisitos Mínimos.....	9
3.2.1.3. Trabajo de Campo	9
3.2.2. Estudios Hidrológicos	9
3.2.2.1. Periodo de Retorno	10
3.2.2.2. Evaluación de la Información Hidrológica.....	12
3.2.2.3. Análisis Estadístico de Datos Hidrológicos.....	12
3.2.2.4. Precipitación Promedio en una Cuenca	15
3.2.2.5. Parámetros Morfométricos de la Cuenca.....	16
3.2.2.6. Estimación de Caudales.....	16
3.2.3. Estudios Hidráulicos.....	19
3.2.3.1. Modelamiento Hidráulico utilizando Hec-Ras	19
3.2.3.2. Modelamiento Hidráulico utilizando la extensión Hec-GeoRas con Método Alternativo	21
3.2.3.3. Parámetros Hidráulicos del Diseño	25
3.2.4. Estudios Geológicos y Geotécnicos	27
3.2.4.1. Exploración de Suelos	27
3.2.4.2. Ensayos de Laboratorio	27
3.2.5. Estudio Geoeléctrico.....	29
3.2.6. Geología de la Zona de Estudio.....	29
3.2.7. Defensa Ribereña.....	30
IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	33
4.1. Resultados.....	33
4.1.1 Estudio Topográfico y Batimétrico del cauce	33
4.1.2 Estudios Hidrológicos.....	33
4.1.2.1. Periodo De Retorno	33

4.1.2.2. Precipitación Máxima.....	34
4.1.2.3. Parámetros Morfométricos de la cuenca	47
4.1.2.4. Precipitación Media de la cuenca	52
4.1.2.5. Cálculo del caudal	53
4.1.3 Estudios Hidráulicos.....	55
4.1.3.1. Procesamiento de datos	55
4.1.3.2. Evaluación de áreas inundadas	58
4.1.4 Ubicación del Puente	60
4.1.4.1. Gálibo	60
4.1.4.2. Ubicación Final	60
4.1.5 Estudios Geológicos y Geotécnicos	61
4.1.5.1. Calicata 1 – Talud Izquierdo	61
4.1.5.2. Calicata 2 – Talud Derecho	62
4.1.5.3. Calicata 3 – Eje Del Río	63
4.1.5.4. Estudios Geoléctricos	64
4.1.6 Ancho Estable y Socavación	65
4.1.6.1. Ancho estable	65
4.1.6.2. Socavación.....	68
4.1.7 Geología y Capacidad Admisible del Suelo de la Zona de Estudio	70
4.1.7 Defensas Ribereñas.....	71
4.1.7.1. Tirante.....	71
4.1.7.2. Altura de Dique	72
4.1.7.3. Profundidad de uña.....	73
4.1.7.4. Probabilidad de movimiento de la roca	74
4.1.7.5. Estabilidad del revestimiento del enrocado	75
4.1.8 Diseño Accesos	75
4.1.8.1. Normas De Referencia.....	75
4.1.8.2. Consideraciones de Diseño.....	76
4.1.8.3. Diseño Geométrico En Planta.....	77
4.1.8.4. Diseño Geométrico En Perfil.....	78
4.1.8.5. Diseño Geométrico de la Sección Transversal	79
V. CONCLUSIONES	81
VI. RECOMENDACIONES	83
VII. LISTA DE REFERENCIAS.....	84

VII. ANEXOS	85
ANEXO N° 01: MEMORIA DESCRIPTIVA	85
ANEXO N° 02: MEMORIA DE CÁLCULO	94
ANEXO N° 03: EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL	200
ANEXO N° 04: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	224
ANEXO N° 05: METRADOS.....	329
ANEXO N° 06: COSTOS Y PRESUPUESTOS.....	353
ANEXO N° 07: DOCUMENTOS.....	373
ANEXO N° 08: CUADROS	376
ANEXO N° 09: GRÁFICOS.....	385
ANEXO N° 10: IMÁGENES.....	388
ANEXO N° 11: FOTOGRAFÍAS	391

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil.....	10
Ilustración 2 Valores Máximos Recomendados de Riesgo Admisible de Obras de Drenaje.....	11
Ilustración 3 Periodo de Retorno en función del Tipo de Estructura	12
Ilustración 4 Programa River.....	14
Ilustración 5 Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra.....	19
Ilustración 6 Tabla de Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente n.....	26
Ilustración 7 Tabla 10.4.2.1 AASHTO LRFD.....	27
Ilustración 8 Resumen Precipitación Máxima Mensual - SENAMHI	34
Ilustración 9 Cuadro Resumen de Precipitaciones Máximas	47
Ilustración 10 Curva Hipsométrica.....	50
Ilustración 11 Cuenca Yanumayo - Arc Gis.....	51
Ilustración 12 Curvas de nivel e=50	51
Ilustración 13 Red Hídrica.....	52
Ilustración 14 Procesamiento de Datos Hec-Ras.....	55
Ilustración 15 Alineamiento del Río Yanumayo en Hec-Ras.....	56
Ilustración 16 Caudal en Hec-Ras	56
Ilustración 17 Pendiente Hídrica Promedio - Hec-Ras.....	58
Ilustración 18 Inundación vista en planta	58
Ilustración 19 Inundación en perfil.....	59
Ilustración 20 Resumen de área y tirante en cada sección transversal del eje del rio	59
Ilustración 21 ANCHO ESTABLE DEL PUENTE- Ver sección en planos- anexos	67
Ilustración 22 Clasificación de suelo según su tamaño de partícula.	68
Ilustración 23 Sección de la defensa ribereña-Ver planos en anexos.....	74
Ilustración 24 Tabla de Pesos y Medidas	76

Ilustración 25 Rangos de Velocidad de Diseño en función a la clasificación de la carretera por demanda y orografía.....	76
Ilustración 26 Valor de peralte según velocidad de diseño	78
Ilustración 27 Transición del peralte	78
Ilustración 28 Longitud mínima de curva vertical.....	79
Ilustración 29 Cuadro Resumen de Secciones - Accesos	79
Ilustración 30 Limitaciones de Tránsito de Geometría Vial para la aplicación de los distintos tipos de Capa Superficial	80
Ilustración 31 Vista General del Puente	86
Ilustración 32 Sección del Puente.....	94
Ilustración 33 Momentos por efecto de DC.....	96
Ilustración 34 Momentos por efecto de DW	96
Ilustración 35 Camión de Diseño	96
Ilustración 36 Línea de Influencia - Mom. en apoyo B.....	97
Ilustración 37 Momentos negativos más desfavorables	100
Ilustración 38 Línea de Influencia - Mom. $0.4 \times L1$	101
Ilustración 39 Franjas Equivalentes.....	102
Ilustración 40 Sentido de la Losa	102
Ilustración 41 Representación Sección Agrietada.....	106
Ilustración 42 Disposición de los Aceros en la Losa.....	109
Ilustración 43 Dimensiones de Vigas de Acero	111
Ilustración 44 Momento por Camión de Diseño	112
Ilustración 45 Momento por Tándem de Diseño	112
Ilustración 46 Momento por Carga de Carril	113
Ilustración 47 Distribución de las sobrecargas por carril en vigas interiores.....	114
Ilustración 48 Modelo en SAP - Obtención de Cortante.....	125
Ilustración 49 Fórmulas Pandeo Local Ala	126

Ilustración 50 Fórmulas Pandeo Local Alma	126
Ilustración 51 Detalle de Atiezador	127
Ilustración 52 Dimensiones del Atiezador	129
Ilustración 53 Rangos de Temperatura	130
Ilustración 54 Propiedades del Elastómero	131
Ilustración 55 Requisitos Mínimos Neopreno	131
Ilustración 56 Grosor Mínimo Placas de Refuerzo	133
Ilustración 57 Estabilidad del Dispositivo.....	134
Ilustración 58 Deformación por Compresión - Dureza 60	135
Ilustración 59 Detalle de Apoyo Fijo - Apoyo Móvil	141
Ilustración 60 Tamaño Mínimo de Soldadura	171
Ilustración 61 Tabla Ángulos de Fricción	176
Ilustración 62 Diagrama de acciones sobre el estribo y la distribución de esfuerzos ..	198
Ilustración 63 Cuadro de Plan de Vigilancia Ambiental	220

I. INTRODUCCIÓN

Nuestro país a causa de su variada e irregular geografía y por estar afectado a distintos fenómenos naturales en el transcurso del año, presenta graves problemas referentes a la infraestructura vial en cada una de sus regiones, estos problemas junto con vicios en el diseño y/o en la construcción, son los motivos principales de fallas en carreteras y puentes.

“Es importante considerar que la ausencia de infraestructura vial en muchas zonas del país, esencialmente de puentes, es la principal limitante del desarrollo de una adecuada actividad económica y comercial entre las distintas poblaciones.” [1]

“Desde fines del año 2004 a través del área de mantenimiento de Puentes se da inició a la recuperación de la información de los puentes de la red vial nacional asfaltada (en ese entonces se tenía 1086 puentes, 434 pontones y 89 cruces) y posteriormente con la implementación de los contratos de conservación por niveles de servicios de la red vial asfaltada (año 2009) se consideró la actualización del estado situacional de cada una de las estructuras.” [2] (Ver Anexo N°03, GRAFICO N° 3.4 y GRAFICO N° 3.5)

“El fenómeno del Niño afectó en 1997 – 1998 grandes partes de Ecuador, Perú, Colombia y Chile. Los daños causados se concentraron en la infraestructura vial, agricultura e infraestructura urbana eléctrica. Se tuvo 58 puentes dañados totalmente y 28 puentes afectados con una longitud de 4395 m. Igualmente las vías de ferrocarril central, del sur y del sur – oriente han sufrido el embate de más de 150 huaicos.” [3]

Ninabamba es uno de los 11 distritos que conforman la provincia de Santa Cruz, en el departamento de Cajamarca, ubicado en el norte central del Perú, presenta una extensión territorial de 60.04 km², una población de 2798 habitantes y se encuentra a una altitud de 2175 m.s.n.m. (Ver Anexo N° 02, CUADRO N° 2.1).

El clima en Ninabamba es muy variado, templado durante el día y refrigerado en las noches; presenta una temporada de lluvias muy fuertes (Ver Anexo N° 02, CUADRO N° 2.18); entre los meses de diciembre a marzo que pertenecen al verano costero. Julio es su mes más seco con una precipitación de 12 mm y febrero lo contrario con 172 mm; además el Distrito de Ninabamba es afectado por el fenómeno del Niño; el cual es un fenómeno climatológico cíclico del norte peruano tropical.

“Según el mapa de pobreza distrital provincial 2013 del INEI, el índice de pobreza a nivel de la provincia de Santa Cruz se encuentra clasificado como pobre con un puntaje de 2, en una escala del 1 al 5, siendo 1 más pobre y 5 menos pobre. Este índice de pobreza se debe en parte a la falta de los problemas de transporte que estos tienen en épocas de lluvias, generando que los pobladores no puedan transportar sus productos para comercializarlos hacia la zona costa norte peruana y por ende generando pérdidas económicas, las cuales contribuyen al aumento del índice de pobreza.” [4]

La principal vía de comunicación que tiene el Distrito de Ninabamba con la Ciudad de Chiclayo consta de 2 rutas: La primera siendo Ninabamba – Yauyucan – Mitopampa – Chongoyape – Chiclayo y la segunda Ninabamba – Santa Cruz – Catache – Chongoyape – Chiclayo (Ver Anexo N°04, IMAGEN N° 4.3); las cuales se ven interrumpidas su paso en época de lluvias debido al cauce del Río Yanumayo que se encuentra ubicado a aproximadamente 1 km antes del Distrito de Ninabamba. por lo que en las temporadas de lluvia el paso se ve interrumpido, dejando incomunicado al distrito con la costa peruana.

Las principales actividades económicas que se dan en el Distrito de Ninabamba son la agricultura y ganadería, con un 59.91% de la población económicamente activa de 15 años a más por categoría de ocupación (Ver Anexo N° 02, CUADRO N° 2.2); siendo la papa y el maíz los cultivos de mayor producción en la zona en la agricultura y las aves de corral, los vacunos y porcinos en la ganadería. (Ver Anexo N° 02 CUADRO N° 2.4).

Respecto a la educación, el Distrito de Ninabamba cuenta con 28 centros educativos; de los cuales 7 se encuentran con una modalidad de inicial no escolarizada, 7 ofrecen educación inicial – jardín, 9 educación primaria, 3 educación secundaria, y solo 1 educación superior pedagógica que está ubicado en la calle principal de Ninabamba (Ver Anexo N° 02, CUADRO N° 2.12); por la cual si alguien de una comunidad aledaña desea realizar un estudio superior, debe viajar al centro de Ninabamba, y solventar gastos como vivienda y alimento.

La zona analizada cuenta con 2 puestos de salud que no presentan ni una buena infraestructura, ni un equipamiento adecuado para operaciones quirúrgicas; este presenta un personal de solo 10 personas: de las cuales 3 son enfermeros, 1 es odontólogo, 1 es obstetra, y 5 son técnicos asistenciales; sumado a esto, el número de nacimientos en el distrito de Ninabamba en el año 2014 fue de 17; de los cuales 6 se realizaron en domicilio. (Ver Anexo N° 02, CUADRO N° 2,10).

La falta de infraestructura adecuada como es un puente carrozable para el libre tránsito sobre el cauce del Río Yanumayo ocasiona que el transporte sobre dicha carretera en temporada de lluvia sea interrumpido, causando que se vea perjudicada toda la población de Ninabamba que queda aislada, los pobladores que necesitan del transporte para realizar su principal actividad económica que es la comercialización de la agricultura y ganadería, así como también los visitantes que llegan al distrito de Ninabamba o los propios pobladores que necesitan ir a la ciudad de Chiclayo ya sea por alguna atención médica en caso de emergencia, o cualquier otra situación. Así también se ve afectado el Distrito en sí pues afecta a la llegada tanto de los productos básicos como de medicinas.

Los accidentes que se producen en temporada de lluvia, son con mayor frecuencia, pues los accidentes de transporte están entre las 15 principales causas de mortalidad del Distrito de Ninabamba, (Ver Anexo N° 0.2, CUADRO N° 2.9), pues se han presentado variedad de casos tanto en los vehículos como en los propios pobladores, donde por diferentes razones del conductor, ya sea por apuro, emergencias o osadía, los vehículos se han volcado por la presión ejercida del agua del Río Yanumayo; o en el caso de los pobladores que por un tema de necesidad deben cruzar la parte afectada.

Primero, en la Justificación Técnica, en el desarrollo del proyecto en mención se seguirá las normas, guías, indicaciones y procedimientos del Manual de Puentes tanto para el diseño como para el cálculo estructural. Así como también se tendrá en cuenta las especificaciones del AASHTO LRFD, las cargas de impacto y fricción según la Norma E 0.20 y manuales de diseño hidrológico, hidráulica y suelos.

Además, se considerará incluir la obtención de un IMDA a través de un estudio de tráfico, siguiendo los parámetros establecidos por el MTC para así conocer el volumen de tránsito y los tipos de vehículos que transitan por la carretera y así tener en cuenta dichos datos para el diseño del puente carrozable.

Segundo, con respecto a la Justificación Económica, al realizar el proyecto mencionado, se creará el acceso continuo de los pobladores de Ninabamba con los pobladores de La Esperanza y Yauyucan, así como ya no se verá interrumpida la principal vía de comunicación del Distrito de Ninabamba con la costa norte peruana; lo cual permitirá su desarrollo económico incluso en épocas de lluvia.

Los pobladores ya no tendrán la necesidad de esperar a que el cauce del Río Yanumayo baje para que puedan realizar sus actividades económicas que en su mayoría son el transporte de productos agrícolas y ganaderos de la zona hacia mercados de mayor demanda entre ellos Cajamarca y Chiclayo. (Ver Anexo Cuadro N° 2.2).

Tercero, en la Justificación Ambiental, si bien es cierto toda obra de ingeniería genera un impacto ambiental que deteriora diversos factores como son el suelo, aire, agua, flora, fauna, entre otros. En el proyecto se tendrá más enfoque en el factor agua, puesto que este puede ser contaminado a la hora de los ensayos en situ, o en la construcción del puente. Debido a esos se considerará la elaboración y aplicación de una evaluación de Impacto Ambiental con la finalidad de monitorear y mitigar los efectos que ocasione el proyecto; velando así por el equilibrio del ecosistema.

Por último, en la Justificación Social, el proyecto permitirá una fluida interconexión entre los pobladores del Distrito de Ninabamba con los Distritos de La Esperanza y el Distrito de Yauyucan en todas las estaciones del año, lo cual fomentará las comunicaciones de manera inmediata con los principales mercados, dinamizando la relación entre los productores, comerciantes y consumidores.

De esta manera, el proyecto inducirá al aumento del comercio, permitirá una rápida atención de salud, los pobladores ya no se quedarán sin provisiones de productos de primera necesidad y además impulsará al aumento del poco turismo que existe en la zona. Todo esto llevando a una mejor calidad de vida y desarrollo económico - social en la población.

Como objetivo general se tiene la Elaboración del Expediente Técnico del Puente Carrozable en el Río Yanumayo y como objetivos específicos se tienen: La realización del levantamiento topográfico, estudio de suelos, estudios hidrológicos e hidráulicos; la obtención de la mejor ubicación del puente; la elaboración del estudio de trazo del acceso; la realización del análisis y diseño estructural del puente carrozable; la elaboración de los planos del proyecto; la elaboración de la Evaluación de Impacto Ambiental y la determinación de metrados, costos y presupuestos del proyecto.

II. MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes del problema

Entre los diversos estudios, investigaciones y bibliografías relacionadas con el presente proyecto, se han tomado los siguientes:

Sono Huarcaya, Roberto. 2017. “Diseño y Elaboración del Expediente Técnico del Puente Carrozable para el Caserío de Puchaca Bajo, Incahuasi”. Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniería Civil, Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo.

“El presente proyecto tiene como finalidad el diseño y elaboración del expediente técnico de un puente carrozable para la comunidad de Puchaca Bajo, dicho proyecto es la solución que propone el autor para generar una correcta interacción socio económica debido a la carencia de medios adecuados para el cruce del río la leche, en esencial en épocas de lluvias que es el tiempo en que la población queda totalmente aislada por la crecida del río.” [5]

“El autor evalúa diferentes diseños de puentes y escoge el más adecuado para la situación presentada. Hace uso del Manual de Diseño de Puentes propuesto por el Ministerio de Transportes y Comunicación y de normativas internacionales como es el Asstho Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes.” [5]

Noriega Quesnay, Juliana. 2012. “Propuesta Del Análisis y Diseño de Puente Modular En Casos De Emergencia Según Normas Peruanas”. Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniería Civil. Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

“El presente proyecto de investigación tiene como finalidad el análisis y diseño de un puente modular en casos de emergencia, considerando la realidad peruana, aplicando normativas vigentes y tecnología para la fabricación de esta estructura, que será constituida por materiales del mercado nacional. Con el fin de solucionar la emergencia de manera rápida y se otorgar seguridad a la población.” [6]

Acevedo Laos, Víctor. 2015. “Diseño de un puente con estructura de acero”. Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú.

“La realización de este proyecto tuvo como finalidad desarrollar el diseño estructural de un puente metálico (tanto en la subestructura como en la superestructura), el cual se encuentra en la intersección de la avenida Javier Prado con las avenidas El Golf Los Incas y Las Palmeras. La tesis propone generar un cruce a desnivel, de forma tal que la avenida Javier Prado se convierta en un By-Pass, por encima del cual se coloque el puente a diseñar, uniendo las avenidas ya mencionadas.” [7]

Tejeira Muriel, Juan. 2016. “Proyecto Construcción De Puente Carrozable Challqui Del Tramo Yauri – Suykutambo”. Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniería Civil, Universidad Alas Peruanas.

“El presente proyecto tiene como objetivo principal mejorar las condiciones de transitabilidad vehicular y peatonal a los pobladores de Challqui.” [8]

“El autor determina el tipo de puente más adecuado para el mejoramiento vial y la trocha carrozable, así como también obtiene los diseños de la infraestructura y superestructura para luego elaborar los diseños, memoria de cálculo y presupuesto referencial para la construcción del puente sobre el río de la quebrada Challqui.” [8]

Mejía Zambrano, Tony. 2014. "Construcción Del Puente Carrozable Carretera Cajamarca - Centro Poblado La Paccha". Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Cajamarca.

“En el proyecto mencionado se realiza el diseño geométrico y diseño estructural del puente carrozable; así como también se elabora su expediente técnico.” [9]

“Para lograr el diseño del puente fue necesario la realización de estudios hidrológicos, de suelos, y topográficos.” [9]

Falen Gonzales, Fernando. 2000. “Proceso Constructivo del Puente San Juan”. Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniería Civil. Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.

“En el trabajo el autor presenta el proceso constructivo del puente San Juan, además de los diferentes estudios geotécnicos realizados.” [10]

2.2 Bases Teórico Científicas

Las bases teóricas-científicas que son de ayuda teórica, técnica y normativa para la realización del proyecto; tienen un carácter fundamental y de gran ayuda para este, las cuales se presentan a continuación.

Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, Ministerio de Transportes y Comunicaciones. 2019. Manual de Puentes. Perú

“El manual de puentes presenta todas las consideraciones básicas y necesarias para el diseño de puentes en el país, abarcando todos los estudios necesarios para el correcto diseño de los puentes como la topografía, la hidrología, la geología, el riesgo sísmico, el impacto ambiental y el diseño de la estructura.” [11]

American Association of State Highway and Transportation Officials. 2014. AASHTO LRFD Bridge Design Specification. EE.UU.

“Norma estadounidense utilizada como referencia en normativas de diferentes países incluyendo el Perú. Contiene las consideraciones para el diseño, las cargas y el comportamiento de estas en diferentes tipos de materiales para diferentes climas.” [12]

Instituto de la Construcción y Gerencia. 2008. Análisis, Diseño y Construcción de Puentes. Perú

“Presenta diversos artículos, de diferentes autores especializados y destacados en el medio actual, relacionados al análisis, diseño y construcción de puentes.” [13]

Manual River de Diseño de Defensas Ribereñas Perú.

“El manual a continuación fue elaborado para el uso del programa “RIVER” y está dirigido a todas las instituciones y profesionales que están involucrados en obras de defensas ribereñas.” [14]

“Este manual fue elaborado por el Programa de Encauzamiento de Ríos y Protección de Estructuras de Captación - PERPEC de la Dirección de Estudios de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales - ANA y debe ser considerado como una buena referencia para el diseño de estructuras laterales y espigones.” [14]

Ley General del Ambiente (Ley N.º 28611)

“La Ley General del Ambiente es la norma ordenadora del marco legal para la gestión ambiental en el Perú.” [15]

“Determina los principios y normas básicas que afianzan el efectivo ejercicio del derecho constitucional al ambiente saludable, equilibrado y adecuado para el pleno vivir y desarrollo de la vida.” [15]

III. METODOLOGÍA

Se describe y explica cómo se hizo la investigación. De acuerdo con el enfoque puede comprender:

3.1. Diseño de investigación

De acuerdo con el diseño de investigación es Descriptiva, ya que se conocerá las propiedades y características actuales en la zona a evaluar mediante la observación para la recolección de datos.

De acuerdo con el fin que se persigue es aplicada, ya que en todo el proceso del proyecto se aplicarán los conocimientos obtenidos en la práctica de la Ingeniería Civil Ambiental, para desarrollar los objetivos planteados.

3.2. Procedimientos

3.2.1. Estudio Topográfico y Batimétrico del Cauce

La topografía estudia todos los procedimientos y principios que tienen como finalidad la representación de la superficie terrestre, tanto en sus detalles y formas.

El levantamiento muestra todas las cotas presentes en el plano, así como las distancias horizontales de los elementos, por medio de curvas de nivel; las cuales presentan escalas diferentes, según lo requiera el proyecto, para así facilitar la interpretación de este.

3.2.1.1. Objetivos

Objetivos del Levantamiento Topográfico

- Realizar todas las actividades necesarias en campos que permitan la elaboración de los planos topográficos
- Presentar información base, para los estudios hidrológicos e hidráulicos, así como también para los estudios de geología, geotecnia, ecología, etc.
- Permitir la ubicación exacta de los elementos estructurales, para que estos sean dimensionados.
- Definir puntos de referencia para realizar posteriormente el replanteo durante la ejecución.

Objetivos del Proyecto

El objetivo del proyecto es realizar el levantamiento topográfico para el “Diseño del Puente Carrozable en el Río Yanumayo, Distrito de Ninabamba, Provincia de Santa Cruz, Departamento de Cajamarca”, de manera que se provea el paso continuo para la población, especialmente en épocas de lluvias.

3.2.1.2. Requisitos Mínimos

Levantamiento de la zona, representado en planos a escala de 1:500 a 1:2000, con separación de curvas de nivel de 1 m, y con un ancho de por lo menos 100 m a cada lado del puente en su dirección longitudinal y transversal.

Planos topográficos a escala de 1:100 a 1:250 definiendo la ubicación del puente y sus accesos, teniendo curvas de nivel a intervalos menor a 1 m y secciones verticales para la dirección longitudinal y transversal.

En situaciones de puentes sobre un Río o quebrada, se deberá realizar un levantamiento, detallando el fondo.

3.2.1.3. Trabajo de Campo

Los trabajos desarrollados incluyen el levantamiento del eje y de los márgenes derecho e izquierdo del río con el fin de obtener secciones transversales para realizar los estudios necesarios y conocer las posibles áreas de inundación. Así mismo, se consideró un ancho de banda de 100 metros aproximadamente partiendo del eje del río a cada lado.

Para este estudio se necesitaron una estación total TOPCOM ES 105, un trípode, un GPS marca GARMIN MAP 62, 2 Jalones, 2 Primas, una Wincha, spray, etc.

3.2.2. Estudios Hidrológicos

Para la información hidrológica y meteorológica, se utilizará la otorgada por el SENAMHI “Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología”, el cual es la entidad encargada de todas las actividades hidrometeorológicas en el país.

En lugares donde no se cuente con una estación hidrológica cercana, se solicitará información a las entidades encargadas de los recursos hídricos de la zona de estudio, de la cual se deberá verificar su calidad.

3.2.2.1. Periodo de Retorno

Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (Ministerio de Transportes y Comunicaciones)

El periodo de retorno es el tiempo aproximado en años; en el cual se presenta un caudal que supera o iguala a un caudal pico calculado.

Además, si se estima que los eventos anuales presentados son independientes el uno del otro, es posible obtener la probabilidad de falla para un tiempo n de años, correspondiente a la vida útil.

Considerando la relación que existe entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura a ejecutar (n) y el riesgo de falla admisible (R), se puede obtener el período de retorno. En el cual el último de estos factores mencionados depende de factores externos, como lo son los factores sociales, económicos, técnico y otros.

El riesgo de falla admisible, es la probabilidad en la que puede ocurrir una creciente de muy alto caudal, durante el periodo de vida útil considerado.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

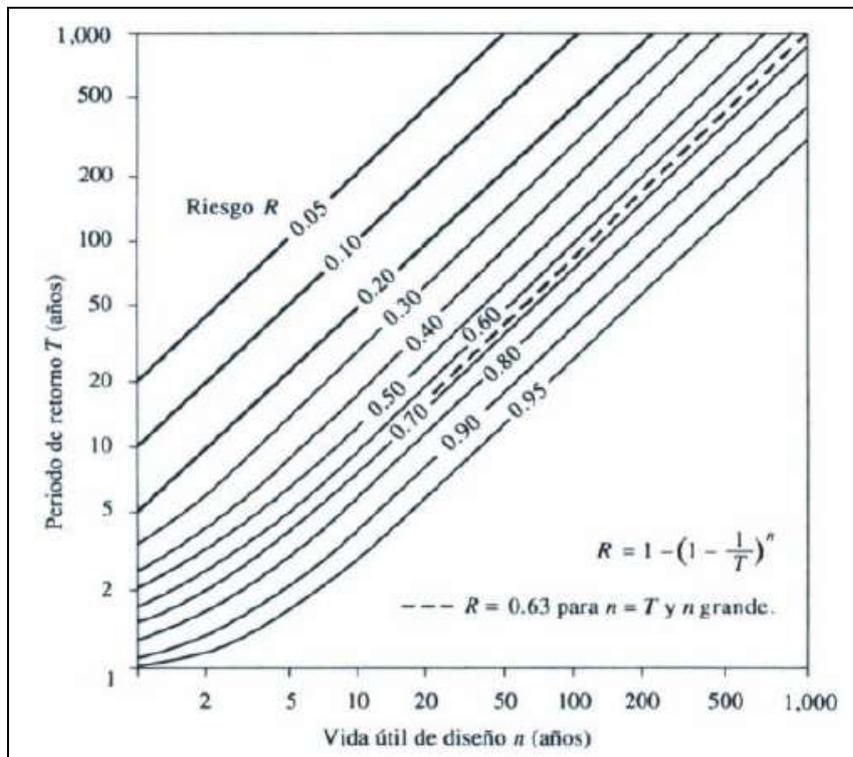


Ilustración 1 Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**) (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

(*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.
- Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(**) - Vida Útil considerado (n)

- Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.
- Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.
- Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.
- Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.

- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.
- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

Ilustración 2 Valores Máximos Recomendados de Riesgo Admisible de Obras de Drenaje

Manual de Puentes (Ministerio de Transportes y Comunicaciones)

En el Manual de Puentes se encuentra la vida en servicio por la cual se debe diseñar un puente según la clasificación de tiempo de vida previsto.

En los puentes definitivos no se deberá considerar una vida de servicio menor de 75 años, y en los puentes temporales por un tiempo limitado no mayor de 5 años.

Cálculos Hidrológicos e Hidráulicos en Cuencas Hidrográficas. Máximo Villón Bejar.

MAXIMO VILLON BEJAR en el libro “Cálculos hidrológicos e hidráulicos en Cuencas Hidrográficas” menciona la relación del periodo de retorno en función del tipo de estructuras, asimismo menciona que el año puede aumentar si estas obras están cercas a centros poblados de importancia.

Tipo de estructura	Período de Retorno (años)
Puente sobre carretera importante	50 – 100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarillas sobre carretera importante	25
Alcantarillas sobre camino secundario	5 – 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1 – 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 - 10
Drenaje Agrícola	5 – 10
Muros de encauzamiento	2 – 50 *

Ilustración 3 Periodo de Retorno en función del Tipo de Estructura

3.2.2.2. Evaluación de la Información Hidrológica

A consecuencia que el país presenta muchas limitaciones en la disponibilidad de los caudales actuantes, se suele utilizar métodos indirectos para la estimación del caudal de diseño.

El método más adecuado será escogido por medio de las características de la cuenca, principalmente siendo por su área total en hectáreas.

Se recomienda contar con la información de las estaciones hidrológicas y/o meteorológicas con un mínimo de 25 años de registro, la cual ya permitirá predecir con mayor exactitud eventos futuros, todo esto con la finalidad que sea información confiable y contenga eventos del Fenómeno del Niño; sin embargo, se debe tener en cuenta que en dichos eventos los valores son estimados, pues se consideran valores extraordinarios, por la cual dicha información deberá ser evaluada para evitar sobredimensionamientos en las obras.

Cabe decir que la información hidrológica y/o hidrometeorológica del proyecto a realizar, debe ser representativa de la zona.

3.2.2.3. Análisis Estadístico de Datos Hidrológicos

Utiliza modelos probabilísticos; sean discretos o continuos, en diferentes periodos de retorno; con la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos de la zona de estudio.

Existe gran variedad de funciones de distribución de probabilidad teóricas, pero se recomienda utilizar las siguientes:

Distribución Normal

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2}$$

Donde

$f(x)$ = función densidad normal de la variable x

X = variable independiente

μ = parámetro de localización, igual a la media aritmética de x .

S = parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x .

Distribución Log Pearson

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x\beta^\gamma \Gamma(\gamma)}$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

Donde:

x_0 : parámetro de posición

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

Distribución Gumbel

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial que tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

$$f(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma} \qquad \beta = \frac{1.2825}{\sigma}$$

Donde:

α : Parámetro de concentración.

β : Parámetro de localización.

β : Parámetro de localización.

Según Ven Te Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente forma:

$$x = \bar{x} + k\sigma_x$$

x: Valor con una probabilidad dada.

\bar{x} : Media de la serie.

k: Factor de frecuencia.

Distribución Log Gumbel

La variable aleatoria reducida log Gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - u}{\sigma}$$

Con lo cual, la función acumulada reducida log Gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}}$$

River: Diseño de Defensas Ribereñas - ANA

El programa RIVER está dirigido a todas las instituciones y profesionales que están involucrados en obras de protección de cauces o defensas ribereñas.

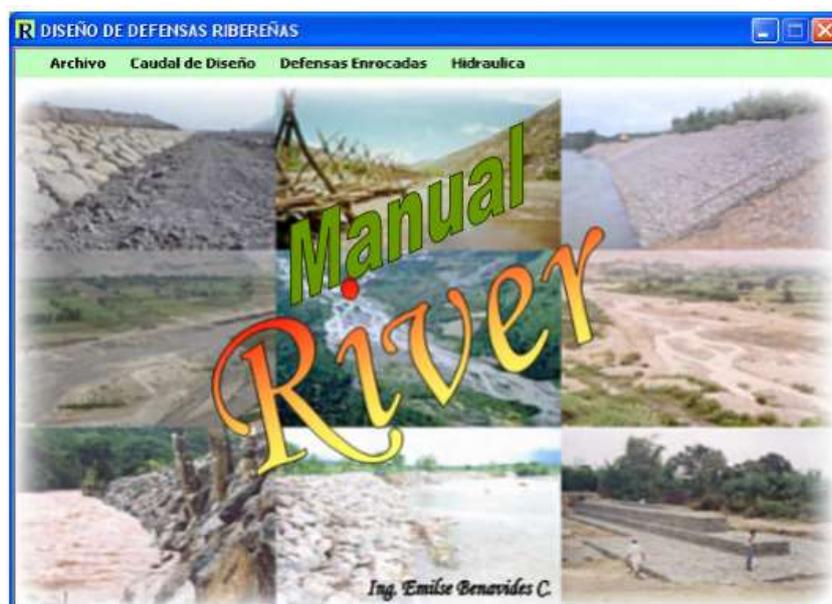


Ilustración 4 Programa River

“El Ing. Emilse Benavides C. fue el que realizó el programa; el cual pertenece al Ministerio de Agricultura; más específicamente al ANA “Autoridad Nacional del Agua”, como profesional especialista.” [14]

“El programa RIVER utiliza los diversos métodos estadísticos mencionados anteriormente, para la obtención de la precipitación máxima.” [14]

“El manual fue elaborado por el Programa de Encauzamiento de Ríos y Protección de Estructuras de Captación - PERPEC de la Dirección de Estudios de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales - ANA y debe ser tomado como una referencia para el buen diseño de estructuras laterales y espigones.” [14]

“EL PERPEC cuenta con la experiencia necesaria, tanto en supervisión, como en dirección técnica en proyectos relaciones a Defensas Rivereñas, razón por la cual ha dado validez al Software River”. [14]

3.2.2.4. Precipitación Promedio en una Cuenca

Para poder estimar los parámetros hidrológicos, es necesario primero conocer la precipitación media en un lapso determinado y la distribución espacial que tiene esta en la cuenca.

A partir de dicha información se puede emplear los siguientes métodos aritméticos: Thiessen o de las curvas isoyetas, para estimar el aporte espacial de cada zona.

En el proyecto se ha realizado el Método de las Isoyetas, que se menciona a continuación:

Método de las Isoyetas

El método de las Isoyetas es más exacto que utilizar los Polígonos de Thiessen, puesto que la medida ponderada se obtiene por medio de áreas de influencia de precipitación más realistas a comparación de los polígonos; donde son elaborados sin tener en cuenta las características propias de la cuenca.

Como su propio nombre lo dice, el método consiste en graficar isoyetas; las cuales son obtenidas uniendo puntos que tienen el mismo valor de precipitación. Este método proporciona un plano con la distribución real de la precipitación que hay en una cuenta.

La precipitación media de la cuenca se obtendrá por medio de la siguiente ecuación:

$$D = \frac{\sum_i^n \alpha_i * D_i}{A}$$

Donde:

α_i = área entre cada dos isoyetas, km².

D_i = precipitación entre dos isoyetas, mm”

3.2.2.5. Parámetros Morfométricos de la Cuenca

ArcMap: “Programa para el cálculo de la intensidad media y los parámetros morfométricos de cuencas.”

Se utilizó el software ArcMap – ArcGIS, para obtener los parámetros morfométricos de la Cuenca.

Tareas realizadas en ArcMap

- **Trabajar con mapas:** Se pueden emplear los documentos de ArcMap para revisar su información, activar y desactivar sus capas, y realizar consultas a las entidades para poder acceder a todos los atributos que forman parte de la zona.
- **Compilar y editar datasets SIG:** El programa ofrece el uso de un método para automatizar los datasets de la geodatabase; se puede seleccionar la capa requerida del documento para ser editada, y las nuevas y actualizadas entidades se guardan en dicha.

Se ha obtenido el Área de la Cuenca, Perímetro de la Cuenca, Índice de Gravelius, Factor de Forma, Pendiente del Curso Principal, Altitud media de la Cuenca y la Curva Hipsométrica. Las cuáles serán explicadas más adelante.

3.2.2.6. Estimación de Caudales

Cuando no existen datos sobre el caudal de la zona; como es en el caso del proyecto, se utilizan los valores de precipitación otorgados por SENAMHI, como base para obtener dicho caudal; principalmente en época de lluvia, el área se humedece de forma continua, una parte de esta infiltra al subsuelo y luego de un tiempo, se genera un flujo superficial.

METODO RACIONAL MODIFICADO

“Método propuesto por Témez en el año de 1987, el cual fue desarrollado para condiciones climáticas de España. Este método permite de forma sencilla estimar los caudales máximos en cuencas drenaje natural; siempre y cuando presente un área menor de 770 km² y un tiempo de concentración entre 0.25 y 24 horas.” [24]

La fórmula es la siguiente: **$Q = 0,278 CIAK$**

Donde:

Q: Descarga máxima de diseño (m³ /s)

C: Coeficiente de escorrentía para el intervalo en el que se produce I.

I: Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)

A: Área de la cuenca (Km²)

K: Coeficiente de Uniformidad Las fórmulas que definen los factores de la fórmula general, son los siguientes:

Tiempo de Concentración (T_c)

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$$

Donde:

L= Longitud del cauce mayor (km)

S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)

Coeficiente de Uniformidad (K)

$$K = 1 + \frac{T^{1.25}}{T^{1.25} + 14}$$

Donde:

T_c= Tiempo de concentración (horas)

Coeficiente de simultaneidad o Factor reductor (k_A)

$$k_A = 1 - \frac{\log_{10}}{15}$$

Donde:

A: Área de la cuenca (Km²)

Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (P)

$$P = k_A P_d$$

Donde:

KA: Factor reductor

Pd: Precipitación máxima diaria (mm)

Intensidad de Precipitación (I)

$$k_A = \left(\frac{P}{24}\right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - T_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

Donde:

P: Precipitación máxima corregida (mm)

Tc: Tiempo de concentración (horas)

Coefficiente de Escorrentía (C)

$$C = \left(\frac{(P_d - P_0) * ((P_d - 23 * P_0))}{(P_d + 11 * P_0)^2}\right)$$

Donde:

Pd: Precipitación máxima diaria (mm)

Po: Umbral de escorrentía = $\left(\frac{5000}{CN}\right) - 50$

CN: Número de curva.

Valor del Número de Curva

Los valores de la curva han sido realizados por el Soil Conservation Service; a base del tipo de suelos y el uso que se le da. Se presentan cuatro grupos de suelos.

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos pocos profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Como se observa en la siguiente tabla el valor CN depende del tipo de suelo y del uso de la tierra. Para cuencas que presentan diversos tipos de suelos, y además también diferentes usos de la tierra, se calculará un valor CN compuesto.

DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ : sin tratamientos de conservación con tratamiento de conservación	72 62	81 71	88 78	91 81
Pastizales: condiciones pobres condiciones óptimas	68 39	79 61	86 74	89 80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas, cubierta buena ²	45 25	66 55	77 70	83 77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc. óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más condiciones aceptables cubierta de pasto en el 50 al 75%	39 49	61 69	74 79	80 84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos Industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial ³ :				
Tamaño promedio del lote Porcentaje promedio impermeable ⁴				
1/8 acre o menos 65	77	85	90	92
1/4 acre 38	61	75	83	87
1/3 acre 30	57	72	81	86
1/2 acre 25	54	70	80	85
1 acre 20	51	68	79	84
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentados con cunetas y alcantarillados ⁵	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

Ilustración 5 Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra

3.2.3. Estudios Hidráulicos

3.2.3.1. Modelamiento Hidráulico utilizando Hec-Ras

Para realizar el modelamiento hidráulico, se hizo previamente un levantamiento topográfico para poder delimitar el área de estudio y contar con el eje del río y ancho del cauce a lo largo de la zona evaluada.

Este estudio comprende desde la progresiva km 0+000 hasta la progresiva km 0+400.

El presente estudio servirá para determinar que tramos de la zona evaluada es inundada en temporadas de precipitación máxima, y así poder definir si la ubicación del puente estimada es la adecuada.

TRABAJOS PREVIOS EN AUTOCAD CIVIL 2018

Con el levantamiento topográfico en campo se procede a ingresar los datos en AutoCAD Civil 2018 y se crea la superficie de la zona de estudio con curvas de nivel.

Por otro lado, se definió el eje del río por medio de un alineamiento inverso al flujo en el Civil 3d, así como también los márgenes derecho e izquierdo.

PROCEDIMIENTO EN HEC-RAS

Ya contando con el tramo del Eje del Río Yanumayo de la zona de estudio y con los márgenes del cauce donde el flujo siempre se mantiene perenne, se procede a exportar dicha información al HEC-RAS, para lo cual se selecciona OUTPUT / EXPORT TO HEC RAS, luego en la ventana abierta se selecciona la superficie, el alineamiento y los bordes tanto derecho como izquierdo y finalmente se dar clic en EXPORT.

- Nuevo Proyecto

Una vez abierto el HEC-RAS, dar clic en FILE / NEW PROJECT, colocar el nombre y carpeta a guardar y OK.

- Topografía

Dar clic en VIEW / EDIT GEOMETRIC DATA y en la ventana abierta ir a FILE / IMPORT GEOMETRY DATA / GIS FORMAT, seleccionar la topografía anteriormente exportada y OK. Luego se mostrará una ventana donde se seleccionarán las unidades a utilizar en el proyecto y finalmente dar clic en FINISHED / IMPORT DATA.

Ya con la topografía exportada en el HEC-RAS, ir TABLES / MANNING'S n OR k VALUES, donde se colocará el coeficiente de Manning respectivo para el eje y los bordes del río y OK.

Finalmente ir a FILE / SAVE GEOMETRY DATA AS, colocar el nombre a guardar, dar clic en OK y cerrar la ventana.

- Caudales

Ir a EDIT / ENTER STEADY FLOW DATA, en la ventana abierta, colocar el caudal ya antes calculado en el estudio hidrológico y dar clic en REACH

BOUNDARY CONDITIONS, luego se colocará la Pendiente Promedio de la Red Hídrica obtenida en el Arc Gis en la celda DOWNSTREAM.

Finalmente dar OK, ir a FILE / SAVE FLOW DATA AS, colocar el nombre a guardar, dar OK nuevamente y cerrar.

- **Plan**

Dar clic en PERFORM A STEADY FLOW SIMULATION y en la ventana abierta ir a FILE / SAVE PLAN AS para guardar el plan. Luego dar Ok, seleccionar la opción SUBCRITICAL y finalmente de COMPUTE.

- **Modelo**

Para poder visualizar las secciones con sus cotas y alturas inundables en cada tramo analizado dirigirse a VIEW CROSS SECTIONS,

Para visualizar todo el levantamiento de la zona inundada ir a VIEW 3D MULTIPLE CROSS SECTION PLOT.

3.2.3.2. Modelamiento Hidráulico utilizando la extensión Hec-GeoRas con Método Alternativo

INICIACIÓN DE UN NUEVO PROYECTO EN ARCGIS, UTILIZANDO LA EXTENSIÓN HEC – GEORAS

Iniciar ArcMap, verificar que el 3D ANALYSIT y el SPATIAL ANALYST estén instaladas y cargadas, ir a TOOLS / EXTENSIONS y dar clic en las extensiones mencionadas.

Para dar inicio a cargar información, se procede primero a guardar la hoja de trabajo, ir a FILE / SAVE AS, seleccionar la ruta donde se guardará el proyecto y asignar un nombre.

MODELO DIGITAL DE TERRENO

Dar clic en la pantalla de trabajo sobre DATA FRAME PROPERTIES / COORDINATE SYSTMUM y verificar o asignar el sistema de coordenadas WGS 1984 UTM ZONA 17S para nuestro estudio.

Para cargar las curvas de nivel hechas en AutoCAD, dar clic en la opción ADD DATA, seleccionar el archivo de CAD creado y presionar ADD.

Para generar el modelo digital de terreno en formato vectorial TIN (Triangular Irregular Network) se realiza de la siguiente manera:

- Seleccionar ARCTOOLBOX / TIN / CREATE TIN, clic derecho y OPEN.
- En Output TIN, seleccionar donde se guardará el TIN creado.
- Coordinate System (optional), seleccionar las coordenadas de trabajo.
- Input Feature Class (optional), seleccionar el archive importado desde AutoCAD que se encuentra en TABLE OF CONTENTS.

Luego en TABLE OF CONTENTS, aparece el TIN creado, con el nombre “tin de cuencas”.

CREACIÓN DE LAYER RAS

Se crea las capas Ras, que serán los datos geométricos extraídos en el ArcGIS para el análisis hidráulico en HEC-RAS. Los Layers Ras que se tiene que crear son:

- STREAM CENTERLINE: Añade topología y atributos del eje de río, se dejará por defecto el nombre de (river).
- CROSS-SECTIONAL CUT LINES: Añade topología y atributos a las Secciones transversales.
- BANK LINES: Añade topología y atributos a los bordes del río.
- FLOW PATH LINES: El corte de estas líneas con las secciones transversales definen los puntos entre los que se medirá automáticamente, siendo esa línea, la distancia entre secciones por las márgenes.

Como de digitalizó al comienzo la estructura del río en AutoCAD, ahora se procede a importar ese archivo al ArcMap siguiendo los siguientes pasos:

- Presionar para seleccionar el archivo que contiene el esquema de las quebradas y dar clic en ADD.

Las capas (cauce, flows, río, secciones) se proceden a transfórmalas a un formato llamado SHAPEFILE que consta de un número de variables de archivos, en los que se almacena digitalmente la localización de los elementos geográficos juntos con sus atributos o características. Los SHAPEFILE que se deberán crear será de forma independiente según las capas hechas en AutoCAD.

En primer lugar, dar clic derecho en “plano de cuenca tesis”, ir a PROPERTIES / DRAWING LAYERS, se muestra todas las capas activadas con el símbolo.

El segundo paso para crear el SHAPEFILE de la capa “rio”, es dar clic derecho en “plano de cuenca tesis”, seleccionar DATA / EXPORT DATA, asignar el nombre y el lugar donde se guardará SHEPEFILE creado.

Saldrá un mensaje para exportar los datos del SHAFILE creado, presionamos la opción YES, y se mostrará en la TABLE OF CONTENTS el LAYERS “RIO” con el esquema en la pantalla de trabajo. Este procedimiento se tendrá que realizar por cada capa hecha en AutoCAD con la finalidad de crear cuatro archivos tipo SHAPEFILE.

- Para la creación de LAYER RAS - STREAM CENTERLINE se tiene que ir a la barra de herramientas de Hec-GeoRas seleccionar CREATE RAS LAYERS y dar clic en STREAM CENTERLINE, se muestra una ventana con el nombre del Stream Centerline RIVER, dejarlo así y presionar OK, luego mostrara un mensaje diciendo que el LAYER RAS se creó satisfactoriamente.

El Layer Ras River aparece en TABLE OF CONTENTS, pero en la hoja de trabajo en blanco, por lo que se tendrá que asignar la información. Presionar en la barra de EDITOR la opción START EDITING, seleccionar River y ACEPTAR. A continuación, ir a la hoja de trabajo “RIO”, dar clic sobre Rio Yanumayo, presionar COPIAR y PEGAR (seleccionar en el TARGET la opción River).

- Para crear el LAYER RAS – BANK LINES, en la barra de herramientas de Hec GeoRas seleccionar CREATE RAS LAYERS y dar clic en BANS LINES, se muestra una ventana con el nombre del Bank Lines BANKS, dejarlo así y presionar OK, luego se mostrará un mensaje que BANK LINE LAYER se creó satisfactoriamente.

El Layer Ras Banks aparece en TABLE OF CONTENTS, pero con la hoja de trabajo en blanco, por lo que se tendrá que asignar la información. En la barra de EDITOR se encuentran la opción START EDITING, seleccionar Banks y ACEPTAR. A continuación, en la hoja de trabajo “cauce”, se da clic primero sobre la línea del cauce izquierdo del Rio Yanumayo, presionar COPIAR y PEGAR (seleccionar en el TARGET la opción Banks) luego sobre la línea del cauce de la margen derecha y esto repetir.

- Para crear el LAYER RAS – FLOW PATH CENTERLINES, en la barra de herramientas de Hec-GeoRas seleccionar CREATE RAS LAYERS y dar clic FLOW PATH CENTERLINES, se muestra una ventana con el mensaje de que existe un CENTER LINE definido, presionar SI, mostrando otra ventana donde indica que 152 RIVER es el CENTERLINE ya definido y que el nuevo Flow Paths se llamara FLOWPATHS, dejarlo así y presionar OK.

El Layer Ras Flow Paths aparece en TABLE OF CONTENTS, pero con la hoja de trabajo en blanco, por lo que se tendrá que asignar la información. Presionar en la barra de EDITOR la opción START EDITING, seleccionar Flow Paths y ACEPTAR. A continuación, ir a la hoja de trabajo “flows”, dar clic sobre la línea, siempre de aguas arriba hacia aguas abajo de izquierda a derecha, presionar COPIAR y PEGAR (seleccionar en el TARGET la opción Flow Paths).

- Por último, para la creación de LAYER RAS – XS CUT LINES. RAS GEOMETRY / CREATE RAS LAYERS / XS CUT LINES, se muestra una ventana indicando que el CROSS – SECTIONAL CUT LINES tendrá el nombre de XSCutLines.

Para asignar la información al Layer Ras XSCutLines ir a la barra de EDITOR a la opción START EDITING, seleccionar XSCutLines y ACEPTAR. A continuación, ir a la hoja de trabajo “Secciones”, dar clic sobre la línea, siempre de aguas arriba hacia aguas abajo de izquierda a derecha, presionar COPIAR y PEGAR (seleccionar en el TARGET la opción XSCutLines).

Las líneas de las secciones no se pueden cortar entre ellas, otra forma de ejecutar secciones es con el siguiente comando. En INTERVAL definir cuantas secciones se desea crear y en WIDTH ingresar la separación entre secciones.

CREACIÓN DE FICHERO PARA HEC-RAS

Seleccionar RAS GEOMETRY / EXPORT RAS DATA con esa opción se prepara el fichero que posteriormente será leído por HEC-RAS. Este fichero de texto se guarda con formato.sdf.

IMPORTAR FICHERO DE ARCGIS A HEC-RAS

Se deberá importar el archivo obtenido en ArcGIS al programa HEC-RAS, para posteriormente colocar los valores de rugosidad y caudal de diseño respectivo, además se dará la pendiente promedio de la cuenca.

Finalmente, el programa hará el modelamiento hidráulico del Río Yanumayo y cuyos resultados se explicarán en la sección correspondiente.

El cálculo hidráulico del tramo desde el Puente Yanumayo hasta la desembocadura con el océano, se realizó con la ayuda del programa ARCGIS 10.3 y HEC-GEORAS usando el caudal de diseño calculado previamente en el estudio hidrológico y los respectivos coeficientes de rugosidad. También se obtuvieron las secciones transversales del Río Yanumayo con ayuda del programa CIVIL 3D, trabajando inicialmente con el eje principal se consideraron secciones cada 20 metros de separación y un ancho de río variable de acuerdo con la zona en donde se trabaje. Así mismo se fijaron los márgenes del río, teniendo en cuenta la dirección del flujo del río aguas abajo, margen derecho y margen izquierdo. Una vez obtenida dichas secciones se exportó el documento hacia el programa HECRAS. En este programa se le dieron los parámetros necesarios para realizar el modelamiento, trabajando con un caudal de diseño y coeficiente de rugosidad ya calculados.

3.2.3.3. Parámetros Hidráulicos del Diseño

Los parámetros hidráulicos que se debe considerar para ejecutar un modelo en HEC-RAS son los siguientes:

- **Secciones transversales:** En cada una de las secciones transversales que contemple el estudio del Río, se deberá definir los puntos que corresponda a los bancos de la derecha e izquierda, siendo los puntos los límites de la sección que se pueden considerar como parte del canal principal.

- **Caudal de diseño:** Caudal calculado en el Estudio Hidrológico.

- **Coefficiente de rugosidad (N de Manning):** El coeficiente de Manning es un valor que representa la resistencia a al flujo de agua en cauces y llanuras de inundación. Para obtener el coeficiente de Manning, se requiere de la experiencia del especialista para realizar las estimaciones, que puede apoyarse en antecedentes de casos similares, tablas y publicaciones técnicas disponibles, sobre la base de los datos recopilados en la etapa de campo.

En el presente ítem, se dan a conocer recomendaciones prácticas para la estimación del coeficiente de rugosidad en cauces naturales y se describen a continuación.

En la Tabla, se presentan valores del coeficiente de rugosidad de Manning donde el valor del coeficiente de rugosidad depende de varios factores asociados a la vegetación, geomorfología y características geométricas propias de los cauces naturales.

Cowan propone un método, según el cual el cálculo del coeficiente de rugosidad, puede estimarse mediante la siguiente relación:

$$n = m_5 (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)$$

Material Involucrado	Tierra	n ₀	0.020
	Corte en Roca		0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Grado de Irregularidad	Suave	n ₁	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la Sección Transversal	Gradual	n ₂	0.000
	Ocasionalmente Alternante		0.050
	Frecuentemente Alternante		0.010-0.015
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Insignificante	n ₃	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n ₄	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy Alta		0.050-0.100
Grado de los Efectos por Meandro	Menor	m ₅	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Ilustración 6 Tabla de Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente n

- Ancho Estable Teórico:

Teoría del Régimen: una sección y pendiente están en equilibrio con el caudal transportado; aplicado para material cohesivo y arenoso. Un cauce estable responde a una situación de equilibrio, sin sufrir

- Erosión del lecho
- Erosión de orillas
- Excesiva sedimentación interior
- Excesiva sedimentación en llanura de inundación

3.2.4. Estudios Geológicos y Geotécnicos

Los trabajos realizados en campo, laboratorio y gabinete, permitirán evaluar y definir las características físico – mecánicas del terreno natural y geológicas.

3.2.4.1. Exploración de Suelos

Se considerará exploraciones en campo y ensayos de laboratorio, según la envergadura del proyecto, que dependerá de su longitud y condiciones del suelo.

Los Estudios geotécnicos comprenderán:

- Ensayos de campo en suelos y/o rocas.
- Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y/o roca extraídas de la zona.
- Descripción de las condiciones del suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa.
- Dependiendo de la envergadura del proyecto y del tipo de suelo se deberán realizar sondajes.

Profundidad y número de puntos de exploración mínimos para cimentación de estructuras.

El programa de exploración será para demostrar la naturaleza y tipos de depósitos de suelos y/o formaciones rocosas encontradas.

Aplicación	Ubicación y número mínimo de puntos de exploración.	Profundidad mínima de exploración
Muros de contención	<p>Mínimo, un punto de exploración por cada muro de contención. Para muros de contención de más de 30m de longitud, se requerirán puntos de exploración espaciado alternativamente delante y detrás del eje longitudinal del muro, espaciados entre 30 y 60m.</p> <p>Para muros anclados, adicionalmente se ubicarán puntos de exploración en la zona de anclaje, espaciados de 30 a 60m.</p> <p>Para muros tipo "soil-nailed". Serán necesarios adicionalmente, puntos de exploración a una distancia de 1.0 a 1.5 veces la altura posterior del muro, espaciados entre 3,0 y 6,0m</p>	<p>Investigar hasta una profundidad por debajo del muro hasta donde el incremento de esfuerzos debido a la carga estimada en la zapata, sea menor al diez por ciento del esfuerzo de sobrecarga efectivo (presión efectiva) existente a una profundidad por debajo de la cimentación, entre una a dos veces la altura del muro. La profundidad de exploración debe penetrar totalmente suelos blandos altamente compresibles, por ejemplo, turba, limo orgánico, o suelos blandos o de grano fino, hasta encontrar material competente con capacidad de soporte suficiente, como suelo cohesivo duro o rígido, suelo no cohesivo, denso, o el basamento rocoso.</p>

Ilustración 7 Tabla 10.4.2.1 AASHTO LRFD

3.2.4.2. Ensayos de Laboratorio

Los ensayos han sido realizados en el laboratorio de suelos de la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo.

Análisis Granulométrico por tamizado (NTP 339.013)

Se determina mediante el tamizado del agregado por mallas de distinto diámetro hasta el tamiz N.º 200 (diámetro 0.074 milímetros). Este análisis se deriva de una curva granulométrica, donde se presenta el diámetro del tamiz utilizado, y el porcentaje que este ha retenido.

Límite Líquido (NTP 339.129) y Límite Plástico (NTP 339.129)

Se determinará la plasticidad del suelo, que dependerá de la cantidad de arcilla que pasa por la malla N.º200; puesto que este material es un material ligante.

El material puede pasar por diversos estados: líquido, plástico y seco; de acuerdo a la humedad que este contenga. Cuando el agregado tiene determinado contenido de humedad que no le permite ser moldeable, se dice que está en estado semilíquido. En cuanto se le va quitando agua, sin dejar de estar húmedo y comienza a adquirir una consistencia moldeable, entonces se dice que está en estado plástico.

Al seguir quitando agua, llega un momento en el que el material se cuartea al tratar de manejarlo, entonces se dice que está en estado semi-seco. El contenido de humedad en el cual el agregado pasa del estado semilíquido al plástico es el Límite Líquido y el contenido de humedad que pasa del estado plástico al semi seco es el Límite Plástico.

Clasificación de Suelos por el Método SUCS y por el Método AASHTO

SUCS “Sistema Unificado de Clasificación de Suelos”, clasifica a los suelos en 15 grupos diferentes, que se identifican por su nombre y términos simbólicos.

Método AASHTO, clasifica a los suelos de forma general, mediante grandes grupos; como son: Granular o no granular, porosos de grano grueso o fino y suelos cohesivos, semi-cohesivos y no cohesivos.

Gravedad Específica - ASTM D854

Se obtiene por medio del suelo que pasa el tamiz de 4.75 mm mediante un picnómetro de agua. En caso de suelos con partículas más grandes que la malla mencionada; se puede usar el Método de Ensayo MTC E 206 para la parte retenida y este método para la parte que pasa.

3.2.5. Estudio Geoeléctrico

El ensayo geoeléctrico permitirá estimar el terreno presente en la zona de estudio según la resistividad que ofrezca al paso de la corriente inducida desde la superficie por el equipo del sondaje eléctrico.

Debido a la presencia de rocas, fue necesario realizar ensayos de prospección geoeléctrica para poder conocer la estratigrafía del suelo.

Se tomaron dos puntos, uno en cada estribo del puente, para posteriormente con ayuda de tablas de mecánica de suelos, poder estimar el material hallado y sus propiedades físicas y mecánicas.

3.2.6. Geología de la Zona de Estudio

El distrito de Ninabamba se encuentra en el cuadrante 14-f de la Carta Geológica Naciones y presenta un suelo de tipo Ki-i.

La cuenca Ninabamba tiene sus comienzos en la era Mesozoica, durante la era Mesozoica la actividad volcánica se incrementa en la zona, pero en la superficie del continente, (volcánico Porculla) se producen plegamientos con grandes intrusiones de magma. La zona de montaña se ha venido estabilizando, el clima y la hidrología han ido cambiando y con ellos la morfología de la zona, dando forma a la cuenca actual.

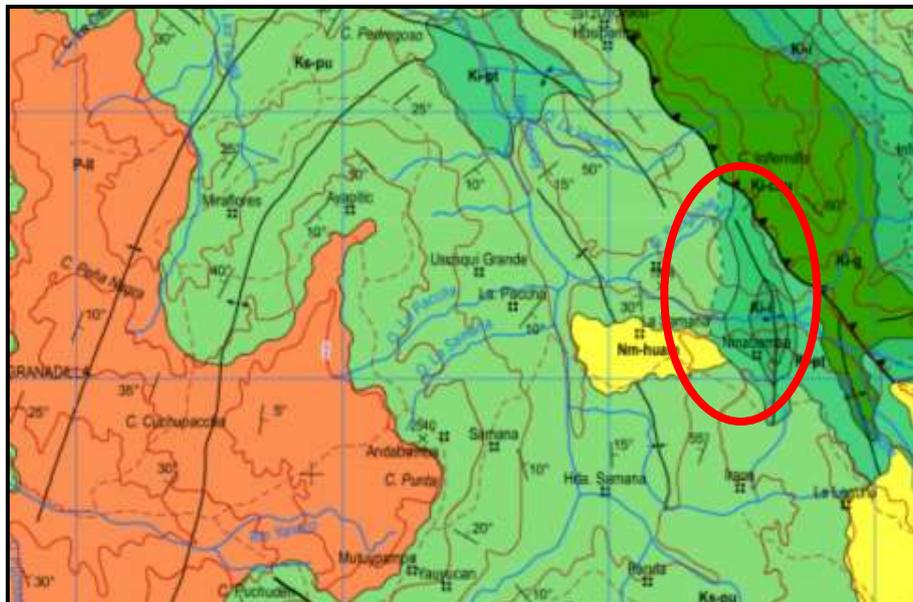


Ilustración 8 Mapa Geológico INGEMMET

Según la Carta Geológica Nacional, el material presente en el Distrito de Ninabamba está conformado por Caliza masiva arenosa, brechas calcáreas, areniscas y lutitas ferroginosas.

ERATEMA	SISTEMA	SERIE	EDAD (Ma)	UNIDADES LITOESTRATIGRÁFICAS	ROCAS INTRUSIVAS Y SUBVOLCÁNICAS	
CENOZOICA	CUATERNARIO	HOLOCENO		Depósito fluvial (Q-fl) Depósito aluvial (Qh-al)	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">PN-da</div> Dacita	
		PLEISTOCENO	0.01			
			2.58			
		NEÓGENO	PLIOCENO	5.33		
			MIOCENO	23.03		
	PALEÓGENO	GRUPO CALIPAY	OLIGOCENO			Formación Huambos (Nm-huam) Formación Porculla (Po-po) Formación Llama (P-II)
			EOCENO	33.9		
			PALEOCENO	56.0		
				66.0		
			MESOZOICA	CRETÁCICO		SUPERIOR
100.5						
INFERIOR		Formación Pariatambo (Ki-pt) Formación Inca, Chulec, Pariatambo (Ki-chu) Formación Inca (Ki-I)				
GRUPO GOYLLARISQUIZA		Formación Farrat (Ki-f) Formación Carhuaz (Ki-ca)				

KI-I

Caliza masiva arenosa, brechas calcáreas, areniscas y lutitas ferroginosas

3.2.7. Defensa Ribereña

Para Auvinet y López las defensas ribereñas son estructuras construidas para proteger las áreas aledañas a los ríos, contra los procesos de erosión en sus márgenes producto de la excesiva velocidad del agua que tiende arrastrar el material ribereño y la socavación que ejerce el río debido al régimen de precipitaciones abundantes sobre todo en época de invierno, ya que son causantes de la desestabilización del talud inferior y de la plataforma de la carretera.

Estas obras se colocan en puntos localizados, especialmente para proteger algunas poblaciones y, singularmente, las vías de comunicación, estas pueden ser efectivas para el área particular que se va a defender, pero cambian el régimen natural del flujo y tienen efectos sobre áreas aledañas, los cuales deben ser analizados antes de construir las obras.

Según, Jaime Suárez Díaz, Existen varios tipos generales de estructura, y cada una de ellas tiene un sistema diferente de transmitir las cargas.

Muros Masivos Rígidos

Son estructuras rígidas, generalmente de concreto, las cuales no permiten deformaciones importantes sin romperse. Se apoyan sobre suelos competentes para transmitir fuerzas de su cimentación al cuerpo del muro y de esta forma generar fuerzas de contención.

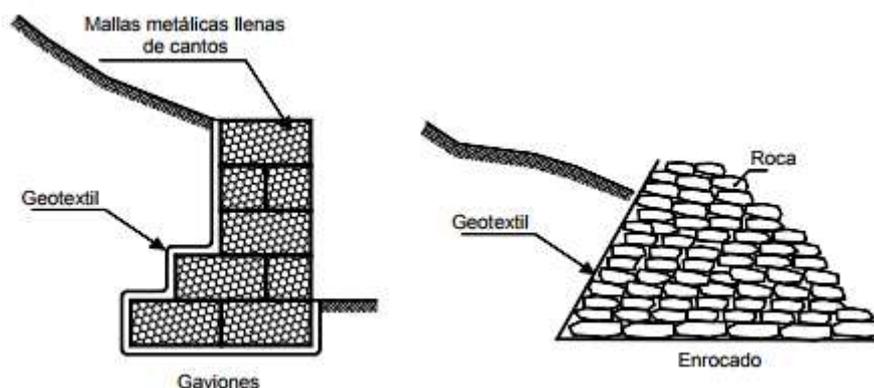
Muros de Concreto Reforzado

En el diseño de los muros en voladizo se deben tener en cuenta los siguientes factores:

- Garantizar la estabilidad intrínseca del muro para evitar volcamiento o deslizamiento sobre el suelo de cimentación.
- Evaluar la estabilidad general del talud o cálculo del factor de seguridad, incluyendo la posibilidad de fallas por debajo de la cimentación del muro.
- Diseñar las secciones y refuerzos internos para resistir momentos y cortantes utilizando procedimientos de ingeniería estructural. El diseño estructural interno requiere del cálculo de esfuerzos de flexión y de cortante tanto en la cimentación como en el cuerpo del muro.

Muros Masivos Flexibles

Son estructuras masivas, flexibles. Se adaptan a los movimientos. Su efectividad depende de su peso y de la capacidad de soportar deformaciones importantes sin que se rompa su estructura. Se mencionan los principales tipos de muros flexible.



- **Gaviones**

Los gaviones son cajones de malla de alambre galvanizado que se rellenan de cantos de roca. Los muros en gaviones son estructuras de gravedad y su diseño sigue la práctica estándar de la ingeniería civil. Debe tenerse en cuenta, de manera muy especial, el amarre entre unidades de gaviones para evitar el movimiento de unidades aisladas y poder garantizar un muro monolítico. Por su flexibilidad el muro de gaviones puede deformarse fácilmente al ser sometido a presiones, diferenciándose un poco su comportamiento de los muros convencionales.

- **Enrocado**

Los diques enrocados son estructuras conformadas sobre la base del material del río, dispuesto en forma trapezoidal y revestido con roca pesada en su cara húmeda; pueden ser continuos o tramos priorizados donde se presenten flujos de agua que actúan con gran poder erosivo.

Los muros de enrocados resultan la protección más efectiva contra la acción del río por su bajo costo de colocación y mantenimiento.

En la zona de estudio, existe abundante material rocoso, material primario para la defensa ribereña tipo enrocado. El proyecto contemplará una defensa de tipo enrocado que presentará un ahorro significativo en los costos, considerando material propio y relativo flete.

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Resultados

4.1.1 Estudio Topográfico y Batimétrico del cauce

Puntos del levantamiento Topográfico

El levantamiento topográfico se realizó en el Distrito de Ninabamba, tomando como BM las coordenadas, 743423.997 m E, 9264109.081 m N y 1992.197 msnm, se obtuvo un total de 259 puntos y el levantamiento fue aproximadamente 250 m a cada lado del BM, con respecto al sentido del Río Yanumayo.

Trabajo de gabinete

Se importó los puntos del levantamiento topográfico al programa civil 3D. En el programa se creó la superficie con una equidistancia de 1 m curvas menores y 5 m las mayores, con la ubicación de las diferentes estructuras.

Además, se trazó el eje del río y sus márgenes existentes, obteniendo de esta manera su perfil longitudinal y secciones transversales con una distancia de 20m entre ellas.

4.1.2 Estudios Hidrológicos

4.1.2.1. Periodo De Retorno

Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

R= 25%

n= 75 años de vida útil

T= 261.20478191 años

Según el MTC el periodo de retorno es 261.20 años, por lo cual se consideró un periodo de retorno de 275 años. Asimismo, para MAXIMO VILLON BEJAR por ser un puente sobre carretera importante, el periodo de retorno recomendado es de 50 a 100 años con posibilidad de aumento si la obra protege poblados de importancia.

4.1.2.2. Precipitación Máxima

Se calculó la precipitación máxima por estación, con un periodo de retorno de 275 años, para lo cual se necesitaron las precipitaciones máximas anuales obtenidas de las precipitaciones máximas mensuales otorgadas por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú SENAMHI.

Se tomaron en cuenta 5 estaciones cerca de la zona analizada:

- Estación Chancay Baños
- Estación Chugur
- Estación Llapa
- Estación Quilcate
- Estación Santa Cruz

DATOS PLUVIOMÉTRICOS

A continuación, se presenta las precipitaciones máximas anuales por estación obtenidas de la data otorgada por el SENAMHI.

PRECIPITACION MAXIMO ANUAL					
AÑO	CHANCAY BAÑOS	CHUGUR	LLAPA	QUILCATE	SANTA CRUZ
1990	25.2	27.5	27.2	28.3	29.2
1991	42.2	9.9	37	39.2	42.2
1992	26.3	9.4	45	35.3	46.7
1993	45.2	64	32	42.2	38.6
1994	46.9	26.9	30.8	42.4	45.3
1995	42.4	50	21.4	38.2	36.8
1996	64.2	63.8	47.4	53.3	51.2
1997	51.1	53.9	28.1	59.6	46.5
1998	50.2	50.9	43.7	34.8	71.0
1999	67.9	85.1	46.3	30.4	109.8
2000	52	62.6	53.7	35.5	58.1
2001	56.3	43.7	38.1	31.1	36.0
2002	46.7	75.1	40.7	39.8	28.2
2003	57.5	74.4	30.1	34.5	33.2
2004	36	47.3	36.1	30.5	41.8
2005	50.5	67.8	28.3	30.5	36.1
2006	56.5	59.2	31.3	38.5	21.3
2007	77.8	44.9	40.3	28.6	36.8
2008	42.2	55.8	29.5	37.6	42.7
2009	41.9	62.9	49.7	35.6	40.6
2010	88.8	74.8	58.5	63.1	62.2
2011	43.9	66.5	39.56	30.4	46.5
2012	56.6	45.5	29.63	39.3	45.0
2013	43.1	52.9	35.7	21.4	23.6
2014	57.6	86.4	22.4	21	27.5
2015	42.5	61.2	58.1	19.9	25.6
2016	46.7	45	32.9	39.4	40.3
2017	50.4	72.5	27.7	30.7	32.8

Ilustración 9 Resumen Precipitación Máxima Mensual - SENAMHI

RIVER: CÁLCULO DEL CAUDAL CON PERIODO DE RETORNO DE 275 AÑOS

Resultados de River por Métodos estadísticos: El programa procesa los datos por el método Log Normal, método Gumbel y Pearson III

Estación Chancay Baños

CAUDAL DE DISEÑO - Metodos Estadisticos

ARCHIVOS METODOS PROCESOS

Nombre del Proyecto: **DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE YANUMAYO** Estación: **ANCAY BAÑOS**

Tiempo Retorno: **275** Registro-Año Inicio: **1990.00** Registro-Años Final: **2017.00**

Año	Nº	Caudal	T. R.	QNor	QGum	QPear
2010	1	88.80	28.00			
2007	2	77.80	14.00			
1999	3	67.90	9.33			
1996	4	64.20	7.00			
2014	5	57.60	5.60			
2003	6	57.50	4.67			
2012	7	56.60	4.00			
2006	8	56.50	3.50			
2001	9	56.30	3.11			
2000	10	52.00	2.80			
1997	11	51.10	2.55			
2005	12	50.50	2.33			
2017	13	50.40	2.15			
1998	14	50.20	2.00			
1994	15	46.90	1.87			
2002	16	46.70	1.75			

Parametros Estadisticos

Suma de Registros: **1408.60** Numero Registros: **28**

Media: **50.307** Media-Log: **3.88423**

Desviacion Estandar: **13.411** Log-Desviacion Estandar: **0.26813**

Coficiente Asimetria: **0.848** Log-Coficiente Asimetria: **-0.33131**

Coficiente Variacion: **0.267** Log-Coficiente Variacion: **0.06903**

Caudal de Diseño (m3/s)

Met. Log.Normal: Met. Gumbel: Met. Pearson: Qdiseño:

Coficiente R2

METODOS ESTADISTICOS - LOG NORMAL

PROCESAR PAGINA IMPRIMIR

TR	Prob	A	K	Caudal
2	50.000	0.500	0.000000	48.630
5	20.000	0.800	0.841621	60.940
10	10.000	0.900	1.281552	68.570
25	4.000	0.960	1.750686	77.761
50	2.000	0.980	2.053748	84.344
100	1.000	0.990	2.326347	90.740
150	0.670	0.993	2.474740	94.423
300	0.330	0.997	2.713057	100.653
500	0.200	0.998	2.878172	105.209
1000	0.100	0.999	3.090253	111.365

GRAFICO N° 01: CAUDAL-T.RETORNO

Parametros Estadisticos

Nº Registros: **28.0**

Media: **50.307** Des.Est.: **13.411**

C. Asimetria: **0.848** C.Variacion: **0.267**

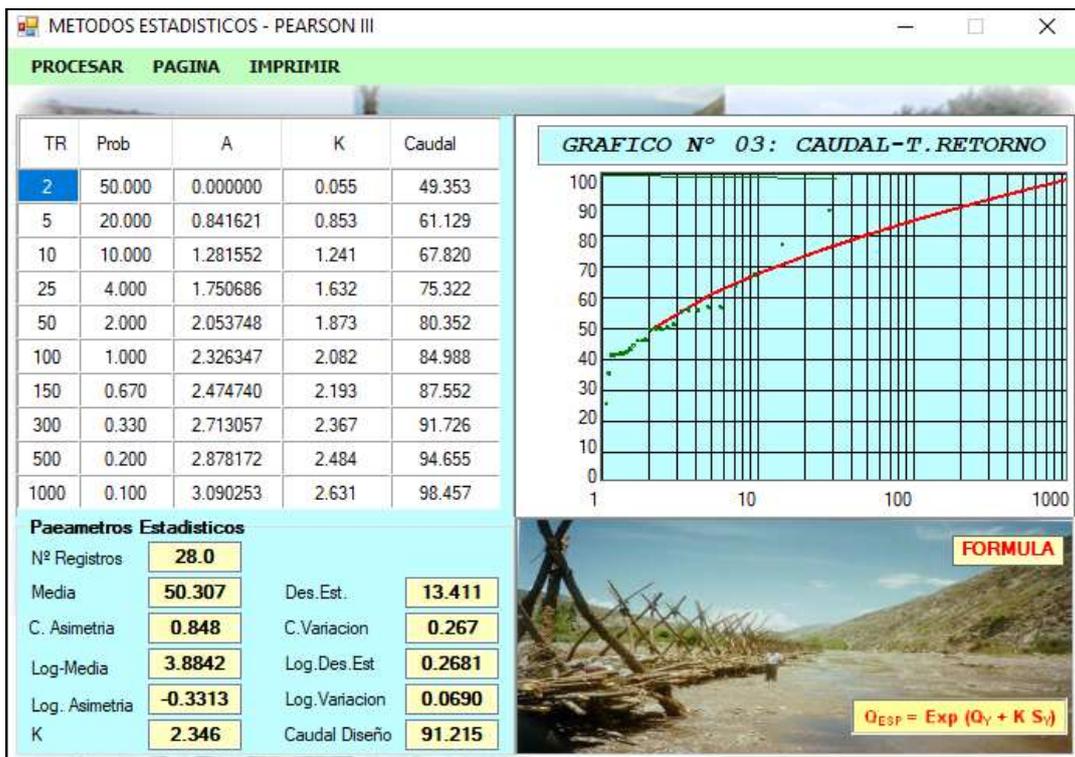
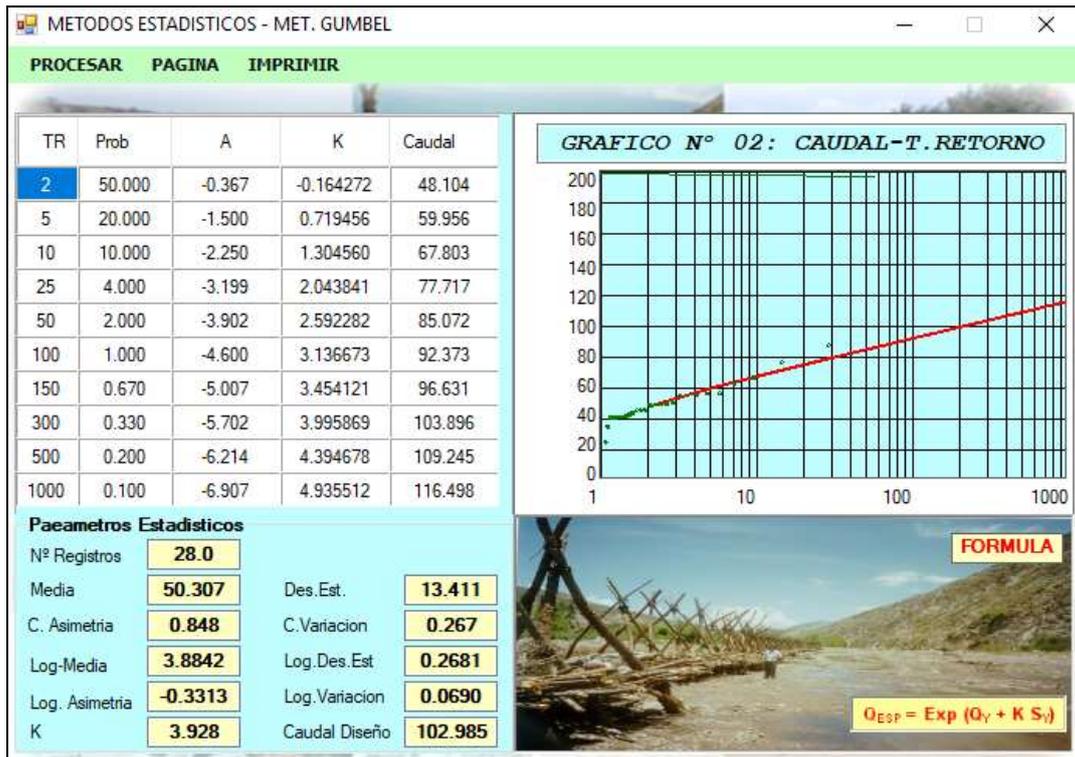
Log-Media: **3.8842** Log.Des.Est.: **0.2681**

Log. Asimetria: **-0.3313** Log.Variacion: **0.0690**

K: **2.45000** Caudal Diseño: **93.798**

FORMULA

$Q_{ESP} = \text{Exp}(Q_V + K S_V)$

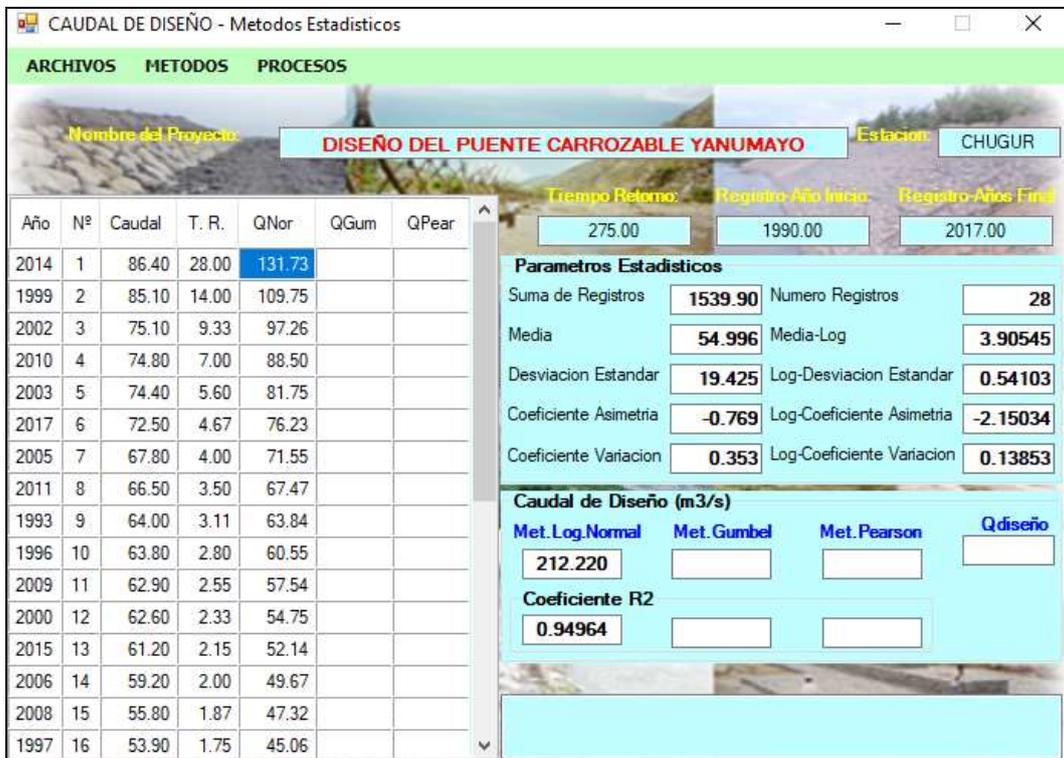


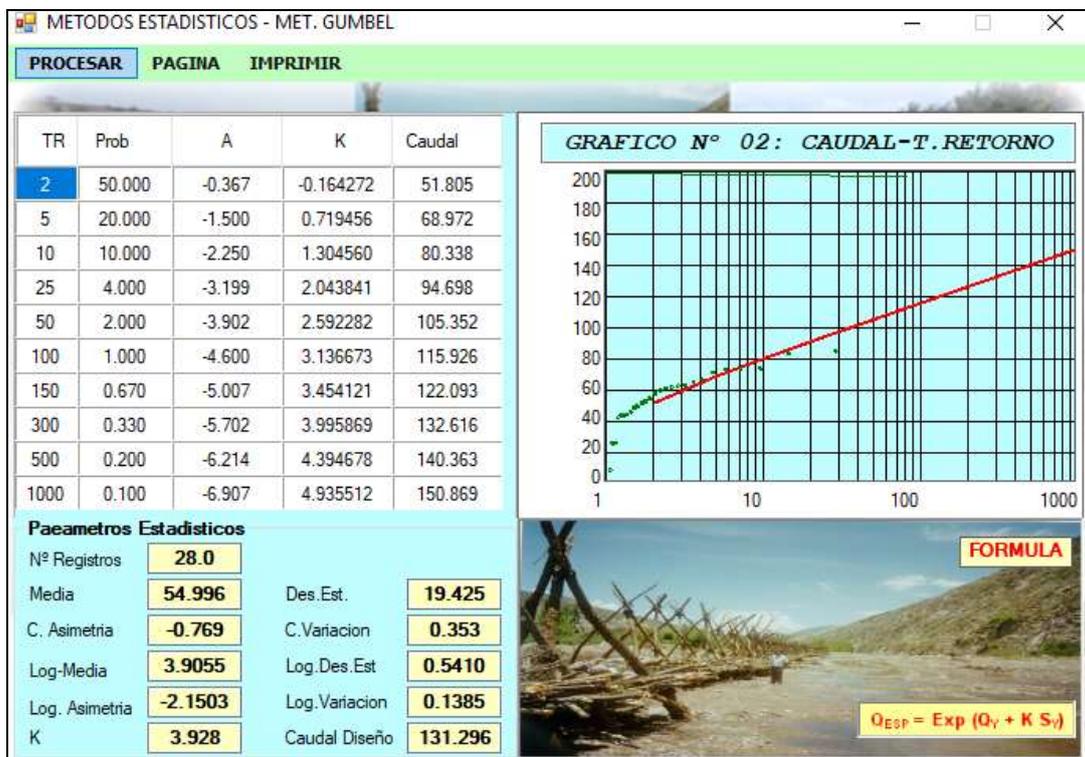
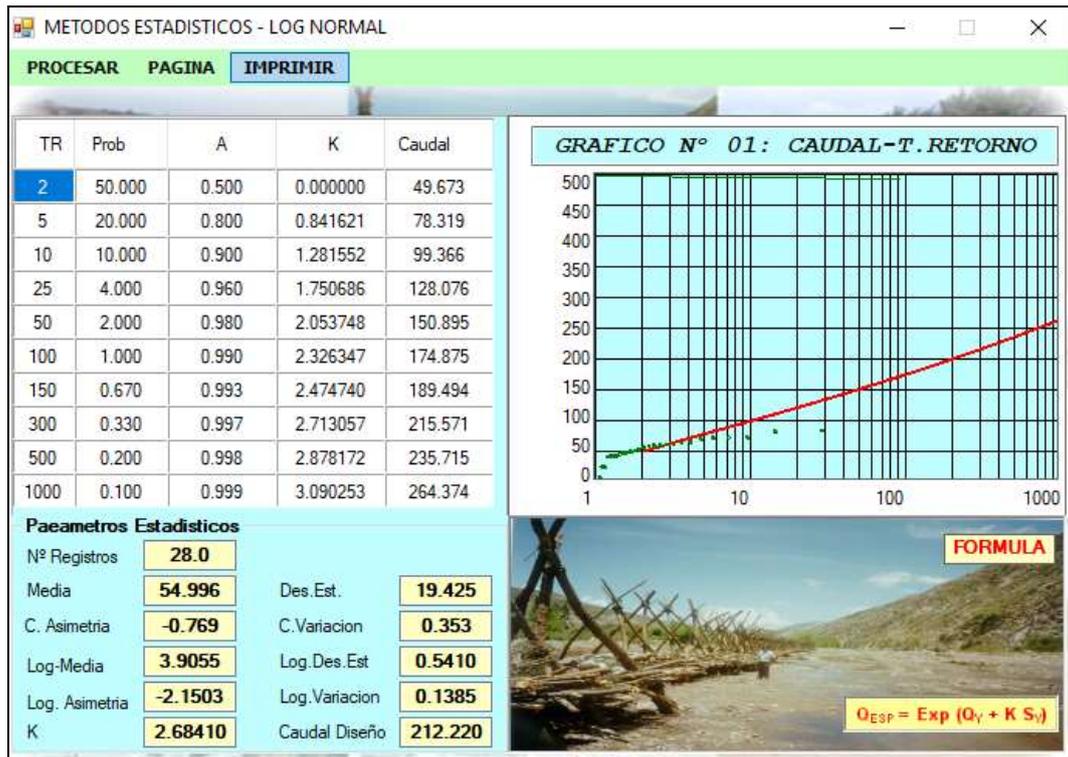
Una vez calculado por los tres métodos, el programa mostrará aquella precipitación máxima que tenga el coeficiente de correlación mayor con respecto a los otros dos métodos.

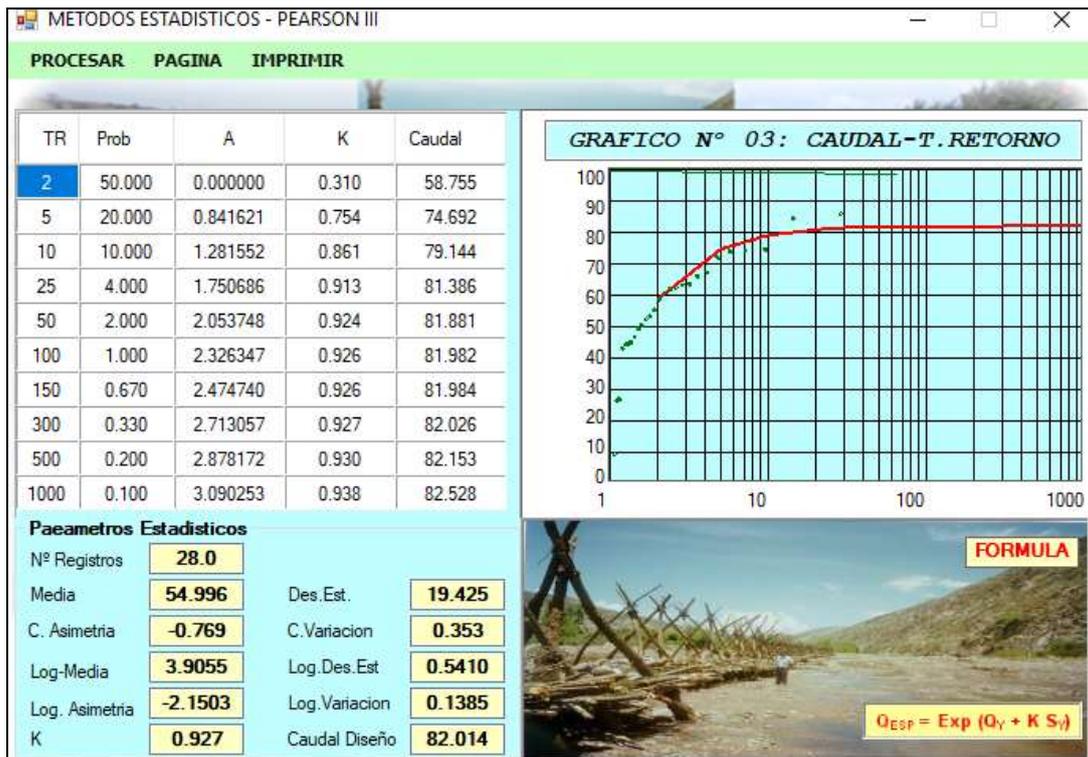


Como resultado final tenemos que la precipitación máxima de diseño para la estación de Chancay Baños en un periodo de 275 años de retorno es 102.99 mm.

Estación Chugur







Una vez calculado por los tres métodos, el programa mostrará aquella precipitación máxima que tenga el coeficiente de correlación mayor con respecto a los otros dos métodos.



Como resultado final tenemos que la precipitación máxima de diseño para la estación de Chugur en un periodo de 275 años de retorno es 82.01 mm.

Estación Llapa

CAUDAL DE DISEÑO - Metodos Estadísticos

ARCHIVOS METODOS PROCESOS

Nombre del Proyecto: **DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE YANUMAYO** Estación: LLAPA

Tiempo Retorno: 275.00 Registro-Año Inicio: 1990.00 Registro-Años Final: 2017.00

Año	Nº	Caudal	T. R.	QNor	QGum	QPear
2000	3	53.70	9.33			
2009	4	49.70	7.00			
1996	5	47.40	5.60			
1999	6	46.30	4.67			
1992	7	45.00	4.00			
1998	8	43.70	3.50			
2002	9	40.70	3.11			
2007	10	40.30	2.80			
2011	11	39.56	2.55			
2001	12	38.10	2.33			
1991	13	37.00	2.15			
2004	14	36.10	2.00			
2013	15	35.70	1.87			
2016	16	32.90	1.75			
1993	17	32.00	1.65			
2006	18	31.30	1.56			

Parametros Estadísticos

Suma de Registros: 1041.19 Numero Registros: 28
 Media: 37.185 Media-Log: 3.58125
 Desviacion Estandar: 10.092 Log-Desviacion Estandar: 0.26759
 Coeficiente Asimetria: 0.604 Log-Coeficiente Asimetria: 0.09906
 Coeficiente Variacion: 0.271 Log-Coeficiente Variacion: 0.07472

Caudal de Diseño (m3/s)

Met. Log.Normal Met. Gumbel Met. Pearson Qdiseño

Coeficiente R2

METODOS ESTADISTICOS - LOG NORMAL

PROCESAR PAGINA IMPRIMIR

TR	Prob	A	K	Caudal
2	50.000	0.500	0.000000	35.919
5	20.000	0.800	0.841621	44.991
10	10.000	0.900	1.281552	50.612
25	4.000	0.960	1.750686	57.382
50	2.000	0.980	2.053748	62.229
100	1.000	0.990	2.326347	66.938
150	0.670	0.993	2.474740	69.650
300	0.330	0.997	2.713057	74.236
500	0.200	0.998	2.878172	77.590
1000	0.100	0.999	3.090253	82.120

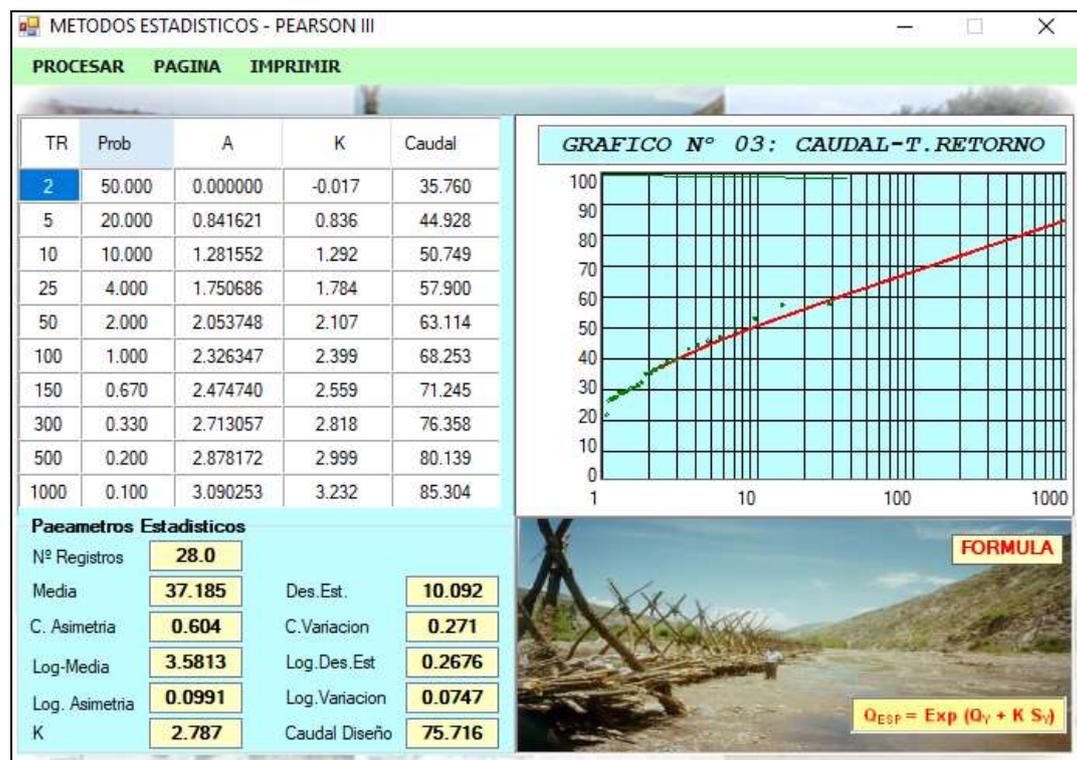
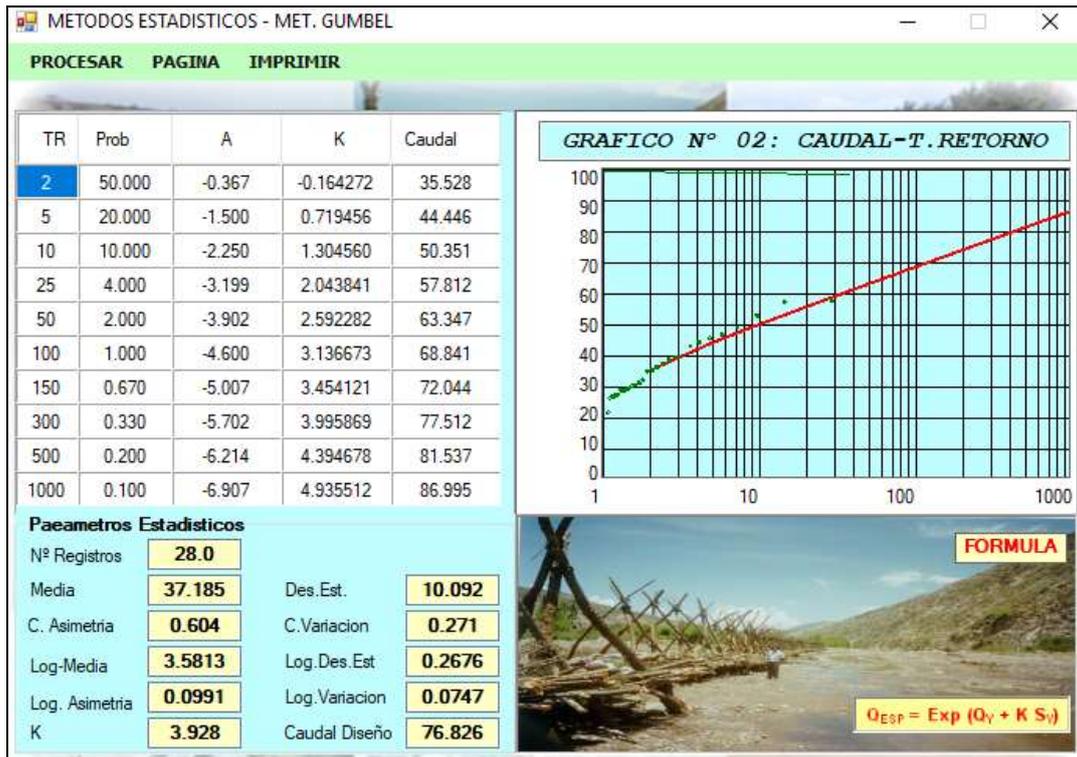
Parametros Estadísticos

Nº Registros: 28.0
 Media: 37.185 Des.Est.: 10.092
 C. Asimetria: 0.604 C. Variacion: 0.271
 Log-Media: 3.5813 Log.Des.Est.: 0.2676
 Log. Asimetria: 0.0991 Log.Variacion: 0.0747
 K: 2.68410 Caudal Diseño: 73.663

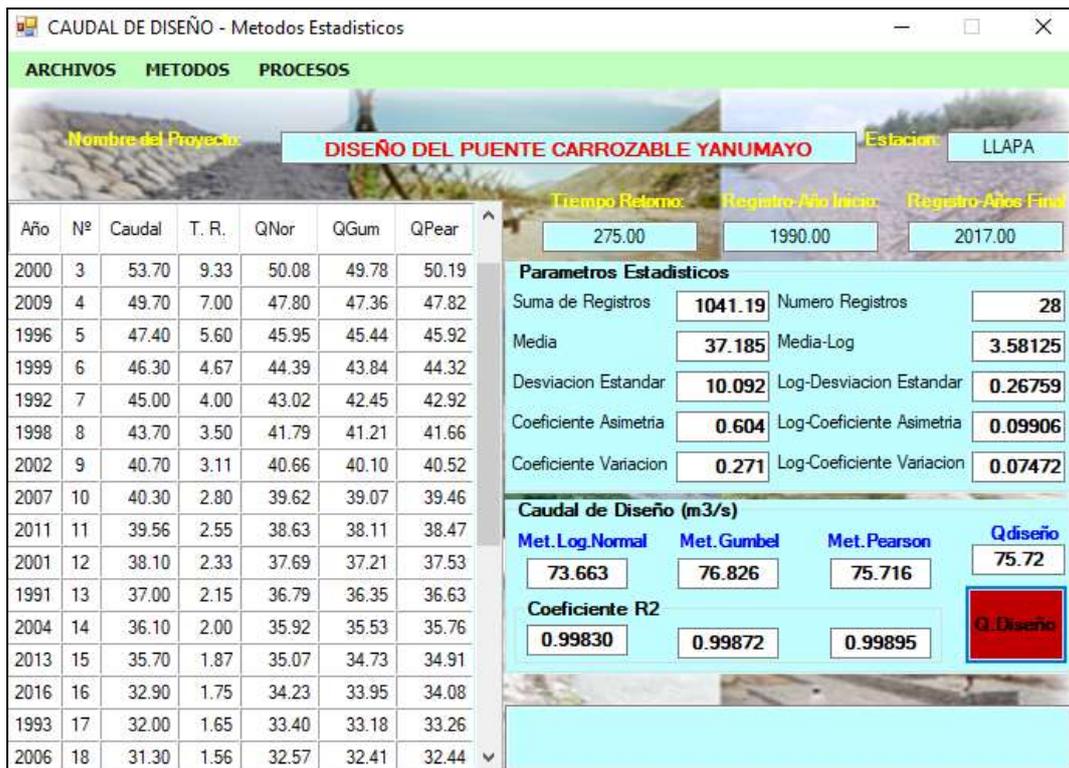
GRAFICO N° 01: CAUDAL-T. RETORNO

FORMULA

$$Q_{ESP} = \text{Exp}(Q_v + K S_v)$$



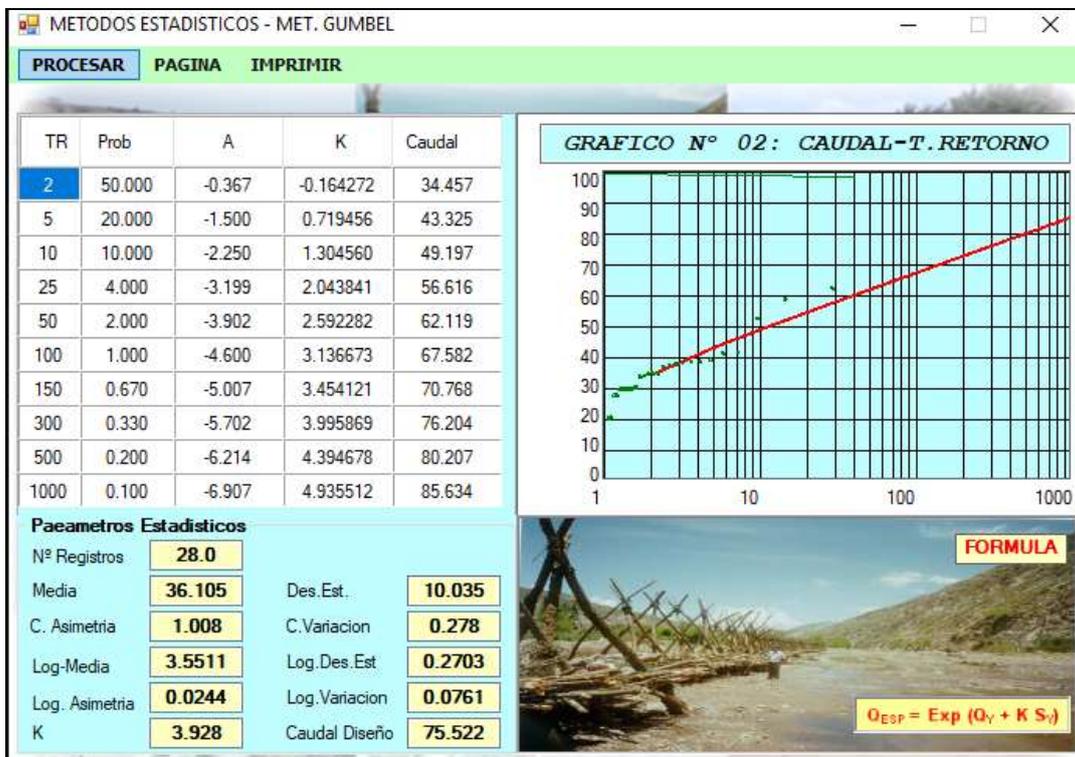
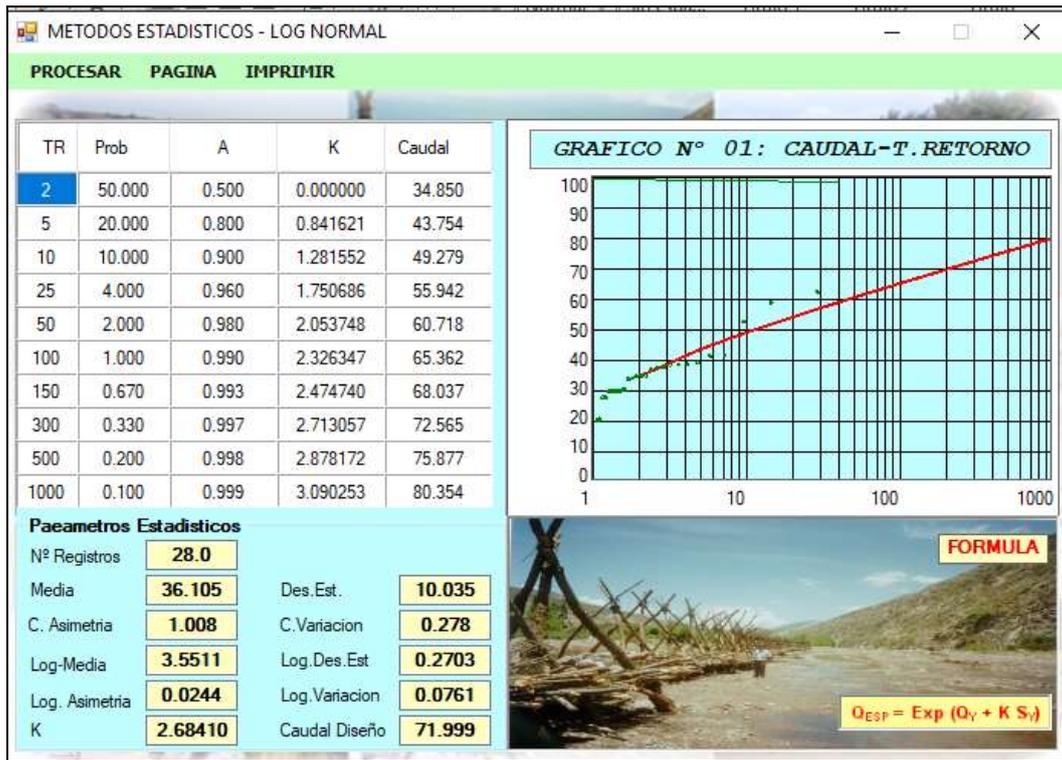
Una vez calculado por los tres métodos, el programa mostrará aquella precipitación máxima que tenga el coeficiente de correlación mayor con respecto a los otros dos métodos.

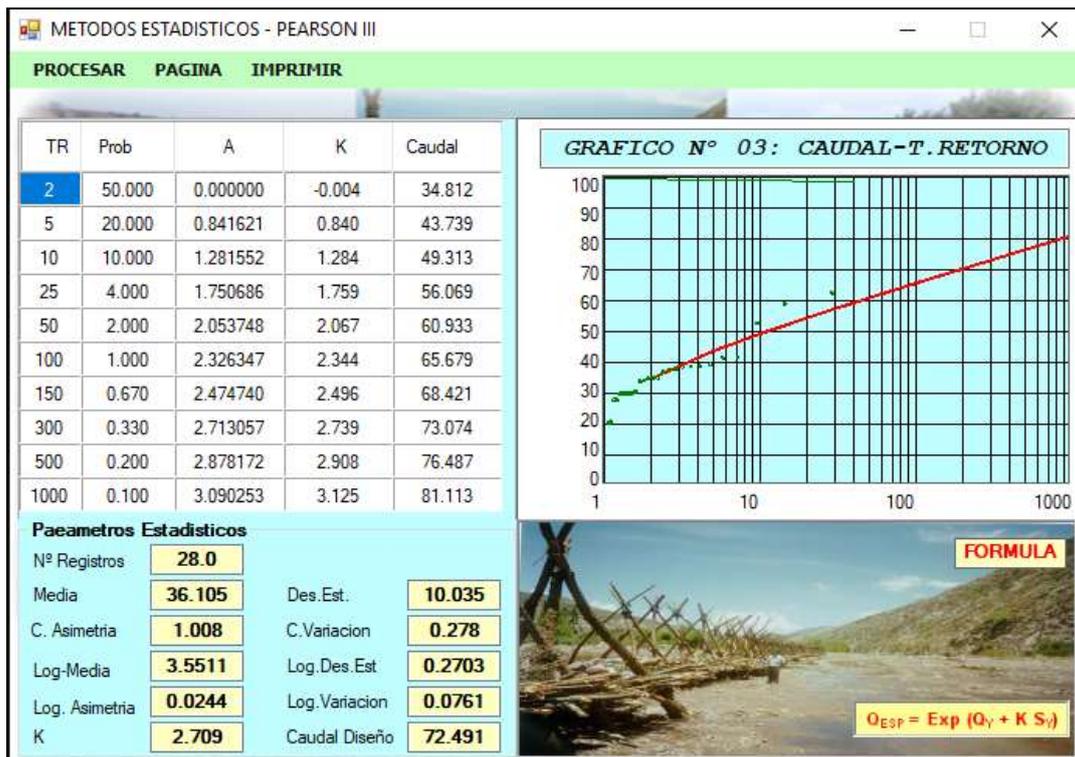


Como resultado final tenemos que la precipitación máxima de diseño para la estación de Llapa en un periodo de 275 años de retorno es 75.72 mm.

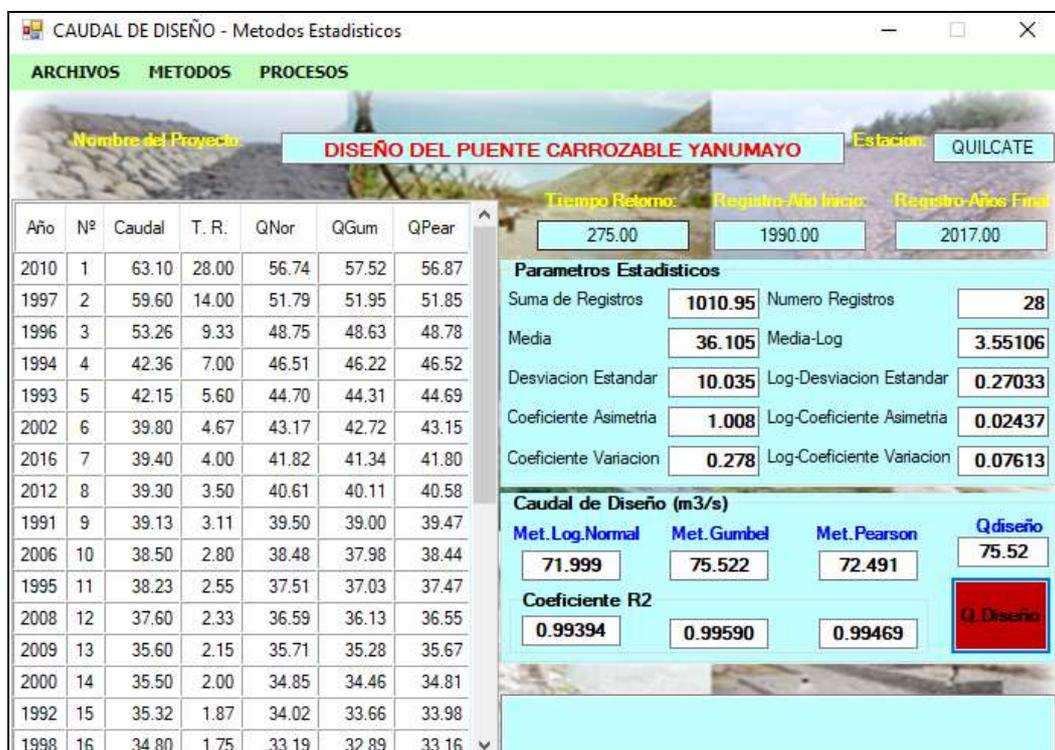
Estación Quilcate





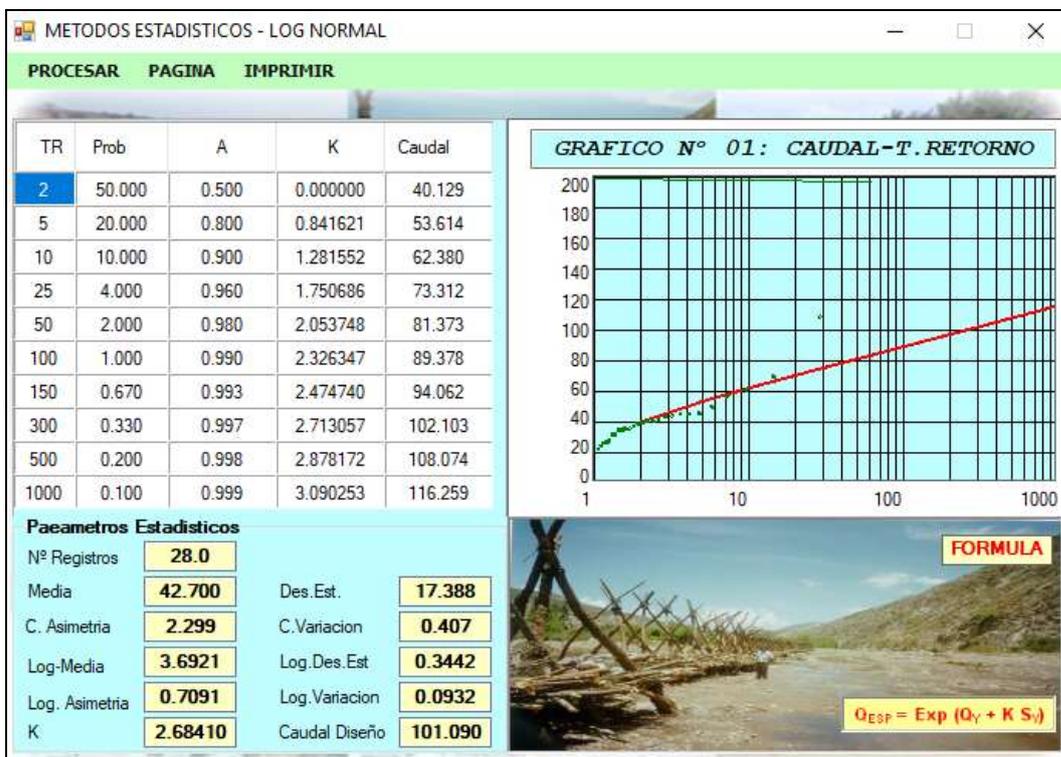
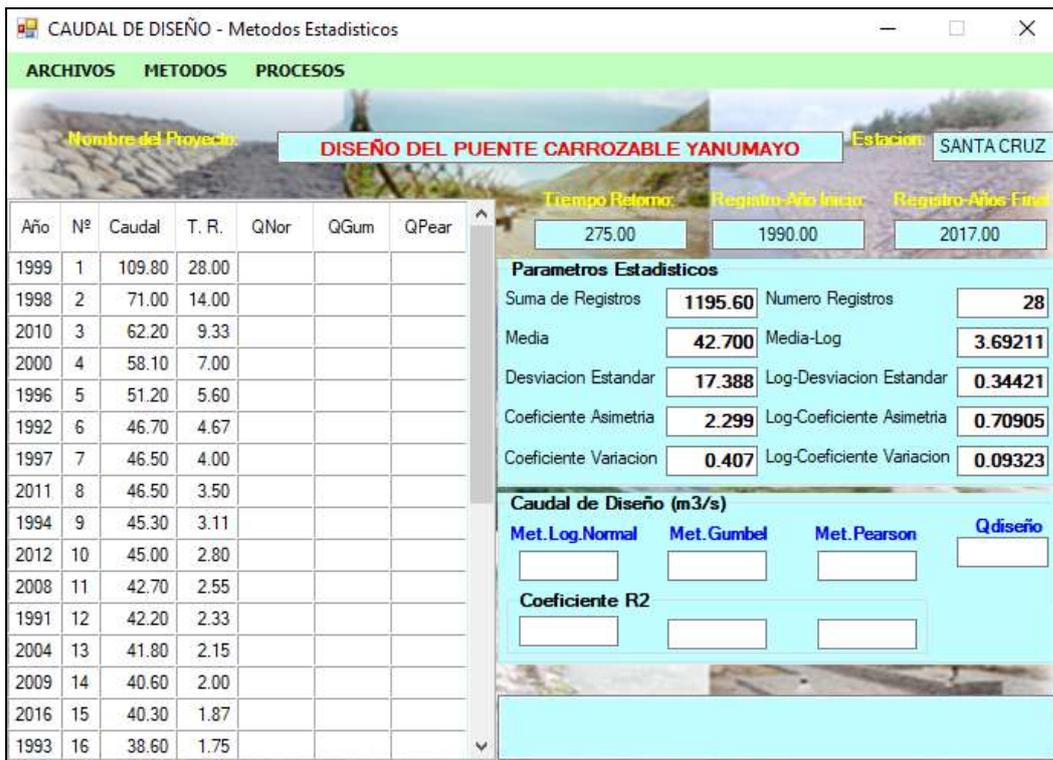


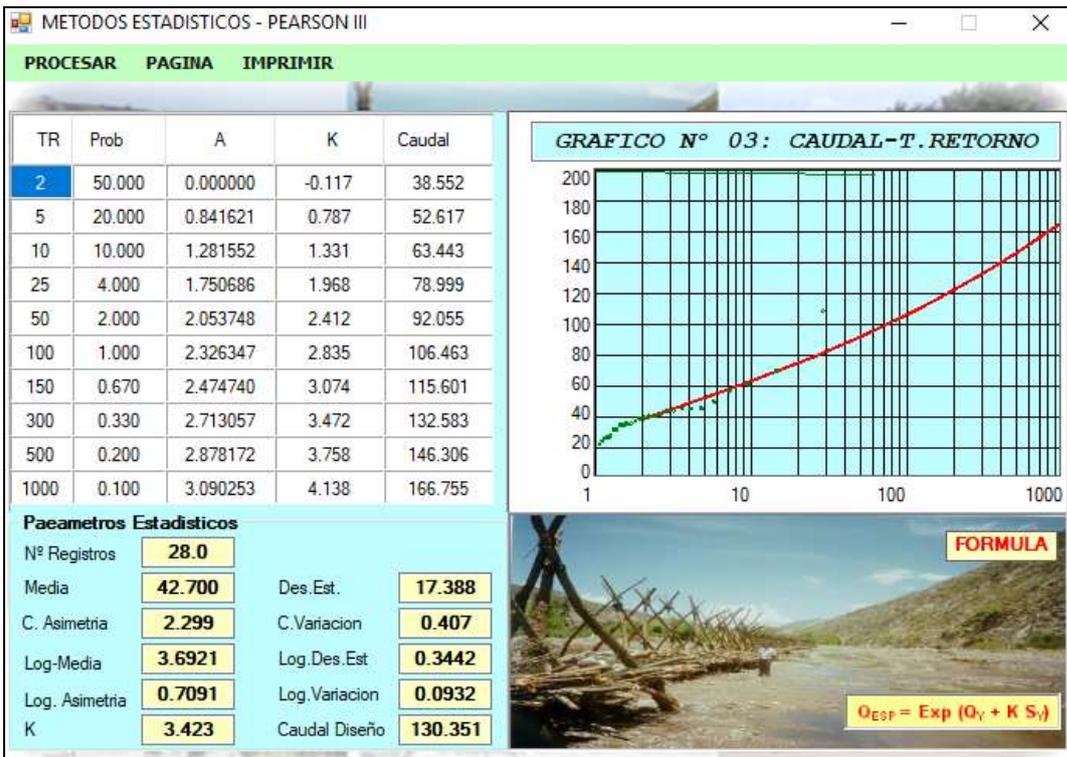
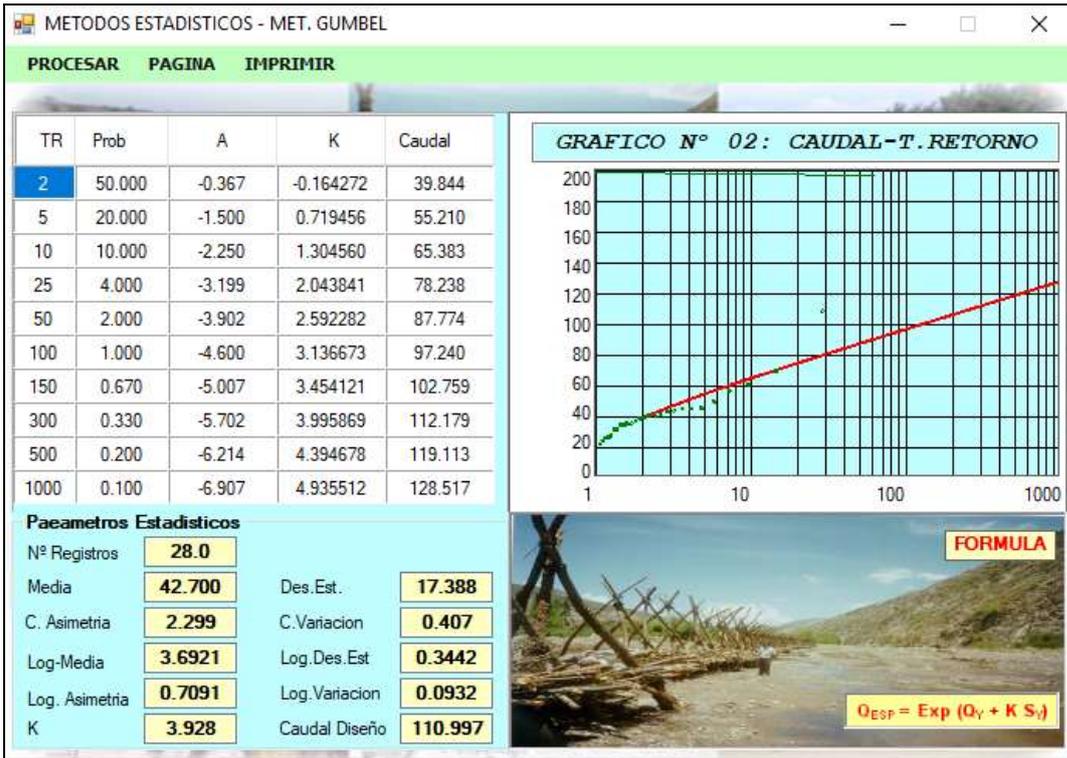
Una vez calculado por los tres métodos, el programa mostrará aquella precipitación máxima que tenga el coeficiente de correlación mayor con respecto a los otros dos métodos.



Como resultado final tenemos que la precipitación máxima de diseño para la estación de Quilcate en un periodo de 275 años de retorno es 75.52 mm

Estación Santa Cruz





Una vez calculado por los tres métodos, el programa mostrará aquella precipitación máxima que tenga el coeficiente de correlación mayor con respecto a los otros dos métodos.



Como resultado final tenemos que la precipitación máxima de diseño para la estación de Santa Cruz en un periodo de 275 años de retorno es 130.35 mm

Cuadro Resumen

ID	LATITUD	LONGITUD	PRECIPITACION MAXIMA
Chugur	750166.00	9262056.00	82.014 PEARSON
Chancay Baños	735827.00	9272730.00	102.985 MÉTODO GUMBEL
Quilcate	750485.18	9245898.94	75.522 MÉTODO GUMBEL
Santa Cruz	726908.00	9266326.00	130.351 METODO PEARSON
Llapa	741825.35	9228085.22	75.716 PEARSON

Ilustración 10 Cuadro Resumen de Precipitaciones Máximas

4.1.2.3. Parámetros Morfométricos de la cuenca

Área de la Cuenca:

El área de la cuenca analizada que comprende desde el nacimiento del Rio Yanumayo hasta la ubicación del puente tiene un área de 381.21 km².

Perímetro de la Cuenca:

El perímetro de la cuenca es de 96.45 km.

Índice de Gravelius:

También llamado Coeficiente de Compacidad, mide la circularidad que tiene la cuenca e influye en gran proporción en el tiempo de concentración. Matemáticamente es la relación que existe entre el perímetro de una cuenca y el perímetro de un círculo πD equivalente al área de la cuenca.

$$Kc = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

Donde:

Kc = Coeficiente de Compacidad

P = Perímetro de la cuenca, en Km.

A = Área de la cuenca, en km².

D = Diámetro del círculo equivalente.

Datos de la Cuenca:

$$Kc = \frac{96.45}{2\sqrt{\pi * 381.21}} = 1.39$$

CLASE DE FORMA	RANGOS DE CLASE	FORMA DE LA CUENCA
Clase 1	1 - 1.25	Casi redonda a Oval-redonda
Clase 2	1.25 - 1.5	Oval-redonda a Oval-oblonga
Clase 3	1.5 - 1.75	Oval-oblonga a Rectangular-oblonga

Como el resultado obtenido es 1.39, esta corresponde a la Clase 2 y presenta una forma Oval-redonda a Oval-oblonga.

Además, esta cuenca presentará menos daños por inundaciones en época de máximas crecientes, producirá hidrógrafas de escorrentía más atenuadas y de menor vulnerabilidad de socavamiento que las cuencas casi redondeadas.

Factor de Forma:

Parámetro introducido por Horton que representa el efecto de la cuenca con su configuración neta del drenaje. Dicho factor es adimensional.

Además, indica la magnitud de escorrentía instantánea y por lo tanto también la geometría del hidrógrama después de una precipitación en la cuenca.

$$F = \frac{A}{L^2}$$

Donde:

F = Factor de forma (adimensional)

A = Área de la cuenca

L = Longitud de máximo recorrido

$$F = \frac{381.21}{45.72^2} = 0.18$$

Mientras menor sea el factor de forma, esta estará sujeta a ocurrencia de menores crecientes.

Pendiente del Curso Principal:

Condiciona la velocidad del escurrimiento superficial, por lo cual según la pendiente se verá afectado el tiempo que el agua de precipitación demorará en llegar a los lechos fluviales.

Para poder determinar la pendiente del curso principal, se haya el desnivel del punto más alto y más bajo del Río, dividido entre la longitud del tramo considerado.

Para este caso la pendiente será del punto más alto a la ubicación del puente; debido que es la zona analizada.

$$S = \frac{\text{Cota máx} - \text{Cota min}}{\text{Longitud}} = \frac{4100 - 2000}{45.72 * 10^3} = 0.0459 = 4.59\%$$

Altitud Media de la Cuenca y Curva Hipsométrica:

Es importante conocer la distribución que tiene el área de la cuenca a diversos niveles topográficos, con la finalidad de poder comparar su flujo con sus características de almacenamiento.

Lo mencionado anteriormente se logra por medio la curva hipsométrica; la cual muestra el relieve de la cuenca y las elevaciones que tiene el terreno de acuerdo a las superficies acumuladas correspondientes.

A continuación, se presentan todos los datos obtenidos de la cuenca necesarios para obtener la altitud media y curva hipsométrica.

Cota (msnm)			Área (km ²)				(1) x (2)
Mínimo	Máximo	Cota Media (1)	Área (2)	Acumulado	% Acum	% Parcial	
2000.00	2174.99	2087.50	6.763	381.178	100%	1.8%	14116.69
2175.10	2350.00	2262.55	12.605	374.415	98%	3.3%	28519.45
2350.08	2525.00	2437.54	18.945	361.810	95%	5.0%	46179.19
2525.02	2700.00	2612.51	36.535	342.865	90%	9.6%	95448.11
2700.01	2874.98	2787.49	36.875	306.330	80%	9.7%	102788.86
2875.00	3050.00	2962.50	32.175	269.455	71%	8.4%	95318.50
3050.00	3225.00	3137.50	35.505	237.280	62%	9.3%	111397.02
3225.01	3400.00	3312.51	52.235	201.775	53%	13.7%	173028.73
3400.03	3574.99	3487.51	53.458	149.540	39%	14.0%	186433.70
3575.01	3750.00	3662.51	43.775	96.083	25%	11.5%	160326.25
3750.00	3924.99	3837.50	42.795	52.308	14%	11.2%	164225.72
3925.03	4100.00	4012.52	9.513	9.513	2%	2.5%	38169.06
TOTAL =			381.18				1215951.28

Donde:

$$Z_c = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \times Z_i}{A}$$

Z_c = Altitud media de la cuenca en estudio

A_i = Área comprendida entre un intervalo de curvas de nivel

Z_i = Altitud media del área comprendida por cada intervalo

A = Área de la cuenca de estudio en km²

$$Z_c = \frac{1215951.28}{381.18} = 3189.99 \text{ m.s.n.m}$$

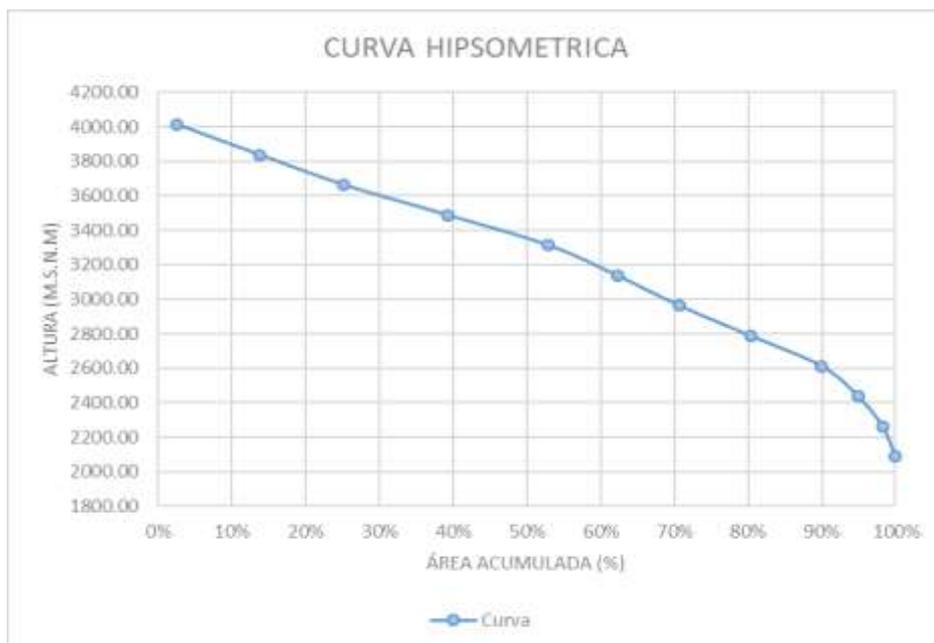


Ilustración 11 Curva Hipsométrica

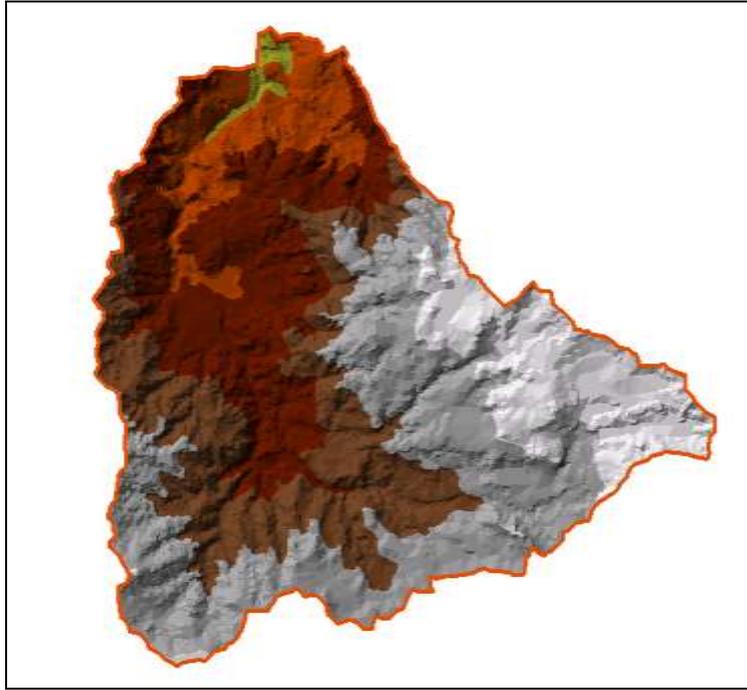


Ilustración 12 Cuenca Yanumayo - Arc Gis

Descripción: Altitud

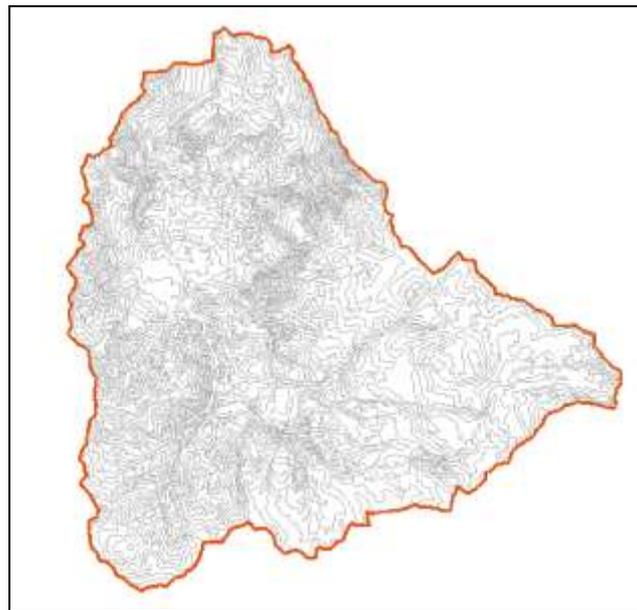


Ilustración 13 Curvas de nivel e=50

Altitud media = 3151.30 msnm

Altitud más frecuente = 3487.51 msnm

Altitud de frecuencia $\frac{1}{2}$ = 3246.71 msnm

Descripción: Pendiente

Pendiente Media de la Cuenca: 17.73%

Descripción: Red Hídrica

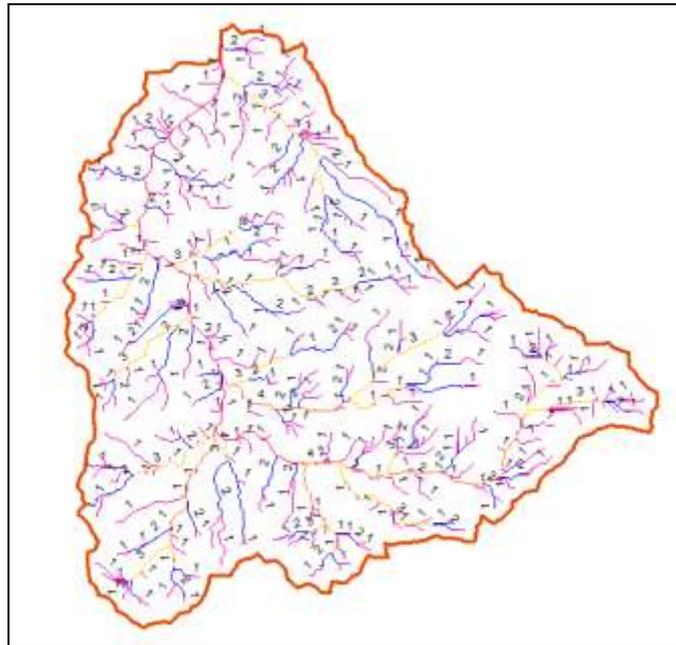
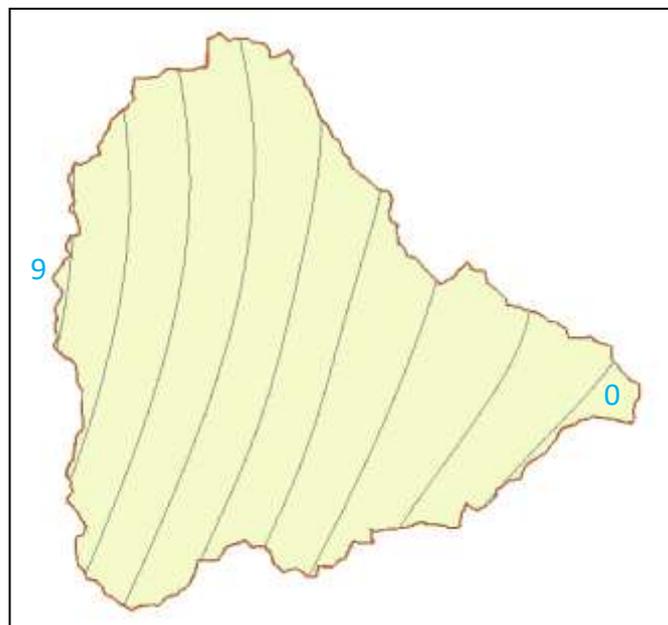


Ilustración 14 Red Hídrica

4.1.2.4. Precipitación Media de la cuenca

Para la obtención de la precipitación media de la cuenca se empleó el método de las Isoyetas con ayuda del software Arc Gis.



ISOYETA	AREA	ISOYETAS DE PRECIPITACION		P media	A*Pmedia
0	5.956382	60	65	62.5	372.273875
1	32.171743	65	70	67.5	2171.59265
2	45.713583	70	75	72.5	3314.23477
3	45.262936	75	80	77.5	3507.87754
4	45.36142	80	85	82.5	3742.31715
5	63.580802	85	90	87.5	5563.32018
6	64.21297	90	95	92.5	5939.69973
7	51.086545	95	100	97.5	4980.93814
8	26.29602	100	105	102.5	2695.34205
9	1.566987	105	110	107.5	168.451103
	381.209388				32456.0472
		P media de la cuenca			
		85.1396849		mm	

Se obtuvo que la precipitación media de toda la cuenca es 85.14 mm, la cual será considerada para determinar el caudal de diseño.

4.1.2.5. Cálculo del caudal

Tiempo de Concentración (Tc)

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$$

Donde:

L= Longitud del cauce mayor (km)

S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)

L= 45.72 km

S= 0.017 m/m

Tc= 11.83 h

Coefficiente de Uniformidad

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14}$$

Donde:

Tc= 11.83 h

K= 1.61

Coefficiente de simultaneidad o Factor reductor (k_A)

$$k_A = 1 - \frac{\log_{10}}{15}$$

Donde:

$$\text{Área} = 381.21 \text{ km}^2$$

$$K_a = 0.83$$

Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (P)

$$P = k_A P_d$$

Donde:

P_d: Precipitación máxima diaria (mm)

$$P_d = 85.1397 \text{ mm}$$

$$K_a = 0.83 \text{ mm}$$

$$P = 70.49 \text{ mm}$$

Intensidad de Precipitación (I)

$$k_A = \left(\frac{P}{24}\right) * (11) \frac{28^{0.1} - T_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}$$

Donde:

$$P = 70.49 \text{ mm}$$

$$T_c = 11.83 \text{ h}$$

$$I = 5.91 \text{ mm/h}$$

Coefficiente de Escorrentía (C)

$$C = \left(\frac{(P_d - P_0) * ((P_d - 23 * P_0))}{(P_d + 11 * P_0)^2}\right)$$

Donde:

P_d: Precipitación máxima diaria (mm)

P₀: Umbral de escorrentía = (5000/CN)-50

CN: Número de curva.

$$P_d = 85.14 \text{ mm}$$

$$P_0 = 30.65$$

$$CN= 62.00$$

$$C= 0.24$$

CAUDAL (Q)

$$Q = 0,278 \text{ CIAK}$$

Donde:

Q: Descarga máxima de diseño (m³ /s)

C: Coeficiente de escorrentía para el intervalo en el que se produce I.

I: Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)

A: Área de la cuenca (Km²)

K: Coeficiente de Uniformidad Las fórmulas que definen los factores de la fórmula general, son los siguientes

$$C= 0.24$$

$$I= 5.91 \text{ mm/h}$$

$$A= 381.21 \text{ km}^2$$

$$k= 1.83$$

$$Q= 276.54 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.1.3 Estudios Hidráulicos

4.1.3.1. Procesamiento de datos

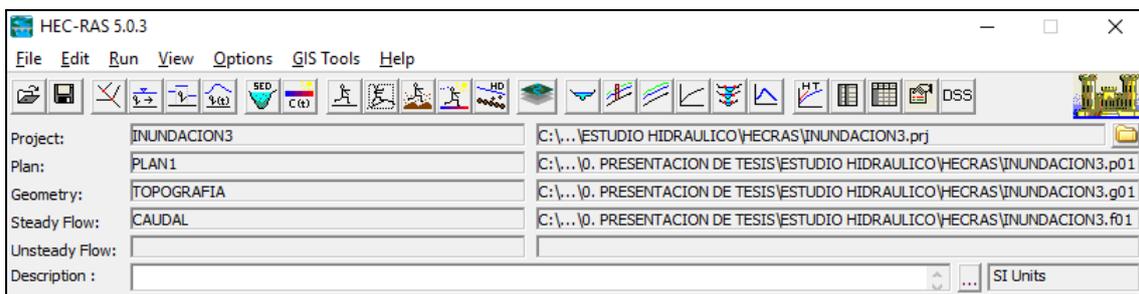


Ilustración 15 Procesamiento de Datos Hec-Ras

TOPOGRAFÍA

En la topografía exportada se cuenca con secciones cada 20 m y un alineamiento a lo largo del eje del Río Yanumayo.

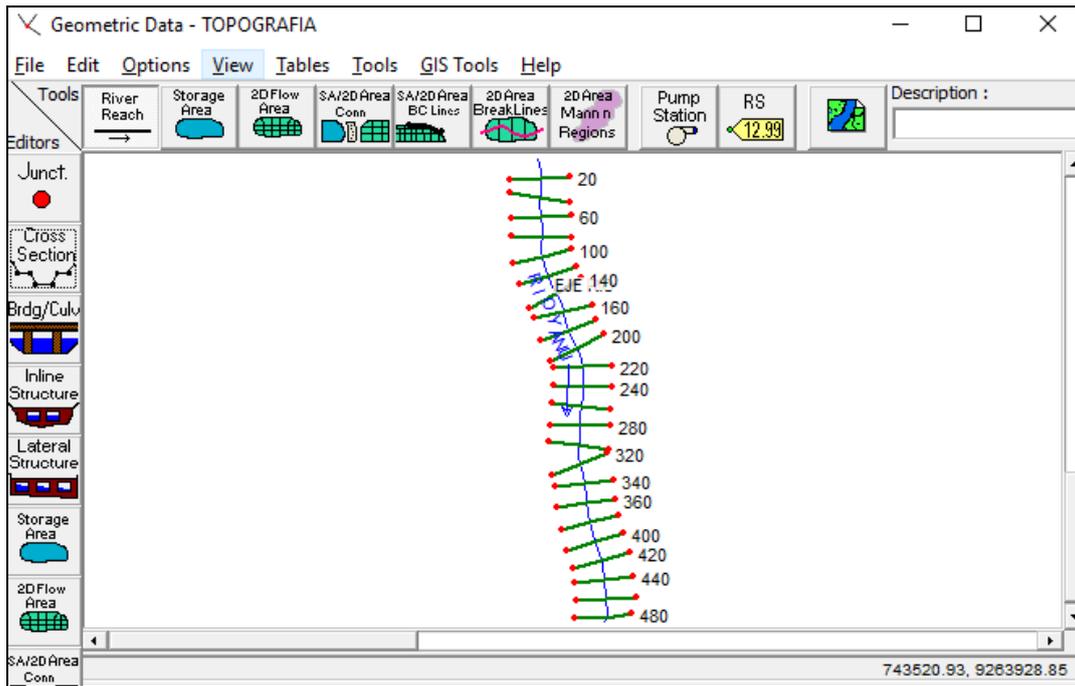


Ilustración 16 Alineamiento del Río Yanumayo en Hec-Ras

CAUDALES

Se insertó un valor de caudal de 276.54, el cual fue calculado en el estudio hidrológico con un periodo de retorno de 275 años.

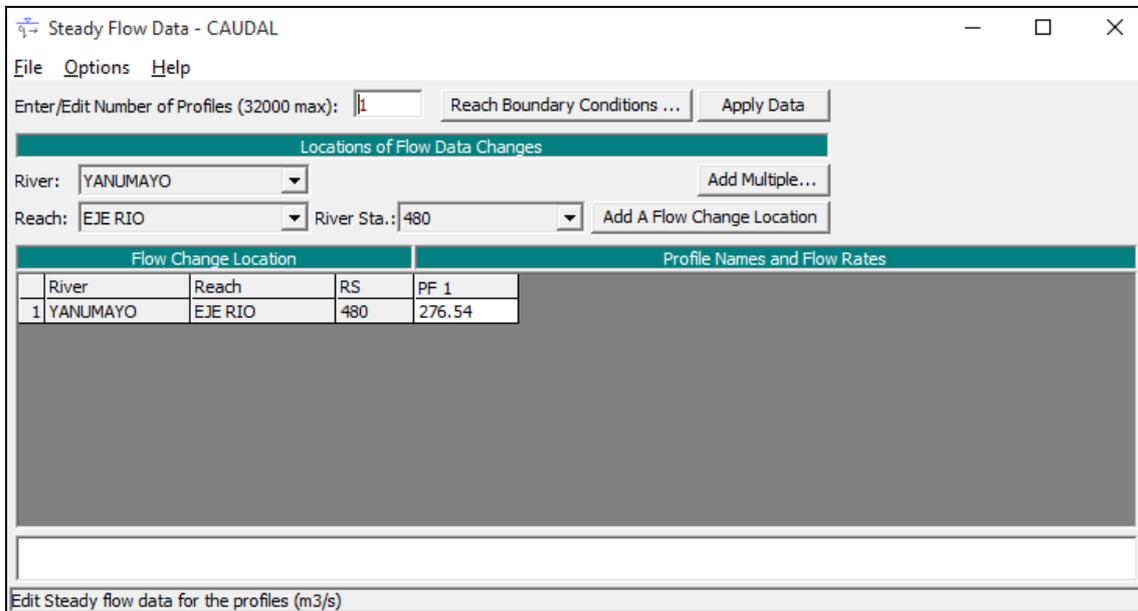


Ilustración 17 Caudal en Hec-Ras

COEFICIENTE DE MANNING

Material Involucrado	Tierra	n ₀	0.020
	Corte en Roca		0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Grado de Irregularidad	Suave	n ₁	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la Sección Transversal	Gradual	n ₂	0.000
	Ocasionalmente Alternante		0.050
	Frecuentemente Alternante		0.010-0.015
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Insignificante	n ₃	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n ₄	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy Alta		0.050-0.100
Grado de los Efectos por Meandro	Menor	m ₅	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Donde:

$$n = m_5 (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)$$

$$n_0 = \text{Tierra}$$

$$n_1 = \text{Menor}$$

$$n_2 = \text{Gradual}$$

$$n_3 = \text{Menor}$$

$$n_4 = \text{Baja}$$

$$m_5 = \text{Menor}$$

$$n = 1 (0.02 + 0.005 + 0 + 0.01 + 0.005) = 0.04$$

Así mismo también se necesita la pendiente hídrica promedio que se obtuvo en el Software Arc Gis.

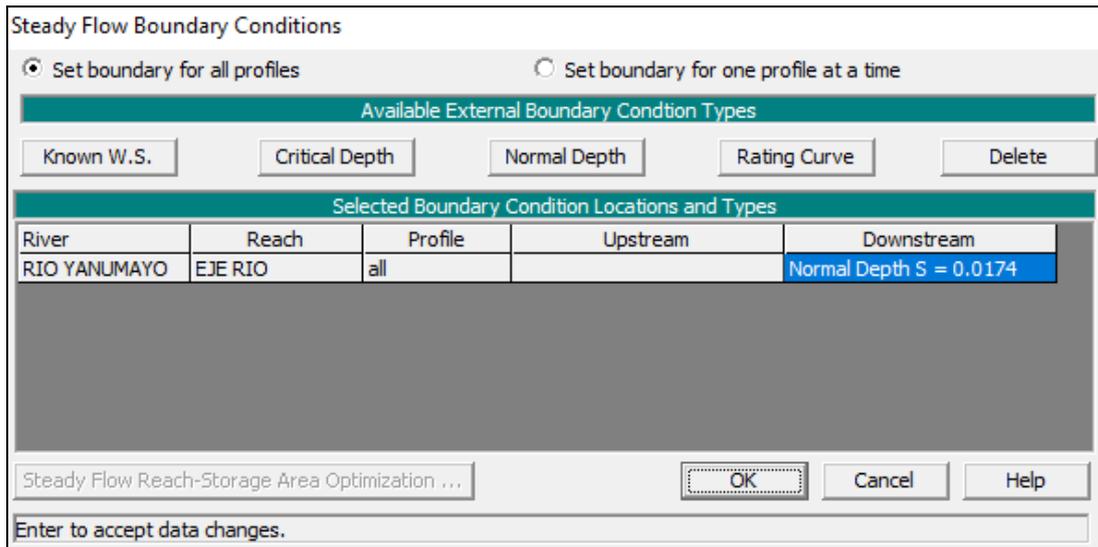


Ilustración 18 Pendiente Hídrica Promedio - Hec-Ras

4.1.3.2. Evaluación de áreas inundadas

Al realizarse el modelamiento del Río en los programas anteriormente mencionados, resulta que las secciones del tramo 320 al 480 la inundación desborda el alineamiento realizado de 30 m de ancho.

En la siguiente imagen se puede apreciar los efectos producto del modelamiento:

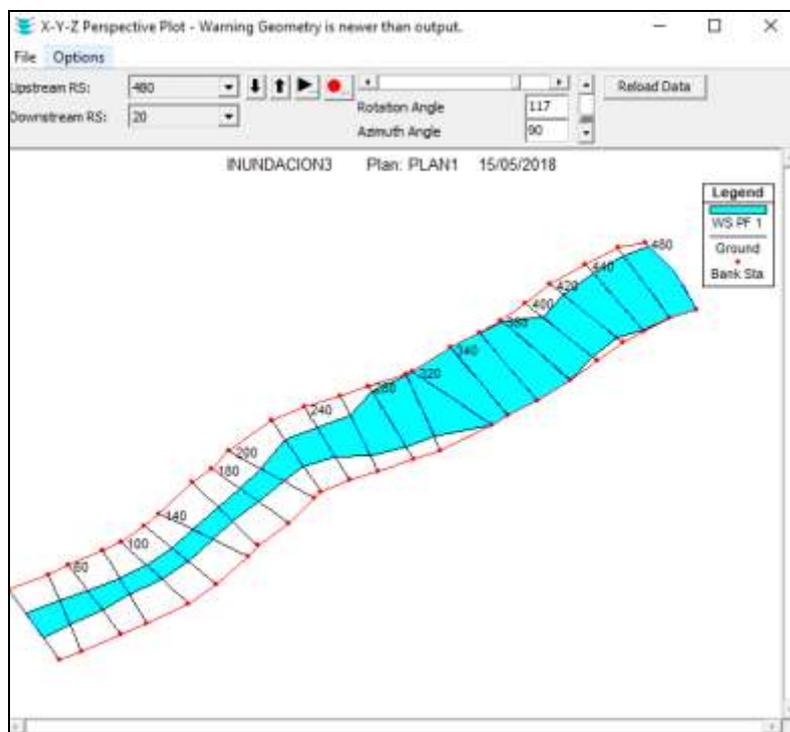


Ilustración 19 Inundación vista en planta

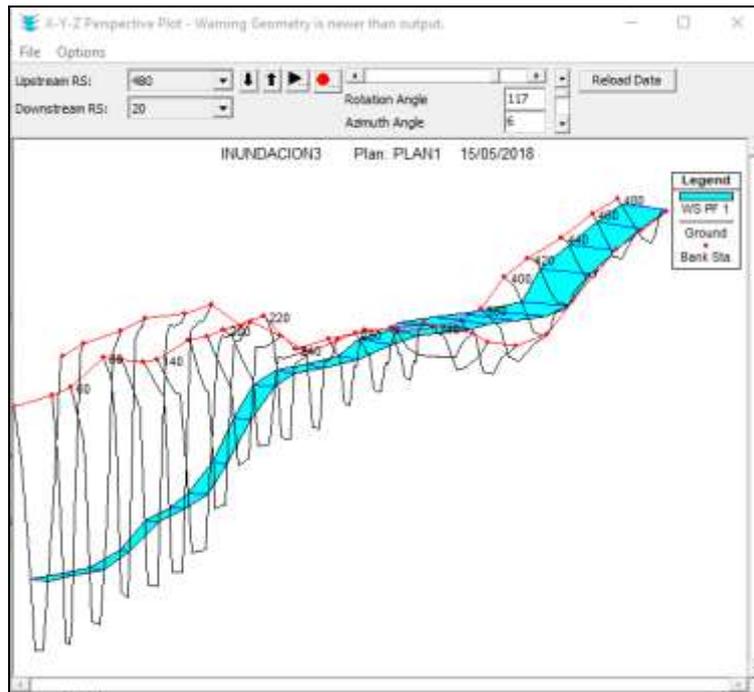


Ilustración 20 Inundación en perfil

El objetivo principal de realizar el estudio hidráulico es para verificar que el punto que se tomó en cuenta para la ubicación del puente, y por lo tanto se utilizó como base para determinar la precipitación media y el caudal, no se ve inundada en su totalidad por efecto del caudal a un periodo de retorno de 275

Profile Output Table - Standard Table 1

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: YANUMAYO Reach: EJE RIO Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
EJE RIO	480	PF 1	191.37	1998.11	2000.30	2000.30	2000.98	0.027274	3.64	52.57	39.06	1.00
EJE RIO	460	PF 1	191.37	1996.95	1999.09	1999.09	1999.74	0.027871	3.58	53.41	41.37	1.01
EJE RIO	440	PF 1	191.37	1995.55	1997.66	1997.66	1998.26	0.028199	3.45	55.45	45.90	1.00
EJE RIO	420	PF 1	191.37	1993.50	1995.82	1995.82	1996.50	0.027692	3.65	52.39	39.10	1.01
EJE RIO	400	PF 1	191.37	1991.26	1993.70	1993.70	1994.37	0.027506	3.61	53.01	40.00	1.00
EJE RIO	380	PF 1	191.37	1989.40	1992.14		1992.48	0.011005	2.57	74.36	46.56	0.65
EJE RIO	360	PF 1	191.37	1988.47	1992.19		1992.31	0.002860	1.57	122.22	57.95	0.34
EJE RIO	340	PF 1	191.37	1988.83	1992.10		1992.24	0.003916	1.70	112.28	60.00	0.40
EJE RIO	320	PF 1	191.37	1990.06	1991.47	1991.47	1992.04	0.028792	3.32	57.59	51.28	1.00
EJE RIO	300	PF 1	191.37	1988.33	1991.01	1990.84	1991.56	0.019419	3.28	58.30	38.80	0.85
EJE RIO	280	PF 1	191.37	1987.47	1990.19	1990.19	1991.07	0.027070	4.14	46.20	27.28	1.02
EJE RIO	260	PF 1	191.37	1986.54	1989.44	1989.44	1990.45	0.025501	4.44	43.14	21.65	1.00
EJE RIO	240	PF 1	191.37	1985.70	1988.71	1988.71	1989.79	0.025979	4.62	41.45	19.31	1.01
EJE RIO	220	PF 1	191.37	1984.87	1987.93	1987.93	1989.07	0.026272	4.72	40.51	18.01	1.01
EJE RIO	205.59	PF 1	191.37	1983.86	1986.98	1986.98	1988.21	0.026855	4.92	38.88	15.91	1.01
EJE RIO	180	PF 1	191.37	1982.20	1985.82	1985.82	1987.16	0.028239	5.14	37.24	13.85	1.00
EJE RIO	160	PF 1	191.37	1978.95	1982.46	1982.46	1983.85	0.029581	5.22	36.65	13.24	1.00
EJE RIO	140	PF 1	191.37	1975.58	1979.02	1979.02	1980.45	0.030229	5.29	36.18	12.71	1.00
EJE RIO	120	PF 1	191.37	1974.22	1977.57	1977.57	1979.05	0.031905	5.39	35.53	12.12	1.00
EJE RIO	100	PF 1	191.37	1973.33	1976.61	1976.61	1978.08	0.031424	5.36	35.73	12.22	1.00
EJE RIO	80	PF 1	191.37	1972.53	1975.92	1975.92	1977.32	0.029972	5.25	36.46	13.11	1.01
EJE RIO	60	PF 1	191.37	1970.51	1973.85	1973.85	1975.15	0.027737	5.05	37.87	14.56	1.00
EJE RIO	40	PF 1	191.37	1969.09	1972.33	1972.10	1973.39	0.021464	4.57	41.91	15.64	0.89
EJE RIO	20	PF 1	191.37	1968.62	1972.05	1971.66	1972.96	0.017406	4.20	45.54	16.90	0.82

Ilustración 21 Resumen de área y tirante en cada sección transversal del eje del río

4.1.4 Ubicación del Puente

4.1.4.1. Gálibo

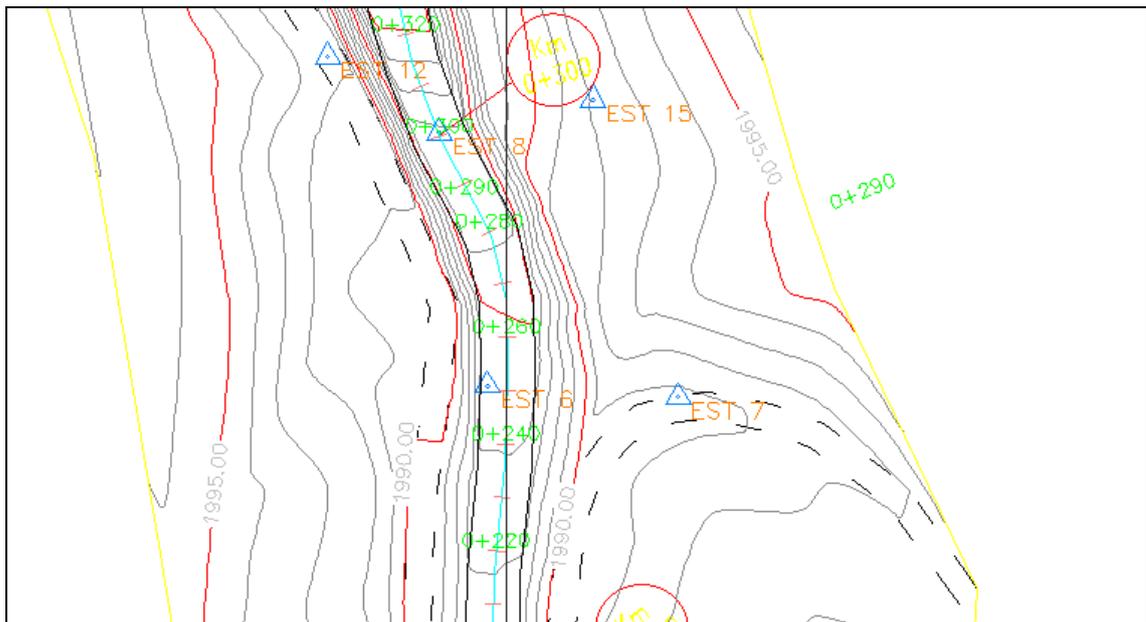
Según el manual de puentes la distancia mínima entre el máximo nivel de agua y la parte inferior de la súper estructura debe ser de 1.5 m y 2.5 m en caso que el río lleve pastizales.

4.1.4.2. Ubicación Final

En la zona de estudio ya se presenta una carretera, por lo cual uno de los factores a considerar para la ubicación es la modificación que se tendrá que hacer a esta.

Otro de los factores es la inundación que como se pudo observar en el Estudio Hidráulico, gran parte desborda completamente.

Según el alineamiento de la imagen, y el análisis de inundación, el puente se puede ubicar desde la progresiva 0 + 280 km, pero como se presenta una ligera curva, se tomó en cuenta ubicarlo en la progresiva 0 + 300 km.



En dicha progresiva el nivel del puente será en la cota 1991.10 y el nivel máximo de inundación es de 1986.79.

En el diseño de la superestructura se obtuvo una losa de 20 cm, y una viga de acero de 140 cm, siendo un total de 160 cm; y teniendo en cuenta dichos valores, se presenta un gálibo de 2.70 m que cumple con lo requerido por norma.

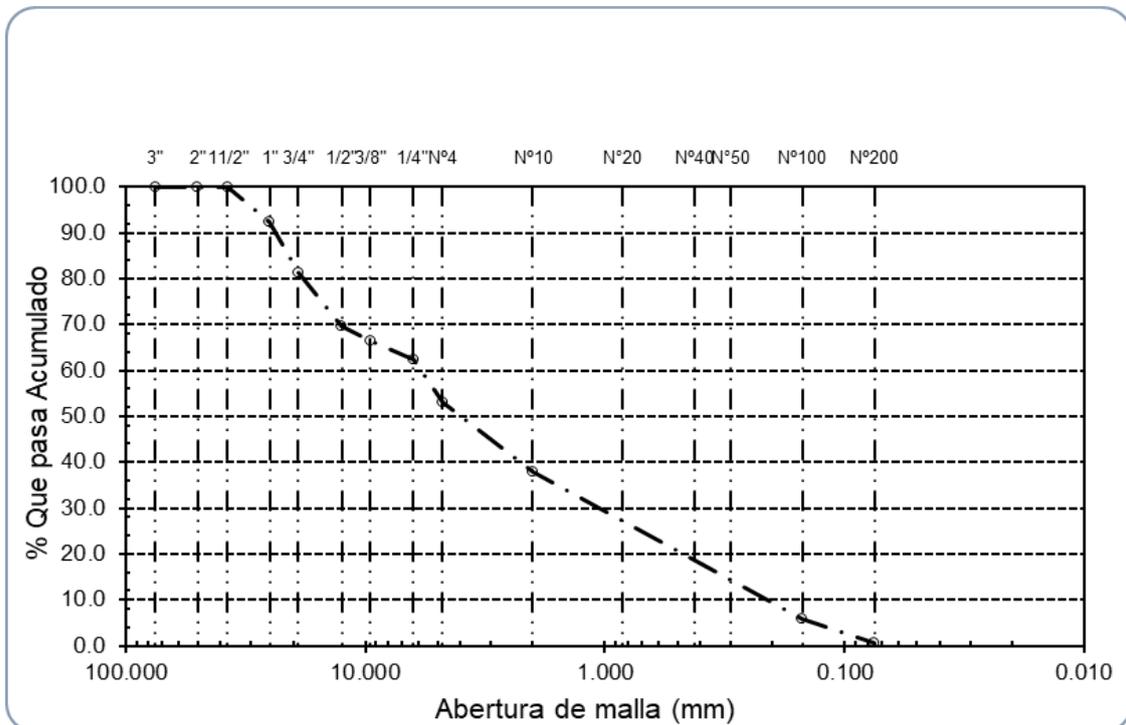
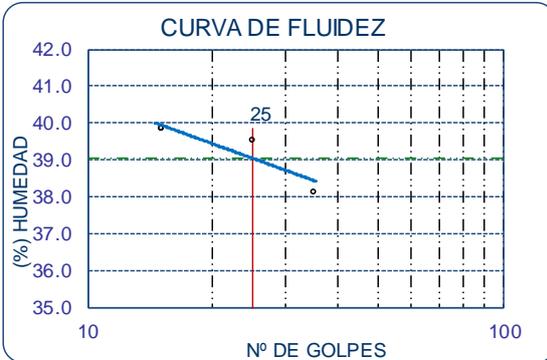
4.1.5 Estudios Geológicos y Geotécnicos

4.1.5.1. Calicata 1 – Talud Izquierdo

Analisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	7.6	92.4
3/4"	19.000	18.6	81.4
1/2"	12.500	30.5	69.5
3/8"	9.500	33.6	66.4
1/4"	6.300	37.8	62.2
Nª 4	4.750	46.9	53.1
Nª 10	2.000	62.1	37.9
Nª 20	0.850	73.1	26.9
Nª 50	0.300	88.8	11.2
Nª 100	0.150	94.2	5.8
Nª 200	0.075	99.3	0.7

Distribución granulométrico			
% Grava	G.G. %	18.6	46.9
	G. F %	28.3	
% Arena	A.G %	15.2	52.4
	A.M %	23.1	
	A.F %	14.1	
% Arcilla y Limo		0.7	0.7
Total		100.0	

Ensayo de Límite de Atterberg	
Límite líquido (LL)	39.04 (%)
Límite Plástico (LP)	35.80 (%)
Índice Plástico (IP)	3.23 (%)
Clasificación (S.U.C.S.)	SP
Descripción del suelo	
Arena pobremente graduada con grava	
Clasificación (AASHTO)	
Descripción	
BUENO	

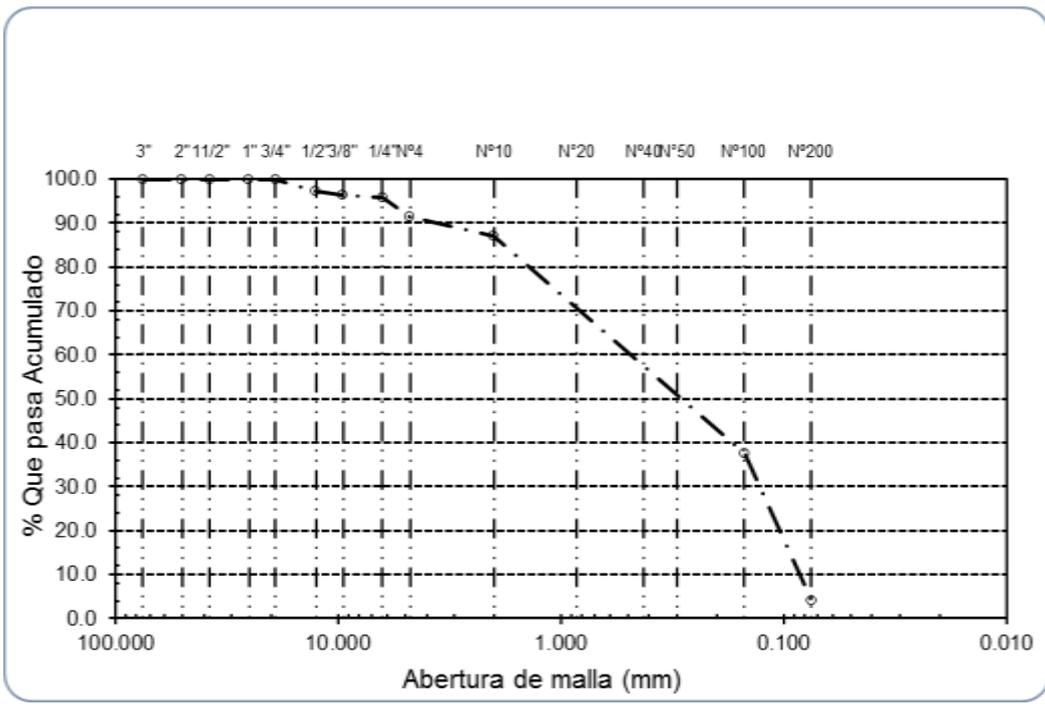
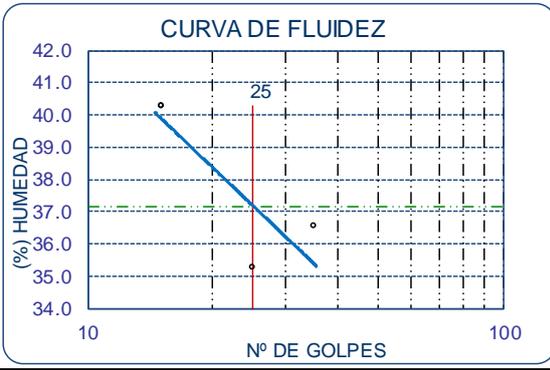


4.1.5.2. Calicata 2 – Talud Derecho

Analisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	2.6	97.4
3/8"	9.500	3.7	96.3
1/4"	6.300	4.1	95.9
Nª 4	4.750	8.5	91.5
Nª 10	2.000	12.8	87.2
Nª 20	0.850	22.9	77.1
Nª 50	0.300	39.4	60.6
Nª 100	0.150	62.5	37.5
Nª 200	0.075	95.9	4.1

Distribución granulométrico	
% Grava	G.G. % 0.0 G. F % 8.5
% Arena	A.G % 4.3 A.M % 19.8 A.F % 63.3
% Arcilla y Limo	4.1
Total	100.0

Ensayo de Límite de Atterberg	
Limite liquido (LL)	37.17 (%)
Limite Plastico (LP)	20.93 (%)
Indice Plastico (IP)	16.24 (%)
Clasificación (S.U.C.S.)	SP
Descripción del suelo	Arena pobremente graduada
Clasificación (AASHTO)	
Descripción	REGULAR

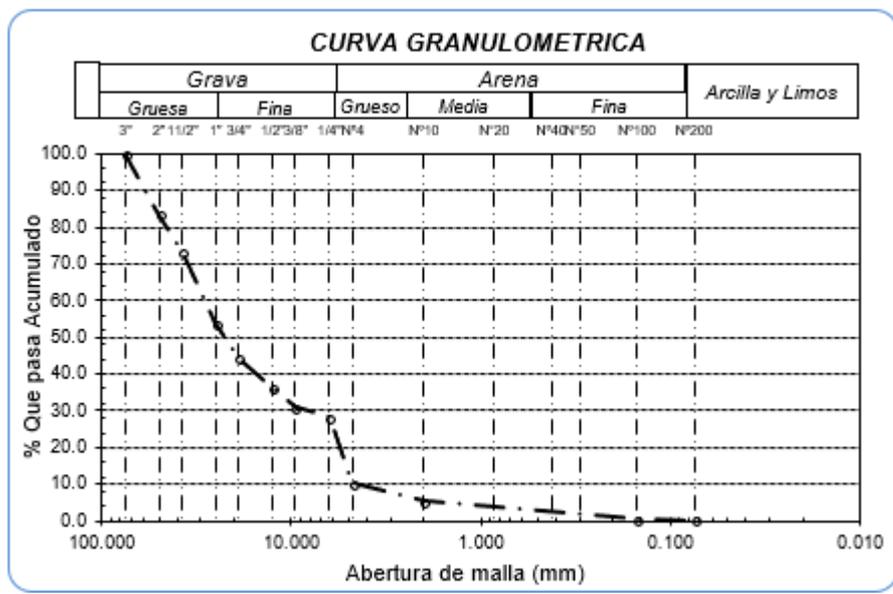
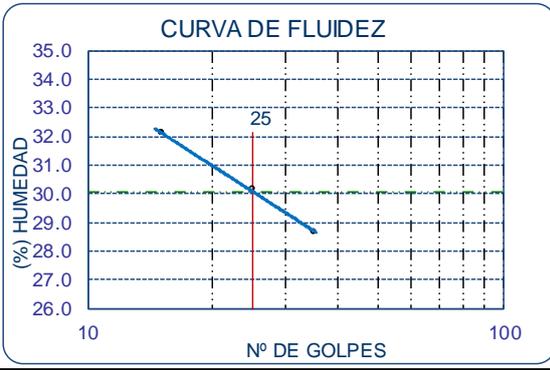


4.1.5.3. Calicata 3 – Eje Del Río

Analisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	16.7	83.3
1 1/2"	37.500	26.8	73.2
1"	25.000	46.3	53.7
3/4"	19.000	55.6	44.4
1/2"	12.500	64.0	36.0
3/8"	9.500	69.0	31.0
1/4"	6.300	71.9	28.1
Nª 4	4.750	89.7	10.3
Nª 10	2.000	94.5	5.5
Nª 20	0.850	96.5	3.5
Nª 50	0.300	98.8	1.2
Nª 100	0.150	99.5	0.5
Nª 200	0.075	99.9	0.1

Distribución granulométrico	
% Grava	55.6
G.G. %	55.6
G. F %	34.1
% Arena	48.4
A.G %	4.8
A.M %	3.9
A.F %	1.5
% Arcilla y Limo	0.1
Total	100.0

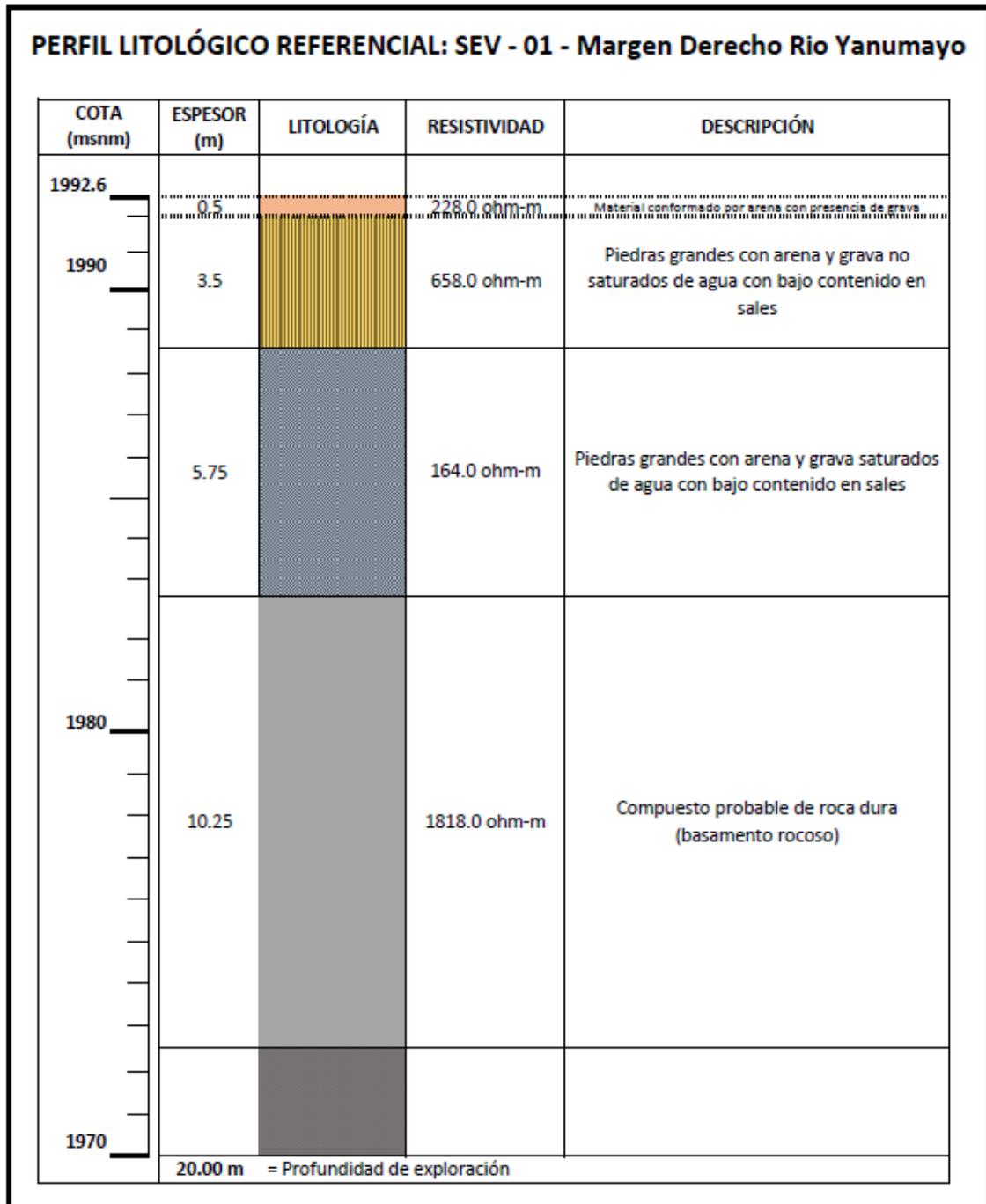
Ensayo de Límite de Atterberg	
Límite líquido (LL)	30.06 (%)
Límite Plástico (LP)	22.98 (%)
Índice Plástico (IP)	7.08 (%)
Clasificación (S.U.C.S.)	GP
Descripción del suelo	Grava pobremente graduada
Clasificación (AASHTO)	
Descripción	BUENO



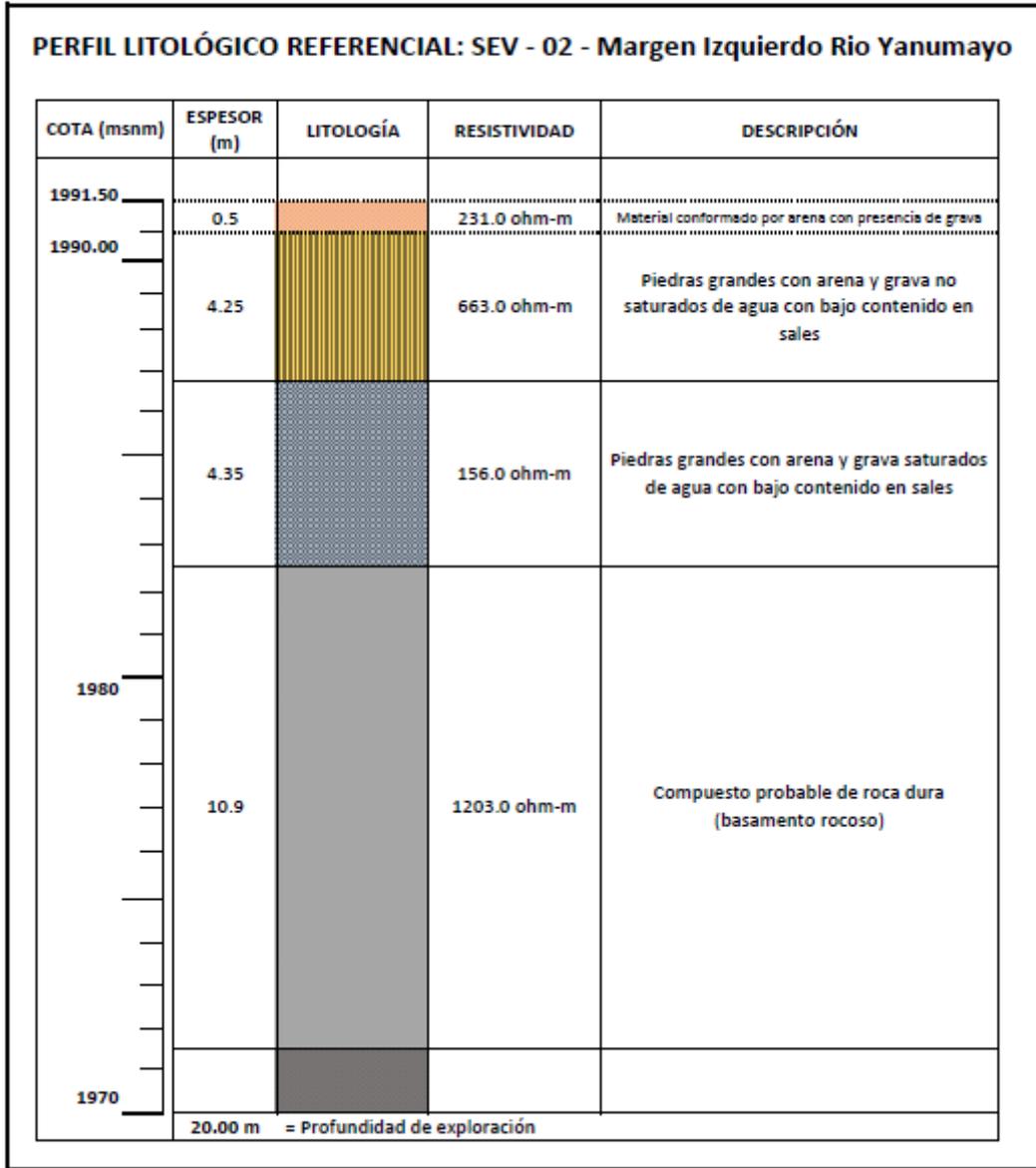
4.1.5.4. Estudios Geoléctricos

Conociendo los estratos presentes en la ubicación del puente; se prosiguió a determinar la altura de los estribos.

Se conoce que la cota del puente es de 1991.10 m.s.n.m.



Para el estribo derecho; se conoce que el compuesto rocoso se encuentra en la cota 1982.85; resultado una altura de estribo de 8.3 m.



Para el estribo izquierdo; se conoce que el compuesto rocoso se encuentra en la cota 1982.4; resultado una altura de estribo de 8.7 m.

4.1.6 Ancho Estable y Socavación

4.1.6.1. Ancho estable

Con el caudal de 276.54 m³ para un periodo retornos de 275 años se halla el Ancho estable. Lo cual se usan los siguientes métodos: Método de Simons y Henderson; Método de Altunin – Manning; Método de Pettis y Método de Blench. Método que son recomendados por el Autoridad Nacional del Agua.

El método de Simons y Henderson está en función de los coeficientes según sus condiciones de fondo de río y el caudal. Como resultado, según este método dio 46.56 metros de ancho estable.

MÉTODO DE SIMONS Y HENDERSON		
$B = K_1 Q^{1/2}$		
Condiciones de Fondo de río	K_1	B (m)
Fondo arena y orillas material no cohesivo	2.8	46.56

Por otro lado, el método de Altunin – Manning; relaciona el ancho estable con el tipo de cauce, material y tipo de río. Se obtuvo 24.16 metros de ancho estable

MÉTODO DE ALTUNIN - MANNING		
$B = (Q^{1/2}/S^{1/5}) (n K^{5/3})^{3/(3+5m)}$		
Valores rugosidad de Manning (n)		B (m)
Descripción	n	24.16
Torrentes con derrubio grueso y acarreo móvil = 0.045 - 0.050	0.05	
Coefficiente Material del Cauce		
Descripción	K	
Material de cauce muy resistente = 3 a 4	3	
Coefficiente de Tipo de Río		
Descripción	m	
Para cauces aluviales	1	

Asimismo, el método de Pettis, solo está en función del valor del caudal. Como resultado dio 73.83 metros de ancho estable.

MÉTODO DE PETTIS
$B = 4.44 Q^{0.5}$
B (m)
73.83

Finalmente, en método de Blench, el cual está en función de factor de fondo y orilla. Resultó 38.29 metros de ancho estable.

MÉTODO DE BLENCH		
$B = 1.81(Q F_b/F_s)^{1/2}$		
Factores		B (m)
Factor de Fondo	F_b	38.29
Material Fino	0.8	
Factor de Orilla	F_s	
Materiales cohesivos	0.3	

En conclusión, se tomó 38 metros de ancho estable, pues, el promedio de ancho estable de todos los métodos es 36.34, sin considerar el método de Pettis y la recomendación práctica, pues sus valores son muy altos, ya que, están en función solo en el caudal y no tiene otro tipo de análisis.

RESUMEN :

MÉTODO	B (m)
MÉTODO DE SIMONS Y HENDERSON	46.56
MÉTODO DE ALTUNIN - MANNING	24.16
MÉTODO DE PETTIS	73.83
MÉTODO DE BLENCH	38.29
RECOMENDACIÓN PRACTICA	70.00
=====> PROMEDIO B :	36.34
=====> SE ADOPTA B :	38.00



Ilustración 22 ANCHO ESTABLE DEL PUENTE- Ver sección en planos- anexos

4.1.6.2. Socavación

En los estudios mecánica de suelos de las muestras del proyecto, resulta un tipo de suelo de arena pobremente graduada en los estribos y de grava pobremente graduada en el eje del Río. En el manual de puentes del MTC se encuentra una fórmula para la socavación según el tipo de suelo, la cual, está en función del caudal y diámetro del material.

Tabla N° 02			
CLASIFICACION SEGÚN EL TAMAÑO DE PARTICULAS			
Tamaño (mm)			Tipo de material
4000	-	2000	Canto rodado grande
2000	-	1000	Canto rodado medio
1000	-	500	Canto rodado pequeño
500	-	250	Cascajo grande
250	-	130	Cascajo pequeño
130	-	64	Grava muy gruesa
64	-	32	Grava gruesa
32	-	16	Grava media
16	-	8	Grava fina
8	-	4	Grava muy fina
4	-	2	Arena muy gruesa
2	-	1	Arena gruesa
1	-	0.500	Arena media
0.500	-	0.250	Arena fina
0.250	-	0.125	Arena muy fina
0.125	-	0.062	Limo grueso
0.062	-	0.031	Limo medio
0.031	-	0.016	Limo fino
0.016	-	0.008	Limo muy fino
0.008	-	0.004	Arcilla gruesa
0.004	-	0.002	Arcilla media
0.002	-	0.001	Arcilla fina
0.001	-	0.0005	Arcilla muy fina

Fuente : UNION GEOFISICA AMERICANA (AGU)

Diametro medio (D_{50}) = =====>
 Material : =====>

Ilustración 23 Clasificación de suelo según su tamaño de partícula.
 (Hoja de cálculo de Excel propia)

Tabla Nº 01							
Coefficiente de Contracción, μ							
Velocidad (m/s)	ANCHO EFECTIVO						
	10 m.	13 m.	16 m.	18 m.	21 m.	25 m.	30 m.
<1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99
2	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97
3	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96
>4.00	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95

Velocidad (m/s)	ANCHO EFECTIVO					
	42 m.	52 m.	63 m.	106 m.	124 m.	200 m.
<1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
>4.00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Selección :	Vm =	5.129	Velocidad media (m/s)
	B =	38.000	Ancho efectivo (m)
	μ =	0.960	

Tabla n° 04 : Valores del Coeficiente β		
Periodo de Retorno (Años)	Probabilidad de Retorno (%)	Coeficiente β
	0.00	0.77
2.00	50.00	0.82
5.00	20.00	0.86
10.00	10.00	0.90
20.00	5.00	0.94
50.00	2.00	0.97
100.00	1.00	1.00
300.00	0.33	1.03
500.00	0.20	1.05
1,000.00	0.10	1.07
Periodo de Retorno (Años) =====	275.00	
β =		1.03

Finalmente, se obtiene 1.97 metros de profundidad de socavación. Asimismo, no se añade un factor de seguridad 1 metro adicional al calculado; debido a que, según el Manual de Puentes, solo se añade para casos de cimentaciones superficiales; mientras que, para cimentaciones en roca buena, como es en el caso presentado, se diseñara con la socavación de cálculo.

PROFUNDIDAD DE SOCAVACION PARA SUELOS NO COHESIVO(1) :									
X : Exponente que depende de : D_m para suelos Granulares No Cohesivos y γ_s para suelos cohesivos. >>>>> TABLA N°		Coeficiente por Tiempo de Retorno : β (Tabla N°04)	TIRANTE DE SOCAVACION SUELOS GRANULARES - NO COHESIVOS						
X (Tabla N° 03)	$1/x+1$		$t_s = ((\alpha t^{5/3}) / (0.68 D_m^{0.28} \beta))^{1/(x+1)}$						
x = 0.31	0.76	$\beta = 1.03$	$t_s = 3.33 \text{ m}$						
<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td colspan="2">PROFUNDIDAD DE SOCAVACION (H_s)</td> </tr> <tr> <td>H_s</td> <td>= $t_s - t$</td> </tr> <tr style="background-color: yellow;"> <td>H_s</td> <td>= 1.97 m</td> </tr> </table>				PROFUNDIDAD DE SOCAVACION (H_s)		H_s	= $t_s - t$	H_s	= 1.97 m
PROFUNDIDAD DE SOCAVACION (H_s)									
H_s	= $t_s - t$								
H_s	= 1.97 m								

4.1.7 Geología y Capacidad Admisible del Suelo de la Zona de Estudio

El distrito de Ninabamba se encuentra en un suelo de tipo Ki-i.

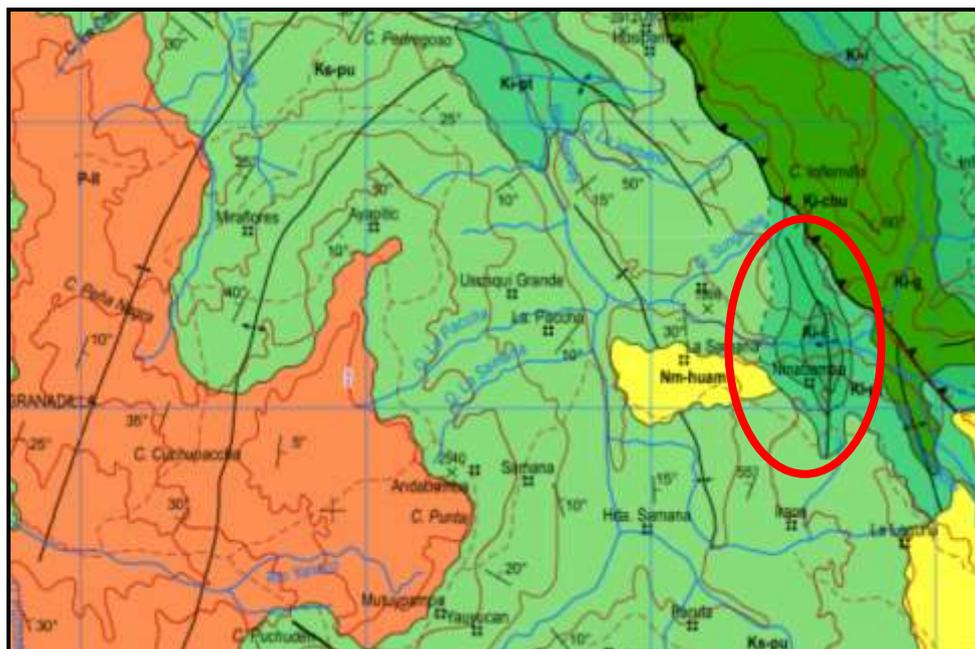


Ilustración 24 Mapa Geológico INGEMMET

Ki-i	Caliza masiva arenosa, brechas calcáreas, areniscas y lutitas ferruginosas
-------------	--

Se puede estimar las propiedades y sobre todo la capacidad admisible de la roca, según correlación de tabla de Mecánica de Suelos.

Presiones admisibles en roca (DIN 1054)

Tipo de roca	Qadm (Kp/cm ²)
Rocas ígneas (granitos y gneiss), sanas	100
Calizas y areniscas	40
Esquistos y pizarras	30
Argilitas y limolitas duras y areniscas blandas	20
Arenas cementadas	10
Argilitas y limolitas blandas	6-10

Como se observa que en la zona de estudio se encuentran Calizas y Areniscas, se considerará una capacidad admisible de 4.00 kg/m³.

4.1.7 Defensas Ribereñas

4.1.7.1. Tirante

Como nuestro ancho estable es de 38 metros se utiliza el Método de Manning - Strickler (B > 30 M) el cual está en función del ancho estable, caudal y pendiente. Como resultado un tirante de 1.36 metros.

MÉTODO DE MANNING - STRICKLER		
$t = ((Q / (Ks * B * S^{1/2}))^{3/5}$		t
Valores para Ks para Cauces Naturales (Inversa de n)		(m)
Descripción	Ks	1.36
Cauces de río con acarreo irregular = 33 - 35	33	
Caudal de Diseño (m ³ /seg)		
Q =	276.54	
Ancho Estable - Plantilla (m)		
B =	38.00	
Pendiente del Tramo de estudio		
S =	0.01740	

4.1.7.2. Altura de Dique

Se calcula un borde libre, el cual, está en función de la velocidad media de la corriente. De igual manera, se halla con la fórmula de Manning, el cual resultado 5.13 metros por segundo.

CALCULO DE LA VELOCIDAD MEDIA						
Formula de Manning : Velocidad Media (m/s) >>>>> $V = R^{2/3} * S^{1/2} / n$						
Radio Hidráulico >>> $R = A / P$ >>>>>>>			R :	Pendiente de Fondo		
Tirante medio (y)	Talud de Borde (Z)		1.26	S =	0.01740	
y =	1.36	Z =		1.5	Coficiente de Rugosidad de Manning	
Ancho de Equilibrio (B)				Descripción	n	
B =		38.00		Cauces de río con acarreo irregular = 0.030 - 0.029	0.030	
Área (m2)		Perímetro (m)				
A =	48.91	P =	38.82			
>>>>>>> V =			5.13	m/seg		

Una vez hallado la velocidad media, se procede a calcular el número de Froude, el cual resultó 1.44.

Numero de Froude : $F = V / (g * y)^{1/2}$

Velocidad media de la	Aceleración de la Gravedad	Ancho Superficial:	Froude (F)
V = 5.13	g = 9.81	y = A / B >>> y = 1.29	1.44

Tipo de Flujo : FLUJO SUPERCRITICO

La altura del dique se halla teniendo en cuenta el tirante más el borde libre, se obtuvo una altura de 2.90 metros.

Calculo de la Altura de Dique >>>>>>>

Bordo Libre (BL) = ζe					ALTURA DE MURO (H _M)
Caudal máximo m ³ /s	ζ	ζ	$e = V^2/2g$	BL	H _M = y + BL
3000.00	4000.00	2			y : Tirante de diseño (m)
2000.00	3000.00	1.7			y = 1.36
1000.00	2000.00	1.4	1.34	1.48	>>>>>> H _M = 2.84
500.00	1000.00	1.2			Por Procesos Constructivos
100.00	500.00	1.1			>>>>>> H _M = 2.90

Caudal de Diseño (m³/seg) : 276.54

Por lo tanto, las características Geométricas del dique a construir son:

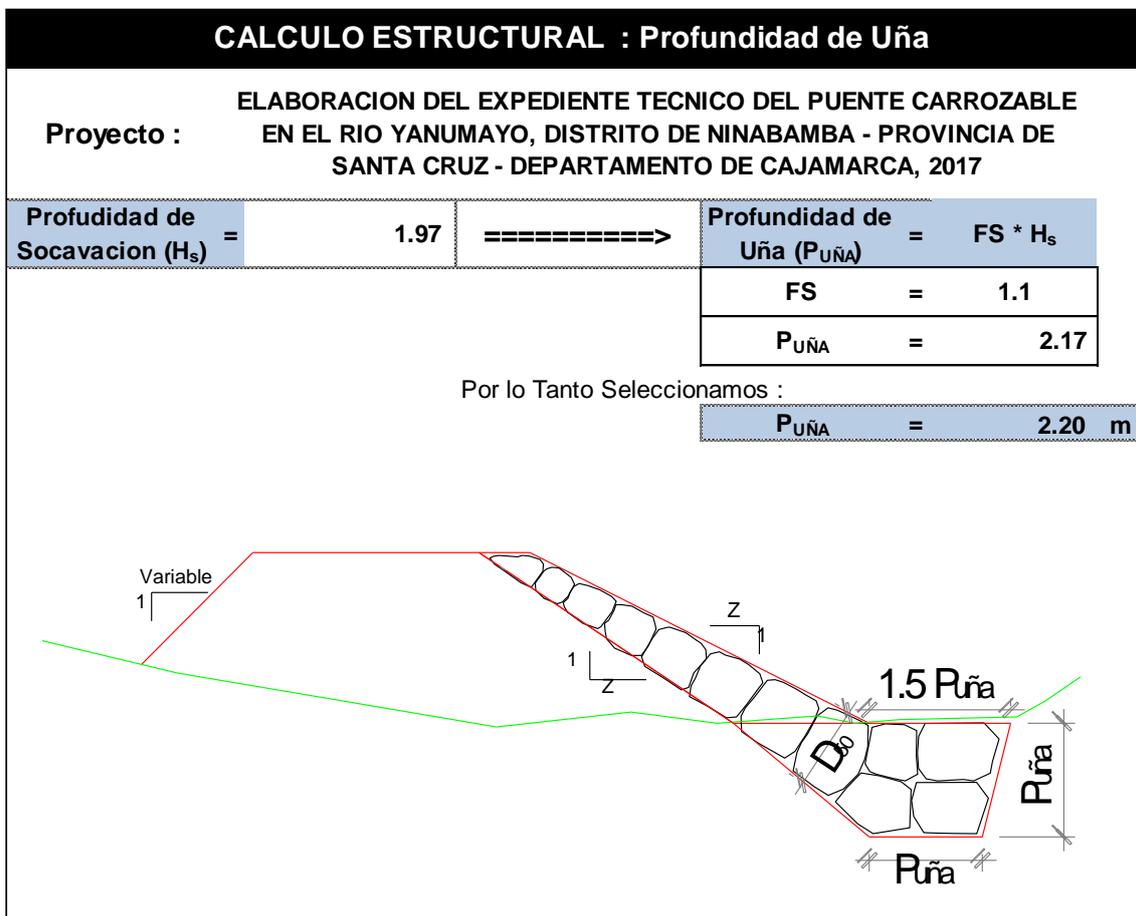
ALTURA PROMEDIO DE DIQUE (m)	2.90
ALTURA PROMEDIO DE ENROCADO (m)	2.90
ANCHO DE CORONA (m)	3.00
TALUD	H : V
Cara Humeda	1.5 : 1
Cara seca	1 : 1
AREA (m2)	14.86

4.1.7.3. Profundidad de uña

En los estudios mecánica de suelos de las muestras del proyecto, resulta un tipo de suelo granular no cohesivo. En el manual de puentes del MTC se encuentra una fórmula para la socavación según el tipo de suelo, la cual, está en función del caudal y diámetro del material a erosionar.

Finalmente, para la profundidad de socavación se añade para la cuña un factor de seguridad de 1.10; aumentando la socavación de 1.97 a 2.17 m; seleccionando 2.20m.

Se debe tener en cuenta que esta altura depende mucho a la situación en campo; pues la socavación calculada es teórica y no necesariamente la existente. Dicha profundidad puede verse aumentada o reducida, pero con una justificación técnica.



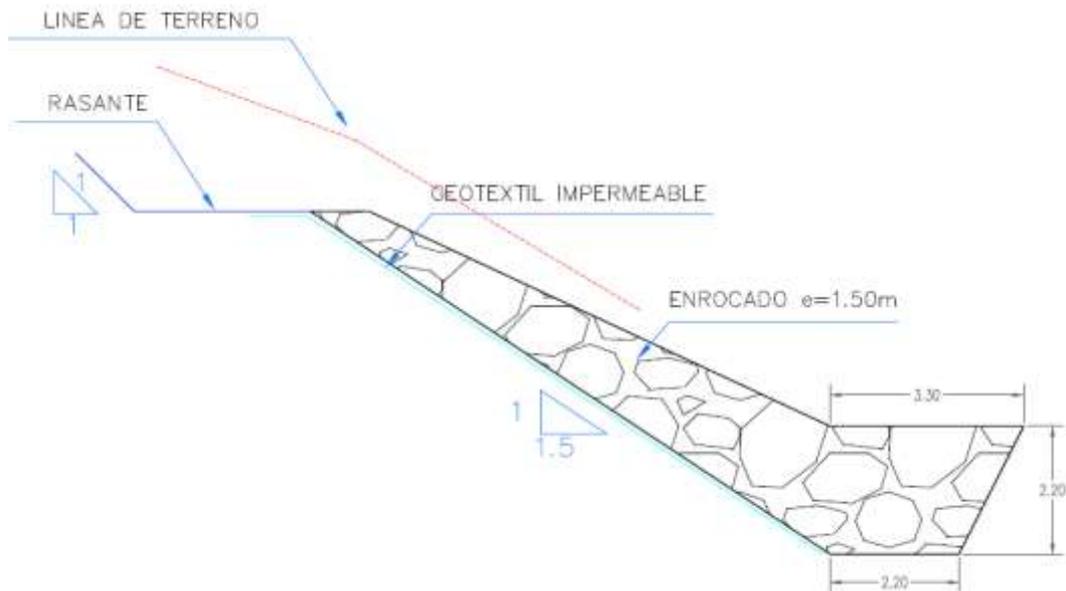


Ilustración 25 Sección de la defensa ribereña-Ver planos en anexos

4.1.7.4. Probabilidad de movimiento de la roca

El porcentaje de probabilidad de movimiento de roca está en relación con la velocidad del caudal y el peso específico de la roca. Nuestra estructura tiene un 0.29% de que falle por movimiento de roca.

PROBABILIDAD DE MOVIMIENTO DE LA ROCA		
$F_{roca (D50)} = 0.56 * (V^2/2g) * (1/ D_{50}) * (1/ \Delta)$		$F_{roca} (%)$
Velocidad caudal de diseño (V)		
Velocidad	5.13	0.29
$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a}$	Δ	
Peso específico de la roca (cantera) = γ_s	2,700.00	
Peso específico del agua Kg/m ³ = γ_a	1,000.00	
Diametro medio de la roca (D ₅₀)		1.50
D ₅₀	=	

4.1.7.5. Estabilidad del revestimiento del enrocado

La estabilidad del revestimiento se verifica con el esfuerzo máximo cortante actuantes y esfuerzo cortante críticos, si el actuante es menor que el crítico el revestimiento del enrocado es estable. La estructura del proyecto su revestimiento del enrocado es estable.

ESTABILIDAD DEL REVESTIMIENTO DEL ENROCADO				
ESFUERZO MAXIMO CORTANTE ACTUANTE		ESFUERZO CORTANTE CRITICOS		Verificacion ==>
$\tau_a = \gamma_a \cdot t$	τ_a	$\tau_c = C + (\gamma_s - \gamma_a) \cdot D_{50} \cdot K$	τ_c	
Peso especifico del agua Kq/m ³	1.09	Peso especifico del agua Kg/m ³	125.55	Si $\tau_a < \tau_c$
$\gamma_a = 1,000$		$\gamma_a = 1,000.00$		
Tirante de diseño (m)		Peso especifico de la roca (cantera) Kq/m ³		
$t = 1.36$		$\gamma_s = 2,350.00$		
Pendiente Tramo de estudio		Factor de Talud (K)		EL REVESTIMIENTO DEL ENROCADO ES ESTABLE
$S = 0.00080$		$K = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \alpha}{\text{sen}^2 \phi}}$		
		Angulo del Talud (α)		
		Z = 1.5		
			$\alpha = 33.69^\circ$	
		Angulo de fricción interna del material (Enrocado) (Φ)		
		$\Phi = 45$		
		Factor de Talud (K)		
		$K = 0.620$		
		Coefficiente de Shields		
		$C = 0.100$		

4.1.8 Diseño Accesos

4.1.8.1. Normas De Referencia

Manual de Carreteras. Diseño Geométrico (DG – 2018)

Manual para el Diseño de Carreteras no Pavimentadas de Bajo Volumen de tránsito

Manual de Carreteras. Suelos, Geología, Geotecnia y Pavimentos r.d. n° 10-2014-mtc/2014

Manual de Carreteras. Especificaciones técnicas generales para construcción (EG – 2013)

4.1.8.2. Consideraciones de Diseño

Clasificación De La Vía

Según la clasificación por demanda, se clasifica como una Carretera de Tercera Clase, teniendo un IMDA < 400 veh/día.

Según la clasificación por orografía se clasifica como un Terreno Accidentado (TIPO 3), presentándose pendientes transversales de 51% - 100% y pendientes longitudinales superiores 8%.

Vehículo De Diseño

El vehículo de diseño considerado es el camión C2 debido a que, según el estudio de tráfico, es el vehículo de mayores dimensiones que transita por la zona.

TABLA DE PESOS Y MEDIDAS									
Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. (m)	Peso máximo (t)				Peso bruto máx. (t)		
			Eje Delant	Conjunto de ejes posteriores					
				1º	2º	3º		4º	
C2		12,30	7	11	---	---	---	18	

Ilustración 26 Tabla de Pesos y Medidas

Velocidad de Diseño

La velocidad de diseño adoptada según la clasificación de la vía por demanda (Carretera de tercera clase) y orografía (Terreno accidentado) es de 30 km/h.

Tabla 204.01
Rangos de la Velocidad de Diseño en función a la clasificación de la carretera por demanda y orografía.

CLASIFICACIÓN	OROGRAFÍA	VELOCIDAD DE DISEÑO DE UN TRAMO HOMOGÉNEO VTR (km/h)										
		30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
Carretera de tercera clase	Plano											
	Ondulado											
	Accidentado											
	Escarpado											

Ilustración 27 Rangos de Velocidad de Diseño en función a la clasificación de la carretera por demanda y orografía

4.1.8.3. Diseño Geométrico En Planta

Para el diseño geométrico en planta se tomaron consideraciones de diseño, según la clasificación de la vía, en este caso para una Carretera de Tercera Clase.

Verificación De Tangentes Máximas Y Mínimas Según Dg – 2018

Según el Manual de Carreteras DG – 2018, las longitudes de los tramos en tangente se encuentran en función de la velocidad de diseño. Para este caso la longitud de tangente mínima es de 41.70 m ($L_{min} = 1.39 V$) y la longitud de tangente máxima es de 501 m ($L_{max} = 16.7 V$).

Verificación De Radios De Giro Mínimos En Curvas Horizontales – Circulares

Se cumplirá en curvas horizontales circulares un radio de giro mínimo, que se encuentra en función de la velocidad de diseño, el peralte máximo y el coeficiente de fricción. En casos excepcionales el radio de giro mínimo en curvas circulares podrá ser el radio de giro del vehículo de diseño.

Radio minimo		
$R_{min} = \frac{V^2}{127 * (P_{max} + F_{max})}$		
Vel-diseño	30	km/h
Peralte max	0.12	%
fricción max	0.17	
Rmin =	24.44	

m

SEGÚN DG-2014	
Rmín =	12.8
Según vehiculo de diseño (C2)	

m

Diseño De Peraltes

El peralte se encuentra en función del radio de giro de la curva y la velocidad de diseño.

$$P = \frac{v^2}{127 * R} - f$$

Además, se debe tener en consideración que el peralte mínimo a considerar será del orden del 2%, con la finalidad de asegurar la adecuada evacuación superficial de aguas de precipitaciones. Y el peralte máximo a utilizar será del orden del 12% en curvas circulares cuyo radio de giro es mínimo.

Tabla 302.13

Velocidad de diseño (Km/h)	Valor del peralte						Longitud mínima de transición de bombeo (m) **
	2%	4%	6%	8%	10%	12%	
	Longitud mínima de transición de peralte (m) *						
20	9	18	27	36	45	54	9
30	10	19	29	38	48	58	10
40	10	21	31	41	51	62	10

Ilustración 28 Valor de peralte según velocidad de diseño

Diseño De La Transición Del Peralte

La transición del peralte es la longitud mínima donde se desarrolla el cambio gradual del peralte mínimo (bombeo) hasta el peralte requerido en la curva circular.

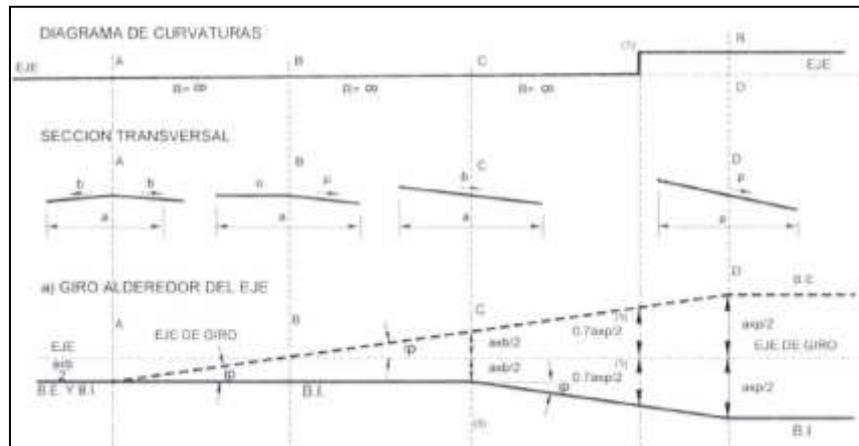


Ilustración 29 Transición del peralte

Diseño De Sobreechancho

El sobreechancho debe ir aumentando gradualmente, tanto para la entrada como para las salidas de las curvas.

4.1.8.4. Diseño Geométrico En Perfil

Pendientes Mínimas y Máximas

Siguiendo las recomendaciones del Manual de Carreteras Diseño Geométrico 2018.

Es conveniente emplear una pendiente mínima en el rango del 0.5%, con la finalidad de garantizar un buen drenaje de las aguas superficiales en todos los puntos.

La pendiente máxima de acuerdo a la velocidad de diseño y orografía de terreno es del 10%. Para tramos con pendientes mayores al 10%, se analizarán que no excedan los 180m.

Diseño de Curvas Verticales

Se utilizarán cuando la diferencia algebraica de pendientes es mayor al 1%. Las longitudes de las curvas dependen de la velocidad de diseño y “A” (valor absoluto de la diferencia algebraica de pendientes).

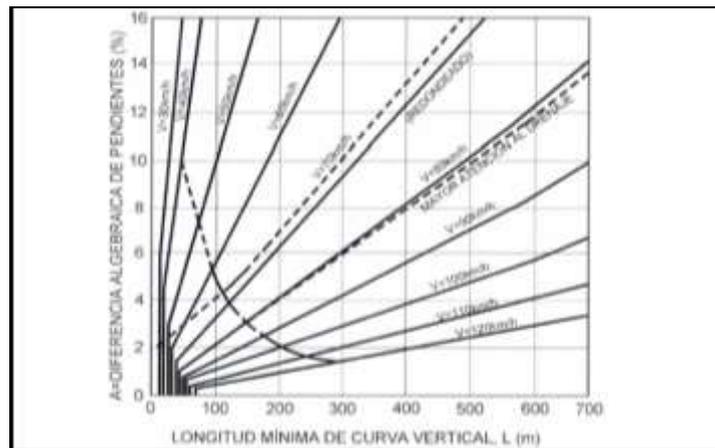


Ilustración 30 Longitud mínima de curva vertical

4.1.8.5. Diseño Geométrico de la Sección Transversal

Se tomaron en cuenta las consideraciones recomendadas por el manual de carreteras DG – 2018 y el Manual de Carreteras Suelos Geología y Geotecnia – Sección de suelos y pavimentos.

CUADRO RESUMEN DE SECCIÓN TRANSVERSAL		
ANCHO DE CALZADA	Carretera tercera clase (T3)	6 m
ANCHO DE BERMA	Carretera tercera clase (T3)	0.5 m
INCLINACIÓN DE BERMA	Tratamiento superficial	4%
BOMBEO DE CALZADA	Tratamiento super. (> 500)	2.50%

Ilustración 31 Cuadro Resumen de Secciones - Accesos

Diseño De Calzada

El ancho de la calzada (6 metros) en tangente se estableció según la Tabla 304.01 del manual de carreteras DG – 2018, que se encuentra en función de la velocidad de diseño ($v = 30$ km/h), la clasificación de la vía por IMDA (<200 veh/día) y el tipo de orografía (Tipo 3)

El ancho de calzada en curvas será el ancho mínimo de calzada en tangente más los sobre anchos correspondientes. El bombeo de la calzada que se encuentra en función de

las precipitaciones (mm/año); es de 2.5 % (para un tipo de superficie a nivel de tratamiento superficial). Según Tabla 304.03 del DG – 2018.

Diseño De Berma:

El ancho de berma (0.5 metros) ha sido seleccionado según las dimensiones mínimas establecidas en la Tabla 304.02 del Manual de Carreteras DG – 2018. que se encuentra en función de la velocidad de diseño ($v = 30 \text{ km/h}$), la clasificación de la vía por IMDA (<200 veh/día) y el tipo de orografía (Tipo 3).

La inclinación de la berma según la figura 304.03 del manual de Carreteras DG – 2018, es de 4% para una superficie de la berma de pavimento tratamiento superficial.

Diseño De La Estructura Del Pavimento

La selección del tipo de tratamiento superficial para la estructura del pavimento se realizó según el Manual de Carreteras Suelos, Geología, Geotecnia y Pavimentos. Donde según criterios técnicos de elección se opta por una estabilización a nivel de bicapa.

Cuadro 12.18
Limitaciones de Tránsito y Geometría Vial
para la Aplicación de los distintos tipos de Capa Superficial

CAPA SUPERFICIAL	LIMITACIONES DE TRÁNSITO Y GEOMETRÍA VIAL: PARA LA APLICACIÓN DE LOS DISTINTOS TIPOS DE CAPA SUPERFICIAL		
	TRÁFICO EN EE	PENDIENTE MÁXIMA	CURVATURA HORIZONTAL
Carpeta Asfáltica en Caliente	Sin Restricción	Sin Restricción	Sin Restricción
Carpeta Asfáltica en Frio, mezcla asfáltica con emulsión.	$\leq 1000,000 \text{ EE}$	Sin Restricción	Sin Restricción
Micropavimento 25 mm	$\leq 1000,000 \text{ EE}$	Sin Restricción	Sin Restricción
Tratamiento Superficial Bicapa.	$\leq 500,000 \text{ EE}$	No Aplica en tramos con pendiente mayor a 8%	No Aplica en tramos con curvas pronunciadas, curvas de volteo, curvas y contracurvas, y en tramos que obliguen al frenado de vehículos

Ilustración 32 Limitaciones de Tránsito de Geometría Vial para la aplicación de los distintos tipos de Capa Superficial

V. CONCLUSIONES

En los estudios de suelos se realizaron Sondeos Geoeléctricos con la finalidad de conocer el perfil litológico del terreno donde se ubicarían los estribos del puente; debido a que un Ensayo de Penetración Estándar SPT no es viable por la presencia del material rocoso de la zona.

Para la realización del estudio hidrológico se utilizó el Método de las Isoyetas, debido a que se contaba con la información pluviométrica de 5 estaciones.

Los datos de las estaciones pluviométricas que se utilizaron para la obtención del caudal de diseño fueron corroborados que no se vean afectadas por otra cuenca o subcuenca, pues al presentarse dicho caso, se presentaría un error en las precipitaciones.

Para el estudio hidráulico hay dos formas de llegar a simular la inundación, por medio del Hec Ras y por medio de la extensión Hec Geo Ras con Arc Gis. Para el proyecto se consideró la primera forma puesto que la misma norma lo sugiere.

Para la determinación de la ubicación del Puente, se tuvo en cuenta, las zonas inundables obtenidas en el estudio hidráulico y los cambios que se generarían en el acceso ya existente.

Para el proyecto se consideró la realización de un puente mixto “Vigas de acero – Losa de Concreto” y con 2 carriles, por motivos de servicio.

No se incorporó sismo al análisis de la súper estructura; pues la propuesta es de una losa de un solo tramo.

Los elementos estructurales serán de Acero ASTM A709 - Grado 50; según lo indica el Manual de Puentes.

En las vigas metálicas, se consideró que la sección no compuesta soportaría las cargas actuantes de la fragua del concreto y la sección compuesta a largo plazo soportaría las cargas permanentes después de la fragua. La deflexión máxima por cargas muertas resultó ser de 14.6 cm, por lo cual se le debe proveer una contra flecha de 15.00 cm en el centro.

Se consideró como separación máxima para las vigas diafragma de 7.50 mts, con la cual las vigas paralelas al sentido del tráfico cumplen con los requisitos del pandeo

lateral – torsional; así mismo la separación máxima de los Atieadores fueron de 2.50 mts; con la función de evitar el pandeo de las alas de las vigas principales.

Las conexiones de las vigas metálicas en el mismo sentido, como es en el caso de las vigas paralelas al sentido del tráfico, serán por medio Pernos ASTM A 325 y Soldadura AWS E7018.

Para los apoyos, se utilizó un elastómero de dureza 60, de 30 cm x 35 cm, con un espesor de 78.5 mm, conformado por 5 capas interiores de elastómero de neopreno de 10.5 mm, 2 capas exteriores de elastómero de neopreno de 7 mm y 6 planchas de refuerzo de 2 mm. Los apoyos además contarán con pernos de anclaje, los cuales resistirán las acciones sísmicas debido al peso del tablero.

Los estribos se diseñaron para soportar los empujes del terreno y las cargas que transmiten los apoyos; como son las cargas vivas y cargas sísmicas; para lo cual, para las combinaciones del análisis de estabilidad al vuelco y deslizamiento se utilizaron los factores de carga máximos para las cargas horizontales y lo factores de carga mínimos para las cargas verticales.

Debido a la gran presencia de material rocoso en la zona, se consideró una defensa ribereña tipo enrocado.

Se determina según el Estudio de Impacto Ambiental que el grado de afectación de los componentes ambientales son de regular significancia, pero de alta mitigabilidad a lo largo de todo el proyecto; por lo cual el proyecto en mención resulta ser ambientalmente viable, siempre y cuando se tomen en cuenta para su aplicación las medidas ambientales recomendadas.

El presupuesto obtenido del proyecto fue de S/. 2,178,001.51 (Dos Millones Ciento Setenta y Ocho Mil uno)

VI. RECOMENDACIONES

Se recomienda tener en cuenta la información en campo otorgada por los mismos pobladores de la zona, pues es de mucha ayuda para estimar la ubicación del puente, realizar el estudio hidrológico y obtener el caudal de diseño. Al realizar el estudio hidráulico y analizar las zonas inundadas; el punto estimado para la obtención de caudal podría ser un punto no apto para la ubicación del puente; en la cual se tendría que realizar un segundo análisis en el estudio hidrológico.

Se recomienda para el estudio hidrológico el uso del Método de las Isoyetas, pues presenta mayor exactitud que el Método Polígono de Thiessen.

Para los ensayos de suelos, debido a la presencia de material granular, se procedió y se recomienda realizar una granulometría por medio de un cuarteo, para así acercarse a la realidad en campo.

Se recomienda para el análisis de la ubicación del puente, tener en cuenta los impactos ambientales que este genera; pues es una zona de vegetación.

Se recomienda realizar todas las acciones propuestas para la mitigación de impactos ambientales.

VII. LISTA DE REFERENCIAS

- [1] IPE, «Instituto Peruano de Economía,» Lima, 2005.
- [2] O. Vargas Avedaño, Programa de Puentes, Lima: Provias Nacional - MTC, 2012-2020.
- [3] SENAMHI, «Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología,» Lima, 2014.
- [4] INEI, «Instituto Nacional de Estadística e Informática,» Lima, 2015.
- [5] R. Sono Huarcaya, «Diseño y Elaboración del Expediente Técnico del Puente Carrozable para el Caserío de Pucaha Bajo, Incahuasi,» Chiclayo, 2017.
- [6] J. Noriega Quesnay, «Propuesta Del Análisis Y Diseño De Puente Modular En Casos De Emergencia Según Normas Peruanas,» Chiclayo, 2012.
- [7] V. Acevedo Laos, «Diseño de un puente con estructura de acero,» Lima, 2015.
- [8] D. Quispe y R. Supo, «Análisis Y Diseño Del Puente Carrozable De Integración En El Centro Poblado Unión Soratira Sector Cruz Chupa Distrito De San Antón - Azangaro,» Puno, 2015.
- [9] T. Mejía, «Construcción Del Puente Carrozable Carretera Cajamarca - Centro Poblado La Paccha,» Cajamarca, 2014.
- [10] F. Falen, «Proceso Constructivo del Puente San Juan,» Chiclayo, 2000.
- [11] MTC, «Manual de Puentes,» Lima, 2019.
- [12] AASHTO, «AASHTO LRFD Bridge Design Specification,» Lima, 2014.
- [13] «Análisis, Diseño y Construcción de Puentes.,» Instituto de la Construcción y Gerencia, Lima, 2008.
- [14] River, «Manual River de Diseño de Defensas Ribereñas,» Lima .
- [15] ANA, «Ley General del Ambiente,» Lima.
- [16] MTC, «Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje,» Ministerio de Transportes y Comunicación, Lima, 2017.
- [17] MTC, «Provias Nacional,» Ministerio de Transportes y Comunicación , Lima, 2018.

VII. ANEXOS

ANEXO N° 01: MEMORIA DESCRIPTIVA

1. ANTECEDENTES

Con una población aproximada de 2800 habitantes en el Distrito de Ninabamba, casi 60% de las personas tienen como principal actividad económica la ganadería y la agricultura, de la cual los productos de mayor importancia son la papa, pastos, arracacha, maíz y chiuche.

A un km aproximadamente de la carretera de Ninabamba – Chiclayo, cruza el Río Yanumayo que durante épocas de lluvia y crecidas del río deja incomunicado a los Distritos de La Esperanza y Yauyacan con el Distrito de Ninabamba, y a este con la costa norte peruana, la cual es su principal vía de comunicación.

2. UBICACIÓN

El puente Yanumayo, cual cruza el río del mismo nombre, se ubica aproximadamente a 1.00 km de la carretera Ninabamba – Chiclayo, este pertenece al Distrito de Ninabamba, Provincia de Santa Cruz, Departamento de Cajamarca.

Las coordenadas geográficas aproximada son:

Longitud Oeste: 6°39'10"

Latitud Sur: 78°47'54"

3. OBJETIVOS

Crear acceso continuo de los pobladores de Ninabamba con los pobladores de La Esperanza y Yauyacan, así como de la principal vía de comunicación del Distrito de Ninabamba con la costa norte peruana.

Contribuir al progreso y desarrollo de los caseríos de la zona rural y lugares aledaños a los distritos de Ninabamba.

Permitir una rápida atención de salud en épocas de lluvias y que los pobladores ya no se queden sin provisiones de productos de primera necesidad.

Evitar cualquier tipo de accidente ya presentado en la zona por negligencia de los móviles al querer cruzar el Río Yanumayo.

4. CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS

El clima en Ninabamba es muy variado, templado durante el día y refrigerado en las noches; presenta una temporada de lluvias muy entre los meses de diciembre a marzo que pertenecen al verano costeño. Julio es su mes más seco con una precipitación de 12 mm y febrero lo contrario con 172 mm; además el Distrito de Ninabamba es afectado por el fenómeno del Niño; el cual es un fenómeno climatológico cíclico del norte peruano tropical.

5. VÍAS DE ACCESO

El Distrito de Ninabamba presenta 3 carreteras, que lo dirigen a Chiclayo, Chota y Cajamarca.

6. NOMBRE Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Elaboración del Expediente Técnico del Puente Carrozable en el Río Yanumayo, Distrito de Ninabamba – Provincia de Santa Cruz – Departamento de Cajamarca, 2017

El proyecto contempla la construcción de un puente semi integral de 38.00 m de longitud entre ejes de apoyo, conformado por cuatro vigas de acero de alma llena y una losa de concreto trabajando como sección compuesta.

Para la definición de las características principales del puente se han tomado en consideración los resultados de los estudios de ingeniería básica realizados, siendo las recomendaciones del diseño geométrico y las recomendaciones de los estudios hidrológicos e hidráulicos las más influyentes en la determinación de la ubicación y longitud.

Adicional a los estudios también se ha tenido en cuenta la extensión de la carretera ya existente, como uno de los factores a considerar, para optimizar la ubicación del puente, siempre cumpliendo con los requerimientos mínimos dados.

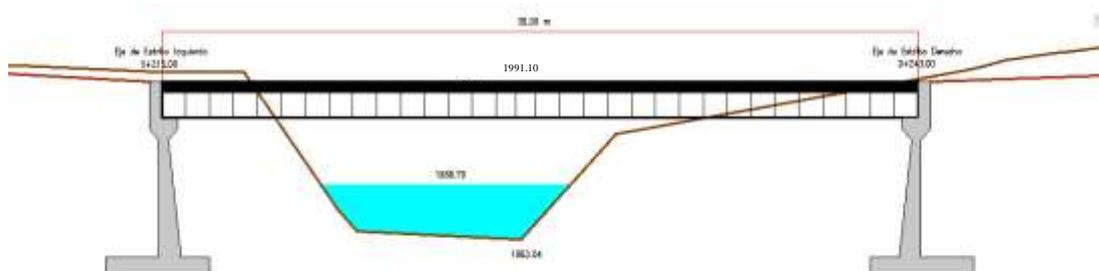


Ilustración 33 Vista General del Puente

Las características del puente son las siguientes:

6.1. Superestructura

Longitud Total del Puente	38.00 m entre eje de apoyos
Tipo de Puente	Viga simplemente apoyada
Tipo de Tablero	Vigas de acero de alma llena con acción compuesta con losa de concreto
Ancho de Vía	3.60 m (dos vías)
Ancho de Veredas	2 x 0.90 m = 1.80 m
Ancho Total del Tablero	9.00 m
Peralte de Vigas de Acero	1.40 m
Espesor de Losa	20.00 cm

Materiales:

Acero Estructural

Vigas	ASTM A709 Grado 50, $F_y = 3520 \text{ kg/cm}^2$
Diafragmas	ASTM A709 Grado 50, $F_y = 3520 \text{ kg/cm}^2$
Atiesadores	ASTM A709 Grado 50, $F_y = 3520 \text{ kg/cm}^2$
Soldaduras de Vigas	Electrodos AWS E7018

Losa De Concreto

Concreto	$F'_c = 28 \text{ MPa}$ (280 kg/cm ²)
Acero de Refuerzo	$F_y = 420 \text{ MPa}$ (4200 kg/cm ²)

6.2. Subestructura

Estribos	Tipo muro en voladizo de 50.00 cm de espesor en la parte inferior y 90.00 cm, en la parte superior.
----------	---

Materiales:

Concreto	$F'_c = 28 \text{ MPa}$ (280 kg/cm ²)
Acero de Refuerzo	$F_y = 420 \text{ MPa}$ (4200 kg/cm ²)

6.3. Detalles Del Tablero

Apoyos	De tipo elastómero, vulcanizadas con placas de acero A36 de 2mm de espesor.
Juntas	Sello elástico de poliuretano o silicona colocado entre la losa de aproximación y el acceso.
Veredas	Apoyadas sobre los extremos de la losa de concreto de 90 x 20 cm de sección.
Barandas	Baranda continua de acero hueco de 1.20 m de altura.

6.4. Superficie De Rodadura

Se ha previsto la colocación de una capa de 20 mm de espesor de concreto como superficie de desgaste, el cual será llenado conjuntamente con la losa.

6.5. Especificaciones De Diseño

La superestructura se ha sido diseñada para la sobrecarga vehicular HL93.

Se han utilizado las siguientes especificaciones:

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014.
- Manual de Puente – MTC "Ministerio de Transportes y Comunicaciones "

7. ESTUDIOS DE INGENIERÍA BÁSICA

Para la elaboración del presente expediente se han considerado las recomendaciones de los estudios de ingeniería básica de donde se extrae lo siguiente:

7.1. Topografía y Diseño Vial

Diseño en Planta:

El trazo horizontal continúa por una topografía accidentada, ubicándose las siguientes curvas horizontales: curva horizontal N° 1 a la izquierda de 50.00 m de radio en la progresiva Km. 0 + 82.57, curva horizontal N° 02 a la derecha con 20.00 m de radio, en la progresiva Km. 0 + 194.57, continua el trazo hasta llegar a la progresiva Km. 0 + 208.00, desde donde se cruzará el Rio Yanumayo con un puente de 38.00 m de longitud entre ejes de estribos hasta llegar a la progresiva Km. 0 + 246.00.

El trazo continúa con una topografía semi accidentada hasta la progresiva Km. 0 + 274.34, en donde se proyecta la tercera curva horizontal a la izquierda de 20.00 m de radio, luego prosigue la cuarta y última curva horizontal a la derecha de 25.00 m de radio en la progresiva Km. 0 + 337.26, finalmente se llega a la cota final de trazo de progresiva Km. 0 + 385.13 y 1992.29 m.s.n.m.

Perfil:

El trazo vertical plantea 5 tramos con pendientes, siendo una primera pendiente descendente de 2.68% hasta la progresiva Km 0 + 67.94, una segunda pendiente ascendente de 1.53% desde la progresiva Km 0 + 102.94 hasta la progresiva Km 0 + 124.70, una tercera pendiente descendente de 5.50% desde la progresiva Km 0 + 166.23 hasta la progresiva Km 0 + 215.06, una cuarta pendiente ascendente de 3.81% desde la progresiva Km 0 + 253.06 hasta la progresiva Km 0 + 302.08 y por último una quinta pendiente descendente de 1.59% desde la progresiva Km 0 + 337.08 hasta la progresiva Km 0 + 385.13.

Las cotas de la rasante, que se obtienen en los ejes de la subestructura, con las pendientes indicadas en el párrafo anterior se muestran en el siguiente cuadro:

Ejes	Km	Cota
Estribo Izquierdo	0+208.0	1991.00
Estribo Derecho	0+246.0	1991.00

Sección Transversal:

Se tiene la siguiente sección transversal típica.

Velocidad Directriz	30 Kph
Ancho Total de Vía	3.60 m
Ancho de Bermas	90.00 cm en cada lado de la Vía
Ancho de la Calzada en Accesos	7.20 m
Espesor de Afirmado	20.00 cm
Bombeo:	2.5%
Peralte	De acuerdo a las Normas DG - 2018
Sobreechancho	De acuerdo a las Normas DG - 2018

Curvas Verticales	De acuerdo a las Normas DG - 2018
Número de carriles	2
Talud en Relleno	1: 1.5

Señalización y Seguridad Vial:

Se ha considerado señalización horizontal en la zona del Puente mediante líneas de borde continuas

Para el caso de la Señalización Vertical se ha tomado en cuenta paneles informativos (Nombre del Puente – Longitud y destino) y señales preventivas de curva de volteo y curvas a la derecha e izquierda.

7.2. Hidrología e Hidráulica

La cuenca del río Yanumayo, nace a los 4100 m.s.n.m. Se orienta hacia la dirección Sur – Oeste. Hasta el punto de ubicación del puente tiene un área de drenaje de 381.21 km². El curso principal de la cuenca del río Yanumayo hasta la ubicación del puente tiene una longitud de 45.72 km y una pendiente de 1.74%. El factor de forma de la cuenca es de 0.83 y el coeficiente de compacidad es 1.39.

Hidrología:

El caudal de diseño en la ubicación del puente y el periodo de retorno ha sido calculado empleando el Método Racional Modificado, recomendado por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.

Se tomó como data, las precipitaciones máximas mensuales de los últimos 15 años, de las Estaciones Hidrométricas cerca de la zona de estudio.

Se emplearon los softwares Arc Gis y River, como apoyo para llegar a la obtención de dicho caudal.

El caudal máximo estimado es de 276.54 m³/s para el periodo de retorno de 275 años.

Hidráulica Fluvial:

Sección Natural y Lecho: El río Yanumayo en el sector de cruce tiene un ancho natural del orden de 37 m y bancos empinados de 8 m de altura media. El lecho de la quebrada está compuesto por cantos rodados de diámetros medios de 0.5 m respectivamente. Sin embargo, se encuentran bolonerías de hasta 2.5 m.

Perfil Longitudinal: En las inmediaciones del puente existente, el río Yanumayo presenta dos pendientes bien definidas. Aguas arriba la pendiente asciende a 3.28 % y aguas abajo a 17.09 %. El puente existente se ubica un poco antes de la sección de cambio de pendiente.

Planta: El puente existente se ubica en un tramo de ligera curvatura.

Se muestra un resumen de los resultados de los cálculos para la sección ubicada inmediatamente aguas arriba del puente:

Diseño de Protección de Márgenes:

Debido a las altas velocidad del agua, en épocas de lluvia y a la socavación calculada, se ha proyectado una protección de enrocado en cada margen de la ubicación de puente Yanumayo, de 60 m aguas arribas; con el fin de que los estribos no se vean afectados por dichos efectos.

En la zona de estudio existe abundante material rocoso, que es material primario para la defensa ribereña tipo enrocado, por lo cual se consideró como la defensa más indicada a utilizar. La capa de roca será bien gradada y angulosa, acomodada sobre las riberas con taludes de reposo de 1.5H: 1V.

7.3. Geología y Geotecnia

Geología

La cuenca Ninabamba tiene sus comienzos en la era Mesozoica, durante la era Mesozoica la actividad volcánica se incrementa en la zona, pero en la superficie del continente, (volcánico Porculla) se producen plegamientos con grandes intrusiones de magma. La zona de montaña se ha venido estabilizando, el clima y la hidrología han ido cambiando y con ellos la morfología de la zona, dando forma a la cuenca actual.

Las rocas intrusivas se hallan representadas por un conjunto de intrusiones del Batolito de la Costa, cuyas clasificaciones petrológicas presentan un amplio rango de variación

En la zona del Río Yanumayo, se encuentran rocas intrusivas de composición tonalítica de edad del Terciario.

Geotecnia

Para el conocer la capacidad portante del terreno de cimentación del Puente Yanumayo y el tipo de terreno presente, se realizaron un programa de exploración de campo, consistente en excavaciones de calicatas y extracción de muestras de suelo y roca para su respectivo análisis de laboratorio. También se realizó una Prospección Geoeléctrica con fines de Estimación Litológica en los márgenes del Río.

El perfil geotécnico del estribo izquierdo está conformado superficialmente por un material de arena con presencia de grava, se estima que en 4.25 m de profundidad subyace un material de piedras grandes con arena y grava no saturados de agua, y en 4.35 m se presenta un material de piedras grandes con arena y grava saturados de agua, en el cual ya continua un compuesto probable de roca dura.

El perfil geotécnico del estribo derecho está conformado superficialmente por un material de arena con presencia de grava, se estima que en 3.5 m de profundidad subyace un material de piedras grandes con arena y grava no saturados de agua, y en 5.75 m se presenta un material de piedras grandes con arena y grava saturados de agua, en el cual ya continua un compuesto probable de roca dura.

De acuerdo a la naturaleza y perfil del terreno de cimentación y al tipo de estructura a construir, se recomienda una cimentación del tipo superficial en los estribos del puente Yanumayo, cimentándose estos sobre el macizo rocoso competente.

Descripción	Estribo Izquierdo	Estribo Derecho
Material de cimentación	Roca Dura	Roca Dura
Nivel de terreno en el eje de estribos (m.s.n.m)	1982.40	1982.80

Según el Mapa de Zonificación Sísmica propuesto por la Nueva Norma de Diseño Sismo resistente E.030, del Reglamento Nacional de Construcciones, el área de estudio se encuentra comprendida en la Zona 2, correspondiéndole una sismicidad baja.

7.4. Fuentes de Agua

La fuente de agua más cercana a la obra, es el propio río Yanumayo, por lo que se ha recogido una muestra para realizar los ensayos químicos necesarios para garantizar su empleo.

Los resultados muestran que no hay ningún inconveniente para el uso de esta fuente de agua para la elaboración del concreto de cemento Portland.

8. TIEMPO DE EJECUCIÓN

Se ha calculado una duración de 180 días calendario para la ejecución de la Obra.

ANEXO N° 02: MEMORIA DE CÁLCULO

1. INTRODUCCIÓN

En el siguiente documento se muestra la memoria de cálculo del diseño estructural del Puente Yanumayo, donde se siguió a detalle el Manual de Puentes (MTC,2016) y las especificaciones del AASHTO – LRFD (2017).

2. GENERALIDADES

La concepción estructural es la de un puente de un (1) tramo simplemente apoyado de vigas de acero de alma llena con acción compuesta con losa de concreto, de 38.00 m de luz entre ejes de apoyos.

La sección transversal comprende dos (2) vías, cada una de 3.60 m, y una vereda a cada extremo de 0.90 m, presentando un total de 9.00 m de ancho. En cada extremo se presenta una baranda metálica a lo largo de todo el tramo.

La cota inferior de las vigas de acero se ha establecido 2.71 m por encima del nivel máximo de aguas para mantener un margen libre seguro contra las avenidas extraordinarias y considerando el arrastre de palizadas y troncos.

Las características del puente definidas son:

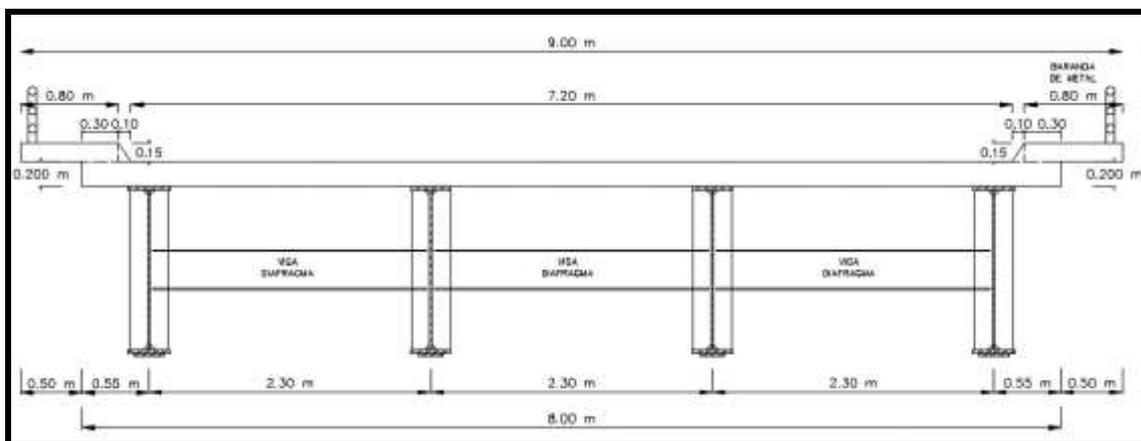


Ilustración 34 Sección del Puente

3. CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE

3.1. Losa de Concreto

Todos los cálculos realizados y las fórmulas utilizadas son las dadas por el Manual de Puente (MTC).

Concreto

$F'c = 28 \text{ MPa}$ (280 kg/cm²)

Acero de Refuerzo

$F_y = 420 \text{ MPa (4200 kg/cm}^2\text{)}$

Espesor de la Losa

Predimensionamiento de la losa

$$t = \frac{S + 3}{30}$$

Como para el diseño se consideraron 4 vigas de acero separadas por 2.30 m.

$$t = \frac{2.3 + 3}{30} = 0.18 \text{ m} \approx 0.20 \text{ m}$$

Metrado de Cargas

Se consideró calcular el peso de la losa por metro lineal, teniéndose:

DC - Peso de Losa: $0.2 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times \text{Peso específico (} 2.4 \text{ tn/m}^3\text{)} = 0.48 \text{ tn/m}$

Para el cálculo de los pesos, el espesor de la vereda se tomó de 15.00 cm, y el del asfalto 5.00 cm.

La vereda como se observa en la **Ilustración 1**, no es uniforme, por lo cual se determinó el área.

DC - Peso de Vereda: $0.15 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} \times 2.40 \text{ tn/m}^3 / 0.90 \text{ m} = 0.34 \text{ tn/m}$

DC - Peso de la Baranda: 0.10 tn/m

DW - Peso de Asfalto: $0.05 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2.20 \text{ tn/m}^3 = 0.11 \text{ tn/m}$

Momentos DC + DW que soporta la Losa:

Como la estructura que se presenta en el sentido de la losa es hiperestática se utilizó el software SAP, con el fin de obtener los momentos por cada tipo de carga.

El momento DC, toma en cuenta las cargas de la losa, la vereda y la baranda; mientras que el momento DW, toma en cuenta a la carga ejercida por el asfalto.

Para los momentos negativos se consideró en el primer apoyo interior, y para el positivo a 0.4L de la primera viga interior.

Momentos DC:

MDC (-) =	-0.182	Tn. m
MDC (-) _{IZQ} =	-0.131	Tn. m
MDC (-) _{DER} =	-0.120	Tn. m

MDC (+) =	0.015	Tn.m
------------------	-------	------

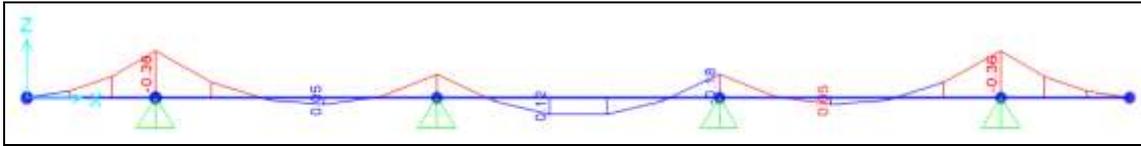


Ilustración 35 Momentos por efecto de DC

Momentos DW:

MDW (-) =	-0.048	Tn. m
MDW (-) IZQ =	-0.034	Tn. m
MDW (-) DER =	-0.034	Tn. m
MDW (+) =	0.021	Tn. m

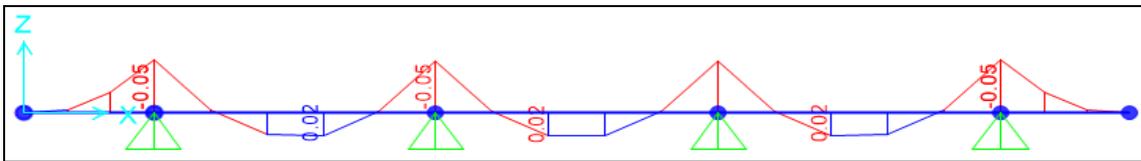


Ilustración 36 Momentos por efecto de DW

Momentos por Sobrecarga Móvil:

Para la sobrecarga se utilizó el Móvil de Diseño HL-93, que es el indicado en el Manual de Puentes.

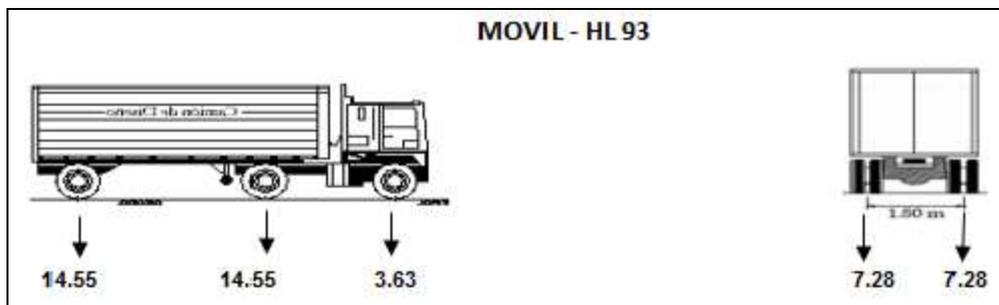


Ilustración 37 Camión de Diseño

Al ser una carga móvil se realizaron líneas de influencias, para así poder determinar en qué ubicación del móvil se encuentran los momentos más desfavorables.

Como ya se conoce el acero para la losa estará distribuido de forma perpendicular al puente, es decir se apoyará en las vigas de acero.

Igualmente, que, en los momentos por carga estática, para los momentos negativos se consideró en el primer apoyo interior, y para el positivo a $0.4L$ de la primera viga interior.

Obtención del Momento (-):

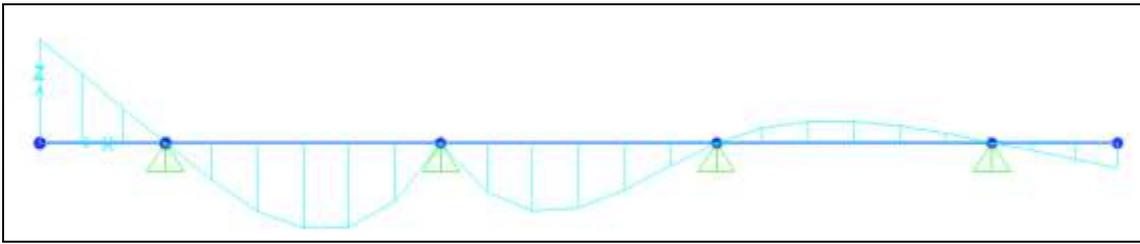
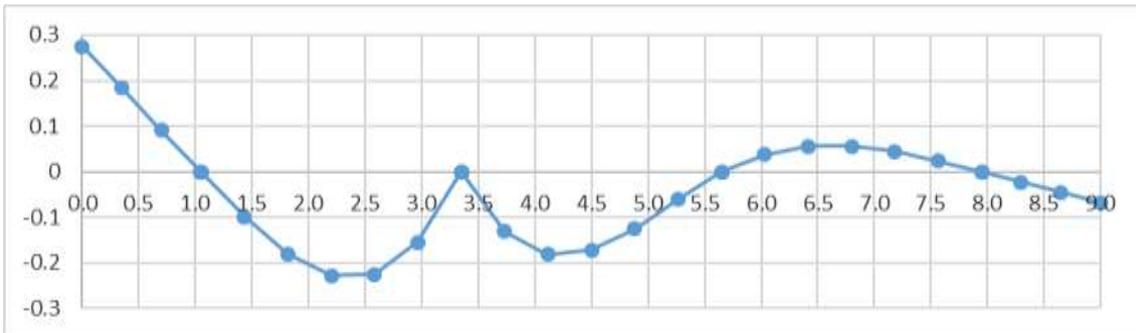


Ilustración 38 Línea de Influencia - Mom. en apoyo B



En la primera imagen se encuentra la línea de influencia obtenida en el segundo apoyo del SAP, cuando se ha cargado con una carga unitaria a lo largo de todo el tramo.

Para poder obtener la segunda imagen se ha obtenido las ecuaciones de cada tramo de la primera imagen, pues es posible ya que se conoce la progresiva y la influencia que le corresponde a cada punto.

El comando utilizado fue estimación lineal del Excel y de esa forma se obtuvieron las siguientes ecuaciones.

$$0 < x < 1.05 \rightarrow \rightarrow \rightarrow I = -0.26x + 0.27$$

$$1.05 < x < 3.35 \rightarrow \rightarrow \rightarrow I = 0.05x^3 - 0.16x^2 - 0.10x + 0.22$$

$$3.35 < x < 5.65 \rightarrow \rightarrow \rightarrow I = -0.06x^3 + 0.97x^2 - 4.87x + 7.77$$

$$5.65 < x < 7.95 \rightarrow \rightarrow \rightarrow I = 0.01x^3 - 0.29x^2 + 2.27x - 5.67$$

$$7.95 < x < 9 \rightarrow \rightarrow \rightarrow I = -0.06x + 0.51$$

Ya contando con las 5 ecuaciones que definen la línea de influencia, y conociendo que las cargas que influyen son 2 de 7.28 tn y alejadas por 1.80 m, se puede empezar a obtener todos los momentos en cada ubicación del móvil; donde el momento viene dado por:

$$P(L1) + P(L2) = M$$

El primer análisis se realiza a un carril cargado, es decir que solo un móvil recorre en el puente.

Móvil en el primer tramo				
1 Eje	L.I 1	2 Eje	L.I. 2	MOMENTO
1.05	0.00	2.85	-0.18	-1.344
1.15	-0.03	2.95	-0.16	-1.355
1.25	-0.05	3.05	-0.13	-1.322
1.35	-0.08	3.15	-0.09	-1.240
1.45	-0.10	3.25	-0.05	-1.106
1.55	-0.13	3.35	0.00	-0.916
Móvil en el primer y segundo tramo				
1 Eje	L.I 1	2 Eje	L.I. 2	MOMENTO
1.65	-0.15	3.45	-0.04	-1.395
1.75	-0.17	3.55	-0.08	-1.807
1.85	-0.19	3.65	-0.11	-2.158
1.95	-0.20	3.75	-0.13	-2.450
2.05	-0.21	3.85	-0.15	-2.683
2.15	-0.22	3.95	-0.17	-2.857
2.25	-0.23	4.05	-0.18	-2.974
2.35	-0.23	4.15	-0.18	-3.033
2.45	-0.23	4.25	-0.18	-3.035
2.55	-0.23	4.35	-0.18	-2.980
2.65	-0.22	4.45	-0.18	-2.870
2.75	-0.20	4.55	-0.17	-2.705
2.85	-0.18	4.65	-0.16	-2.485
2.95	-0.16	4.75	-0.14	-2.211
3.05	-0.13	4.85	-0.13	-1.883
3.15	-0.09	4.95	-0.11	-1.502
3.25	-0.05	5.05	-0.10	-1.068
3.35	0.00	5.15	-0.08	-0.582

Móvil en el segundo tramo				
1 Eje	L.I 1	2 Eje	L.I. 2	MOMENTO
3.35	0.00	5.15	-0.08	-0.589
3.45	-0.04	5.25	-0.06	-0.776
3.55	-0.08	5.35	-0.05	-0.917
3.65	-0.11	5.45	-0.03	-1.018
3.75	-0.13	5.55	-0.01	-1.083
3.85	-0.15	5.65	0.00	-1.118

Móvil en el segundo y tercer tramo				
1 Eje	L.I 1	2 Eje	L.I. 2	MOMENTO
3.85	-0.15	5.65	0.00	-1.118
3.95	-0.17	5.75	0.01	-1.130
4.05	-0.18	5.85	0.02	-1.122
4.15	-0.18	5.95	0.03	-1.101
4.25	-0.18	6.05	0.04	-1.073
4.35	-0.18	6.15	0.04	-1.042
4.45	-0.18	6.25	0.04	-1.013
4.55	-0.17	6.35	0.03	-0.994
4.65	-0.16	6.45	0.02	-0.988
4.75	-0.14	6.55	0.01	-1.001
4.85	-0.13	6.65	-0.01	-1.040
4.95	-0.11	6.75	-0.04	-1.108
5.05	-0.10	6.85	-0.07	-1.212
5.15	-0.08	6.95	-0.11	-1.358
5.25	-0.06	7.05	-0.15	-1.549
5.35	-0.05	7.15	-0.20	-1.793
5.45	-0.03	7.25	-0.26	-2.095
5.55	-0.01	7.35	-0.32	-2.459
5.65	0.00	7.45	-0.40	-2.891

Móvil en el tercer tramo				
1 Eje	L.I 1	2 Eje	L.I. 2	MOMENTO
5.65	0.00	7.45	0.03	0.226
5.75	0.01	7.55	0.03	0.273
5.85	0.02	7.65	0.02	0.306
5.95	0.03	7.75	0.01	0.325
6.05	0.04	7.85	0.01	0.333
6.15	0.05	7.95	0.00	0.331

En los datos presentados se encuentran todos los momentos posibles en el caso se tenga solo un carril cargado, entre los cuales el mayor momento obtenido fue de **-3.035 Tn.m.**

El segundo análisis se realiza a dos carriles cargados.

Móvil 1 en el primer tramo - Móvil 2 en el segundo tramo								
Primer Móvil				Segundo Móvil				MOMENTO
1 Eje	L.I 1	2 Eje	L.I. 2	1 Eje	L.I 1	2 Eje	L.I. 2	
1.05	0.00	2.85	-0.18	4.05	-0.18	5.85	0.02	-2.469
1.15	-0.03	2.95	-0.16	4.15	-0.18	5.95	0.03	-2.451
1.25	-0.05	3.05	-0.13	4.25	-0.18	6.05	0.04	-2.372
1.35	-0.08	3.15	-0.09	4.35	-0.18	6.15	0.05	-2.229
1.45	-0.10	3.25	-0.05	4.45	-0.18	6.25	0.05	-2.021
1.55	-0.13	3.35	0.00	4.55	-0.17	6.35	0.05	-1.744
1.65	-0.15	3.45	-0.04	4.65	-0.16	6.45	0.06	-2.129
1.75	-0.17	3.55	-0.08	4.75	-0.14	6.55	0.06	-2.439
1.85	-0.19	3.65	-0.11	4.85	-0.13	6.65	0.06	-2.684
1.95	-0.20	3.75	-0.13	4.95	-0.11	6.75	0.06	-2.867
2.05	-0.21	3.85	-0.15	5.05	-0.10	6.85	0.06	-2.992
2.15	-0.22	3.95	-0.17	5.15	-0.08	6.95	0.05	-3.059
2.25	-0.23	4.05	-0.18	5.25	-0.06	7.05	0.05	-3.073
2.35	-0.23	4.15	-0.18	5.35	-0.05	7.15	0.05	-3.035
2.45	-0.23	4.25	-0.18	5.45	-0.03	7.25	0.04	-2.950
2.55	-0.23	4.35	-0.18	5.55	-0.01	7.35	0.04	-2.818
2.65	-0.22	4.45	-0.18	5.65	0.00	7.45	0.03	-2.644
2.75	-0.20	4.55	-0.17	5.75	0.01	7.55	0.03	-2.432
2.85	-0.18	4.65	-0.16	5.85	0.02	7.65	0.02	-2.179
2.95	-0.16	4.75	-0.14	5.95	0.03	7.75	0.01	-1.885
3.05	-0.13	4.85	-0.13	6.05	0.04	7.85	0.01	-1.549
3.15	-0.09	4.95	-0.11	6.15	0.05	7.95	0.00	-1.171

En los datos presentados se encuentran todos los momentos posibles en el caso se tengan dos carriles, entre los cuales el mayor momento obtenido fue de **-3.073 Tn.m.**

El valor a considerar será para el primer caso; pues al calcular los momentos, por el factor de presencia múltiple; este resulta crítico.

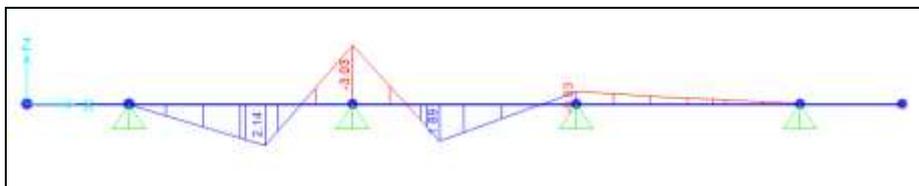


Ilustración 39 Momentos negativos más desfavorables

MLL (-) =	-3.035	Tn. m
MLL (-) IZQ =	-2.230	Tn. m
MLL (-) DER =	-2.268	Tn. m

Obtención del Momento (+):

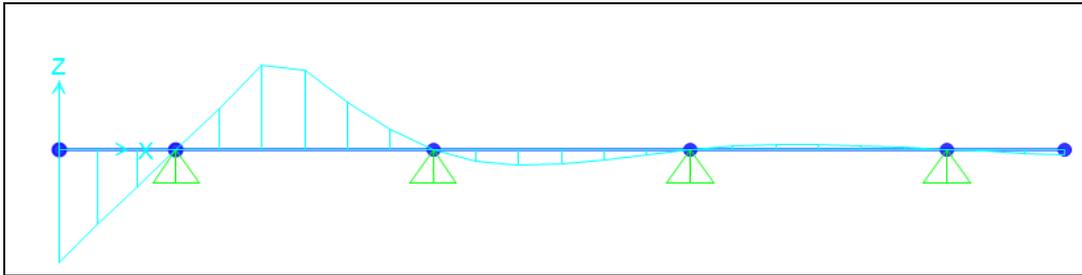


Ilustración 40 Línea de Influencia - Mom. 0.4 x L1

Para el Momento (+) igual que en el momento (-) se obtuvieron las ecuaciones de cada tramo, pero ahora cuando se solicita el momento en el segundo apoyo interior.

$$0 < x < 1.05 \rightarrow \rightarrow \rightarrow I = 0.5x - 0.52$$

$$1.05 < x < 3.35 \rightarrow \rightarrow \rightarrow I = 0.13x^3 - 1.15x^2 + 2.94x - 2.00$$

$$3.35 < x < 5.65 \rightarrow \rightarrow \rightarrow I = -0.02x^3 + 0.39x^2 - 1.95x + 3.1$$

$$5.65 < x < 7.95 \rightarrow \rightarrow \rightarrow I = 0.00x^3 - 0.12x^2 + 0.91x - 2.28$$

$$7.95 < x < 9 \rightarrow \rightarrow \rightarrow I = -0.05x + 0.37$$

El primer análisis se realiza a un carril cargado, es decir que solo un móvil recorre en el puente.

1 CARRIL CARGADO				
1 Eje	L.I 1	2 Eje	L.I. 2	MOMENTO
1.97	0.36	3.77	-0.06	2.214

El segundo análisis se realiza a dos carriles cargados.

1 Eje	L.I 1	2 Eje	L.I. 2	1 Eje	L.I 1	2 Eje	L.I. 2	MOMENTO
1.97	0.36	3.77	-0.06	4.97	-0.04	6.77	0.02	2.056

Se obtuvo que el mayor momento es cuando se tiene un solo carril cargado y, por lo tanto:

MLL (+) =	2.214	Tn. m
------------------	-------	-------

Cálculo de Ancho de Franja Efectivo – Tabla 2.6.4.2.1.3 -1:

<i>Tabla 2.6.4.2.1.3-1 Franjas Equivalentes</i>			
<i>(4.6.2.1.3-1 AASHTO)</i>			
<i>Tipo de Tablero</i>	<i>Dirección de franja principal relativa a la dirección de tráfico</i>	<i>Ancho de franjas principales (in)</i>	<i>Ancho de franjas principales (mm)</i>
<i>Concreto:</i> <ul style="list-style-type: none"> • Colocado en el lugar • Colocado en el lugar con encofrados perdidos • Prefabricado, postensado. 	<i>Cantilever</i> <i>Paralelo o</i> <i>Perpendicular</i>	$45.0+10.0X$ +M: $26.0 + 6.6S$ -M: $48.0 + 3.0S$	$1140 + 0.833 X$ +M: $660 + 0.55S$ -M: $1220 + 0.25S$
	<i>Paralelo o</i> <i>Perpendicular</i>	+M: $26.0 + 6.6S$ -M: $48.0 + 3.0S$	+M: $660 + 0.55S$ -M: $1220 + 0.25S$
	<i>Paralelo o</i> <i>Perpendicular</i>	+M: $26.0 + 6.6S$ -M: $48.0 + 3.0S$	+M: $660 + 0.55S$ -M: $1220 + 0.25S$
<i>Acero:</i> <ul style="list-style-type: none"> • Emparrillado abierto • Emparrillado lleno o parcialmente lleno • Emparrillado compuesto, no lleno 	<i>Barras principales</i>	$1.25P+4.0Sb$	$0.007P+ 4.0 Sb$
	<i>Barras principales</i>	<i>Aplicar (Art 2.6.4.2.1.8)</i>	<i>Aplicar (Art 2.6.4.2.1.8)</i>
	<i>Barras principales</i>	<i>Aplicar (Art 2.6.4.2.1.8)</i>	<i>Aplicar (Art 2.6.4.2.1.8)</i>
<i>Madera:</i>			

Ilustración 41 Franjas Equivalentes

El Ancho de Franja Efectivo es calculado para poder distribuir el momento calculado por sobrecarga, pues el móvil no se encuentra en toda la longitud del puente.



Ilustración 42 Sentido de la Losa

A continuación, se presentan las formulas del ancho efectivo en caso se analice el volado, el momento negativo y el momento positivo respectivamente.

$$E^v = 1140 + 0.833 X \text{ (mm)}$$

$$E^- = 1220 + 0.25 S \text{ (mm)}$$

$$E^+ = 660 + 0.55 S \text{ (mm)}$$

Donde:

$$E^v = 1.015 \text{ m}$$

$$E^- = 1.795 \text{ m}$$

$$E^+ = 1.925 \text{ m}$$

Momento de Diseño – Resistencia Última:

1.25 DC	+	1.5 DW	+	1.75 LL+I
---------	---	--------	---	-----------

Con la combinación mencionada se calculará ya el momento de diseño para lo cual el momento LL+I, deberá ser amplificado con un factor de presencia múltiple de 1.2, en caso solo se tenga un carril cargado, con un factor de fatiga de 1.33 y dividido por el ancho de franja correspondiente.

$$M(-) \text{ Izq} = 1.25 * -0.131 + 1.5 * -0.034 + 1.75 * -2.23 * \frac{1.33 * 1.2}{1.795} = -3.685$$

$$M(-) \text{ Der} = 1.25 * -0.12 + 1.5 * -0.034 + 1.75 * -2.268 * \frac{1.33 * 1.2}{1.795} = -3.731$$

$$M(+) = 1.25 * 0.015 + 1.5 * 0.021 + 1.75 * 2.214 * 1.33 * \frac{1.33 * 1.2}{1.925} = 3.26$$

El momento (-) obtenido fue 3.731, pues se consideró el mayor del momento de izquierda y derecha y el momento (+) obtenido fue de 3.26.

Diseño de Losa – Cálculo de Acero Negativo:

El diseño de la Losa se realiza por Resistencia ultima, es decir se emplearán los momentos de -3.88 y 3.26. Utilizando para este caso el momento de -3.88.

El análisis se realizó por franjas de un metro, por lo cual los datos que se conocen son los siguientes.

f'c =	280	Kg/cm2
Fy =	4200	Kg/cm2
B =	100	cm
H =	20.00	cm
Ø =	0.9	

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy(d - \frac{a}{2})}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy(d - \frac{a}{2})}$$

Al conocer todos los datos, y tener solo dos incógnitas, se itera para obtener el A_s , obteniéndose un área de 7.188 cm².

Como requisito para el diseño de losa, se tiene que comprobar que el valor ϕ asumido es el adecuado, y que el acero colocado sea mayor que el acero mínimo.

Comprobación ϕ – Art 2.7.1.1.4.2.a - 1:

$$a = B_1 C \quad 0.75 \leq \phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \leq 0.9$$

El valor ϕ asumido fue de 0.9, por la cual si en la fórmula mostrada, resulta un valor menor a este, pero mayor de 0.75, se tiene que realizar de nuevo el cálculo, con el nuevo valor ϕ .

En lo calculado se obtuvo que $\phi = 1.94$, por lo cual, se dice que el cálculo realizado es el correcto.

Cálculo Acero Mínimo – Art 2.9.1.4.6.3.2:

$$M_{cr} = 1.10 \times f_r \times S \quad f_r = 2.01 \sqrt{f'_c} \quad S = \frac{b \times h^2}{6}$$

Al cálculo de acero mínimo resulto 2.47 que como se puede observar es inferior al acero requerido de 7.59 cm².

Se decidió utilizar 1 ϕ 1/2" @ 0.16 m.

Diseño de Losa – Cálculo de Acero Positivo:

Para el cálculo del acero positivo se utilizó el momento de 3.26 tn.m, y se siguieron los mismos pasos que para el acero negativo.

El A_s requerido fue de 5.263 cm² y el valor ϕ fue de 2.82 por la cual no se necesitó realizar de nuevo el cálculo.

También se sabe que es mayor al acero mínimo ya calculado por la cual se pudo definir el área de acero a utilizar.

Se decidió utilizar 1 ϕ 1/2" @ 0.23 m.

Diseño de Losa – Cálculo de Acero de Temperatura:

$$A_s = \frac{0.18 \times b \times h}{2 \times (b + h)} \quad 2.33 \frac{cm^2}{m} < A_s < 12.7 \frac{cm^2}{m}$$

El acero de temperatura obtenido con la formula mencionada fue de 1.50 cm²/m, pero se consideró 2.33 cm²/m, al ser el menor valor aceptado por norma.

Se decidió utilizar 1 ø 3/8" @ 0.30 m.

Diseño de Losa – Cálculo de Acero de Distribución – Art 2.8.1.4.6.3.2:

$$\% = \frac{121}{\sqrt{S}}$$

Donde S, es la distancia entre vigas, es decir 2.30 m y el % es un porcentaje del área de acero negativo obtenido por cálculo.

Se obtuvo que el área de acero requerida es de 4.82 cm², por la cual:

Se decidió utilizar 1 ø 1/2" @ 0.25 m.

Verificación de Fisuración por Servicio:

Para la verificación por agrietamiento se obtienen los momentos de la misma forma que por resistencia última, solo que no tiene factores de mayoramiento.

1 DC	+	1 DW	+	1 LL+I
------	---	------	---	--------

Se obtiene:

$$M(-) Izq = 1 * -0.131 + 1 * -0.034 + 1 * -2.23 * \frac{1.33 * 1.2}{1.795} = -1.91$$

$$M(-) Der = 1 * -0.12 + 1 * -0.034 + 1 * -2.268 * \frac{1.33 * 1.2}{1.795} = -2.17$$

$$M(+) = 1 * 0.015 + 1 * 0.021 + 1 * 2.214 * 1.33 * \frac{1.33 * 1.2}{1.925} = 1.872$$

Acero Negativo:

Puesto que se está verificando la fisuración, se busca que la separación de aceros dada sea la adecuada para evitar dicho problema.

El momento será, el momento hallado multiplicado por el ancho tributario de 0.16 m.

$$M_s = 2.17 * 0.16 = 0.35 \text{ Tn. f. m}$$

Como se está analizando en estado agrietado, se convertirá la barra de acero de ½" a concreto, por la cual se le multiplicará por su relación modular.

$$\text{Relación Modular} = n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 * 10^6}{256017.97} = 8$$

$$\text{Área acero transformada} = 1.27 * 8 = 10.16 \text{ cm}^2$$

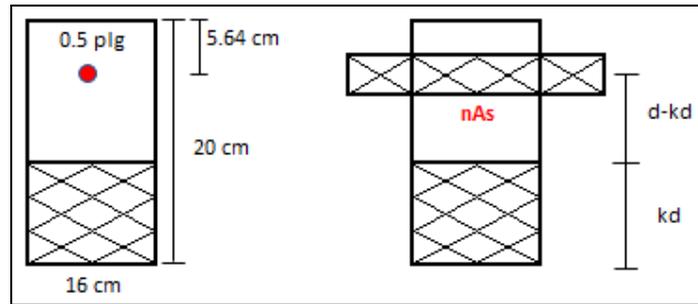


Ilustración 43 Representación Sección Agrietada

Una vez conocidos los siguientes valores se hacen igualdad de fuerzas, con la finalidad de obtener kd (Área no agrietada).

$$8kd^2 + 10.16kd - 145.95 = 0$$

$$kd = 3.68y - 4.95 \quad d - kd = 10.68 \text{ cm}$$

$$jd = d - \frac{kd}{3} \quad fs = \frac{Ms}{jd \times As} \quad fs \leq 0.6fy$$

Como ya no se tienen incógnitas, se halla fs, el cual resulta 2082.04 kg f / cm², cumpliendo que sea menor a 0.6 fy, siendo el caso de que se presente el caso que sea mayor, se toma 0.6 fy.

Como ya se mencionó la separación dada fue de 16 cm, la cual también deberá ser verificada con una separación máxima de refuerzo.

$$S \leq \frac{125000 \gamma_c}{Bs \times Fs} - 2dc \quad Bs = 1 + \frac{dc}{0.7(h - d_e)}$$

Se obtiene que Bs = 1.56, γc = 0.75 y S debe ser menor a 17.59 cm, por lo cual se define, que la separación dada cumple con todos los requisitos.

Acero Positivo:

Para el acero positivo se realizan las mismas verificaciones que en el acero negativo, en lo cual tenemos:

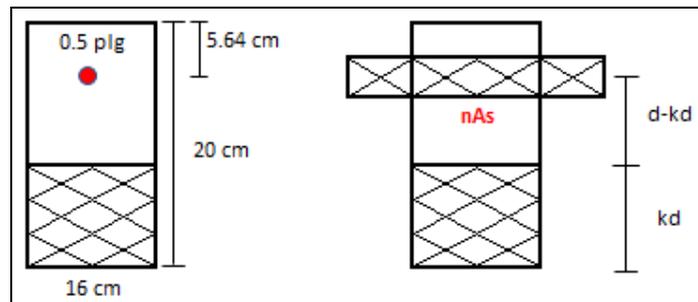
El momento será, el momento hallado multiplicado por el ancho tributario de 0.22 m.

$$M_s = 1.87 * 0.23 = 0.43 \text{ Tn. f. m}$$

Como se está analizando en estado agrietado, se convertirá la barra de acero de 1/2" a concreto, por la cual se le multiplicará por su relación modular.

$$\text{Relación Modular} = n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 * 10^6}{256017.97} = 8$$

$$\text{Área acero transformada} = 1.27 * 8 = 10.16 \text{ cm}^2$$



Una vez conocidos los siguientes valores se hacen igualdad de fuerzas, con la finalidad de obtener kd (Área no agrietada).

$$11kd^2 + 10.16kd - 166.27 = 0$$

$$kd = 3.45 \text{ y} - 4.38 \quad d - kd = 12.91 \text{ cm}$$

$$jd = d - \frac{kd}{3} \quad f_s = \frac{M_s}{jd \times A_s} \quad f_s \leq 0.6f_y$$

Como ya no se tienen incógnitas, se halla f_s , el cual resulta 2156.61 kg f / cm², cumpliendo que sea menor a 0.6 f_y , siendo el caso de que se presente el caso que sea mayor, se toma 0.6 f_y .

Como ya se mencionó la separación dada fue de 16 cm, la cual también deberá ser verificada con una separación máxima de refuerzo.

$$S \leq \frac{125000 \gamma c}{B_s \times F_s} - 2dc \qquad B_s = 1 + \frac{dc}{0.7(h - d_c)}$$

Se obtiene que $B_s = 1.32$, $\gamma c = 0.75$ y S debe ser menor a 28.08, por lo cual se define, que la separación dada cumple con todos los requisitos.

Diseño de Vereda:

Para el diseño de la vereda se ha tomado en cuenta el peso propio de la vereda, el peso de la baranda y una carga peatonal de 0.4 tn/m^2 , con lo cual se obtiene:

$$MDC = 0.22 \text{ tn.m}$$

$$MDW = 0.04 \text{ tn.m}$$

$$MLL + I = 0.19 \text{ tn.m}$$

Acero Transversal:

Usando la combinación $1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 M_{LL+I}$, se obtuvo un momento de diseño de 0.672 Tn.m , con el cual se requiere un $A_s = 1.514 \text{ cm}^2$.

El A_s calculada debe ser mayor al área de acero mínima dada por:

$$A_s \text{ min} = \frac{14 * b * d}{f_y}$$

El $A_s \text{ min}$ resultó 3.955 cm^2 , la cual fue la considerada pues es mayor que 1.514 cm^2 .

Se decidió utilizar 1 \emptyset 3/8" @ 0.17 m.

Acero Longitudinal:

Para el área de acero mínimo longitudinal se toma en cuenta, el área de acero de temperatura, teniendo:

$$A_s \text{ min} = 0.0018 * b * h$$

El $A_s \text{ min}$ es de 2.70 cm^2 .

Se decidió utilizar 1 \emptyset 3/8" @ 0.25 m.

Resumen de Aceros – Losa:

As +	Usar	1 Ø	1/2"	@	0.23 m
As -	Usar	1 Ø	1/2"	@	0.16 m
As Distribución	Usar	1 Ø	1/2"	@	0.25 m
As Temperatura	Usar	1 Ø	3/8"	@	0.30 m
As Volado Long	Usar	1 Ø	3/8"	@	0.25 m
As Volado Trans	Usar	1 Ø	3/8"	@	0.19 m

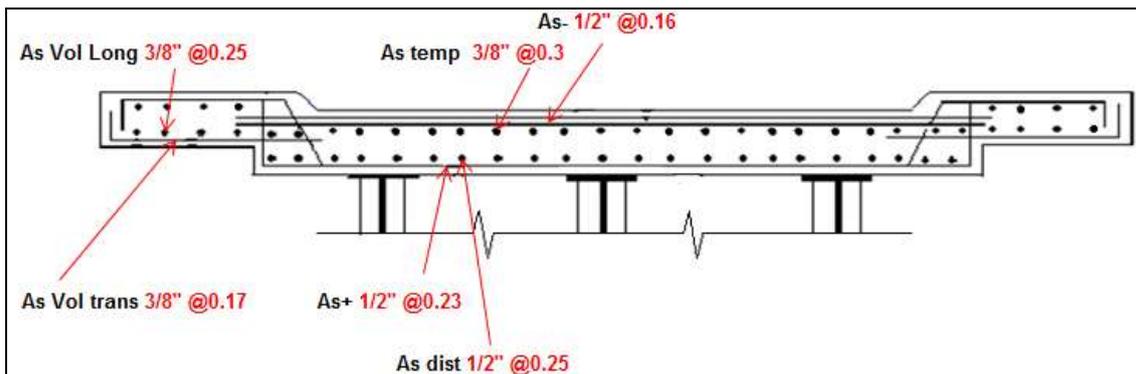


Ilustración 44 Disposición de los Aceros en la Losa

3.2. Vigas de Acero

Las vigas de acero son de ASTM A709 Grado 50, $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$

Predimensionamiento de Dimensiones:

Para el predimensionamiento de las vigas de acero, se han utilizado fórmulas empíricas, de las cuales las dimensiones obtenidas han sido analizadas, para que cumplan con cada uno de los requisitos.

Espaciamiento entre Vigas:

El espaciamiento de vigas ya verificado fue el utilizado para el diseño de la losa, pues como ya se mencionó en el diseño de esta, los aceros están de forma perpendicular al sentido del tráfico.

$$S' = \frac{W}{n} = \frac{9}{4} = 2.25 \cong 2.30 \text{ m}$$

$$w = \text{Ancho del puente} = 9.00 \text{ m}$$

$$n = \text{Número de vigas} = 4$$

Peralte mínimo del Alma:

$$h = \frac{L}{30} = \frac{38}{30} = 1.27 \text{ m} \cong 1.30 \text{ m}$$

$L = \text{Longitud Total del Puente}$

Espesor del Alma:

$$tw = \frac{d_{alma}}{150} = 0.87 \text{ cm} \cong 1.5875 \text{ cm} = \frac{5}{8} \text{ plg}$$

Espesor del Ala:

$$tf = 3 \times tw = 3 \times 0.87 = 2.60 \text{ cm} \cong 3.175 \text{ cm} = \frac{10}{8} \text{ plg}$$

Tanto para el espesor del alma y el ala como se puede observar, se vio aumentada de forma considerable la dimensión obtenida por predimensionamiento, todo con la finalidad de cumplir las verificaciones presentadas más adelante.

Todas las medidas de los espesores están en pulgadas, pues es la medida comerciable en las placas de acero.

Ancho del Ala:

$$bf = \frac{d_{alma}}{4} = 32.50 \text{ cm} \cong 35 \text{ cm}$$

Las vigas interiores presentan un ancho de 35.00 cm y una platabanda de 20.00 cm, en cambio las vigas exteriores no cumplen con esas dimensiones, por la cual presentan 35.00 cm de ancho y una platabanda de 25.00 cm.

Peralte Mínimo de la Viga Compuesta:

Se debe verificar que el peralte dado al alma, más los espesores de las alas, sea mayor que lo requerido.

$$hc \text{ min} = 0.04 L = 1.52 \text{ m}$$

$$hc = h + 2 tf + t losa = 1.56 \text{ m}$$

Como se observa las medidas dadas cumplen con los requerimientos mínimos de predimensionamiento.

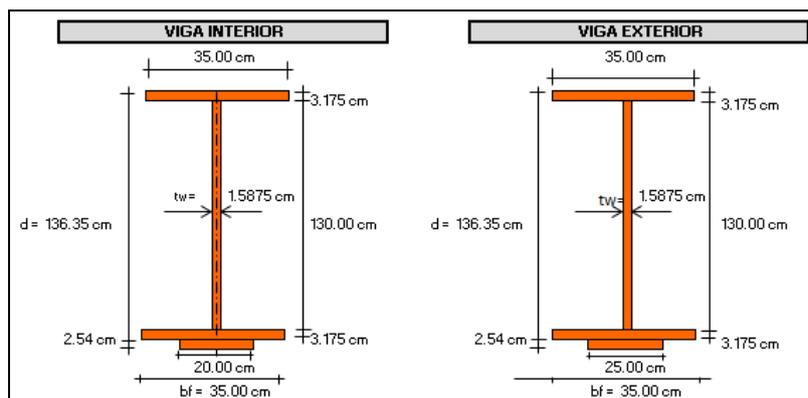


Ilustración 45 Dimensiones de Vigas de Acero

Momentos DC Y DW Actuantes:

Para determinar los momentos se tiene que los anchos tributarios de las vigas interiores son de 2.3 m, y de las vigas exteriores son de 1.15 + 1.05 = 2.20 m.

También se sabe que el peso específico del acero es de 7850 kg/m³.

Momento DC y DW – Viga Interior:

DC - Peso de Losa: 0.2 m x 2.3 m x 2.40 tn/m³ = 1.104 tn/m

DC – Vigas de Acero: 0.048 m² x 7.85 tn/m³ = 0.376 tn/m

$$W_{dc \text{ int}} = 1.58 \text{ --- --- --- --- --- } M_{dc} = \frac{Wd * L^2}{8} = 285.25 \text{ tn.m}$$

DW - Peso de Asfalto: 0.05 m x 2.3 m x 2.24 tn/m³ = 0.26 tn/m

$$W_{dw \text{ int}} = 0.26 \text{ --- --- --- --- --- } M_{dc} = \frac{Wd * L^2}{8} = 46.50 \text{ tn.m}$$

Momento DC y DW – Viga Exterior:

DC - Peso de Losa: 0.34 m² x 2.4 tn/m³ = 0.82 tn/m

DC - Peso de Vereda: 0.13 m² x 2.4 tn/m³ = 0.31 tn/m

DC – Baranda Metálica: 0.10 tn/m

DC – Vigas de Acero: 0.049 m² x 7.85 tn/m³ = 0.386 tn/m

DC – Vigas de Acero: 0.049 m² x 7.85 tn/m³ = 0.39 tn/m

DC – Conectores: Valor estimado = 0.1 tn/m

$$W_{dc \text{ ext}} = 1.71 \text{ --- --- --- --- --- } M_{dc} = \frac{Wd * L^2}{8} = 308.35 \text{ tn.m}$$

DW - Peso de Asfalto: $0.05 \text{ m} \times 2.2 \text{ m} \times 2.24 \text{ tn/m}^3 = 0.25 \text{ tn/m}$

$$Wdw \text{ ext} = 0.25 \text{ --- Mdc} = \frac{Wd * L^2}{8} = 44.48 \text{ tn.m}$$

Momento Carga LL+I:

Para la obtención del momento de la carga viva se utilizó el Teorema de Barré, pues el puente en el sentido del tráfico es idealizado como un puente simplemente apoyado.

Camión de Diseño – HL -93K:

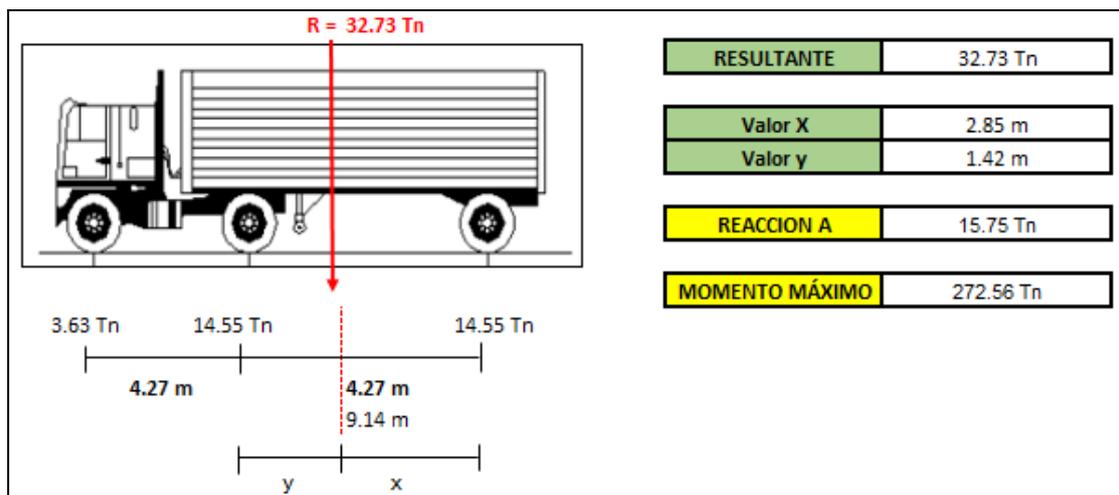


Ilustración 46 Momento por Camión de Diseño

Tándem de Diseño – HL -93M:

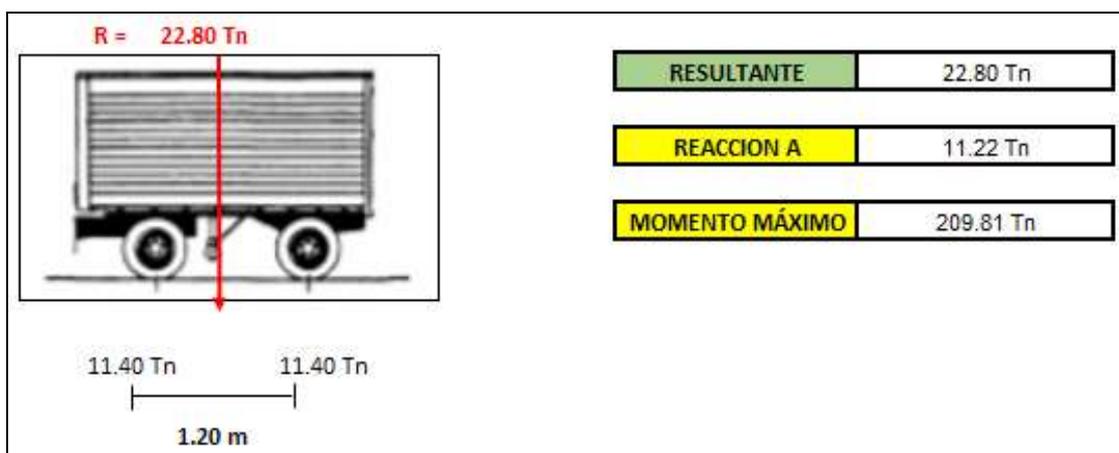


Ilustración 47 Momento por Tándem de Diseño

Carga de Carril – HL -93S:

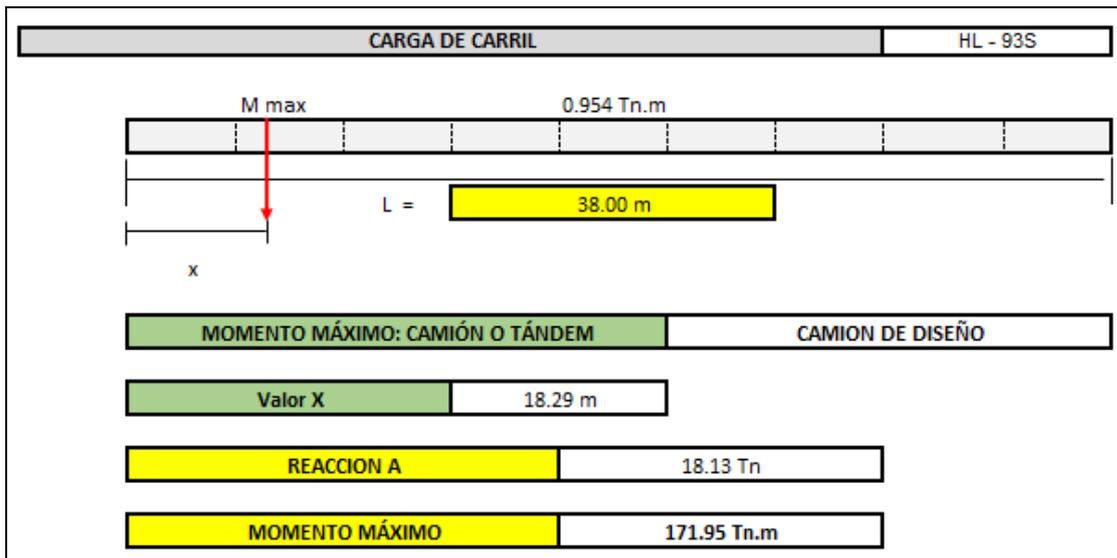
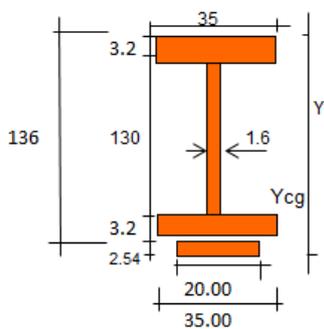


Ilustración 48 Momento por Carga de Carril

Centro de Gravedad y Momento de Inercia de las Vigas:

Viga Interior:

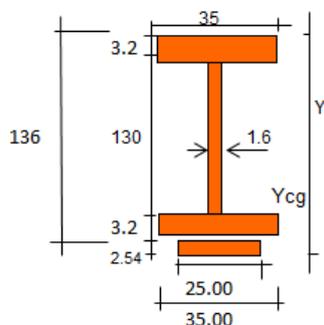


	A (cm ²)	Y (cm)	A*Y	do (cm)	lo (cm ⁴)	lo + Ado ²
Ala sup	111.13	137.3025	15257.74	73.95	93.350788	607724.59
Alma	206.38	70.715	14593.808	7.36	290644.79	301819.22
Ala inf	111.13	4.1275	458.66844	59.23	93.35	389929.30
Platabanda:	50.80	1.27	64.516	62.09	27.311773	195848.34
	479.43		30374.733			1495321.45

Centro de Gravedad	$Y_{cg} = AY / A$	=	63.357	cm
	$Y' = d - Y_{cg}$	=	75.53	cm

Momento de Inercia	$I_{cg} =$	1495321.45	cm ⁴
--------------------	------------	------------	-----------------

Viga Exterior:



	A (cm ²)	Y (cm)	A*Y	do (cm)	lo (cm ⁴)	lo + Ado ²
Ala sup	111.13	137.3025	15257.74	75.55	93.350788	634341.76
Alma	206.38	70.715	14593.808	8.96	290644.79	307215.29
Ala inf	111.13	4.1275	458.66844	57.63	93.35	369123.30
Platabanda:	63.50	1.27	80.645	60.48	34.139717	232339.82
	492.13		30390.862			1543020.17

Centro de Gravedad	$Y_{cg} = AY / A$	=	61.754	cm
	$Y' = d - Y_{cg}$	=	77.14	cm

Momento de Inercia	$I_{cg} =$	1543020.17	cm ⁴
--------------------	------------	------------	-----------------

Distribución de Sobrecarga:

Viga Interior – Tabla 4.6.2.2b-1:

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ver Tabla 4.6.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, c, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,8} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lr_s^2}\right)^{0,3}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,8} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{Lr_s^2}\right)^{0,3}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Ilustración 49 Distribución de las sobrecargas por carril en vigas interiores

Datos:

$$Relación\ Modular = n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2.04 \times 10^6}{256017.97} = 8$$

$$S = 230.00\ cm$$

$$L = 3800.00\ cm$$

$$t_s = 20.00\ cm$$

$$I\ viga = 1495321.45\ cm^4$$

$$A\ viga = 479.43\ cm^2$$

eg	Distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero
----	---

$$y\ viga = 63.357\ cm$$

$$y\ losa = 148.89\ cm$$

$$e_g = 85.533 \text{ cm}$$

$$K_g = n(I_{\text{viga}} + Ae_g^2) = \text{parámetro de rigidez longitudinal}$$

$$k_g = 4002222.153 \text{ cm}^4$$

Un Carril Cargado:

$$g_i = 0.06 + \left(\frac{S}{430}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{Kg}{L \cdot ts^3}\right)^{0.1}$$

$$g_i = 0.405$$

Dos o más Carriles Cargados:

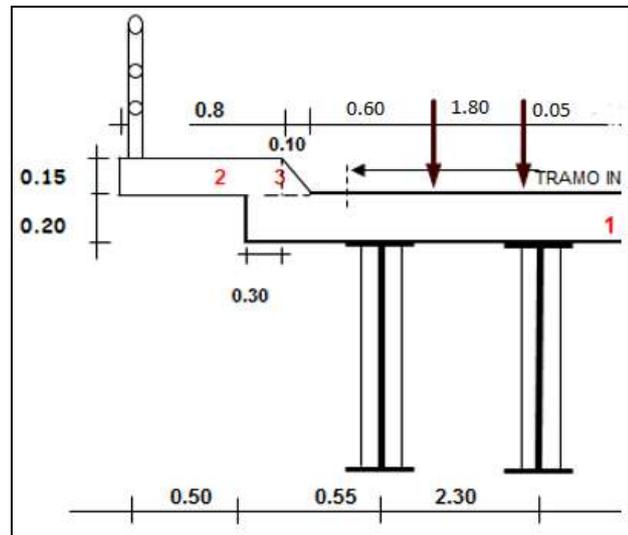
$$g_i = 0.075 + \left(\frac{S}{290}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{Kg}{L \cdot ts^3}\right)^{0.1}$$

$$g_i = 0.585$$

Se tomó el mayor valor de distribución para las vigas, siendo **gi = 0.585**.

Viga Exterior – Tabla 4.6.2.2d-1:

Un Carril Cargado – Ley de Momentos:



$$R_a = 0.41 P$$

$$g_e = 0.41 * 1.2 = 0.50$$

Dos o más Carriles Cargado:

$$g_e = e \cdot g_{int}$$

$$e = 0.77 + \frac{de}{2800}$$

de = distancia desde el eje central de la viga exterior a la cara interior de la barrera

$$de = 1.05$$

$$e = 1.15$$

$$g_e = 0.67$$

Se tomó el mayor valor de distribución para las vigas, siendo $g_e = 0.67$.

Momentos Últimos:

1.25 DC	+	1.5 DW	+	1.75 LL+I
---------	---	--------	---	-----------

$$Mu_{vig.int} = 1.25 * 285.25 + 1.5 * 46.50 + 1.75 * 312.88 = 973.86 \text{ Tn} - m$$

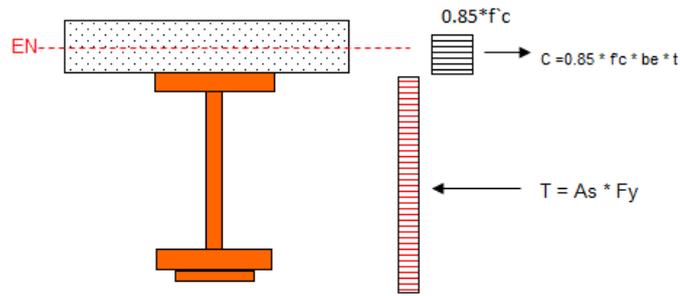
$$Mu_{vig.ext} = 1.25 * 308.35 + 1.5 * 44.48 + 1.75 * 358.25 = 1134.14 \text{ Tn} - m$$

Diseño de la Sección Compuesta:

Verificación si E.N. Pasa por el Acero o el Concreto:

Para diseñar la sección compuesta se tiene que saber si el eje neutro pasa por las vigas de acero o por la losa de concreto, conociendo también si se encuentra en el ala o el alma, siendo el caso que el eje neutro se encontró en la viga.

Como se observa en la imagen, el eje neutro se obtiene con igualdad de fuerzas del aporte del acero con el aporte de la losa de concreto.



VIGA INTERIOR

Ancho Tributario =	2.30	m
--------------------	------	---

$C = 0.85 * f_c * b_e * t$	=	1094.8	Tn
$T = A_s * F_y$	=	1677.9875	Tn

VIGA EXTERIOR

Ancho Tributario =	2.20	m
--------------------	------	---

$C = 0.85 * f_c * b_e * t$	=	1047.2	Tn
$T = A_s * F_y$	=	1722.4375	Tn

Verificación si E.N. pasa por el Ala o por el Alma

$C = 0.85 * f_c * b_e * t$	=	1094.8	Tn
$T = A_s * F_y$	=	1677.9875	Tn

$C = 0.85 * f_c * b_e * t$	=	1047.2	Tn
$T = A_s * F_y$	=	1722.4375	Tn

$C' = b_f * t_f * s * F_y$	=	388.9375	Tn
----------------------------	---	----------	----

$C' = b_f * t_f * s * F_y$	=	388.9	Tn
----------------------------	---	-------	----

$SI T < C + 2C'$ "E.N. en el ala"

¡EN cae en el Ala!

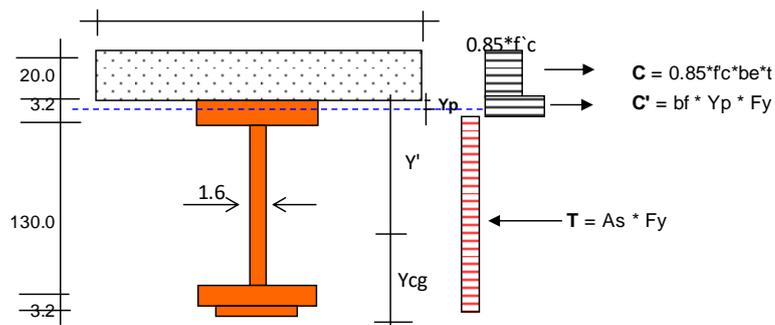
¡EN cae en el Ala!

Obtención del Yp cuando el E.N cae en Ala

VIGA INTERIOR

VIGA EXTERIOR

Calculo del Yp (distancia de la parte superior del patin hasta el E.N.)



be (v.int) =	230	cm
bf =	35	cm

be (v.ext) =	220	cm
bf =	35	cm

Por Equilibrio de Fuerzas :

- $C + 2C' = T$
- $2 * C' = T - C$

Por Equilibrio de Fuerzas :

- $C + 2C' = T$
- $2 * C' = T - C$

$$2 * b_f * Y_p * F_y = (A_s * F_y) - (0.85 * f_c * b_e * t)$$

$$2 * b_f * Y_p * F_y = (A_s * F_y) - (0.85 * f_c * b_e * t)$$

$$Y_p = \frac{(A_s * F_y - 0.85 * f_c * b_e * t)}{2 * b_f * F_y}$$

$$Y_p = \frac{(A_s * F_y - 0.85 * f_c * b_e * t)}{2 * b_f * F_y}$$

Yp =	2.38	cm
-------------	-------------	-----------

Yp =	2.76	cm
-------------	-------------	-----------

Obtención del Centro de Gravedad y Momento de Inercia

$$\text{Área del Concreto } A_c = \frac{b_e}{n} \cdot t \text{ cm}^2$$

VIGA INTERIOR						
Area Equivalente de la losa =						575.0
DESCRIPCION	A (cm2)	Y (cm)	AY	d _{cg} (cm)	I _{cg} (cm4)	I _{cg} + A d _{cg} ²
VIGA - NC	479.43	63.357	30374.733	46.64	1495321.45	2538350.86
LOSA	575.00	148.89	85611.75	85.53	19166.67	4225846.16
	1054.43		115986.48			6764197.02
Centro de gravedad Y _{cg} = AY / A = 110.00 cm						
Y _t = d - Y _{cg} = 48.89 cm						
Momento Inercia transf. I _t = 6764197.02 cm4						

VIGA EXTERIOR						
Area Equivalente de la losa =						550.0
DESCRIPCION	A (cm2)	Y (cm)	AY	d _{cg} (cm)	I _{cg} (cm4)	I _{cg} + A d _{cg} ²
VIGA - NC	492.13	61.754	30390.862	45.99	1543020.17	2583785.65
LOSA	550.00	148.89	81889.5	87.14	18333.33	4194274.70
	1042.13		112280.36			6778060.35
Centro de gravedad Y _{cg} = AY / A = 107.74 cm						
Y _t = d - Y _{cg} = 51.15 cm						
Momento Inercia transf. I _t = 6778060.35 cm4						

Momento Resistente MP si E.N cae en Ala

VIGA INTERIOR			VIGA EXTERIOR		
C=0.85 * f _c * b _e * t	=	1094.8 tn	C=0.85 * f _c * b _e * t	=	1047.2 tn
C' = b _f * Y _p * F _y	=	291.59 tn	C' = b _f * Y _p * F _y	=	337.61875 tn
T = A _s * F _y	=	1677.9875 tn	T = A _s * F _y	=	1722.4375 tn
$\phi M_p = \phi [C (t/2 + Y_p) + 2 C' (Y_p/2) + T (Y' - Y_p)]$					
$\phi M_p = 1164.48 \text{ tn-m}$			$\phi M_p = 1210.42 \text{ tn-m}$		

El Momento calculado debe ser mayor que el Momento Ultimo

Mu=	973.86	Mu=	1079.09	
Si $\phi M_p > Mu \rightarrow$	jok!	83.63 %	Si $\phi M_p > Mu \rightarrow$	jok!

Una vez revisado que la sección compuesta, soporta los momentos últimos, se tiene que ver la eficiencia del momento plástico ante el momento último.

$$\text{Eficiencia Viga Int.} = \frac{M_u}{\phi M_p} = \frac{973.86 * 100\%}{1164.48} = 83.63 \%$$

$$\text{Eficiencia Viga Ext.} = \frac{M_u}{\phi M_p} = \frac{1079.09 * 100\%}{1210.42} = 89.05\%$$

Verificación de Sección sin Apuntalamiento Temporal:

Consideraremos al concreto fresco como una carga viva, e incluiremos una carga de 200 kg/m² debido al peso del encofrado y una carga viva de 100 kg/m² debido a la constructiva:

Momento por Carga Muerta:

VIGA INTERIOR

DC	W tn/m
Viga metalica =	0.38
Conectores =	0.10
Encofrado =	0.46
	0.94

$$M_{dc} = W_{dc} * L^2 / 8 = 169.01$$

VIGA EXTERIOR

DC	W tn/m
Viga metalica =	0.39
Conectores =	0.10
Encofrado =	0.46
	0.95

$$M_{dc} = W_{dc} * L^2 / 8 = 170.81$$

Momento por Carga Viva

VIGA INTERIOR

D _{LL}	W tn/m
Losa =	1.10
Operacional =	0.23
	1.33

$$M_{LL} = W_{LL} * L^2 / 8 = 240.79$$

VIGA EXTERIOR

D _{LL}	W tn/m
Losa =	0.82
Operacional =	0.23
Vereda =	0.31
	1.35

$$M_{LL} = W_{LL} * L^2 / 8 = 244.04$$

MOMENTO ÚLTIMO

$$M_u = 482.03 \text{ kg.m}$$

$$M_u = 488.06 \text{ kg.m}$$

VERIFICACIÓN DE ESUERZOS

VIGA INTERIOR

$$f_b = M_u * Y / I_{cg} = 2042.37 \text{ Kg/cm}^2$$

VIGA EXTERIOR

$$f_b = M_u * Y / I_{cg} = 1953.29 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo del perfil cuando el concreto está fresco debe ser menor que F_Y

$$0.9 * F_y = 3150.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Si } f_b < 0.9 * F_y \longrightarrow \text{jok!}$$

$$\text{Si } f_b < 0.9 * F_y \longrightarrow \text{jok!}$$

Verificación de Deflexiones – Antes de que endurezca el concreto:

Se analizarán las deflexiones en las vigas debido a las cargas permanentes y a las cargas vivas.

Para las deflexiones debido a cargas permanentes, se especificará la contra flecha que deberá tener la viga para contrarrestar dichas deflexiones.

Para las deflexiones debido a las cargas vivas, se verificará que su valor no exceda el límite especificado por la AASHTO.

Deflexión – Carga Muerta

8.1. DEFLEXION - CARGA MUERTA

8.1.1. SECCION DE ACERO NO COMPUESTA

VIGA INTERIOR

	W (tn/m)
Viga metalica	= 0.38
Conectores	= 0.10
Peso propio de Losa	= 1.104
	1.58

VIGA EXTERIOR

	W (tn/m)
Viga metalica	= 0.39
Conectores	= 0.10
Peso propio de Losa	= 0.816
Veredas	= 0.31
	1.61

$$\Delta_{PP} = \frac{5(w_{losa})L^4}{384EI}$$

Deflexión 1 = 14.07 cm

Deflexión 1 = 13.87 cm

8.1.2. SECCION COMPUESTA A LARGO PLAZO

	W (tn/m)
Asfalto	= 0.26
	0.26

	W (tn/m)
Asfalto	= 0.25
Baranda	= 0.10
	0.35

$$\Delta_{PP} = \frac{5(w_{losa})L^4}{384EI}$$

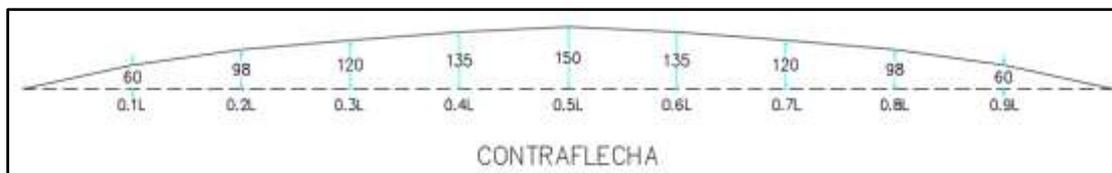
Deflexión 2 = 0.51 cm

Deflexión 2 = 0.68 cm

8.1.3. CONTRAFLECHA

Deflexión Total	= 14.57 cm
	150 mm

Deflexión Total	= 14.6 cm
	150 mm



Deflexión – Carga Viva

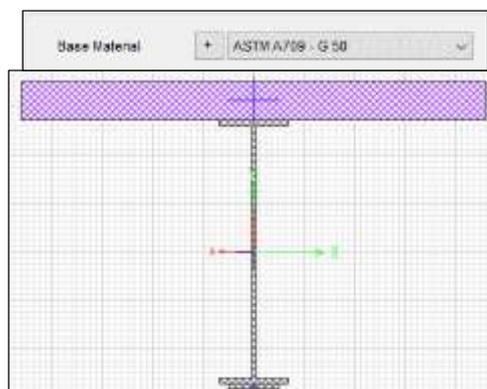
8.2. DEFLEXION - CARGA VIVA

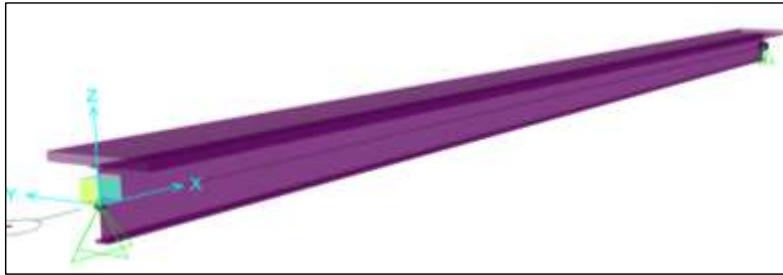
El artículo 2.5.2.6.2. de las especificaciones de la AASHTO establece que, para hallar la máxima deflexión absoluta del puente, debemos considerar que todas las vías están cargadas y que todas las vigas se deflectarán por igual.

8.2.1. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN

VÍAS	= 2
VIGAS	= 4
g	= 0.5

El artículo 3.6.1.3.2. de la AASHTO establece que, para el cálculo de deflexiones debido a carga viva, deberá considerarse únicamente la deflexión debida a la carga del camión, o el 25% de la carga del camión más la carga distribuida del carril de diseño.





8.2.2. DEFLEXION DEBIDO AL MOVIL HL-93

Joint Displacements					
Joint	Object	2	Joint Element	2	
		1	2	3	
Trans		0.	0.	-4.80634	
Rotn		0.	3.737E-04	0.	

Deflexión (cm)
4.80634

8.2.2. DEFLEXION DEBIDO A SOBRECARGA DISTRIBUIDA

Joint Displacements					
Joint	Object	2	Joint Element	2	
		1	2	3	
Trans		0.	0.	-3.36594	
Rotn		0.	0.	0.	

Deflexión (cm)
3.36594

8.2.3. VERIFICACIÓN

Considerando el 100% del camión y sin considerar la sobrecarga distribuida

Deflexión (cm)	1.4404
----------------	--------

Considerando el 25% del camión y la sobrecarga distribuida

Deflexión (cm)	3.72604
----------------	---------

Deflexión máxima

Deflexión Máx (cm)	L/1000	3.8	cm	¡OK!
Deflexión Real (cm)		3.73	cm	

Verificación por Corte:

Cortantes presentes por carga muerta y carga de asfalto en la viga exterior e interior.

Longitud de viga	Lviga	=	38.00	m
-------------------------	--------------	---	-------	---

VIGA INTERIOR

Wdc =	1.58	tn/m
Vdc =	30.03	tn

Wdw =	0.26	tn/m
Vdw =	4.89	tn

VIGA EXTERIOR:

Wdc =	1.71	tn/m
Vdc =	32.46	tn

Wdw =	0.25	tn/m
Vdw =	4.68	tn

Se calculó los factores de distribución en situación de un carril cargado y dos o más carriles cargados, para poder obtener el cortante ejercido por la carga del móvil.

9.1 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN - PARA LA VIGA INTERIOR: [Tabla 4.6.2.2.3a-1](#)

S = 230.00 cm

Un carril Cargado

$$g_i = 0.36 + \frac{S}{760}$$

gi = 0.66

Dos o mas carriles cargados

$$g_i = 0.2 + \frac{S}{360} - \left(\frac{S}{1070}\right)^2$$

gi = 0.793

DISTRIBUCION CONSIDERADA

gi = 0.793

9.2 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN - PARA LA VIGA EXTERIOR: [Tabla 4.6.2.2.3b-1](#)

Un carril Cargado

Ra = 0.41 P

FACTOR DE PRESENCIA MÚLTIPLE

ge = 0.50

Dos o mas carriles cargados

$$g_e = e \cdot g_{interior} \quad e = 0.60 + \frac{d_e}{3000}$$

de = distancia desde el eje central de la viga exterior a la cara interior de la barrera

de = 1.05 m
e = 0.95

ge = 0.75

DISTRIBUCION CONSIDERADA

ge = 0.753

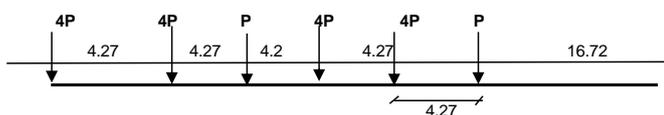
Se prosiguió a calcular el cortante originado por el camión de diseño y la carga de carril. Se obtuvo una cortante de 84.95 Tn.

Cortante originado por la carga viva : (VL) - HL 93

Sobrecarga por rueda 3.63

CAMION

VLL 1 = 49.49 tn



CARGA DE CARRIL

VLL 2 = 18.13 tn

V_{LL+IM} = 83.95 tn

CORTANTE ULTIMO $1.25V_{DC} + 1.50 V_{DW} + 1.75 V_{LL+IM}$

VIGA INTERIOR			VIGA EXTERIOR		
V_u	161.33	T_n	V_u	158.23	T_n

Donde : $V_r = \phi_v V_n$

V_n	=	Resistencia nominal al corte (kg)
ϕ_v	=	Factor de resistencia, para el caso de corte es igual a 1.

La resistencia nominal al cortante (V_n) está dada por la ecuación: $V_n = V_{cr} = CV_p$ Ec.6.10.9.2-1 AASHTO

$$V_p = 0.58F_{yw} D t_w$$

Donde :

V_{cr}	=	Resistencia al pandeo por corte
V_n	=	Resistencia nominal al corte
V_p	=	Fuerza cortante plástica
C	=	Relación entre la resistencia al pandeo por cortante y la resistencia a la fluencia por corte. Debe calcularse mediante las siguientes ecuaciones:

CASO 1 Si $D/t_w \leq 1.12 \sqrt{Ek/F_{yw}} \rightarrow C = 1$

CASO 2 Si $1.12 \sqrt{Ek/F_{yw}} < D/t_w \leq 1.40 \sqrt{Ek/F_{yw}} \rightarrow C = \frac{1.12}{t_w} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$

CASO 3 Si $1.40 \sqrt{Ek/F_{yw}} < D/t_w \rightarrow C = \frac{1.57}{(D/t_w)^2} \cdot \frac{Ek}{F_{yw}}$

Siendo "k" el coeficiente de pandeo por cortante de la placa del alma. Dado que se trata de almas atiesadas, el factor "k" debe tomarse como 4.

D	130.0 cm
tw	1.5875 cm
D/tw	81.9

$$1.12 \sqrt{Ek/F_{yw}} = 57.941843$$

$$1.40 \sqrt{Ek/F_{yw}} = 67.598817$$

$$C = \frac{1.57}{(D/t_w)^2} \cdot \frac{Ek}{F_{yw}} \quad \text{C} = \mathbf{0.546}$$

CASO 3

$$V_p = 0.58F_{yw} D t_w \quad \text{CV}_p = \mathbf{228673.4 \text{ kg}}$$

$$V_n = V_{cr} = CV_p \quad \phi V_n = \mathbf{228673.4 \text{ kg}}$$

VIGA INTERIOR			VIGA EXTERIOR		
V_u	161.33	T_n	V_u	158.23	T_n

¡OK!

¡OK!

Verificación por Pandeo:

La sección utilizada se verifica por pandeo local del ala, pandeo local del alma y pandeo lateral torsional.

$$1 \text{ ksi} = \text{klb/plg}^2 = 70 \text{ kg/cm}^2$$

LONGITUD =	750.00 cm
	295.28 plg

$F_r =$	10 ksi	Perfiles laminados
	16.5 ksi	Perfiles soldados

1 m	=	39.37 plg
-----	---	-----------

VIGA INTERIOR

Mu =	973.86 tn.m 84541.29 klb.plg
-------------	---------------------------------

A-50	50 ksi	
E	2040000 Kg / cm ²	28989.63 ksi
ν Poisson	0.3	
G	784,615	11149.86 ksi
zx	1312.394595	
fi	0.9	
sx	1142.39	
ry	2.87	
A	66.44	
J	22.11	
ly	546.12	
cw	374611.53	

VIGA EXTERIOR

Mu =	1079.09 tn.m 93676.81 klb.plg
-------------	----------------------------------

A-50	50 ksi	
E	2040000 Kg / cm ²	28989.63 ksi
ν Poisson	0.3	
G	784,615	11149.86 ksi
zx	1312.394595	
fi	0.9	
sx	1142.39	
ry	2.87	
A	66.44	
J	22.11	
ly	546.12	
cw	374611.53	

VERIFICACIÓN DE PANDEO LOCAL ALA

b	16.7 cm
tf	3.2 cm

$$\lambda p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda = b/tf < \lambda p$$

$$5.26 < 9.17$$

ALA ES COMPACTA
57.35 %

b	16.7 cm
tf	3.2 cm

$$\lambda = b/tf < \lambda p$$

$$5.26 < 9.17$$

ALA ES COMPACTA
57.35 %

VERIFICACIÓN DE PANDEO LOCAL ALMA

h	130.0 cm
tw	1.6 cm

$$\lambda p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda = h/tw < \lambda p$$

$$81.89 < 90.78$$

ALMA ES COMPACTA
90.21 %

h	130.0 cm
tw	1.6 cm

$$\lambda = h/tw < \lambda p$$

$$81.89 < 90.78$$

ALMA ES COMPACTA
90.21 %

MOMENTO NOMINAL POR PANDEO LOCAL

$$M_n = Z_x * F_y \quad M_n = M_p = 65619.73 \text{ klb.pulg}$$

$$\phi M_n = 59057.76 \text{ klb.pulg}$$

$$M_n = Z_x * F_y \quad M_n = M_p = 65619.73 \text{ klb.pulg}$$

$$\phi M_n = 59057.76 \text{ klb.pulg}$$

$$\text{Límite} = 1.5 * M_y \quad \text{Límite} = 85679.40$$

$$\text{Límite} = 1.5 * M_y \quad \text{Límite} = 85679.40$$

$$\phi M_n < 1.5 * M_y \quad \text{OK} \quad 68.93 \%$$

$$\phi M_n < 1.5 * M_y \quad \text{OK} \quad 68.93 \%$$

PANDEO LATERAL - TORSIONAL

CASO I $L_p = 121.64$ pulg

VER OTRO CASO

CASO I $L_p = 121.64$ pulg

VER OTRO CASO

$$L_p = 300 \times \frac{r_y}{\sqrt{F_y}}$$

$$L_p = 300 \times \frac{r_y}{\sqrt{F_y}}$$

CASO II $L_r = 1982.03$ pulg

OK

CASO II $L_r = 872.67$ pulg

OK

$$L_r = X_1 \times \frac{r_y}{F_y - F_r} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}}$$

$$L_r = X_1 \times \frac{r_y}{F_y - F_r} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}}$$

$$x_1 = 1339.8262$$

$$x_2 = 0.0589347$$

$$x_1 = 1339.82623$$

$$x_2 = 0.05893471$$

La viga fallará por pandeo lateral torsional, después de inicio de la fluencia pero antes de llegar al momento plástico.

Mn POR PANDEO LATERAL - TORSIONAL

Mr = 39983.721 klb.pulg
Cb = 1.00

Mr = 39983.721 klb.pulg
Cb = 1.00

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Mn = 63227.05 klb.pulg
ØMn = 56904.34 klb.pulg

Mn = 59692.73 klb.pulg
ØMn = 53723.46 klb.pulg

Momento máximo (1.5 * My) **OK**
Mn < Mp < 1.5*My 96.35 %

Momento máximo (1.5 * My) **OK**
Mn < Mp < 1.5*My 90.97 %

3.3. Vigas Diafragma

Son de acero ASTM A709Grado 50

El análisis que se realizó a las vigas diafragmas fue de esfuerzos axiales, pues estas no presentan otros esfuerzos.

El perfil utilizado es W 12 x 40.

A = 11.7
d = 11.9
tw = 0.295
bf = 8.01
tf = 0.515

Øc = 0.85

La longitud de las vigas diafragma será de 2.30 m, que es la separación que hay de viga a viga.

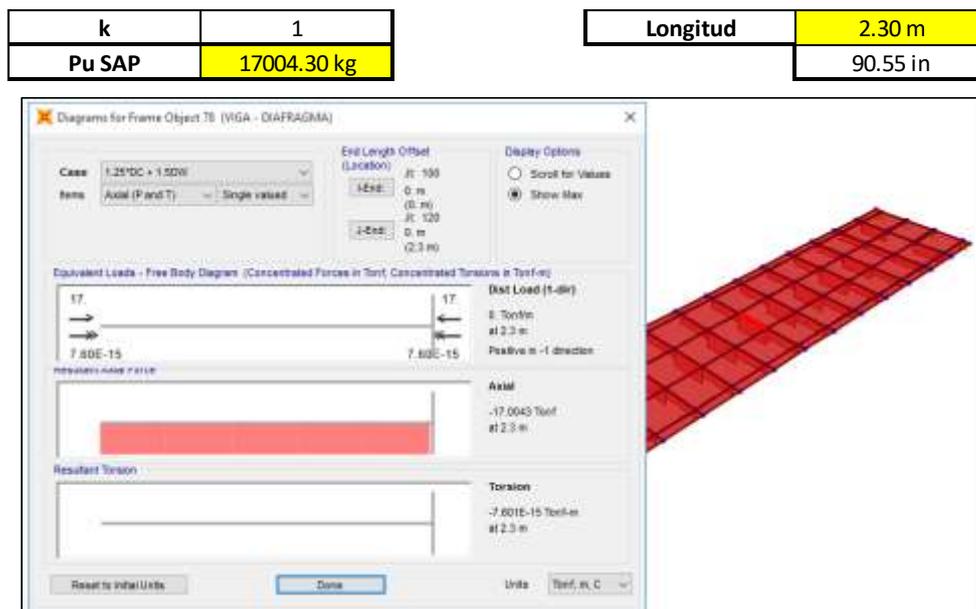


Ilustración 50 Modelo en SAP - Obtención de Cortante

Se tiene que realizar las verificaciones por pandeo a la sección escogida en las condiciones presentadas.

Verificación de Pandeo Local Ala:

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos
			λ_p (compacta-no compacta)	λ_r (esbelto-no esbelto)	
10	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Ilustración 51 Fórmulas Pandeo Local Ala

$y_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda = b/t$ 7.78	<	λ_p 9.17	ALA ES COMPACTA	84.77 %
$y_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda = b/2t$ 3.89	<	λ_r 24.14	OK	16.11 %

Verificación de Pandeo Local Alma:

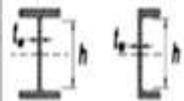
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos
			λ_p (compacta-no compacta)	λ_r (esbelto-no esbelto)	
15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Ilustración 52 Fórmulas Pandeo Local Alma

$y_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda = h/t_w$ 40.34	<	λ_p 91.18	ALMA ES COMPACTA	44.24 %
$y_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda = h/t_w$ 40.34	<	λ_r 138.22	OK	29.19 %

Pandeo Lateral - Torsional:

CASO I $L_p = 82.31$ pulg **NO CUMPLE, VERIFICAR OTRO CASO**

$$L_p = 300 \times \frac{r_y}{\sqrt{F_y}}$$

CASO II $L_r = 250.68$ pulg **OK**

$$L_r = X1 \times \frac{r_y}{F_y - F_r} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + X2(F_y - F_r)^2}}$$

x1= 2542.687423
x2= 0.003394716

Diseño por Compresión:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

SE CALCULA λ_c

$\lambda_c =$	0.62
---------------	-------------

MENOR A 1.5

λ_c mayor igual a 1.5

λ_c menor a 1.5

$$F_{cr} = \frac{0.877 F_y}{\lambda_c}$$

$$F_{cr} = \frac{0.658 F_y}{\lambda_c}$$

Fcr =	7985.17	Kg/cm ²
	113.47	ksi

Fcr =	2979.85	Kg/cm ²
	42.35	ksi

Pu < ØPcr

Pcr =	224929.99	kg
-------	-----------	----

ØPcr =	191190.50	kg
--------	-----------	----

Pu =	17004.30	kg
------	----------	----

CUMPLE
Eficiencia
8.89%

VERIFICACION DE PANDEO

kl/r =	200	
kl/r =	46.68	CUMPLE

Si fuera mayor de 200 de puede aumentar el "rx" o reducir el "L"

En caso kl/r hubiera resultado mayor a 200 se puede reducir la longitud de la viga diafragma, o aumentar la sección, ocasionando que también aumente el radio de giro r.

3.4. Atiezadores

Los Atiezadores son colocados en el interior de las vigas principales del puente, para que las alas que trabajan en volado, tenga una longitud menor.



Ilustración 53 Detalle de Atiezador

Espaciamiento:

Para $a/h \leq 1.5$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{2000}{\sqrt{F_y(ksi)}}$$

Para $a/h > 1.5$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{14000}{\sqrt{F_y(F_y + 16.5)}}$$

h c	=	130.0	cm
-----	---	-------	----

a/h	=	1.923	cm
-----	---	-------	----

h/tw	=	81.890	cm
------	---	--------	----

$\frac{2000}{\sqrt{F_y(ksi)}}$	=	282.84	
--------------------------------	---	--------	--

NO USAR

$\frac{14000}{\sqrt{F_y(F_y + 16.5)}}$	=	242.79	
--	---	--------	--

USAR

Espaciamiento		
a =	250	cm
a =	98.4	pulg

¡CUMPLE!

El espaciamiento considerado fue de 250 cm.

Dimensionamiento:

Ancho Mínimo: Donde d = Altura = 136 cm

$bs = 2" + d / 30$	=	3.79	plg
		9.63	cm

$$bs > \frac{bf}{4}$$

¡OK!

bs =	12.00	cm
	4.72	pulg

bf / 4 =	8.75
----------	------

Espesor Mínimo:

$ts = bs/16$	=	0.30	plg
	USAR	0.375	plg
		0.95	cm

¡OK!

Verificación del Momento de Inercia Mínimo del Atieizador:

$$I_{o \min} = a * t_w^3 * J$$

$$J = \frac{2.5}{\left(\frac{a}{hc}\right)^2} - 2 \geq 0.5$$

J	=	0.500	plg 4
---	---	-------	-------

lo min	=	12.01	plg 4
--------	---	-------	-------

$$I_o = \frac{ts * bs^3}{12} + A * d^2$$

lo	=	16.07	plg 4
----	---	-------	-------

Dimensiones del Atiezador

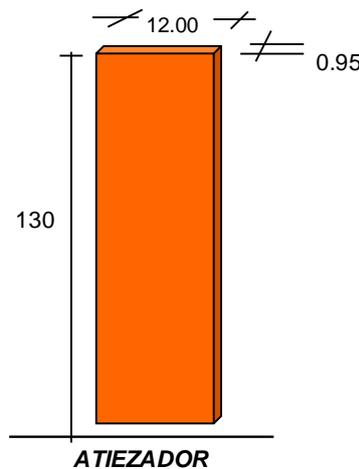


Ilustración 54 Dimensiones del Atiezador

3.5. Conectores

Para asegurar una acción compuesta entre la viga de acero y la losa de concreto, se deben colocar pernos de corte soldados al ala superior de la viga para que éstos tomen el cortante generado en la unión viga - losa.

Donde : $Q_r = \phi_{sc} Q_n$

Q_r = Resistencia al corte factorada de un conector de corte.
 Q_n = Resistencia al corte nominal de un conector de corte.
 ϕ_{sc} = Factor de resistencia para conectores de corte, igual a 0.85

Donde : $Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'c * E_c} \leq A_{sc} F_u$

A_{sc} = Área transversal de un conector de corte.
 E_c = Módulo de elasticidad del concreto.
 $f'c$ = Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días.
 F_u = Resistencia a la tracción de un conector de corte.

USAR CONECTOR DE CORTE A108	Fluencia	=	50 ksi
	Tracción	=	60 ksi

PERNO	3/4	plg
--------------	-----	-----

A_{sc}	=	2.85 cm ²
E_c	=	250998.01 kg/cm ²
$f'c$	=	280 kg/cm ²
F_u	=	4222 kg/cm ²

Q_n	=	11947 kg
$A_{sc} * F_u$	=	12034 kg

OK

Q_r	=	10155 kg
-------	---	----------

Ahora se calcula la fuerza cortante que deberán resistir los pernos de corte

$$P = \sqrt{P_p^2 + F_p^2}$$

Donde :

F_p = Fuerza radial en la losa de concreto. Para tramos rectos es 0
 P_p = Fuerza longitudinal total en la losa de concreto en el punto de máximo momento positivo.
 Menor valor entre :

$P_{1P} = 0.85 f'c * b_s * t_s$ Fuerza cortante al momento en que falla toda la sección de concreto

$P_{2P} = A_s * F_y$ Fuerza cortante al momento en que toda la sección acero entra en fluencia

P_{1P}	=	1094800.00 kg
P_{2P}	=	1500187.50 kg
P	=	1094800.00 kg

NÚMERO DE PERNOS

$$n = \frac{P}{Q_r} \times 2$$

n	=	216.00 conectores
S máx	=	35.19 cm

Colocar 2 conectores de 3/4" cada 35.00 cm

OK

3.6. Neopreno

Se utilizará un dispositivo de expansión de Dureza 60 Escala Shore, el cual permite traslaciones y rotaciones. En el modelo de la Ilustración 17, se pidieron las reacciones en los apoyos, para poder obtener la carga que soportan.

VIGA INTERIOR		VIGA EXTERIOR:	
DC	W(kg)	DC	W(kg)
	33108.00		44298.00
DW	W(kg)	DW	W(kg)
	4692.00		4884.00
LL+I	kg	LL+I	kg
	41318.47		39234.31

Puesto que el neopreno se uniformizará para vigas interiores y exteriores, solo se tomarán en cuenta las cargas de la viga exterior por ser mayores.

Área en Planta del Elastómero:

La combinación utilizada para neoprenos es en estado límite de servicio, por la cual:

$$P_t = P_{DC} + P_{DW} + P_{LL+I} = 88416.31 \text{ kg}$$

Área Requerida:

$$A_{req} = \frac{P_T}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s \leq 87.9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{req} = 1005.87 \text{ cm}^2$$

Ancho Viga o Losa

b =	35.00 cm
w =	35.00 cm

L =	28.74 cm
L =	30.00 cm

Adoptamos

AREA 1050 cm²

OK

Máxima Deformación por Corte en el Dispositivo (Δ_s):

Por Temperatura:

Material	Costa	Sierra	Selva
Concreto armado o presforzado	10° a 40°C	-10° a +35°C	10° a 50°C
Acero	5° a 50°C	-20° a +50°C	10° a 60°C
Madera	10° a 40°C	-10° a +35°C	10° a 50°C

Ilustración 55 Rangos de Temperatura

TEMPERATURA °C		Tabla 2.4.3.9.1-1	
CONCRETO	COSTA	SIERRA	SELVA
t sup	40	35	50
t inf	10	-10	10

t insta	27 °c
Δt	37 °c
L	3800 cm
α	1.08E-05

$$\text{Luego} = \Delta temp = L \cdot \alpha \cdot \Delta t$$

Δtemp	1.52 cm
-------	---------

Por Fragua:

Δretrac	0.9 cm
---------	--------

Por Acortamiento Total de la Viga:

γ _{TU}	1.2 cm
-----------------	--------

$$\Delta s = \gamma_{TU} \cdot (\Delta temp + \Delta contra)$$

$$\Delta s = 2.90 \text{ cm}$$

Esesor requerido de elastómero (hrt):

$$h_{rt} \geq 2 \Delta_s$$

h _{rt}	5.80 cm
-----------------	---------

Factor de Forma S_i mínimo:

Detalle	Dureza (Shore A)		
	50	60	70 ¹
Módulo de corte G @ 23°C (kg/cm ²)	6.68-9.14	9.14-14.06	14.06-21.09
Deflexión por creep @ 25 años dividida por la deflexión inicial	0.25	0.35	0.45

Ilustración 56 Propiedades del Elastómero

Para apoyos elastomericos reforzados con acero serán diseñados de acuerdo con los requisitos de este artículo:	
$\sigma_s \leq 1.25 \text{ GSi}$ y	2.10.4.3.2-7 (14.7.6.3.2-7 AASHTO)
$\sigma_s \leq 1.25 \text{ ksi}$	2.10.4.3.2-8 (14.7.6.3.2-8 AASHTO)

Ilustración 57 Requisitos Mínimos Neopreno

Módulo de Corte	2.10.4.3.2-8
G	9.14 kg/cm ²

$$\sigma_s = \frac{Pt}{A}$$

$\sigma_s =$	84.21 kg/cm ²
--------------	--------------------------

2.10.4.3.2-7	$\sigma_s \leq 1.25 G_{si}$
--------------	-----------------------------

$S_i \geq$	$\frac{\sigma_s}{1.25 G}$	$=$	7.37
------------	---------------------------	-----	------

Grosor de una Capa Interior de Elastómero (h_{ri}):

$$h_{ri} \leq \frac{LW}{2S_i(L+W)}$$

$h_{ri} \leq$	1.10 cm
---------------	---------

GROSOR DE CAPA ADOPTADO

$h_{ri} =$	1.05 cm
------------	---------

FACTOR DE FORMA

$S_i =$	7.69
---------	------

OK

Puesto que el factor de forma $S = 7.69$, es mayor al factor de forma $S_i = 7.37$, se dice que el grosor estimado para la capa interior del elastómero es el adecuado.

Grosor de las Capas Exteriores (h_{re}):

$$h_{re} \leq 0.7h_{ri}$$

$h_{re} \leq$	0.74 cm
---------------	---------

GROSOR DE CAPA ADOPTADO

$h_{re} =$	0.70 cm
------------	---------

FACTOR DE FORMA

$S_e =$	11.54
---------	-------

Número de Capas Interiores:

$$h_{rt} = nh_{ri} + 2h_{re}$$

n =	5
-----	---

$$\frac{Si^2}{n} < 20, \text{ para dispositivos con } n \geq 3$$

9.86	<	20
------	---	----

OK

Espesor Total del Elastómero (hrt):

$$h_{rt} = nh_{ri} + 2h_{re}$$

h _{rt}	6.65 cm
-----------------	---------

OK

El espesor de 6.65 cm, es el espesor total, pero si considerar el acero de refuerzo.

Espesor de Placas de Refuerzo (hs):

Refuerzo (Art. 14.7.6.3.7)

El refuerzo para los dispositivos de elastómero reforzados con acero estará en concordancia con los requerimientos señalados en el Art. 14.7.5.3.5:

- El grosor mínimo del refuerzo de acero, h_s , debe ser 1/16".
- El grosor mínimo también cumplirá:
 - En el estado límite de Servicio:
$$h_s \geq \frac{3h_n \sigma_s}{F_y} \quad (14.7.5.3.5-1)$$
 - En el estado límite de Fatiga:
$$h_s \geq \frac{2h_n \sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (14.7.5.3.5-2)$$

Ilustración 58 Grosor Mínimo Placas de Refuerzo

La verificación se realiza para el Estado Límite de Servicio y el Estado Límite de Fatiga:

EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO :

$$h_s \geq \frac{3h_{max} \cdot \sigma_s}{F_y}$$

h _s ≥	0.10 cm
------------------	---------

EN EL ESTADO LÍMITE DE FÁTIGA :

$$h_s \geq \frac{2h_{max} \cdot \sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

$\Delta F_{TH} =$	1687 kg/cm ²
-------------------	-------------------------

$$\sigma_L = \frac{P_{LL}}{A}$$

$\sigma_L =$	37.37 kg/cm ²
--------------	--------------------------

$h_s \geq$	0.047 cm
------------	----------

Se adoptó finalmente una altura de **0.20 cm** para las placas de refuerzo.

Altura Total del Dispositivo de Elastómero Reforzado (H):

$$H = h_{rt} + (n + 1)h_s$$

H =	7.85 cm
-----	---------

Verificaciones:

Puesto que ya se tienen todas las dimensiones del elastómero y placas de refuerzo, estas se tienen que verificar, en diferentes condiciones:

Estabilidad del Dispositivo:

Estabilidad (Art. 14.7.6.3.G)
 Para asegurar la estabilidad del dispositivo, su grosor total no excederá el menor de L/3, W/3, ó D/4.
 donde:
 L= dimensión del dispositivo en planta perpendicular al eje de rotación considerado (generalmente paralelo al eje global longitudinal del puente).
 W= dimensión del dispositivo en planta paralelo al eje de rotación considerado (generalmente paralelo al eje global transversal del puente).
 D= diámetro del dispositivo.

Ilustración 59 Estabilidad del Dispositivo

$H \leq L/3$	$H \leq W/3$	
H =	7.40 cm	
L/3 =	10.00 cm	OK
W/3 =	11.67 cm	OK

Esfuerzo de Compresión por carga total (σ_s):

$$\sigma_s \leq 87.9 \frac{kg}{cm^2} \quad \sigma_s \leq 1.25 \text{ Gsi}$$

$\sigma_s =$	84.21 kg/cm ²
--------------	--------------------------

OK

1.25 Gsi =	87.88 kg/cm ²
------------	--------------------------

OK

Deflexiones por Compresión en el Dispositivo:

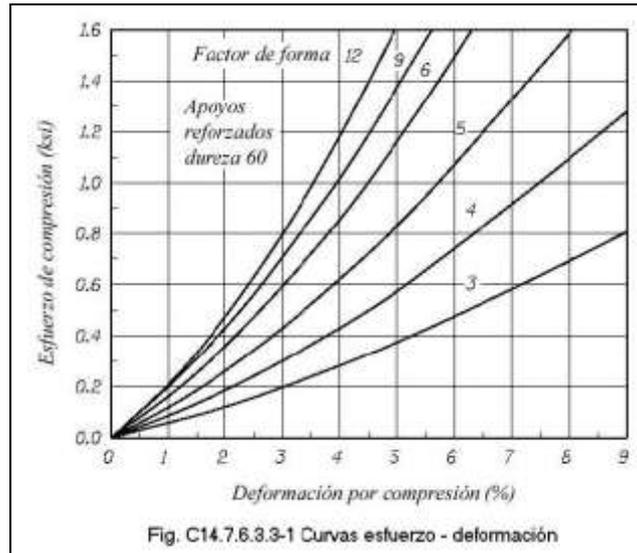


Ilustración 60 Deformación por Compresión - Dureza 60

$$\sigma_D = \frac{P_{DC+DW}}{A}$$

$\sigma_D =$	46.84 kg/cm ²
--------------	--------------------------

$\sigma_s =$	84.21 kg/cm ²
--------------	--------------------------

Deformaciones por compresión para elastómero dureza 60, utilizando la Fig C1 4.7.6.3.3-1				
CAPA	CARGA	S	σ (ksi)	ϵ (%)
INTERIOR	Muerta	7.69	0.67	2.40
	Total	7.69	1.20	4.27
EXTERIOR	Muerta	11.54	0.67	2.26
	Total	11.54	1.20	3.67

En los siguientes datos se presentan las deformaciones de todas las capas del neopreno ya sea solo por efecto de la carga muerta, por carga viva, por creep y por las combinaciones recomendadas de estas.

DEFLEXIÓN POR COMPRESIÓN INICIAL DEL DISPOSITIVO

$$\delta = nh_n \epsilon_{int} + 2h_{re} \epsilon_{ext}$$

$$\delta = 0.275 \text{ cm}$$

DEFLEXIÓN POR COMPRESIÓN INICIAL DEBIDO A CARGA MUERTA

$$\delta_{DC} = nh_n \epsilon_{D int} + 2h_{re} \epsilon_{D ext}$$

$$\delta = 0.158 \text{ cm}$$

DEFLEXIÓN POR COMPRESIÓN INICIAL DEBIDO A CARGA VIVA

$$\delta_{LL} = \delta - \delta_{DC}$$

$$\delta = 0.118 \text{ cm}$$

DEFLEXIÓN POR CREEP

$$C_d = 0.350$$

$$\delta_{creep} = C_d \delta_{DC}$$

$$\delta = 0.055 \text{ cm}$$

DEFLEXIÓN DEBIDO AL CREEP Y LA CARGA VIVA

$$\delta_{creep+LL} < 1/8''$$

$$\delta = 0.173 \text{ cm}$$

OK

DEFLEXIÓN POR COMPRESIÓN INICIAL DE UNA CAPA INTERIOR DE ELASTÓMERO

$$\delta_i = \epsilon_{int} h_{ri} < 0.09 h_{ri}$$

$$\epsilon_{int} < 0.09$$

OK

Anclaje del Dispositivo:

$$H_u = GA \frac{\Delta u}{h_{rt}}$$

2.10.4.3.2-8

G =	14.06 kg/cm ²	"Máximo Valor"
$\Delta u =$	2.90 kg/cm ²	

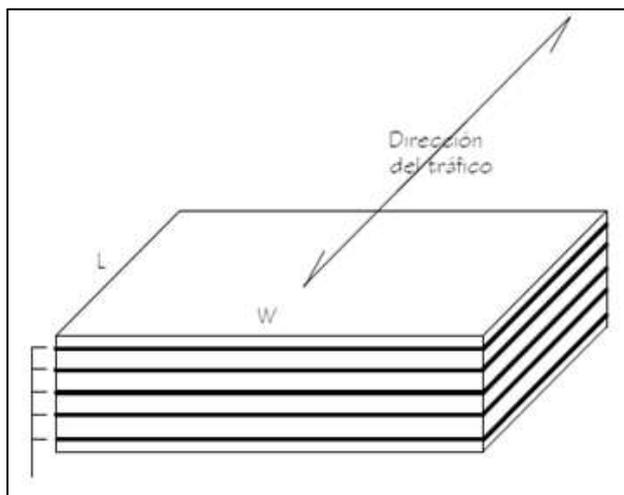
Hu =	6.44 tn
------	---------

COEFICIENTE DE FRICCIÓN	u =	0.2
--------------------------------	-----	-----

$$F_f = \mu P_{DC}$$

Ff =	8.9 tn
------	--------

Se Requieren Anclajes



W =	35.00 cm
L =	30.00 cm
CAPAS =	5
e i =	10.50 mm
e e =	7.00 mm
H =	66.50 mm
Zunchos =	6
e	2 mm
H total =	78.50 mm

3.7. Pernos de Anclaje - ACI 3.18s

Características del Perno:

ASTM Gr 50 – Alta Resistencia

$$F_y = 3860 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 5270 \text{ kg/cm}^2$$

Los pernos de anclaje se diseñan principalmente por cortante por la cual se debe considerar la carga sísmica, carga de frenado y una fuerza horizontal especificada en AASHTO.

PESO DEL PUENTE "P"	88416.31 kg
----------------------------	--------------------

CARGA SÍSMICA CS	35366.52 kg	$A_s, h = 0.4 P$
-------------------------	--------------------	------------------

El peso del puente ya se conoce del Diseño el Neopreno.

La carga de frenado es un factor de 0.25 de las cargas del eje del camión de diseño, afectado por un factor de carga de 0.5 y el número de ejes de 2.

CARGA FRENADO	8182.50 kg
----------------------	-------------------

Fuerza de frenado 0.25
 Vehículo 2
 Factor de Carga 0.5

FUERZA HORIZONTAL "FH"	43549.02 kg
-------------------------------	--------------------

Según AASHTO - SISMO 100% X + 30%Z

$$Vu \text{ total} = \sqrt{FH^2 + 0.3 * CS}$$

Vu total =	44822.86 kg
-------------------	--------------------

Resistencia Nominal al Corte del Perno:

$$Vn = 0.38A_b F_{ub}$$

[Ec 6.13.2.12-1 AASHTO](#)

Evento extremo \emptyset	1
--	----------

As "Perno"	1"3/8	9.58
-------------------	--------------	-------------

$\emptyset Vn =$	76739.63 kg
------------------------------------	--------------------

OK

$$\emptyset Vn > Vu = 76739.63 > 39210.07$$

Verificación – Resistencia al Aplastamiento:

La AASHTO recomienda utilizar un espesor de por lo menos 1 1/2", para evitar que el calor producido al soldar la placa con el alma inferior de la viga afecte al elastómero.

Diametro del perno =	d =	3.493 cm
----------------------	-----	----------

Espesor de la placa =	t =	3.81 cm
-----------------------	-----	---------

Esfuerzo de rotura de la placa =	Fu =	4570.00 kg
----------------------------------	------	------------

# Pernos	4
----------	---

$$\phi R_n = 2.4dtF_u(\#pernos)$$

$\phi R_n =$	583779.48 kg
--------------	--------------

OK

Momento Resistente del Perno:

Inercia del Perno =	7.30 cm ⁴
---------------------	----------------------

Factor de Carga ϕ =	1
--------------------------	---

Esfuerzo de fluencia =	Fy =	3860 kg/cm ²
------------------------	------	-------------------------

$$\phi My = \frac{Fy(I)}{c}$$

$$c = \frac{d}{2}$$

$\phi My =$	16143 kg/cm ²
-------------	--------------------------

Cortante que toma el perno =	Vuc / perno =	11206 kg
------------------------------	---------------	----------

Brazo máximo =	1.44 cm
Brazo - H Neopreno =	6.40 cm

CORREGIR

Placa a soldar =	2"	5.08 cm
------------------	----	---------

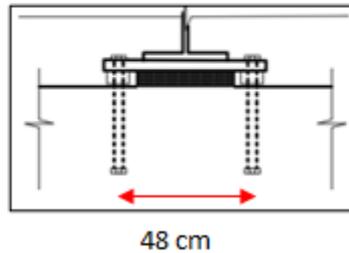
Brazo =	1.32 cm
---------	---------

OK

Se debe soldar una placa de 2 pulgadas con el fin de que se vea reducido el brazo máximo permitido.

RESISTENCIA DEL ANCLAJE ANTE EL CORTANTE EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR AL EJE DEL PUENTE, CONSIDERANDO LA RESISTENCIA DEL CONCRETO A LA ROTURA DEBIDO AL CORTANTE TRANSMITIDO POR LOS PERNOS

Vu =	43549.02 kg
Ancho Neopreno =	35.00 cm
Distancia eje a eje =	48.00 cm

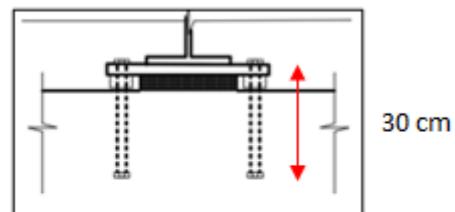


Verificación a la Rotura del Concreto:

Se verifica las dos situaciones de falla cuando el perno interactúa con el concreto; primero en el cual el perno puede resistir la cortante, pero el concreto no, causando su rotura; y el segundo cuando el perno se desprende del concreto.

RESISTENCIA AL CORTE DE LOS PERNOS	
$\emptyset V_n =$	76739.63 kg

RESISTENCIA A LA ROTURA DEL CONCRETO	
$h_{ef} =$	30 cm



Distancia al borde de concreto	
$c_{a1} =$	35 cm

$A_{VCO} = 4.5c_a^2$	$A_{VCO} =$	5512.5 cm ²
----------------------	-------------	------------------------

Distancia eje a eje =	48.00 cm	$A_{vc} =$	8032.5 cm ²
------------------------------	----------	------------------------------	------------------------

$$V_b = 1.86 \left(\frac{h_{ef}}{d} \right)^{0.2} \sqrt{d} \sqrt{f'_c} c_{a1}^{1.5}$$

$V_b =$	24139.3 kg
---------------------------	------------

$$\Psi_{ec,V} = 1, \Psi_{ed,V} = 1, \Psi_{c,V} = 1.4, \Psi_{h,V} = 1$$

$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{VCO}} \Psi_{ec,V} \Psi_{ed,V} \Psi_{c,V} \Psi_{h,V} V_b$	$V_b =$	49244.1 kg
--	---------------------------	------------

Considerando un factor de resistencia de 1 para evento extremo =

$\emptyset V_{n2} =$	49244.08 kg
--	-------------

RESISTENCIA AL ARRANQUE DE LOS PERNOS

$$A_{NCO} = 9h_{ef}^2$$

$A_{NCO} =$	11025.0 cm ²
-------------	-------------------------

$A_{NC} =$	13387.5 cm ²
------------	-------------------------

$$N_b = 10.2\sqrt{f'_c}h_{ef}^{1.5}$$

$N_b =$	35341.20 kg
---------	-------------

$$\Psi_{ec,N} = 1, \quad \Psi_{c,N} = 1.25, \quad \Psi_{cp,N} = 1$$

$$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}}$$

$\Psi_{ed,N}$	0.900
---------------	-------

$$N_{cbg} = \frac{A_{NC}}{A_{NCO}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$$

$N_{cbg} =$	48278.60 kg
-------------	-------------

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cbg}$$

$V_{cpg} =$	96557.20 kg
-------------	-------------

$\emptyset Vn3 =$	96557.20 kg
-------------------	-------------

LA RESISTENCIA AL CORTE DEL ANCLAJE SERÁ LA MENOR DE LAS RESISTENCIAS PREVIAMENTE HALLADAS

$\emptyset Vnb =$	49244.08 kg
-------------------	-------------

$Vu =$	43549.02 kg
--------	-------------

OK

La resistencia del perno, la resistencia del concreto y la resistencia de la adherencia del perno con el concreto superan el cortante de diseño, por lo cual los pernos y placas consideradas cumplen con todos los requisitos.

El puente tiene un apoyo fijo y un apoyo móvil, por lo cual el detalle del agujero se debe diferenciar, para un agujero estándar será 1/16 mayor al perno, mientras que para un agujero agrandado será 2/16 mayor.

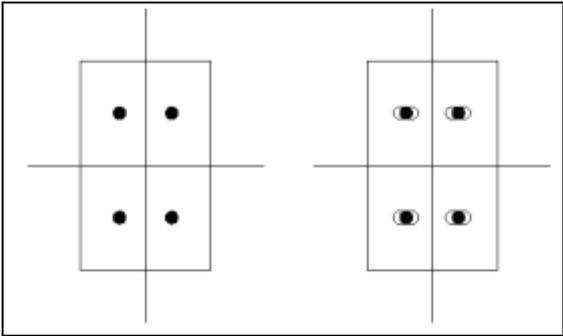


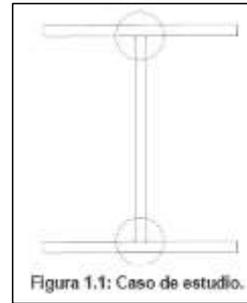
Ilustración 61 Detalle de Apoyo Fijo - Apoyo Móvil

3.8. Soldadura Viga Longitudinal:

1. INTRODUCCION

En un Perfil Armado I, la unión entre el alma y la ala debe ser diseñada para que pueda resistir las cargas factorizadas generadas por el corte.

Esta conexión es generalmente una soldadura de filete en ambos lados del alma, y su cálculo se verá a continuación.



2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES:

Esfuerzo de fluencia en planchas ASTM A709 Gr. 50:	F.y.	=	343.23	Mpa
Esfuerzo último en planchas ASTM A709 Gr.50:	F.u.	=	451.10	Mpa
Modulo de Elasticidad	E.s	=	20400000.00	kg/cm2

Soldadura a Utilizar AWS E7018	F_{EXX}	=	4920.00	kgf/cm2
---------------------------------------	------------------------	---	---------	---------

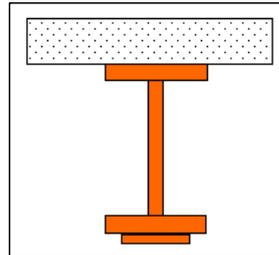
Resistencia límite a corte del metal de aporte F_{EXX}

3. GEOMETRÍA DE LA VIGA

Longitud de viga	L_{viga}	=	38.00	m
-------------------------	-------------------------	---	-------	---

Puente simplemente apoyado por el cual el momento mayor se encuentra en el centro de la viga.

Sección Típica de Viga



3.1. Dimensionado de las Secciones

DESCRIPCION	NOM.	VIGA
Ancho de Ala	bf	35.00 cm
Espesor de Ala	tf	3.18 cm
Altura del alma	hc	130.00 cm
Espesor del alma	tw	1.59 cm
Ancho de Platabanda	bp	20.00 cm
Espesor de Platabanda	tp	2.54 cm
Altura Total de la Sección	d	138.89 cm

4. CALCULO DE LA SOLDADURA ENTRE EL ALMA Y LA ALA

Para la conexión soldada entre el ala y el alma, la soldadura de filete debe resistir un cortante horizontal factorizado basado en la siguiente ecuación propuesta por AASHTO:

$$v = \frac{V \cdot Q}{I}$$

Cortante máximo cuando la viga es no compuesta. Esto incluye todas las cargas antes de que el concreto endurezca.

V_{DC}	=	17.79	Tn
V_{LL}	=	33.71	Tn
V_{nc}	=	505.05	KN

Cortante máx. cuando la viga se encuentra compuesta. Incluye todas las cargas de diseño factorizadas que se generan después del endurecimiento del concreto.

Vc	=	161.33	Tn
Vc	=	1582.12	KN

Se obtiene el momento estático alrededor del eje neutro para los dos posible secciones que se generán en la zona de momento negativo. La sección no compuesta, y la sección compuesta donde solo el refuerzo de la losa trabaja.

4.1. CÁLCULO DEL MOMENTO ESTÁTICO

Sección No Compuesta

Centro de Gravedad de la Sección 0	Ycg	63.36 cm
	Y'	75.53 cm
Centro de Gravedad del Ala Superior	Yas	1.59 cm
Centro de Gravedad del Ala Inferior	Yai	3.23 cm

$$Y_{cg-s} = 73.95 \text{ cm}$$

Distancia desde el centro de gravedad del ala superior al centro de gravedad de la sección no compuesta.

$$Q_{NC-s} = t_{fs} \cdot B_{fs} \cdot Y_{cg-s}$$

$$Q_{NC-s} = 8217.24 \text{ cm}^3$$

Momento estático alrededor del eje neutro cuando la sección es no compuesta. Para el ala superior.

$$Y_{cg-i} = 60.13 \text{ cm}^3$$

Distancia desde el centro de gravedad del ala inferior al centro de gravedad de la sección no compuesta.

$$Q_{NC-i} = t_{fi} \cdot B_{fi} \cdot Y_{cg-i}$$

$$Q_{NC-i} = 6681.45 \text{ cm}^3$$

Momento estático alrededor del eje neutro cuando la sección es no compuesta. Para el ala inferior.

Sección Compuesta

Centro de Gravedad de la Sección 0	Ycg	110.00 cm
	Y'	48.89 cm
Centro de Gravedad del Ala Superior	Yas	1.59 cm
Centro de Gravedad del Ala Inferior	Yai	3.23 cm

$$Y_{cg-s} = 27.30 \text{ cm}$$

Distancia desde el centro de gravedad del ala superior al centro de gravedad de la sección compuesta.

$$Q_{C-s} = t_{fs} \cdot B_{fs} \cdot Y_{cg-s}$$

$$Q_{C-s} = 3034.02 \text{ cm}^3$$

Momento estático alrededor del eje neutro cuando la sección no compuesta. Para el ala superior.

$$Y_{cg-i} = 106.77 \text{ cm}^3$$

Distancia desde el centro de gravedad del ala inferior al centro de gravedad de la sección compuesta.

$$Q_{C-i} = t_{fi} \cdot B_{fi} \cdot Y_{cg-i}$$

$$Q_{C-i} = 11864.67 \text{ cm}^3$$

Momento estático alrededor del eje neutro cuando la sección es compuesta. Para el ala inferior.

4.2. FUERZA DE DISEÑO PARA LAS SOLDADURAS DE LAS ALAS

I_{NC}	=	1495321.45	cm ⁴	Momento de Inercia para la Sección no Compuesta
----------	---	------------	-----------------	---

I_C	=	6764197.02	cm ⁴	Momento de Inercia para la Sección Compuesta
-------	---	------------	-----------------	--

$$v_i = \frac{V_{NC} \cdot Q_{NC-i}}{I_{NC}} + \frac{V_C \cdot Q_{C-i}}{I_C}$$

$v_i =$	5.032	kN/cm	Fuerza de corte horizontal en el ala inferior
---------	-------	-------	---

$$v_s = \frac{V_{NC} \cdot Q_{NC-s}}{I_{NC}} + \frac{V_C \cdot Q_{C-s}}{I_C}$$

$v_s =$	3.485	kN/cm	Fuerza de corte horizontal en el ala superior
---------	-------	-------	---

$$v = \max(v_i, v_s)$$

$v =$	5.032	kN/cm	Fuerza de diseño para las soldaduras de las a
-------	-------	-------	---

Espesor de la parte soldada más delgada	Espesor mínimo de soldadura
≤ 19 mm	6.4 mm
> 19 mm	8.0 mm

Fuente: AASHTO LRFD BRIDGE.

Espesor de la Parte Soldada mas delgada	15.875 cm
---	-----------

Espesor de Soldadura D_{sol}	7 mm
--------------------------------	------

La resistencia de la soldadura de filete a corte es el producto del área efectiva y la resistencia factorizada del material de soldadura. La resistencia factorizada del metal de soldadura es el siguiente:

ϕ_{e2}	=	0.8
-------------	---	-----

Factor de minoración cuando la soldadura trabaja por corte
--

$$R_r = 0.6 \cdot \phi_{e2} \cdot F_{EXX}$$

Resistencia del acero de soldadura

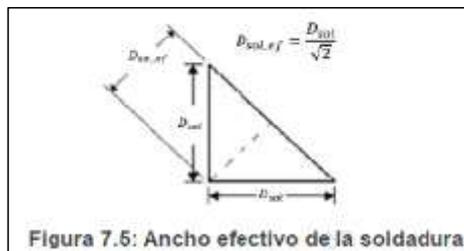
R_r	=	2361.6	kgf/cm ²
-------	---	--------	---------------------

Se verifica la resistencia de la soldadura por unidad de longitud

$$D_{sol-ef} = \frac{D_{sol}}{\sqrt{2}}$$

$D_{sol-ef} =$	4.95	mm
----------------	------	----

Ancho efectivo de la soldadura.



$$D_{sol-ef-2} = 2 \cdot R_r \cdot D_{sol-ef}$$

$D_{sol-ef-2} =$	2292.66	kN/m
------------------	---------	------

Ancho efectivo incluyendo el filete en ambos lados del alma.

$$DC = \frac{v}{2 \cdot R_r \cdot D_{sol-ef}}$$

DC =	0.22	kN/m
------	------	------

Demanda capacidad de la resistencia de la soldadura.

SI DC < 1, OK, AUMENTAR ESPESOR

OK

Se comprueba que no se haya superado el máximo ancho de soldadura según el espesor del material base

Si $\min(t_w; t_{fs}) < 0.25 \text{ plg}$	$D_{\max} = \min(t_w; t_{fs})$
---	--------------------------------

Espesor máximo se soldadura

Si $\min(t_w; t_{fs}) \geq 0.25 \text{ plg}$	$D_{\max} = \min(t_w; t_{fs}) - 0.0625 \text{ plg}$
--	---

$t_w =$	0.63	plg
$t_{fs} =$	1.25	plg
$\min(t_w; t_{fs}) =$	0.63	plg

$D_{\max} =$	0.56	plg
$D_{\max} =$	14.29	mm

Si $D_{sol} \leq D_{\max}$, OK, DISMINUIR ESPESOR

OK

3.9. Empalme Longitudinal Ala Inferior:

1. INTRODUCCIÓN

1.1 MATERIALES

Esfuerzo de fluencia en planchas ASTM A709 Gr. 50:	F.y.	=	343.23	Mpa
Esfuerzo último en planchas ASTM A709 Gr.50:	F.u.	=	451.10	Mpa
Modulo de Elasticidad:	E.s	=	20400000.00	kg/cm2
Resistencia Última Pernos ASTM A325:	Fub	=	120.00	ksi
			827.37	Mpa

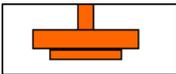
2. REQUERIMIENTOS GENERALES DE DISEÑO

La normativa AASHTO considera que las conexiones de empalme deben ser diseñadas como críticas a deslizamiento. Otros requerimiento a seguir para el diseño, serán los siguientes :

En ambas alas y alma, los empalmes tendrán al menos dos filas de pernos en cada lado de la junta.
La resistencia factorizada de la conexión de empalme no será menos al 100% de la mínima resistencia de las secciones empalmadas.
El deslizamiento en la conexión deberá ser evitado bajo las cargas de Servicio II y las cargas ocurridas durante el montaje de las estructuras y las ocurridas durante la colocación de la losa

3. DISEÑO DE EMPALME EN ALA INFERIOR

Planchas Externas



Presentará una placa externa para la platabanda y dos planchas adicionales, una para cada sobrante de la viga .

	VIGA INTERIOR	VIGA EXTERIOR
ANCHO PLANCHA 'PLATABANDA' b_{oi}	350.00 mm	350.00 mm
ESPESOR PLANCHA 'PLATABANDA' t_{oi}	19.00 mm	22.00 mm

Planchas Internas

Presentará dos planchas, una a cada lado del alma de la viga.

	VIGA
ANCHO PLANCHA b_{ii}	150 mm
ESPESOR PLANCHA t_{ii}	22.00 mm

3.1 NUMERO DE PERNOS REQUERIDOS POR ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

Se probará para la conexión el uso de pernos de 7/8 con las siguientes dimensiones y separaciones.

$d_{bi} = 7/8 = 22.23$ mm	Diámetro de pernos en ala inferior
$s_b = 80.00$ mm	Separación entre pernos en ala inferior mínimo $3 \cdot d_{bi}$ $3 \cdot d_{bi} = 67$ mm
$l_b = 35.00$ mm	Separación al borde de pernos en ala inferior mínimo $\left(1 + \frac{1}{8}\right) l_n = 29$ mm

3.1.1. Fuerza de Diseño

La normativa indica que en el diseño para el Estado Límite de Resistencia en las planchas de empalme de las alas y sus conexiones, se deberá cumplir con la fuerza P_{cu} dada por el esfuerzo (F_{cf}) aplicado al área de efectiva (A_e) de la menos ala, definiendo (F_{cf}) como:

$$F_{cf} = \frac{1}{2} \left(\left| \frac{f_{cf}}{R_h} \right| + \alpha \cdot \phi_f \cdot F_{yf} \right) \geq 0.75 \alpha \cdot \phi_f \cdot F_{yf}$$

Según indican las guías de diseño del California Department of Transportation (Caltrans), se hace la siguiente simplificación para la obtención del esfuerzo máximo en el ala (diseño por capacidad)

$\alpha = 1$	Constante, conservadoramente igual a 1.0, excepto que se use un valor menor igual a (Fn/Fyt).
$\phi_f = 1$	Factor de Resistencia a flexión.
$F_{cf} = \alpha \cdot \phi_f \cdot F_{yf}$	
$F_{cf} = 343.23$ MPa	Esfuerzo cedente del acero estructural

$A_g = b_{fi1} \cdot t_{fi1}$ Área gruesa - Ala inferior

$A_g = 161.93$ cm ²	$A_g = 174.63$ cm ²
--------------------------------	--------------------------------

Considerando una fila de 4 pernos de 7/8 plg en el ancho del ala, se calcula un área de neta de la menor ala como:

$$A_n := A_g - 4 \cdot \left(d_{bi} + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \cdot t_{fi1}$$

Área neta de la menor ala inferior.

VIGA INTERIOR

VIGA EXTERIOR

An = 107.49 cm²

An = 120.19 cm²

El área efectiva (Ae) del ala para un ala a compresión será tomada igual al área gruesa del ala mientras que en el caso de alas a tracción vendrá determinado como:

Øu = 0.8

Factor de Resistencia para fractura a tracción.

Øy = 0.95

Factor de Resistencia para cedencia a tracción.

$$A_e = \left(\frac{\phi_u \cdot F_u}{\phi_y \cdot F_{yt}} \right) \cdot A_n \leq A_g$$

Área efectiva de la menor ala inferior

VIGA INTERIOR

VIGA EXTERIOR

Ae = 118.97 cm²

Ae = 133.02 cm²

CUMPLE

CUMPLE

Fuerza de Diseño para empalme en Ala Inferior $P_{cu} = A_e \cdot F_{cf}$

P_{cu} = 4083.29 kN

P_{cu} = 4565.73 kN

3.1.2. Resistencia Nominal por Perno

Ab = 3.88 cm²

Area del perno

Considerando pernos a cortante con la rosca excluida del plano cortante, y considerando dos planos cortante Ns = 2 en la conexión por la doble plancha de empalme, se tiene una resistencia igual a :

$$R_{n-1} = 0.48 \cdot A_b \cdot F_{ub} \cdot N_s$$

R_{n-1} = 308.21 kN

Resistencia a corte por perno.

Se determina la resistencia del perno por aplastamiento.

$$L_{c-1} = l_b - 0.5 \cdot \left(d_{bi} + \frac{1}{16} \text{ in} \right)$$

L_{c-1} = 23.88 mm

Distancia libre al borde

$$L_{c-2} = s_b - 1 \cdot \left(d_{bi} + \frac{1}{16} \text{ in} \right)$$

L_{c-2} = 57.76 mm

Distancia libre entre pernos

$$L_c = \min(L_{c-1}; L_{c-2})$$

L_c = 23.88 mm

Distancia libre para el diseño

$$R_{n-2} = 1.2 \cdot L_c \cdot t_{fi1} \cdot F_u$$

R_{n-1} = 410.52 kN

Resistencia al aplastamiento por

$$R_n = \min(R_{n-1}; R_{n-2})$$

R_n = 308.21 kN

Resistencia nominal por perno

3.1.3. Reducción por efecto de planchas de relleno

Cuando existen planchas de relleno de espesor 0.25in o mayor, se deberá evaluar el efecto de reducción de la resistencia a corte del conjunto de pernos con el siguiente factor de reducción R.

$A_f = b_f * t_f =$	38.10 cm ²	Interior	Area de las planchas de relleno.
	25.40 cm ²	Exterior	
$A_{p-1} = A_g =$	161.93 cm ²	Interior	Area del ala conectada.
	174.63 cm ²	Exterior	
$A_{p2} = 2 * b_{ii} * t_{ii} + b_{oi} * t_{oi}$	132.53 cm ²	Interior	Suma de area de planchas de empalme
	143.03 cm ²	Exterior	
$A_{pmin} =$	132.53 cm²	Interior	Menor valor entre Ap1 y Ap2
	143.03 cm²	Exterior	
$y = Af / A_p$	0.29	Interior	Menor valor entre Ap1 y Ap2
	0.18	Exterior	
R =	0.82	Factor de reducción por las planchas de relleno	
	0.87		

3.1.4. Número de pernos requeridos

$\phi_s =$	0.8	Factor de resistencia para pernos A-325 a corte
------------	-----	---

Número mínimo de pernos

$N_{min} =$	20.26	$N_{min} = \frac{P_{cu}}{\phi_s \cdot R \cdot R_n}$	$N_{min} =$	21.31
-------------	--------------	---	-------------	--------------

$n_{pi} =$	4	Número de pernos por fila en el ala inferior
------------	----------	--

$n_{fi} =$	6	Número de fila pernos en el ala inferior
------------	----------	--

$N_{fi} = n_{fi} \cdot n_{pi}$	$N_{fi} = 24$	Numero de pernos a colocar en el ala inferior
--------------------------------	---------------------------------	---

VIGA INTERIOR

VIGA EXTERIOR

CUMPLE

CUMPLE

3.2. CHEQUEO DE RESISTENCIA POR DESLIZAMIENTO PARA ESTADO LIMITE DE SERVICIO II

3.2.1. Determinación de Esfuerzo de Diseño

Del análisis se obtuvieron los siguientes momentos máximos y mínimo, para el punto donde se colocará el empalme

UNIÓN 1	3 m
UNIÓN 2	13 m

Momento para las acciones permanentes.

VIGA INTERIOR		VIGA EXTERIOR	
W_{D1}	= 1.58 tn/m	W_{D1}	= 1.71 tn/m
UNIÓN 1		UNIÓN 1	
M_{D1}	= 7.11 tn.m	M_{D1}	= 7.69 tn.m
M_{D1}	= 69.74 kN.m	M_{D1}	= 75.39 kN.m
UNIÓN 2		UNIÓN 2	
M_{D2}	= 133.54 tn.m	M_{D2}	= 144.35 tn.m
M_{D2}	= 1309.57 kN.m	M_{D2}	= 1415.61 kN.m

Momento para las acciones permanentes por superficie de rodamiento.

VIGA INTERIOR		VIGA EXTERIOR	
W_{DW}	= 0.26 tn/m	W_{DW}	= 0.35 tn/m
UNIÓN 1		UNIÓN 1	
M_{DW1}	= 1.16 tn.m	M_{DW1}	= 1.56 tn.m
M_{DW1}	= 11.37 kN.m	M_{DW1}	= 15.29 kN.m
UNIÓN 2		UNIÓN 2	
M_{DW2}	= 21.77 tn.m	M_{DW2}	= 29.27 tn.m
M_{DW2}	= 213.46 kN.m	M_{DW2}	= 287.05 kN.m

Momento para las acciones variables debido a tránsito vehicular, incluyendo el impacto dinámico de dichas cargas

UNIÓN 1 - L = 3		UNIÓN 2 - L = 13	
	CAMION DE DISEÑO		
M_{LL} = 20.53 tn.m		M_{LL} = 178.05 tn.m	
	TANDEM DE DISEÑO		
M_{LL} = 30.29 tn.m		M_{LL} = 142.49 tn.m	
	CARGA DE CARRIL		
M_{LL} = 50.09 tn.m		M_{LL} = 155.03 tn.m	
M_{LL+1} = 90.38 tn.m		M_{LL+1} = 391.83 tn.m	
VIGA INTERIOR		VIGA EXTERIOR	
UNIÓN 1		UNIÓN 1	
M_{LL+1} = 52.91 tn.m		M_{LL+1} = 60.58 tn.m	
M_{LL+1} = 518.85 kN.m		M_{LL+1} = 594.08 kN.m	
UNIÓN 2		UNIÓN 2	
M_{LL+2} = 229.39 tn.m		M_{LL+2} = 262.65 tn.m	
M_{LL+2} = 2249.50 kN.m		M_{LL+2} = 2575.68 kN.m	

Aplicando la combinación por Estado Limite de Servicio II, se pueden obtener los momentos de diseño

$$M = 1(M_D) + 1(D_W) + 1.3(M_{LL+I})$$

VIGA INTERIOR

$$M_{S_{UNION-1}} = 755.61 \text{ kN.m}$$

$$M_{S_{UNION-2}} = 4447.38 \text{ kN.m}$$

VIGA EXTERIOR

$$M_{S_{UNION-1}} = 862.98 \text{ kN.m}$$

$$M_{S_{UNION-2}} = 5051.04 \text{ kN.m}$$

Módulo elástico a tracción

Conservadoramente determinamos el esfuerzo en el ala como el momento de diseño dividido entre el módulo elástico de la sección no compuesta para el ala inferior (tracción)

VIGA INTERIOR

$$S_{NCT1} = 3777.03 \text{ cm}^3$$

$$S_{NCT2} = 22230.81 \text{ cm}^3$$

VIGA EXTERIOR

$$S_{NCT1} = 4313.72 \text{ cm}^3$$

$$S_{NCT2} = 25248.27 \text{ cm}^3$$

Esfuerzo de diseño para el deslizamiento

VIGA INTERIOR

$$f_{S1} = 200.05 \text{ MPa}$$

$$f_{S2} = 200.05 \text{ MPa}$$

$$f_s = \frac{M_s}{S_{NCT1}}$$

VIGA EXTERIOR

$$f_{S1} = 200.05 \text{ MPa}$$

$$f_{S2} = 200.05 \text{ MPa}$$

Como se puede observar en los 4 casos se presenta el mismo esfuerzo de diseño para el deslizamiento

$$f_s = 200.05 \text{ MPa}$$

3.2.2. Chequeo de la resistencia por deslizamiento

La resistencia nominal por deslizamiento (R_n) por perno vendrá determinada por la siguiente ecuación:

$$R_n = K_h * K_s * N_s * P_t$$

Donde se determinan los factores según las siguientes tablas:

Tabla 3.1: Pretensión mínima P_t por perno y material.

Diámetro del perno (in)	Pretensión mínima (Kn)	
	A325	A490
5/8	85	107
3/4	125	156
7/8	173	218
1	227	285
1+1/8	249	356
1+1/4	316	454
1+3/8	378	538
1+1/2	458	658

Table 6.13.2.8-2—Values of K_h

For standard holes	1.00
For oversize and short-slotted holes	0.85
For long-slotted holes with the slot perpendicular to the direction of the force	0.70
For long-slotted holes with the slot parallel to the direction of the force	0.60

Table 6.13.2.8-3—Values of K_s

For Class A surface conditions	0.30
For Class B surface conditions	0.50
For Class C surface conditions	0.30
For Class D surface conditions	0.45

P_t	=	173 kN	Pretensión mínima requerida para cada perno.
-------	---	--------	--

k_h	=	1	Coficiente por tipo de agujero.
-------	---	---	---------------------------------

k_s	=	0.5	Coficiente por superficie.
-------	---	-----	----------------------------

$$R_n = K_h * K_s * N_s * P_t$$

R_n	=	173 kN	Resistencia nominal por perno a deslizamiento.
-------	---	--------	--

$$R_r = N_{fi} * R_n$$

R_r	=	4152 kN	Resistencia factorizada por total de pernos a deslizamiento.
-------	---	---------	--

A_g	=	162 cm ²	Viga Interior	Area gruesa de la menor ala superior.
		175 cm ²	Viga Exterior	

$$R_u = A_g * F_s$$

R_u	=	3239 kN	Viga Interior	Fuerza de diseño por deslizamiento.
		3493 kN	Viga Exterior	

VIGA INTERIOR

VIGA EXTERIOR

CUMPLE

CUMPLE

3.3. CHEQUEO DE LAS PLANCHAS DE EMPALME

3.3.1. Cedencia en área gruesa

$A_{g-fs} = b_{oi} \cdot t_{oi} + 2 \cdot b_{ii} \cdot t_{ii}$	Interior	$A_{g-fs} = 132.53 \text{ cm}^2$	Distancia libre al borde
	Exterior	$A_{g-fs} = 143.03 \text{ cm}^2$	

ϕ_y	=	0.95	Factor de Resistencia para cedencia a tracción
----------	---	------	--

$R_r = \phi_y * A_{g-fs} * F_y$	Interior	$R_r = 4321 \text{ kN}$	Resistencia a la cedencia del empalme en ala
	Exterior	$R_r = 4664 \text{ kN}$	

Comparando con la fuerza de diseño para empalme en ala inferior P_{cu}

Fuerza de Diseño para empalme en Ala Inferior $P_{cu} = A_e * F_{cf}$

$P_{cu} = 4083.29 \text{ kN}$

$P_{cu} = 4565.73 \text{ kN}$

CUMPLE

CUMPLE

3.3.2. Fractura en el área neta

$$A_{n-fs} = A_{g-fs} - 4 \cdot \left(d_{bi} + \frac{1}{16} in \right) \cdot t_{oi} - 4 \cdot \left(d_{bi} + \frac{1}{16} in \right) \cdot t_{ii}$$

A_{n-fs}	=	93 cm ²	VIGA INTERIOR - Área neta del empalme en ala.
A_{n-fs}	=	91 cm ²	VIGA EXTERIOR - Área neta del empalme en ala.

ϕ_u	=	0.8	Factor de Resistencia para fractura a tracción.
----------	---	-----	---

U	=	1	Factor de área neta efectiva.
---	---	---	-------------------------------

$$R_r = \phi_u * A_{n-fs} * F_u * U$$

Interior	$R_r =$	6189 kN
Exterior	$R_r =$	5999 kN

Resistencia a la fractura del empalme en ala.

Comparando con la fuerza de diseño para el empalme en ala inferior Pcu

CUMPLE

CUMPLE

3.3.3. Bloque de Corte

Asumiendo agujeros de pernos taladrados a tamaño completo, se toma un factor $R_p = 1.0$ y un factor de reducción de área por bloque cortante $U_{bs} = 1.0$. En la figura se aprecia las rutas de falla por bloque cortante en el empalme del ala inferior de la viga

Planchas Internas

$$A_{tn-is} := \left(2 l_b + (n_{pi} - 2) s_b - (n_{pi} - 1) \cdot \left(d_{bi} + \frac{1}{16} in \right) \right) \cdot t_{ii}$$

A_{tn-is}	=	50.01 cm ²	Area neta a tracción de plancha interior de empalme en ala inf.
-------------	---	-----------------------	---

$$A_{vn-is} := 2 \cdot \left(l_b + (n_{fi} - 1) \cdot s_b - (n_{fi} - 0.5) \cdot \left(d_{bi} + \frac{1}{16} in \right) \right) \cdot t_{ii}$$

A_{vn-is}	=	189.24 cm ²	Area neta a corte de plancha interior de empalme en ala inf.
-------------	---	------------------------	--

$$A_{vg-is} := 2 \cdot \left(l_b + (n_{fi} - 1) \cdot s_b \right) \cdot t_{ii}$$

A_{vg-is}	=	191.40 cm ²	Area gruesa a corte de plancha interior de empalme en ala int.
-------------	---	------------------------	--

ϕ_{bs}	=	0.8	Factor de Resistencia por bloque cortante.
-------------	---	-----	--

$$R_{r-1} := \phi_{bs} \cdot R_p \cdot \left(0.58 F_u \cdot A_{vn-is} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{tn-is} \right)$$

$$R_{r-2} := \phi_{bs} \cdot R_p \cdot \left(0.58 F_y \cdot A_{vg-is} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{tn-is} \right)$$

R_{r-1}	=	10577.927 kN
-----------	---	--------------

R_{r-2}	=	6360.046 kN
-----------	---	-------------

R_{r-ii}	=	6360 kN	Resistencia Factorizada por bloque cortante del par de planchas internas de empalme en ala inferior
------------	---	----------------	---

Planchas Externas

$$A_{tn-os} := \left(2 l_b + (n_{pi} - 2) s_b - (n_{pi} - 1) \cdot \left(d_{bi} + \frac{1}{16} in \right) \right) \cdot t_{oi}$$

Interior	$A_{tn-os} =$	43.19 cm ²	Area neta a tracción de plancha exterior de empalme en ala inf.
Exterior	$A_{tn-os} =$	50.01 cm ²	

$$A_{vn-os} := 2 \cdot \left(l_b + (n_{fi} - 1) \cdot s_b - (n_{fi} - 0.5) \cdot \left(d_{bi} + \frac{1}{16} in \right) \right) \cdot t_{oi}$$

Interior	$A_{vn-os} =$	163.44 cm ²	Area neta a corte de plancha exterior de empalme en ala inf.
Exterior	$A_{vn-os} =$	189.24 cm ²	

$$A_{vg_os} := 2 \cdot (l_b + (n_{fi} - 1) \cdot s_b) \cdot t_{oi}$$

Interior	$A_{vg_os} =$	165.30 cm ²	Area gruesa a corte de plancha interior de empalme en ala int.
Exterior	$A_{vg_os} =$	191.40 cm ²	

ϕ_{bs}	=	0.8	Factor de Resistencia por bloque cortante.
-------------	---	-----	--

$$R_{r_1} := \phi_{bs} \cdot R_p \cdot (0.58 F_u \cdot A_{vg_os} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{tn_os})$$

$$R_{r_2} := \phi_{bs} \cdot R_p \cdot (0.58 F_y \cdot A_{vg_os} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{tn_os})$$

VIGA INTERIOR		VIGA EXTERIOR	
R_{r_1}	=	9135.482 kN	R_{r_1} = 10577.927 kN
R_{r_2}	=	5492.767 kN	R_{r_2} = 6360.046 kN

Resistencia Factorizada por bloque cortante del par de plancha externa de empalme en ala inferior

R_{r_oi}	=	5493 kN	R_{r_oi}	=	6360 kN
-------------	---	----------------	-------------	---	----------------

Considerando que la fuerza de diseño para empalme en ala inferior P_{cu} se divide en proporción del área de las planchas internas y externas, podemos entonces comparar la fuerza de diseño para cada plancha contra la resistencia por bloque cortante:

P_{cu}	=	4083.29 kN	P_{cu}	=	4565.73 kN
----------	---	------------	----------	---	------------

$$P_{cu_ii} := \frac{2 \cdot b_{ii} \cdot t_{ii}}{2 \cdot b_{ii} \cdot t_{ii} + b_{oi} \cdot t_{oi}} \cdot P_{cu}$$

P_{cu_ii}	=	2034.36 kN	P_{cu_ii}	=	2107.73 kN
--------------	---	------------	--------------	---	------------

Si $P_{cu_ii} \leq R_{r_ii}$; Cumple

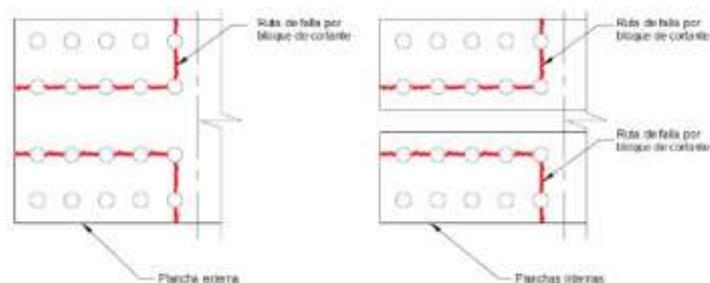
CUMPLE	CUMPLE
---------------	---------------

$$P_{cu_oi} := \frac{b_{oi} \cdot t_{oi}}{2 \cdot b_{ii} \cdot t_{ii} + b_{oi} \cdot t_{oi}} \cdot P_{cu}$$

P_{cu_oi}	=	4097.84 kN	P_{cu_oi}	=	4915.99 kN
--------------	---	------------	--------------	---	------------

Si $P_{cu_oi} \leq R_{r_oi}$; Cumple

CUMPLE	CUMPLE
---------------	---------------



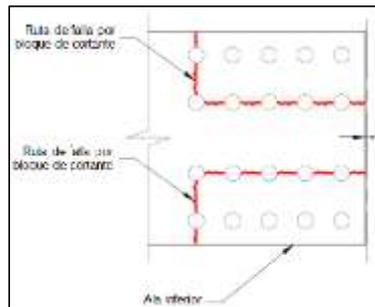
3.4. CHEQUEO DEL ALA INFERIOR

3.4.1. Fractura en sección neta

Como la fuerza usada para el diseño (Pcu) está basada en la resistencia a fractura en sección neta, está no necesita ser chequeada.

3.4.2. Bloque de Corte

El patron de falla por bloque cortante en el ala inferior es asumida como se muestra en la figura siguiente



$$A_{tn_fi} := (2 l_b + (n_{fi} - 2) s_b - (n_{fi} - 1) \cdot (d_{bi} + \frac{1}{16} in)) \cdot t_{fi1}$$

A_{tn_fi}	=	72.18 cm ²	Area neta a tracción de ala inferior
--------------	---	-----------------------	--------------------------------------

$$A_{vn_fi} := 2 \cdot (l_b + (n_{fi} - 1) \cdot s_b - (n_{fi} - 0.5) \cdot (d_{bi} + \frac{1}{16} in)) \cdot t_{fi1}$$

A_{vn_fi}	=	273.11 cm ²	Area neta a corte de ala inferior
--------------	---	------------------------	-----------------------------------

$$A_{vg_fi} := 2 \cdot (l_b + (n_{fi} - 1) \cdot s_b) \cdot t_{fi1}$$

A_{vg_fi}	=	276.23 cm ²	Area gruesa a corte de ala inferior
--------------	---	------------------------	-------------------------------------

ϕ_{bs}	=	0.8	Factor de Resistencia por bloque cortante.
-------------	---	-----	--

$$R_{r_1} := \phi_{bs} \cdot R_p \cdot (0.58 F_u \cdot A_{vn_fi} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{tn_fi})$$

$$R_{r_2} := \phi_{bs} \cdot R_p \cdot (0.58 F_y \cdot A_{vg_fi} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{tn_fi})$$

R_{r_1}	=	15265.872 kN
------------	---	--------------

R_{r_2}	=	9178.703 kN
------------	---	-------------

R_{r_fi}	=	9179 kN	Resistencia Factorizada por bloque cortante en ala inferior
-------------	---	----------------	---

Comparando contra la fuerza de diseño para empalme en ala inferior Pcu

Pcu	=	4083.29 kN
-----	---	------------

Pcu	=	4565.73 kN
-----	---	------------

Si $P_{cu-ii} \leq R_{r-ii}$; Cumple

CUMPLE

CUMPLE

3.10. Empalme Longitudinal Ala Superior:

Teniendo en cuenta que se tienen lo mismo materiales y dimensiones que el punto 3.9. se empieza con el punto 3.

3. DISEÑO DE EMPALME EN ALA SUPERIOR

Planchas Externas

Presentará una plancha externa para la platabanda y dos planchas adicionales, una para cada sobranete de la viga .

	VIGA INTERIOR	VIGA EXTERIOR
ANCHO PLANCHA b_{oS}	350.00 mm	350.00 mm
ESPESOR PLANCHA t_{oS}	16.00 mm	16.00 mm

Planchas Internas

	VIGA
ANCHO PLANCHA b_{iS}	150 mm
ESPESOR PLANCHA t_{iS}	19.00 mm

3.1 NUMERO DE PERNOS REQUERIDOS POR ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

Se probará para la conexión el uso de pernos de 3/4 con las siguientes dimensiones y separaciones.

$$d_{bs} = 3/4 = 19.05 \text{ mm}$$

Diámetro de pernos en ala superior

$$s_b = 70.00 \text{ mm}$$

Separación entre pernos en ala inferior mínimo 3.dbi
 $3 \cdot dbi = 57 \text{ mm}$

$$l_b = 35.00 \text{ mm}$$

Separación al borde de pernos en ala superior mínimo

$$\left(1 + \frac{1}{8}\right) in = 29 \text{ mm}$$

3.1.1. Fuerza de Diseño

La normativa indica que en el diseño para el Estado Límite de Resistencia en las planchas de empalme de las alas y sus conexiones, se deberá cumplir con la fuerza P_{cw} dad por el esfuerzo (F_{cf}) aplicado al área de efectiva (A_e) de la menos ala, definiendo (F_{cf}) como:

$$F_{cf} = \frac{1}{2} \left(\left| \frac{f_{cf}}{R_h} \right| + \alpha \cdot \phi_f \cdot F_{yf} \right) \geq 0.75 \alpha \cdot \phi_f \cdot F_{yf}$$

Según indican las guías de diseño del California Department of Transportation (Caltrans), se hacela siguiente simplificación para la obtención del esfuerzo máximo en el ala (diseño por capacidad)

$$\alpha = 1$$

Constante, conservadoramente igual a 1.0, excepto que se use un valor menor igual a (Fn/Fyt).

$$\phi_f = 1$$

Factor de Resistencia a flexión.

$$F_{cf} = \alpha \cdot \phi_f \cdot F_{yf}$$

$F_{cf} =$	343.23 MPa	Esfuerzo cedente del acero estructural
------------	-------------------	--

$A_g = b_{fs1} \cdot t_{fs1}$ Área gruesa - Ala inferior

$A_g =$ **111.13 cm²**

$A_g =$ **111.13 cm²**

Considerando una fila de 4 pernos de 7/8 plg en el ancho del ala, se calcula un área de neta de la menor ala como:

$$A_n := A_g - 4 \cdot \left(d_{bi} + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \cdot t_{fi1}$$

Área neta de la menor ala inferior.

VIGA INTERIOR

VIGA EXTERIOR

$A_n =$ **84.92 cm²**

$A_n =$ **84.92 cm²**

El área efectiva (A_e) del ala para un ala a compresión será tomada igual al área gruesa del ala mientras que en el caso de alas a tracción vendrá determinado como:

$\phi_u =$ **0.8**

Factor de Resistencia para fractura a tracción.

$\phi_y =$ **0.95**

Factor de Resistencia para cedencia a tracción.

$$A_e = \left(\frac{\phi_u \cdot F_u}{\phi_y \cdot F_{yt}} \right) \cdot A_n \leq A_g$$

Área efectiva de la menor ala inferior

VIGA INTERIOR

VIGA EXTERIOR

$A_e =$ **93.98 cm²**

$A_e =$ **93.98 cm²**

CUMPLE

CUMPLE

Fuerza de Diseño para empalme en Ala Inferior $P_{cu} = A_e \cdot F_{cf}$

$P_{cu} =$ **3225.74 kN**

$P_{cu} =$ **3225.74 kN**

3.1.2. Resistencia Nominal por Perno

$A_b =$ **2.85 cm²**

Area del perno

Considerando pernos a cortante con la rosca excluida del plano cortante, y considerando dos planos cortante $N_s = 2$ en la conexión por la doble plancha de empalme, se tiene una resistencia igual a :

$$R_{n-1} = 0.48 \cdot A_b \cdot F_{ub} \cdot N_s$$

$R_{n-1} =$ **226.44 kN**

Resistencia a corte por perno.

Se determina la resistencia del perno por aplastamiento.

$$L_{c-1} = l_b - 0.5 \cdot \left(d_{bs} + \frac{1}{16} \text{ in} \right)$$

$L_{c-1} =$ **25.47 mm**

Distancia libre al borde

$$L_{c-2} = s_b - 1 \cdot \left(d_{bs} + \frac{1}{16} \text{ in} \right)$$

$L_{c-2} =$ **50.93 mm**

Distancia libre entre pernos

$$L_c = \min(L_{c-1}; L_{c-2})$$

$$L_c = 25.47 \text{ mm} \quad \text{Distancia libre para el diseño}$$

$$R_{n-2} = 1.2 \cdot L_c \cdot t_{fs1} \cdot Fu$$

$$R_{n-1} = 437.81 \text{ kN} \quad \text{Resistencia al aplastamiento por } l$$

$$R_n = \min(R_{n-1}; R_{n-2})$$

$$R_n = 226.44 \text{ kN} \quad \text{Resistencia nominal por perno}$$

3.1.3. Reducción por efecto de planchas de relleno

$$R = 1.0$$

Factor de reducción por las planchas de relleno

3.1.4. Número de pernos requeridos

$$\phi_s = 0.8$$

Factor de resistencia para pernos A-325 a corte

Número mínimo de pernos

$$N_{\min} = 17.81$$

$$N_{\min} = \frac{P_{cu}}{\phi_s \cdot R \cdot R_n}$$

$$N_{\min} = 17.81$$

$$n_{pi} = 4$$

Número de pernos por fila en el ala inferior

$$n_{fi} = 5$$

Número de fila pernos en el ala inferior

$$N_{fi} = n_{fi} \cdot n_{pi}$$

$$N_{fi} = 20$$

Numero de pernos a colocar en el ala inferior

VIGA INTERIOR

VIGA EXTERIOR

CUMPLE

CUMPLE

3.2. CHEQUEO DE RESISTENCIA POR DESLIZAMIENTO PARA ESTADO LIMITE DE SERVICIO II

3.2.1. Determinación de Esfuerzo de Diseño

Del análisis se obtuvieron los siguientes momentos máximos y mínimo, para el punto donde se colocará el empalme

UNIÓN 1 3 m

UNIÓN 2 13 m

Momento para las acciones permanentes.

VIGA INTERIOR

VIGA EXTERIOR

$$W_{D1} = 1.58 \text{ tn/m}$$

$$W_{D1} = 1.71 \text{ tn/m}$$

UNIÓN 1

UNIÓN 1

$$M_{D1} = 7.11 \text{ tn.m}$$

$$M_{D1} = 7.69 \text{ tn.m}$$

$$M_{D1} = 69.74 \text{ kN.m}$$

$$M_{D1} = 75.39 \text{ kN.m}$$

UNIÓN 2

UNIÓN 2

$$M_{D2} = 133.54 \text{ tn.m}$$

$$M_{D2} = 144.35 \text{ tn.m}$$

$$M_{D2} = 1309.57 \text{ kN.m}$$

$$M_{D2} = 1415.61 \text{ kN.m}$$

Momento para las acciones permanentes por superficie de rodamiento.

VIGA INTERIOR		VIGA EXTERIOR	
W_{DW}	= 0.26 tn/m	W_{DW}	= 0.35 tn/m
UNIÓN 1		UNIÓN 1	
M_{DW1}	= 1.16 tn.m	M_{DW1}	= 1.56 tn.m
M_{DW1}	= 11.37 kN.m	M_{DW1}	= 15.29 kN.m
UNIÓN 2		UNIÓN 2	
M_{DW2}	= 21.77 tn.m	M_{DW2}	= 29.27 tn.m
M_{DW2}	= 213.46 kN.m	M_{DW2}	= 287.05 kN.m

Momento para las acciones variables debido a tránsito vehicular, incluyendo el impacto dinámico de dichas cargas

UNIÓN 1 - L = 3		UNIÓN 2 - L = 13	
M_{LL}	= 20.53 tn.m	M_{LL}	= 178.05 tn.m
M_{LL}	= 30.29 tn.m	M_{LL}	= 142.49 tn.m
M_{LL}	= 50.09 tn.m	M_{LL}	= 155.03 tn.m
M_{LL+1}	= 90.38 tn.m	M_{LL+1}	= 391.83 tn.m
VIGA INTERIOR		VIGA EXTERIOR	
UNIÓN 1		UNIÓN 1	
M_{LL+1}	= 52.91 tn.m	M_{LL+1}	= 60.58 tn.m
M_{LL+1}	= 518.85 kN.m	M_{LL+1}	= 594.08 kN.m
UNIÓN 2		UNIÓN 2	
M_{LL+2}	= 229.39 tn.m	M_{LL+2}	= 262.65 tn.m
M_{LL+2}	= 2249.50 kN.m	M_{LL+2}	= 2575.68 kN.m

Aplicando la combinación por Estado Limite de Servicio II, se pueden obtener los momentos de diseño

$$M = 1(M_D) + 1(D_W) + 1.3(M_{LL+I})$$

VIGA INTERIOR		VIGA EXTERIOR	
$M_s_{UNION-1}$	= 755.61 kN.m	$M_s_{UNION-1}$	= 862.98 kN.m
$M_s_{UNION-2}$	= 4447.38 kN.m	$M_s_{UNION-2}$	= 5051.04 kN.m

Módulo elástico a compresión

Conservadoramente determinamos el esfuerzo en el ala como el momento de diseño dividido entre el módulo elástico de la sección no compuesta para el ala inferior (tracción)

VIGA INTERIOR		VIGA EXTERIOR	
S_{NCc1}	= 3777.03 cm ³	S_{NCc1}	= 4313.72 cm ³
S_{NCc2}	= 22230.81 cm ³	S_{NCc2}	= 25248.27 cm ³

Esfuerzo de diseño para el deslizamiento

VIGA INTERIOR		$f_s = \frac{Ms}{S_{NCt1}}$	VIGA EXTERIOR	
f_{s1}	= 200.05 MPa		f_{s1}	= 200.05 MPa
f_{s2}	= 200.05 MPa	f_{s2}	= 200.05 MPa	

Como se puede observa en los 4 casos se presenta el mismo esfuerzo de diseño para el deslizamiento

$$f_s = 200.05 \text{ MPa}$$

3.2.2. Chequeo de la resistencia por deslizamiento

La resistencia nominal por deslizamiento (R_n) por perno vendrá determinada por la siguiente ecuación:

$$R_n = K_h * K_s * N_s * P_t$$

Donde se determinan los factores según las siguientes tablas:

Tabla 3.1: Pretensión mínima P_t por perno y material.

Diámetro del perno (in)	Pretensión mínima (Kn)	
	A325	A490
5/8	85	107
3/4	125	156
7/8	173	218
1	227	285
1+1/8	249	356
1+1/4	316	454
1+3/8	378	538
1+1/2	458	658

Table 6.13.2.8-2—Values of K_h

For standard holes	1.00
For oversize and short-slotted holes	0.85
For long-slotted holes with the slot perpendicular to the direction of the force	0.70
For long-slotted holes with the slot parallel to the direction of the force	0.60

Table 6.13.2.8-3—Values of K_s

For Class A surface conditions	0.30
For Class B surface conditions	0.50
For Class C surface conditions	0.30
For Class D surface conditions	0.45

P_t	= 125 kN	Pretensión mínima requerida para cada perno.
k_h	= 1	Coefficiente por tipo de agujero.
k_s	= 0.5	Coefficiente por superficie.
$R_n = K_h * K_s * N_s * P_t$		
R_n	= 125 kN	Resistencia nominal por perno a deslizamiento.

$$Rr = N_{fi} * Rn$$

R_r	=	2500 kN	Resistencia factorizada por total de pernos a deslizamiento.
-------	---	----------------	--

A_g	=	111 cm ²	Viga Interior	Area gruesa de la menor ala superior.
		111 cm ²	Viga Exterior	

$$Ru = A_g * Fs$$

R_u	=	2223 kN	Viga Interior	Fuerza de diseño por deslizamiento.
		2223 kN	Viga Exterior	

VIGA INTERIOR	VIGA EXTERIOR
CUMPLE	CUMPLE

3.3. CHEQUEO DE LAS PLANCHAS DE EMPALME

3.3.1. Cedencia en área gruesa

$A_{g-fs} = b_{os} \cdot t_{os} + 2 \cdot b_{is} \cdot t_{is}$		Interior Exterior	$A_{g-fs} = 113.02 \text{ cm}^2$	Distancia libre al borde
			$A_{g-fs} = 113.02 \text{ cm}^2$	

$\phi_y = 0.95$	Factor de Resistencia para cedencia a tracción
-----------------	--

$Rr = \phi_y * A_{g-fs} * F_y$	Interior Exterior	$R_r = 3685 \text{ kN}$	Resistencia a la cedencia del empalme en ala
		$R_r = 3685 \text{ kN}$	

Comparando con la fuerza de diseño para empalme en ala inferior P_{cu}

$$\text{Fuerza de Diseño para empalme en Ala Inferior } P_{cu} = A_e * F_{cf}$$

$$P_{cu} = 3225.74 \text{ kN}$$

$$P_{cu} = 3225.74 \text{ kN}$$

CUMPLE

CUMPLE

3.3.2. Fractura en el área neta

$$A_{n-fs} = A_{g-fs} - 4 \cdot \left(d_{bs} + \frac{1}{16} in \right) \cdot t_{os} - 4 \cdot \left(d_{bs} + \frac{1}{16} in \right) \cdot t_{is}$$

$A_{n-fs} = 84 \text{ cm}^2$	VIGA INTERIOR - Área neta del empalme en ala.
$A_{n-fs} = 84 \text{ cm}^2$	VIGA EXTERIOR - Área neta del empalme en ala.

$\phi_u = 0.8$	Factor de Resistencia para fractura a tracción.
$U = 1$	Factor de área neta efectiva.

$Rr = \phi_u * A_{n-fs} * F_u * U$	Interior Exterior	$R_r = 5570 \text{ kN}$	Resistencia a la fractura del empalme en ala.
		$R_r = 5570 \text{ kN}$	

Comparando con la fuerza de diseño para el empalme en ala inferior P_{cu}

CUMPLE

CUMPLE

3.3.3. Bloque de Corte

Asumiendo agujeros de pernos taladrados a tamaño completo, se toma un factor $R_p = 1.0$ y un factor de reducción de área por bloque cortante $U_{bs} = 1.0$. En la figura se aprecia las rutas de falla por bloque cortante en el empalme del ala inferior de la viga

Planchas Internas

$$A_{tn_is} := \left(2 l_b + (n_{pi} - 2) s_b - (n_{pi} - 1) \cdot \left(d_{bi} + \frac{1}{16} in \right) \right) \cdot t_{ii}$$

A_{tn_is}	=	39.46 cm ²	Area neta a tracción de plancha interior de empalme en ala inf.
--------------	---	-----------------------	---

$$A_{vn_is} := 2 \cdot \left(l_b + (n_{fi} - 1) \cdot s_b - (n_{fi} - 0.5) \cdot \left(d_{bi} + \frac{1}{16} in \right) \right) \cdot t_{ii}$$

A_{vn_is}	=	118.39 cm ²	Area neta a corte de plancha interior de empalme en ala inf.
--------------	---	------------------------	--

$$A_{vg_is} := 2 \cdot (l_b + (n_{fi} - 1) \cdot s_b) \cdot t_{ii}$$

A_{vg_is}	=	119.70 cm ²	Area gruesa a corte de plancha interior de empalme en ala int.
--------------	---	------------------------	--

ϕ_{bs}	=	0.8	Factor de Resistencia por bloque cortante.
-------------	---	-----	--

$$R_{r_1} := \phi_{bs} \cdot R_p \cdot (0.58 F_u \cdot A_{vn_is} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{tn_is})$$

$$R_{r_2} := \phi_{bs} \cdot R_p \cdot (0.58 F_y \cdot A_{vg_is} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{tn_is})$$

R_{r_1}	=	7158.816 kN
------------	---	-------------

R_{r_2}	=	4519.504 kN
------------	---	-------------

R_{r_is}	=	4520 kN	Resistencia Factorizada por bloque cortante del par de planchas internas de empalme en ala inferior
-------------	---	----------------	---

Planchas Externas

$$A_{tn_os} := \left(2 l_b + (n_{pi} - 2) s_b - (n_{pi} - 1) \cdot \left(d_{bi} + \frac{1}{16} in \right) \right) \cdot t_{oi}$$

Interior	A_{tn_os}	=	33.23 cm ²	Area neta a tracción de plancha exterior de empalme en ala inf.
----------	--------------	---	-----------------------	---

Exterior	A_{tn_os}	=	33.23 cm ²
----------	--------------	---	-----------------------

$$A_{vn_os} := 2 \cdot \left(l_b + (n_{fi} - 1) \cdot s_b - (n_{fi} - 0.5) \cdot \left(d_{bi} + \frac{1}{16} in \right) \right) \cdot t_{oi}$$

Interior	A_{vn_os}	=	99.70 cm ²	Area neta a corte de plancha exterior de empalme en ala inf.
----------	--------------	---	-----------------------	--

Exterior	A_{vn_os}	=	99.70 cm ²
----------	--------------	---	-----------------------

$$A_{vg_os} := 2 \cdot (l_b + (n_{fi} - 1) \cdot s_b) \cdot t_{oi}$$

Interior	A_{vg_os}	=	100.80 cm ²	Area gruesa a corte de plancha interior de empalme en ala int.
----------	--------------	---	------------------------	--

Exterior	A_{vg_os}	=	100.80 cm ²
----------	--------------	---	------------------------

ϕ_{bs}	=	0.8	Factor de Resistencia por bloque cortante.
-------------	---	-----	--

$$R_{r_1} := \phi_{bs} \cdot R_p \cdot (0.58 F_u \cdot A_{vn_os} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{tn_os})$$

$$R_{r_2} := \phi_{bs} \cdot R_p \cdot (0.58 F_y \cdot A_{vg_os} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{tn_os})$$

VIGA INTERIOR		VIGA EXTERIOR	
R_{r_1}	=	6028.477 kN	R_{r_1} = 6028.477 kN
R_{r_2}	=	3805.898 kN	R_{r_2} = 3805.898 kN

Resistencia Factorizada por bloque cortante del par de plancha externa de empalme en ala inferior

R_{r-os}	=	3806 kN	R_{r-os}	=	3806 kN
------------	---	---------	------------	---	---------

Considerando que la fuerza de diseño para empalme en ala inferior P_{cu} se divide en proporción del área de las planchas internas y externas, podemos entonces comparar la fuerza de diseño para cada plancha contra la resistencia por bloque cortante:

P_{cu}	=	3225.74 kN	P_{cu}	=	3225.74 kN
----------	---	------------	----------	---	------------

$$P_{cu_{ii}} := \frac{2 \cdot b_{ii} \cdot t_{ii}}{2 \cdot b_{ii} \cdot t_{ii} + b_{oi} \cdot t_{oi}} \cdot P_{cu}$$

Fuerza de diseño para planchas de empalme internas.

P_{cu-is}	=	1627.48 kN	P_{cu-is}	=	1627.48 kN
-------------	---	------------	-------------	---	------------

Si $P_{cu-is} \leq R_{r-is}$; Cumple

CUMPLE	CUMPLE
---------------	---------------

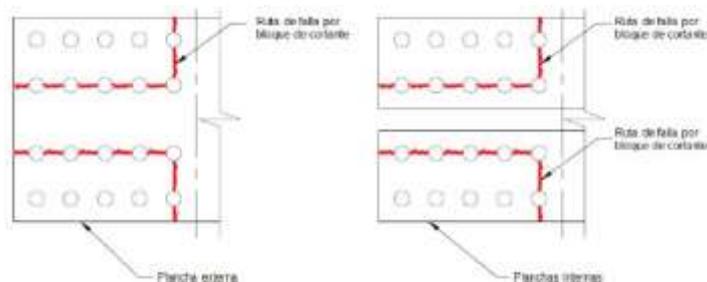
$$P_{cu_{os}} := \frac{2 \cdot b_{ii} \cdot t_{ii}}{2 \cdot b_{ii} \cdot t_{ii} + b_{oi} \cdot t_{oi}} \cdot P_{cu}$$

Fuerza de diseño para planchas de empalme externas.

P_{cu-os}	=	3196.52 kN	P_{cu-os}	=	3196.52 kN
-------------	---	------------	-------------	---	------------

Si $P_{cu-os} \leq R_{r-os}$; Cumple

CUMPLE	CUMPLE
---------------	---------------



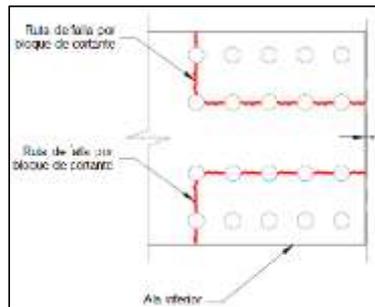
3.4. CHEQUEO DEL ALA SUPERIOR

3.4.1. Fractura en sección neta

Como la fuerza usada para el diseño (Pcu) está basada en la resistencia a fractura en sección neta, está no necesita ser chequeada.

3.4.2. Bloque de Corte

El patron de falla por bloque cortante en el ala inferior es asumida como se muestra en la figura siguiente



$$A_{tn_fi} := (2 l_b + (n_{fi} - 2) s_b - (n_{fi} - 1) \cdot (d_{bi} + \frac{1}{16} in)) \cdot t_{fi}$$

A_{tn_fs}	=	65.95 cm ²	Area neta a tracción de ala inferior
--------------	---	-----------------------	--------------------------------------

$$A_{vn_fi} := 2 \cdot (l_b + (n_{fi} - 1) \cdot s_b - (n_{fi} - 0.5) \cdot (d_{bi} + \frac{1}{16} in)) \cdot t_{fi}$$

A_{vn_fs}	=	197.84 cm ²	Area neta a corte de ala inferior
--------------	---	------------------------	-----------------------------------

$$A_{vg_fi} := 2 \cdot (l_b + (n_{fi} - 1) \cdot s_b) \cdot t_{fi}$$

A_{vg_fs}	=	200.03 cm ²	Area gruesa a corte de ala inferior
--------------	---	------------------------	-------------------------------------

ϕ_{bs}	=	0.8	Factor de Resistencia por bloque cortante.
-------------	---	-----	--

$$R_{r_1} := \phi_{bs} \cdot R_p \cdot (0.58 F_u \cdot A_{vn_fi} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{tn_fi})$$

$$R_{r_2} := \phi_{bs} \cdot R_p \cdot (0.58 F_y \cdot A_{vg_fi} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{tn_fi})$$

R_{r_1}	=	11962.758 kN
------------	---	--------------

R_{r_2}	=	7552.328 kN
------------	---	-------------

R_{r_fs}	=	7552 kN	Resistencia Factorizada por bloque cortante en ala inferior
-------------	---	----------------	---

Comparando contra la fuerza de diseño para empalme en ala inferior Pcu

Pcu	=	3225.74 kN
-----	---	------------

Pcu	=	3225.74 kN
-----	---	------------

Si $P_{cu-ii} \leq R_{r-ii}$; Cumple

CUMPLE

CUMPLE

3.11. Empalme Alma:

Teniendo en cuenta que se tienen lo mismo materiales y dimensiones que el punto 3.9. se empieza con el punto 3.

3. DISEÑO DE EMPALME EN ALA SUPERIOR

3.1 NUMERO DE PERNOS REQUERIDOS POR ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

Se probará para la conexión el uso de pernos de 5/8 en fila de 3 ($n_{pw} = 3$) con las siguientes dimensiones y separaciones.

$$d_w = 5/8 = 15.88 \text{ mm}$$

Diámetro de pernos en alma

$$s_b = 60.00 \text{ mm}$$

Separación entre pernos en ala inferior mínimo $3 \cdot d_b$
 $3 \cdot d_b = 48 \text{ mm}$

$$l_b = 35.00 \text{ mm}$$

Separación al borde de pernos en ala inferior mínimo

$$n_{pw} = 3$$

$$\left(1 + \frac{1}{8}\right) in = 29 \text{ mm}$$

3.1.1. Fuerza de Diseño

Cortante en el empalme

$$V_u = \begin{matrix} 1582.12 \text{ kN} & \text{Interior} \\ 1551.70 \text{ kN} & \text{Exterior} \end{matrix}$$

Corte último en el empalme

$$V_{n1} = 2242.53 \text{ kN}$$

Resistencia nominal a corte del alma

$$\phi_v = 1$$

Factor de Resistencia a corte

$$\text{Si } V_u < 0.5 \cdot \phi_v \cdot V_{n1} \quad V_{uw} = 1.5 \cdot V_u$$

$$0.5 \cdot \phi_v \cdot V_{n1} = 1121.27 \text{ kN}$$

$$\text{Si } V_u \geq 0.5 \cdot \phi_v \cdot V_{n1} \quad V_{uw} = \frac{(V_u + \phi_v \cdot V_{n1})}{2}$$

VIGA INTERIOR

VIGA EXTERIOR

$$V_{uw} = 1912.33 \text{ kN}$$

$$V_{uw} = 1897.11 \text{ kN}$$

Momento inducido por excentricidad

En base a la excentricidad desde el punto de empalme y la fuerza cortante se obtiene el momento inducido por excentricidad como se describe a continuación

$$e = 2.5 \text{ mm} + l_b + \frac{(n_{pw} - 1)}{2} \cdot s_b$$

$$e = 97.50 \text{ mm}$$

$$M_{vw} = e \cdot V_{uw}$$

$$M_{vw} = 186.45 \text{ kN.m}$$

$$M_{vw} = 184.97 \text{ kN.m}$$

Momento resistido por el alma

La normativa AASHTO establece la siguiente formulación para el cálculo del momento resistido por el alma:

$$M_{uw} = \frac{t_w \cdot D^2}{12} \cdot |R_h \cdot F_{cf} - R_{cf} \cdot f_{ncf}|$$

Donde

- F_{cf} = Esfuerzo en el ala que controla el diseño.
- f_{cf} = Esfuerzo debido a las cargas factorizadas en el centro del ala que controla el diseño.
- f_{ncf} = Esfuerzo debido a las cargas factorizadas en el centro del ala no que controla el diseño.
- R_{cf} = Valor absoluto de la relación entre F_{cf} y f_{cf}
- R_h = Factor para secciones híbridas.

Se determina el momento máximo de diseño para las combinaciones de Estado Límite de Resistencia.

$$M = 1.25(M_D) + 1.50(D_W) + 1.75(M_{LL+I})$$

VIGA INTERIOR			VIGA EXTERIOR		
M_D	=	1309.57 kN.m	M_D	=	1415.61 kN.m
M_{Dw}	=	213.46 kN.m	M_{Dw}	=	287.05 kN.m
M_{LL+I}	=	2249.50 kN.m	M_{LL+I}	=	2575.68 kN.m
M	=	5893.78 kN.m	M	=	6707.52 kN.m

$$M_{uw} = \frac{t_{w1} \cdot D_1^2}{12} \cdot M_u$$

M_{uw}	=	131.77 kN.m	M_{uw}	=	149.96 kN.m
----------	---	-------------	----------	---	-------------

$$M_u = M_{uw} + M_{vw}$$

M_u	=	318.22 kN.m	M_u	=	334.93 kN.m
-------	---	-------------	-------	---	-------------

3.1.2. Resistencia nominal por perno

A_b =	1.98 cm ²	Area de pernos
---------	----------------------	----------------

Considerando pernos a cortante con la rosca excluida del plano cortante, y considerando dos planos cortante $N_s = 2$ en la conexión por la doble plancha de empalme, se tiene una resistencia igual a :

$$R_{n-1} = 0.48 \cdot A_b \cdot F_{ub} \cdot N_s \quad R_{n-1} = 157.25 \text{ kN} \quad \text{Resistencia a corte por perno.}$$

Se determina la resistencia del perno por aplastamiento.

$$L_{c-1} = l_b - 0.5 \cdot \left(d_{bw} + \frac{1}{16} in \right) \quad L_{c-1} = 27.05 \text{ mm} \quad \text{Distancia libre al borde}$$

$$L_{c-2} = s_b - 1 \cdot \left(d_{bw} + \frac{1}{16} in \right) \quad L_{c-2} = 44.11 \text{ mm} \quad \text{Distancia libre entre pernos}$$

$$L_c = \min(L_{c-1}; L_{c-2}) \quad L_c = 27.05 \text{ mm} \quad \text{Distancia libre para el diseño}$$

$$R_{n-2} = 1.2 \cdot L_c \cdot t_{fw1} \cdot F_u \quad R_{n-1} = 232.55 \text{ kN} \quad \text{Resistencia al aplastamiento por perno}$$

$$R_n = \min(R_{n-1}; R_{n-2}) \quad R_n = 157.25 \text{ kN} \quad \text{Resistencia nominal por perno}$$

3.1.3. Reducción por efecto de planchas de relleno

R	=	1.0	Factor de reducción por las planchas de relleno
---	---	-----	---

3.1.4. Número de pernos requeridos

ϕ_s	=	0.8	Factor de resistencia para pernos A-325 a corte
----------	---	-----	---

Número mínimo de pernos

V _u	=	1582.12	KN
----------------	---	---------	----

N _{min}	=	12.58	$N_{min} = \frac{V_u}{\phi_s \cdot R \cdot R_n}$
------------------	---	-------	--

n _{pw}	=	3	Número de pernos por fila en el ala inferior
-----------------	---	---	--

n _{fw}	=	14	Número de fila pernos en el ala inferior
-----------------	---	----	--

$N_w = n_{fw} \cdot n_{pw}$	N _w	=	42	Numero de pernos a colocar en el ala inferior
-----------------------------	----------------	---	----	---

CUMPLE

3.1.5. Chequeo del cortante en el perno de la esquina

Para determinar la carga total actuante en el perno de la esquina de la conexión se deberá establecer las componentes de dicha carga debido a los momentos actuantes, así como para las cargas verticales y horizontales, para ello se determinará la inercia polar de la conexiones (I_p) con la siguiente formulación:

$$I_p = \sum X^2 + \sum y^2$$

$$I_p := (2 \cdot n_{pw} \cdot ((0.5 s_b)^2 + (1.5 s_b)^2 + (2.5 s_b)^2 + (3.5 s_b)^2 + (4.5 s_b)^2)) + (2 \cdot n_{fw} \cdot (1 s_b)^2)$$

I _p	=	9918.00 cm ²	Inercia polar en la conexión
----------------	---	-------------------------	------------------------------

Las resultantes de fuerza por lo tanto serán:

$y = 3.5 s_b$	y =	210.00 mm	Brazo vertical al perno de la esquina, desde el centro de la conexión
---------------	-----	-----------	---

$R_x = \frac{M_u \cdot y}{I_p}$	R _x =	70.92 kN	Fuerza horizontal debido a momento en perno
---------------------------------	------------------	----------	---

$x = 0.5 s_b$	x =	30.00 mm	Brazo horizontal al perno de la esquina, desde el centro de la conexión
---------------	-----	----------	---

$R_y = \frac{M_u \cdot x}{I_p}$	R _y =	10.13 kN	Fuerza vertical debido a momento en perno
---------------------------------	------------------	----------	---

$R_f = \frac{V_u}{N_w}$	R =	37.67 kN	Fuerza en el perno
-------------------------	-----	----------	--------------------

Fuerza resultante en el perno

$R_{bold} = \sqrt{(R_f + R_x)^2 + (R_f + R_y)^2}$	R _{bold} =	118.64 kN
---	---------------------	-----------

$R_{bold} \leq \phi_s \cdot R \cdot R_n$	$\phi_s \cdot R \cdot R_n =$	125.80 kN
--	------------------------------	-----------

CUMPLE

3.2 CHEQUEO DE RESISTENCIA POR DESLIZAMIENTO PARA ESTADO LIMITE DE SERVICIO II

3.2.1. Momento y cortante de diseño en el empalme

$$M_s = 1.00(M_D) + 1.00(D_W) + 1.30(M_{LL+I})$$

$$M_s = 4447.38 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 5051.04 \text{ kN.m}$$

$$V_s = 1.00(V_D) + 1.00(V_W) + 1.30(V_{LL+I})$$

$$V_s = 1190.84 \text{ kN}$$

$$V_s = 1170.18 \text{ kN}$$

Momento inducido por excentricidad

En base a la excentricidad desde el punto de empalme y la fuerza cortante se obtiene el momento inducido por excentricidad como se describe a continuación

$$e = 2.5 \text{ mm} + l_b + \frac{(n_{pw} - 1)}{2} \cdot s_b$$

$$e = 97.50 \text{ mm}$$

$$M_{vw} = e \cdot V_{uw}$$

$$M_{vw} = 116.11 \text{ kN.m}$$

$$M_{vw} = 114.09 \text{ kN.m}$$

$$M_{uw} = \frac{t_{w1} \cdot D_1^2}{12} \cdot M_s$$

$$M_{uw} = 99.43 \text{ kN.m}$$

$$M_{uw} = 112.93 \text{ kN.m}$$

$$M_u = M_{uw} + M_{vw}$$

$$M_u = 215.54 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 112.93 \text{ kN.m}$$

3.2.2. Chequeo de la Resistencia por deslizamiento:

Las resultantes de fuerza por lo tanto serán:

$$y = 3.5s_b$$

$$y = 210.00 \text{ mm}$$

Brazo vertical al perno de la esquina, desde el centro de la conexión

$$R_x = \frac{M_s \cdot y}{I_p}$$

$$R_x = 45.64 \text{ kN}$$

Fuerza horizontal debido a momento en perno

$$x = 0.5s_b$$

$$x = 30.00 \text{ mm}$$

Brazo horizontal al perno de la esquina, desde el centro de la conexión

$$R_y = \frac{M_s \cdot x}{I_p}$$

$$R_y = 6.52 \text{ kN}$$

Fuerza vertical debido a momento en perno

$$R_f = \frac{V_s}{N_w}$$

$$R = 28.35 \text{ kN}$$

Fuerza en el perno

Fuerza resultante en el perno

$$R_{bold} = \sqrt{(R_f + R_x)^2 + (R_f + R_y)^2}$$

$$R_{bold} = 82 \text{ kN}$$

La resistencia nominal por deslizamiento (R_n) por perno vendrá determinada por la siguiente ecuación:

$$R_n = K_h * K_s * N_s * P_t$$

Donde se determinan los factores según las siguientes tablas:

Tabla 3.1: Pretensión mínima P_t por perno y material.

Diámetro del perno (in)	Pretensión mínima (Kn)	
	A325	A490
5/8	85	107
3/4	125	156
7/8	173	218
1	227	285
1+1/8	249	356
1+1/4	316	454
1+3/8	378	538
1+1/2	458	658

Table 6.13.2.8-2—Values of K_h

For standard holes	1.00
For oversize and short-slotted holes	0.85
For long-slotted holes with the slot perpendicular to the direction of the force	0.70
For long-slotted holes with the slot parallel to the direction of the force	0.60

Table 6.13.2.8-3—Values of K_s

For Class A surface conditions	0.30
For Class B surface conditions	0.50
For Class C surface conditions	0.30
For Class D surface conditions	0.45

P_t	=	85 kN	Pretensión mínima requerida para cada perno.
k_h	=	1	Coficiente por tipo de agujero.
k_s	=	0.5	Coficiente por superficie.
$R_n = K_h * K_s * N_s * P_t$			
R_n	=	85 kN	Resistencia nominal por perno a deslizamiento.

CUMPLE

3.3. CHEQUEO DE LAS PLANCHAS DE EMPALME

3.3.1. Dimensiones de las planchas de empalme

Una vez dimensionados los pernos podemos determinar el largo y ancho de las planchas de empalme así como asignar un espesor para el chequeo de estas:

$$L_{ws} = 2l_b + (n_{fw} - 1) \cdot s_b$$

$$l_{ws} = 850.00 \text{ mm}$$

Altura de plancha de empalme

Si $l_{ws} \leq \min(D1, D2) - 20 \text{ mm}$; Cumple

CUMPLE

$$b_{ws} = (2l_b + (n_{pw} - 1) \cdot s_b + 2.5 \text{ mm}) \cdot 2$$

$$b_{ws} = 385.00 \text{ mm}$$

Ancho de plancha de empalme

$$t_{ws}$$

$$t_{ws} = 10.00 \text{ mm}$$

Espesor de plancha de empalme

3.3.2. Cedencia en área gruesa

$$A_{g-ws} = 2 \cdot t_{ws} \cdot l_{ws}$$

$$A_{g-ws} = 170.00 \text{ cm}^2$$

Area gruesa a corte de planchas de empalme en alma

$$\phi_v = 1$$

Factor de Resistencia para corte

$$V_r = \phi_v * (0.58 \cdot A_{g-ws} * F_y)$$

$$V_r = 3384 \text{ kN}$$

Resistencia a la cedencia por corte planchas de empalme en alma

Comparando contra la fuerza cortante de diseño para empalme en alma Vu

CUMPLE

3.3.3. Fractura en el área neta

$$A_{n-ws} = A_{g-ws} - 2 \cdot n_{fw} \cdot \left(d_{bw} + \frac{1}{16} in \right) \cdot t_{ws}$$

A_{n-ws}	=	121 cm ²	Área neta del empalme en ala.
------------	---	---------------------	-------------------------------

ϕ_u	=	0.8	Factor de Resistencia para fractura a tracción.
----------	---	-----	---

U	=	1	Factor de área neta efectiva .
---	---	---	--------------------------------

$$V_r = \phi_u \cdot A_{n-us} \cdot F_u$$

$$V_r = 3325 \text{ kN}$$

Resistencia a la fractura por corte de las planchas del empalme en alma

Comparando con la fuerza de diseño para el empalme en ala inferior V_u

CUMPLE

3.3.4. Bloque de Corte

Asumiendo agujeros de pernos taladrados a tamaño completo, se toma un factor $R_p = 1.0$ y un factor de reducción de área por bloque cortante $U_{bs} = 1.0$. En la figura se aprecia las rutas de falla por bloque cortante en el empalme del ala inferior de la viga

Planchas Internas

$$A_{tn-ws} := 2 \left(l_b + (n_{pw} - 1) \cdot s_b - (n_{pw} - 0.5) \cdot \left(d_{bw} + \frac{1}{16} in \right) \right) \cdot t_{ws}$$

A_{tn-ws}	=	30.68 cm ²	Area neta a tracción de planchas de empalme en alma
-------------	---	-----------------------	---

$$A_{vn-ws} := 2 \left(l_b + (n_{fw} - 1) \cdot s_b - (n_{fw} - 0.5) \cdot \left(d_{bw} + \frac{1}{16} in \right) \right) \cdot t_{ws}$$

A_{vn-ws}	=	161.27 cm ²	Area neta a corte de planchas de empalme en alma
-------------	---	------------------------	--

$$A_{vg-ws} := 2 \left(l_b + (n_{fw} - 1) \cdot s_b \right) \cdot t_{ws}$$

A_{vg-ws}	=	163.00 cm ²	Area gruesa a corte de planchas de empalme en alma
-------------	---	------------------------	--

ϕ_{bs}	=	0.8	Factor de Resistencia por bloque cortante.
-------------	---	-----	--

$$R_{r-1} := \phi_{bs} \cdot R_p \cdot (0.58 F_u \cdot A_{vn-ws} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{tn-ws})$$

$$R_{r-2} := \phi_{bs} \cdot R_p \cdot (0.58 F_y \cdot A_{vg-ws} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{tn-ws})$$

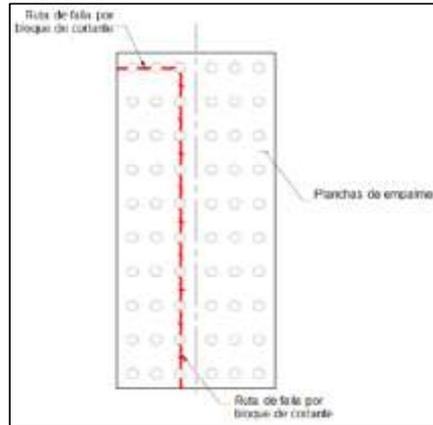
$$R_{r-1} = 8223.808 \text{ kN}$$

$$R_{r-2} = 8290.252 \text{ kN}$$

R_{r-ws}	=	8224 kN	Resistencia Factorizada por bloque cortante del par de planchas de empalme en alma
------------	---	----------------	--

Si $V_u \leq R_{rws}$; CUMPLE

CUMPLE



3.3.5. Resistencia a Flexión de la Plancha

Se chequeará el esfuerzo debido a la flexión en la plancha comparandolo contra el esfuerzo resistente de la misma F_y

$I_{ws} = 2 \cdot \left(\frac{t_{ws} \cdot l_{ws}^3}{12} \right)$	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 20%;">$I_{ws} =$</td> <td style="width: 40%;">102354.17 cm⁴</td> <td style="width: 40%;">Inercia del par de planchas de empalme.</td> </tr> </table>	$I_{ws} =$	102354.17 cm ⁴	Inercia del par de planchas de empalme.
$I_{ws} =$	102354.17 cm ⁴	Inercia del par de planchas de empalme.		
$S_{ws} = \frac{I_{ws}}{0.5 \cdot l_{ws}}$	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 20%;">$S_{ws} =$</td> <td style="width: 40%;">2408.33 cm³</td> <td style="width: 40%;">Módulo elástico del par de planchas de empalme.</td> </tr> </table>	$S_{ws} =$	2408.33 cm ³	Módulo elástico del par de planchas de empalme.
$S_{ws} =$	2408.33 cm ³	Módulo elástico del par de planchas de empalme.		
$f_{ws} = \frac{M_u}{S_{us}}$	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 20%;">$f_{ws} =$</td> <td style="width: 40%;">89.50 MPa</td> <td style="width: 40%;">Esfuerzo por flexión actuando en el par de planchas</td> </tr> </table>	$f_{ws} =$	89.50 MPa	Esfuerzo por flexión actuando en el par de planchas
$f_{ws} =$	89.50 MPa	Esfuerzo por flexión actuando en el par de planchas		

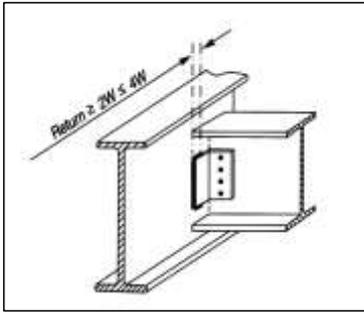
CUMPLE

3.12. Conexión Viga Diafragma – Viga

DATOS

Esfuerzo de fluencia en planchas ASTM A709 Gr. 50:	F.y =	50	klb/plg ²
Esfuerzo último en planchas ASTM A709 Gr.50:	F.u =	65	klb/plg ²
Resistencia Última Pernos ASTM A325:	F.ub =	120	klb/plg ²

VIGA		
tw=	5/8	in
DIAFRAGMA		
tw=	0.30	in
T=	22.60	in
ANGULO		
tf=	1/4	in
Electrodo		
	70	ksi



Parte Soldada:

Espesor de la parte unida más gruesa (en mm)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete [a] (en mm)
Hasta 6 inclusive	3
Sobre 6 a 13	5
Sobre 13 a 19	6
Sobre 19	8

[a] Dimensión del lado de la soldadura de filete. Debe emplearse soldaduras en sólo una pasada.
[b] Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.

Ilustración 62 Tamaño Mínimo de Soldadura

tf (menor)	15.875	mm	Espesor de la parte unida mas gruesa
wmin	6	mm	Tamaño mínimo de la soldadura

w a usar	7	mm	Tamaño de soldadura seleccionado
w a usar	0.276	in	

Lmin	1.102	in
Lmax	19.291	in
L a usar	8.000	in

Combo Crítico – Cortante SAP:

Las vigas diafragmas al ser diseñadas solo por axial, y estar separadas de la losa, su cortante es mínima.

Cortante SAP	0.184	kip
---------------------	-------	-----

Área de Falla:

w	0.276	in
garg. efec.	0.195	in
Aew	1.559	in ²

Resistencia Soldadura:

ϕR_n	49.108	kip	OK
------------------------------	--------	-----	-----------

Parte Empernada:

DATOS

DIAMETRO	1/2	in
	12.70	mm

AREA	0.20	in ²
------	------	-----------------

SEPARACION MINIMA

3D	1.50	in
----	------	----

SEPARACION MAXIMA

Esesor placa mas delgada	0.30	in
--------------------------	------	----

No expuesto a corrosion

24 veces espesor	7.08	in
Sin exceder	12	
Separacion Maxima	7.08	

Con corrosión atmosférica

14 veces espesor	4.13	in
Sin exceder	7	
Separacion Maxima	4.13	

DISTANCIA MINIMA AL BORDE

Centro del hueco estándar al borde de la parte conectada.

Tornillo	Dist. Min
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8

3/4	in
-----	----

DISTANCIA MAXIMA AL BORDE

Esesor de la parte conectada 0.30 in

12 veces espesor	3.54	in
Sin Exceder	6	in
Distancia Maxima	3.54	in

RESUMEN DE DISTANCIAS

Separación entre pernos	2	in	OK
Distancia al borde	1.0	in	OK
# de pernos	4		
Altura	8	in	OK

RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

Lc borde =	0.38	in
Lc pernos =	1.38	in
Lc =	0.38	in

- Si la deformación del agujero del perno es importante para el diseño.
 $R_n = 1.2 \cdot J_c \cdot t \cdot F_u \leq 2.4dtF_u$

Rn =	8.63	Kip	
2.4 * dt * Fu =	23.01	Kip	
Rn =	8.63	Kip	
Φ Rn =	6.47	Kip	OK

RESISTENCIA AL CORTE DEL PERNO

$$R_n = F_{nV} \cdot A_b \cdot (\text{número de tornillos})$$

F _{nV} =	90.00	ksi	
A _b =	0.20	in ²	
Rn =	70.69	Kip	
Φ Rn =	53.01	Kip	OK

BLOQUE DE CORTE

h	8.00	pulg
b	2.00	pulg
e (alma)	0.30	pulg
e (plancha)	0.25	pulg
∅	0.50	pulg
Distancia borde	1.00	pulg

Fluencia de la sección

P _n	100.00	kip
----------------	--------	-----

Huecos de la plancha

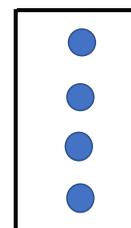
Ae corte	0.17	pulg ²
Ae tracción	0.88	pulg ²

Posibilidad 1	50.39	kip
Posibilidad 2	47.75	kip

Pu máx	47.75	kip
--------	-------	-----

OK

4 Pernos



1 Pernos

3.13. Estribos:

Análisis Sísmico

CLASES DE SITIO

Tabla 2.4.3.11.2.1.1-1 Definición Clase de Sitio

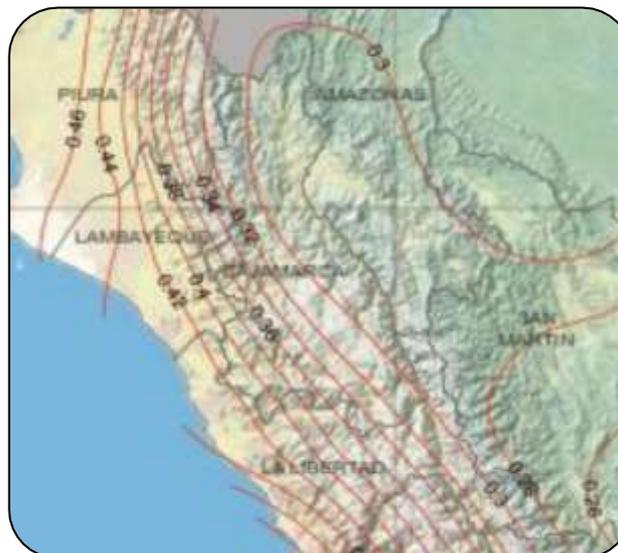
(Tabla 3.10.3.1-1 AASHTO)

Clases de Sitio	Tipo de Suelo y Perfil
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $\bar{v}_s > 5,000$ ft/s
B	Roca con $2,500$ ft/s $< \bar{v}_s < 5,000$ ft/s
C	Suelo muy denso y roca suelo $1,200$ ft/s $< \bar{v}_s < 2,500$ ft/s, o con cualquiera $\bar{N} > 50$ golpes/ ft, o $\bar{S}_u > 2.0$ ksf
D	Suelo rígido con 600 ft/s $< \bar{v}_s < 1,200$ ft/s, o con cualquiera $15 < \bar{N} < 50$ golpes/ ft, o $1.0 < \bar{S}_u < 2.0$ ksf
E	Perfil de suelo con $\bar{v}_s < 600$ ft/s o con cualquiera $\bar{N} < 15$ golpes/ ft o $\bar{S}_u < 1.0$ ksf, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$, w > 40 por ciento y $\bar{S}_u < 0.5$ ksf
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> • Turbas o arcillas altamente orgánicas ($H > 10$ ft de turba o arcilla altamente orgánica donde H = espesor del suelo) • Arcillas de alta plasticidad ($H > 25$ ft con $PI > 75$) • Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas ($H > 120$ ft)

Excepciones: Cuando las propiedades del suelo no son conocidas con suficiente detalle para determinar la clase de sitio, se emprenderá una investigación de sitio suficiente para definir su clase. Las clases de Sitio E o F no serán supuestas a no ser que la Entidad determine la clase de sitio E o F o estas sean establecidas por datos geotécnicos.

Del Mapa de Isoaceleraciones Espectrales, se tiene:

MAPA DE ISOACELERACIONES ESPECTRALES
SUELO TIPO B, AASHTO 2014 (ROCA)
 Periodo estructural: 1.0 seg
 Probabilidad de excedencia: 7%
 Periodo de exposición: 75 años
 Periodo de retorno (Tr): 1000
(MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES)



S1 = 0.30

VALORES DE FACTOR DE SITIO (Fv)

Tabla 2.4.3.11.2.1.2-3

Valores de Factor de Sitio, F_v , Para rango de Periodo Largo en el Espectro de Aceleración
(Tabla 3.10.3.2-3 AASHTO)

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Espectral en Periodo 1.0 sec (S_1) ¹				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F ²	*	*	*	*	*

Notas:

1. Usar la interpolación lineal para valores intermedios de S_1 .
2. Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

$F_v =$

1.00

ZONA SÍSMICA

Tabla 2.4.3.11.5-1 Zonas Sísmicas

(3.10.6-1 AASHTO)

Coeficiente de Aceleración, S_{D1}	Zona Sísmica
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

$$S_{D1} = F_v * S_1$$

$S_{D1} =$

0.30

* Según mi valor de factor de sitio F_v y el coeficiente de aceleración espectral horizontal se ha encontrado la zona en la que esta ubicado el proyecto, el cual está en la **Zona 3**.

VALORES DE FACTOR DE SITIO (F_{pga})

Tabla 2.4.3.11.2.1.2-1

Valores de Factor de Sitio, F_{pga} En Periodo-Cero en el Espectro de Aceleración

(Tabla 3.10.3.2-1 AASHTO)

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Pico del Terreno (PGA) ¹				
	PGA < 0.10	PGA = 0.20	PGA = 0.30	PGA = 0.40	PGA > 0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F ²	*	*	*	*	*

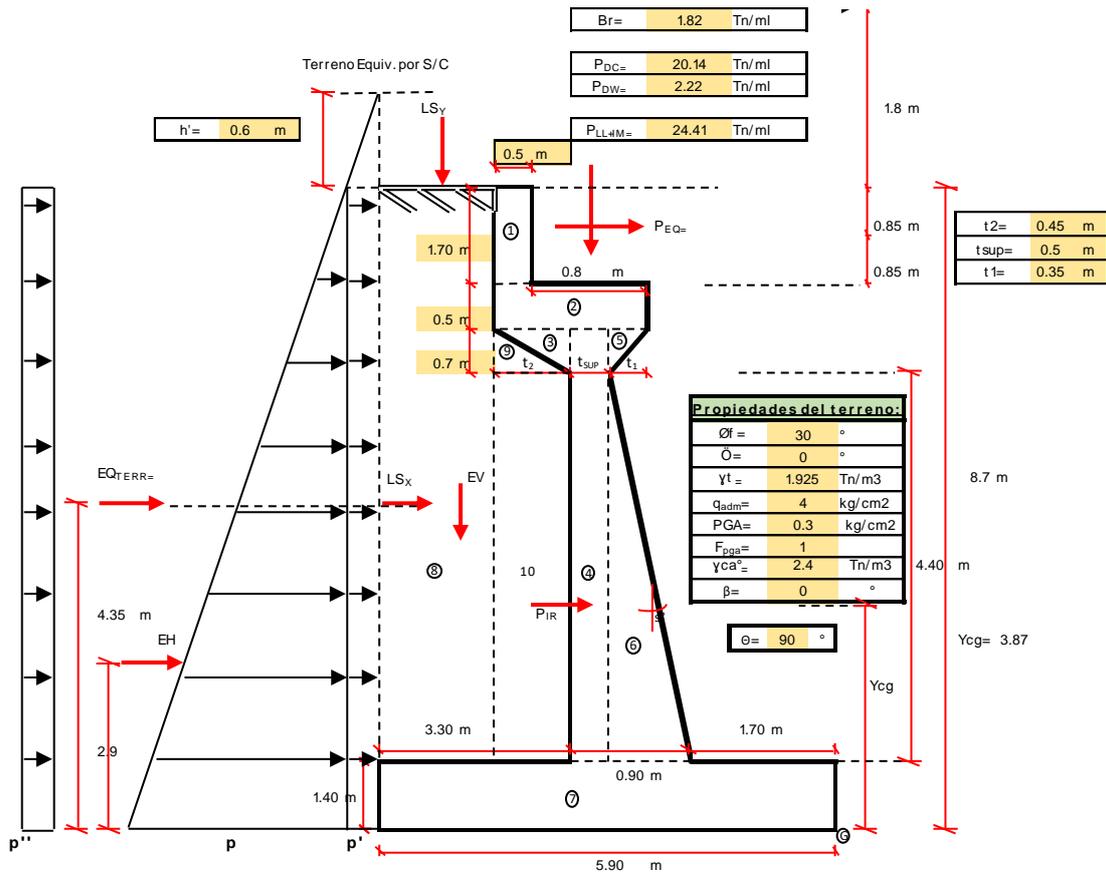
Notas:

1. Usar línea recta de interpolación para valores intermedios de PGA.
2. Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

$F_{pga} =$

1.00

Estribo Izquierdo



Tipos de Suelos.		Ángulo de Fricción Interna en grados.
Granulares o no Cohesivos	Arena suelta	30
	Arena de Compacidad media	32,5
	Arena densa	35
	Grava	35
	Grava arenosa heterogénea	35
	Bloques de piedra escolleras (sin presencia de arena)	35
Suelos Cohesivos	Arcilla semidura	15
	Arcillas firmes	16
	Arcillas Blandas	17
	Arcilla arenosa firme	22,5
	Arcilla arenosa blanda	23,5
	Limo firme	24,5
	Limo blando	25,5
	Arcilla orgánica, limo y cieno, no fibroso	10
Turba	15	

Ilustración 63 Tabla Ángulos de Fricción

Caso I - Estribo con puente.-

CARGAS VERTICALES (Considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

CARGAS DC

Fondo= 1 ml

Elemento	Volumen (m3)	DC (Ton/)	X _A (m)	Y _A (m)	X _A *DC (Ton-)	Y _A *DC (Ton-)
1	0.85	2.04	2.80	7.85	5.71	16.01
2	0.65	1.56	2.40	6.75	3.74	10.53
3	0.16	0.38	2.75	6.27	1.04	2.37
4	2.55	6.12	2.35	3.95	14.38	24.17
5	0.12	0.29	1.98	6.27	0.58	1.84
6	0.88	2.11	1.97	4.33	4.15	9.15
7	8.26	19.82	2.95	0.70	58.48	13.88
Σ		32.33			88.10	77.96

CARGAS EV (Peso del Terreno):

Elemento	Volumen (m3)	DC (Ton/m)	X _A (m)	Y _A (m)	X _A *DC (Ton-)	Y _A *DC (Ton-)
8	20.81	40.05	4.48	5.05	179.22	202.25
9	0.16	0.30	2.90	6.03	0.88	1.83
10	1.98	3.81	2.83	3.60	10.77	13.72
Σ		44.16			190.87	217.80

EV = 44.16 Tn/ml
X_A = 4.32 m
Y_A = 4.93 m

DC = 32.33 Tn/ml
X_A = 2.73 m
Y_A = 2.41 m

CARGAS LS (sobrecarga por carga viva del t)

h' = 0.6 m
Terr. Equiv. Extendido = 2.85 m
LS_y = 3.29175 Ton/m
X_A = 4.475 m

Peso Propio Superestructura:

P_{DC} = 20.14 Tn/ml
X_A = 2.15 m

CARGAS LL+IM:

P_{LL+IM} = 24.41 Tn/ml
X_A = 2.15 m

CARGAS DW:

P_{DW} = 2.22 Tn/ml
X_A = 2.15 m

Tabla de valores sugeridos para carga vehicular sobre estribos proporcional al tráfico

Alcance del estribo (m)	V _h (Ton)
1.5	1.2
3.0	0.9
4.5	0.6

Resumen de Cargas Verticales				
CARGA	TIPO	V (Ton/m)	X _A (m)	M _v (Ton-m/ml)
DC	DC	32.33	2.73	88.10
P _{DC}	DC	20.14	2.15	43.29
P _{DW}	DW	2.22	2.15	4.77
EV	EV	44.16	4.32	190.87
P _{LL+IM}	LL+IM	24.41	2.15	52.49
LS _y	LS	3.29	4.48	14.73
Σ		126.55		394.25

CARGAS HORIZONTALES (Considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

Calculo del coeficiente de empuje activo

δ = 30
i = 0
β = 0
θ = 90

δ = ángulo de fricción interna
i = ángulo de fricción entre el suelo y el muro
β = ángulo del material del suelo con la horizontal
θ = ángulo de inclinación del muro del lado del terreno

K_a = 0.33

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\delta}{\phi} \right)$$

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el t)

yt = 1.93 Tn/m3
p' = 0.39 Tn/m2
LS_x = 3.35 Ton/m
Y_A = 4.35 m

Cargas EQ (acción sísmica)

a) Efecto combinado de P_{AE}, Y_{P,LS}

Presión Estática del terreno más su efecto dinámico

φ = 30.00 °
δ = 0.00 °
i = 0.00 °
β = 0.00 °
K_{ho} = 0.36
K_h = 0.18
K_v = 0.00
θ = 10.20 °

δ = ángulo de fricción interna
i = ángulo de fricción entre el suelo y el muro
β = ángulo del material del suelo con la horizontal
θ = ángulo de inclinación del muro con la vertical
K_{ho} = P_{ho}/PGA
K_h = coeficiente de aceleración horizontal = 0.5K_{ho}
K_v = coeficiente de aceleración vertical = 0
θ = arctan $\left(\frac{K_v}{1 + K_h} \right)$

F_{pga} = 1.00
P_{GA} = 0.30

Cargas FH (presión lateral del terreno)

Por 8.7 m de terreno

p = 5.58 Ton/m2
EH = 24.28 Ton/m
Y_A = 2.90 m

Como φ=30° > i+v=0°+θ= 10.20 °, el coeficiente de presión activa del terreno es:

K_{AE} = 0.457

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2(\beta + \theta) \left(1 + \frac{\sin(\theta + \beta) \sin(\theta - \beta)}{\cos\theta + \beta + \theta \cos(\theta - \beta)} \right)} \quad [A.1.1.1, 1.1.2]$$

Entonces:

P_{AE} = 33.29 Tn/m P_{AE} = 1/2 K_{AE} γ_h H²

Acción Sísmica del terreno (EQ_{acc}):

E_{qterr} = 9.01 Tn/m
Y_A = 4.35 m

Fuerza Inercial del Estribo (P_{IR})

(1.6.5.1-1)

Como:

$W_W + W_S =$ Peso del Estribo Terreno Tributario
 $W_W + W_S = 76.49$ Tn

$P_{IR} = 13.8$ Ton/m
 $Y_A =$ C.G. del estribo y terreno tributario
 $Y_A = 3.87$ m

Efecto Combinado de P_{AE} + P_{IR}

$*P_{AE} + 0.5P_{IR} = 40.18$ Tn/m
 $*(0.5P_{AE} >= EH) + I = 38.05$ Tn/m

Consideraciones: esta es la primera expresión que por simple inspección se verifica tanto en carga como en momento. Al valor de P_{AE} le descontamos la presión estática del terreno (EH) para tratarla por separado, utilizando en las combinaciones de carga.

$E_{qterr} = 9.01$ Tn/m
 $0.5 * P_{IR} = 6.88$ Tn/m

b) Carga Sísmica por Superestructura (P_{EQ})

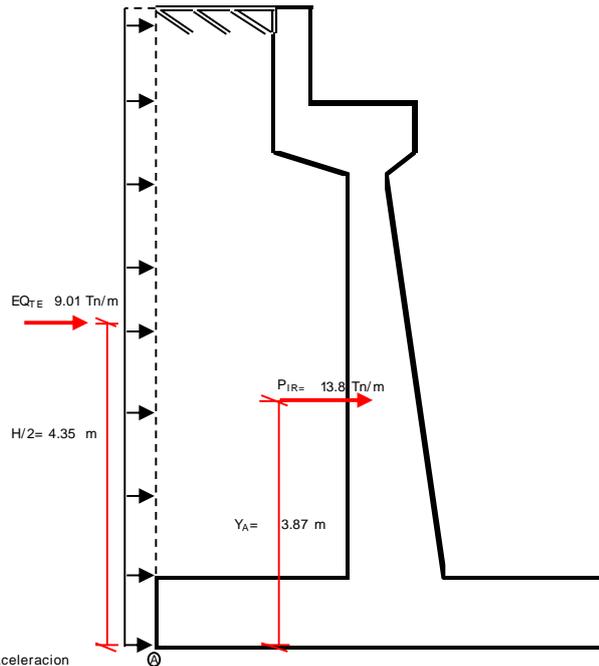
El Art. 3.10.9.1 ACPTD LRFD establece para los puentes de un solo vano independientemente de la zona sísmica en que se encuentren, una orientación mínima de diseño en una unión restringida entre superestructura y subestructura no menor al producto del coeficiente de aceleración A_s y la carga permanente tributaria, es decir:

$E_Q = P_{DC} + D_W (A_S) = 8.048$ Tn/m
 $Y_A = 7.85$ m
 $= F_{PGA} (PGA) = K = 0.36$

(3.10.1.2.2) Coeficiente de Aceleración

Carga BR (frenado)

$BR = 1.82$ Ton/m
 $Y_A = 10.50$ m



Resumen de Cargas Horizontales				
CARGA	TIPO	H (Ton/m)	Y _A (m)	M _H (Ton-m/ml)
LS _x	LS	3.35	4.35	14.57
EH	EH	24.28	2.90	70.42
E _{Qterr}	EQ	9.01	4.35	39.19
0.5P _{IR}	EQ	6.88	3.87	26.62
P _{EQ}	EQ	8.05	7.85	63.18
BR	BR	1.82	10.50	19.09
Σ		53.39		233.07

A. ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS

FACTORES DE CARGA UTILIZADOS										
ESTADO	X _D	X _P	X _E	X _{LL}	X _{LS}	X _{LS}	X _E	X _F	X _B	APLICACIÓN
RESISTENCIA IA	0.9	0.65	1	-	-	1.75	1.5	-	1.75	Deslizamiento y vuelco
RESISTENCIA IB	1.25	1.5	1.35	0.75	1.75	1.75	1.5	-	1.75	Presiones
EV. EXTREMO I	1	1	1	0.5	0.5	0.5	1.5	1	0.5	Deslizamiento, vuelco y presiones
SERVICIO I	1	1	1	1	1	1	1.5	-	1	Agrietamiento

ESTRIBO CON PUENTE

CARGAS VERTICALES (Vu)							
TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	Σ =
CARGA	DC	P _{DC}	P _{DW}	EV	P _{LL+IM}	LS _Y	Vu(Ton)
V(Ton)=	32.33	20.14	2.22	44.16	24.41	3.29	126.55
Y=	0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	0.00	92.82
Resistencia Ia	29.10	18.12	1.44	44.16	0.00	0.00	
Y=	1.25	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	177.02
Resistencia Ib	40.41	25.17	3.33	59.62	42.72	5.76	
Y=	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	112.70
Ev. Extremo I	32.33	20.14	2.22	44.16	12.21	1.65	
Y=	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	126.55
Servicio I	32.33	20.14	2.22	44.16	24.41	3.29	

MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES (Mvu)							
TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	$\Sigma =$
CARGA	DC	P _{DC}	P _{DW}	EV	P _{LL+IM}	LS _Y	Mvu(Ton)
Mv(Ton-m)	88.10	43.29	4.77	190.87	52.49	14.73	394.25
$\gamma =$	0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	0.00	312.22
Resistencia la	79.29	38.96	3.10	190.87	0.00	0.00	
$\gamma =$	1.25	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	546.70
Resistencia lb	110.12	54.11	7.16	257.67	91.86	25.78	
$\gamma =$	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	360.64
Ev. Extremol	88.10	43.29	4.77	190.87	26.24	7.37	
$\gamma =$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	394.25
Serviciol	88.10	43.29	4.77	190.87	52.49	14.73	

CARGAS HORIZONTALES Hu							
TIPO	LS		EQ			BR	
CARGA	LSX	EH	EQ _{terr}	0.5P _{IR}	PEQ	BR	Hu(Ton)
H(Ton)=	3.35	24.28	9.01	6.88	8.05	1.82	53.39
$\gamma =$	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	45.47
Resistencia la	5.86	36.43	0.00	0.00	0.00	3.18	
$\gamma =$	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	45.47
Resistencia lb	5.86	36.43	0.00	0.00	0.00	3.18	
$\gamma =$	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	50.81
Ev. Extremol	1.67	24.28	9.01	6.88	8.05	0.91	
$\gamma =$	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	29.45
Serviciol	3.35	24.28	0.00	0.00	0.00	1.82	

MOMENTOS DE VUELVO POR CARGAS HORIZONTALES M _{HU}							
TIPO	LS		EQ			BR	
CARGA	LSX	EH	EQ _{terr}	0.5P _{IR}	PEQ	BR	MHU(T-m)
MH(Ton)=	14.57	70.42	39.19	26.62	63.18	19.09	233.07
$\gamma =$	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	164.54
Resistencia la	25.50	105.63	0.00	0.00	0.00	33.41	
$\gamma =$	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	164.54
Resistencia lb	25.50	105.63	0.00	0.00	0.00	33.41	
$\gamma =$	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	216.24
Ev. Extremol	7.29	70.42	39.19	26.62	63.18	9.55	
$\gamma =$	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	104.09
Serviciol	14.57	70.42	0.00	0.00	0.00	19.09	

B) CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto "A"

- Estado Límite de Resistencia (AASHTO, Art. 11.6.3.3):

B =	5.90	m
e _{máx} =	2.655	m

$$(e \leq B/3)$$

(e ≤ 0.45B) Suelo Rocos

- Estado Límite de Evento Extremo (AASHTO, Art. 11.6.5.1):

e _{máx} =	2.163333	m
--------------------	----------	---

ESTADO	V _U (Ton/m)	M _{VU} (Ton-	M _{HU} (Ton-	X ₀ = M _{VU} - M _{HU} / V _U (m)	e = B / 2 - X ₀ (m)	e _{máx} (m)
Resistencia	92.82	312.22	164.54	1.59	1.36	ok
Resistencia	177.02	546.70	164.54	2.16	0.79	ok
Evento	112.70	360.64	216.24	1.28	1.67	ok

b) Deslizamiento en base del estribo

Con:	$\mu = 0.58$	(Art. 10.6.3.3)
	$\phi_t = 1.00$, estado limite de Resistencia (Tabla 11.5.7-1)
	$\phi_t = 1.00$, estado limite de evento extremo (Art. 11.5.8)

ESTADO	V_U (Ton/m)	RESISTENTE (Ton/m) $F_t = \mu(\phi_t V_U)$	ACTUANTE (Ton/m) H_U	Verificación
Resistencia la	92.82	53.59	45.47	ok
Resistencia lb	177.02	102.20	45.47	ok
Evento Extremo	112.70	65.07	50.81	ok

c) Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada del terreno (q_R)

I) Estado limite de resistencia, con: (Tabla 11.5.7-1)	II) Estado limite de Evento Extremo, con: (Art. 11.5.8)	III) Estado limite de Servicio, con:
---	--	--------------------------------------

$\phi_b = 0.55$
FS = 3
$q_{adm} = 4$ kg/cm ²

$\phi_b = 1$
FS = 3
$q_{adm} = 4$ kg/cm ²

$q_{adm} = 4$ kg/cm ²

$q_R = \phi_b \cdot q_n = \phi_b (FS \cdot q_{adm})$
$q_R = 6.6$ Kg/cm ²

$q_R = \phi_b \cdot q_n = \phi_b (FS \cdot q_{adm})$
$q_R = 12$ Kg/cm ²

ESTADO	V_U (Ton/m)	M_{VU} (Ton-	M_{HU} (Ton-	$X_0 = M_{VU} -$ M_{HU} / V_U	$e = B / 2 -$ X_0	$q = V_U / ($ $B - 2e)$	Verificación
Resistencia	92.82	312.22	164.54	1.59	1.36	2.92	ok
Resistencia	177.02	546.70	164.54	2.16	0.79	4.10	ok
Evento	112.70	360.64	216.24	1.28	1.67	4.40	ok
Servicio I	126.55	394.25	104.09	2.29	0.66	2.76	ok

Caso II - Estribo sin puente.-

A) ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS

ESTRIBO SIN PUENTE

CARGAS VERTICALES (V_U)				
TIPO	DC	EV	LS	$\Sigma =$
CARGA	DC	EV	LS _y	V_U (Ton)
V(Ton)	32.33	44.16	3.29	79.78
$\gamma =$	0.9	1	0	73.25951
Resistencia la	29.0952	44.16431	0	
$\gamma =$	1.25	1.35	1.75	105.7924
Resistencia lb	40.41	59.62182	5.760563	
$\gamma =$	1	1	0.5	78.13819
Ev. Extremo I	32.328	44.16431	1.645875	
$\gamma =$	1	1	1	79.78406
Servicio I	32.328	44.16431	3.29175	

CARGAS HORIZONTALES (H _U)					
TIPO	LS	EH	EQ		Σ =
CARGA	LSX	EH	E _{qterr}	0.5P _{IR}	HU(T-m)
H(Ton)	3.35	24.28	8.05	6.88	35.68
γ=	1.75	1.50	0.00	0.00	42.29
Resistencia la	5.86	36.43	0.00	0.00	
γ=	1.75	1.50	0.00	0.00	42.29
Resistencia lb	5.86	36.43	0.00	0.00	
γ=	0.50	1.00	1.00	1.00	34.01
Ev. Extremol	1.67	24.28	8.05	6.88	
γ=	1.00	1.00	0.00	0.00	27.63
Servicio l	3.35	24.28	0.00	0.00	

MOMENTOS ESTABILIZADORES POR CARGAS				
TIPO	DC	EV	LS	Σ =
CARGA	DC	EV	LS _Y	M _{VU} (Ton)
M _V (Ton-m)	88.10	190.87	14.73	293.69
γ=	0.9	1	0	270.1543
Resistencia la	79.2855	190.8688	0	
γ=	1.25	1.35	1.75	393.5702
Resistencia lb	110.1188	257.6729	25.77852	
γ=	1	1	0.5	286.3291
Ev. Extremol	88.095	190.8688	7.365291	
γ=	1	1	1	293.6944
Servicio l	88.095	190.8688	14.73058	

MOMENTO DE VUELCO POR CARGAS HORIZONTALES					
TIPO	LS	EH	EQ		Σ =
CARGA	LSX	EH	E _{qterr}	0.5P _{IR}	M _{HU} (T-m)
M _H (Ton)	14.57	70.42	39.19	26.62	124.18
γ=	1.75	1.50	0.00	0.00	131.13
Resistencia la	25.50	105.63	0.00	0.00	
γ=	1.75	1.50	0.00	0.00	131.13
Resistencia lb	25.50	105.63	0.00	0.00	
γ=	0.50	1.00	1.00	1.00	116.90
Ev. Extremol	7.29	70.42	39.19	26.62	
γ=	1.00	1.00	0.00	0.00	84.99
Servicio l	14.57	70.42	0.00	0.00	

B) CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto "A"

B= 5.9 m

ESTADO	V _U (Ton/m)	M _{VU} (Ton-	M _{HU} (Ton-	X ₀ =M _{VU} - M _{HU} /V _U	e=B/2- X ₀	e _{máx} =B /3	Verificaci on
Resistencia	73.26	270.15	131.13	1.90	1.05	1.97	ok
Resistencia	105.79	393.57	131.13	2.48	0.47	1.97	ok
Evento	78.14	286.33	116.90	2.17	0.78	1.97	ok

b) Deslizamiento en base del estribo

Con:

$\mu =$	0.58
$\phi_t =$	1.00
$\phi_{te} =$	1.00

, estado limite de Resistencia (Art. 10.6.3.3)
(Tabla 11.5.7-1)
, estado limite de evento extremo (Art. 11.5.8)

ESTADO	V_U (Ton/m)	RESISTENTE (Ton/m)	ACTUANTE H_U (Ton/m)	Verificacion
Resistencia	73.26	42.30	42.29	ok
Resistencia	105.79	61.08	42.29	ok
Evento	78.14	45.11	34.01	ok

c) Presiones actuantes en la base del estribo

$B = 5.9$ m

ESTADO	V_U (Ton/m)	M_{VU} (Ton-m)	M_{HU} (Ton-m)	$X_0 = M_{VU} - M_{HU} / V_U$ (m)	$e = B/2 - X_0$	$q = V_U / (B - 2e)$	Verificacion
Resistencia	73.26	270.15	131.13	1.90	1.05	1.93	ok
Resistencia	105.79	393.57	131.13	2.48	0.47	2.13	ok
Evento	78.14	286.33	116.90	2.17	0.78	1.80	ok
Servicio I	79.78	293.69	84.99	2.62	0.33	1.53	ok

Valores De Acero De Pantalla

CARGAS EN BASE DE PANTALLA				
CARGA	CARGA DISTR. (Ton/m)	CARGA (Tn)	Y_p (m)	M (Ton-m)
LS	$p'' = 0.39$	2.81	3.65	10.26
EH	$p' = 4.68$	17.10	2.43	41.60
$E_{q_{terr}}$	$p = 0.87$	6.34	3.65	23.15
$0.5P_{IR}$	-	1.13	3.64	4.10
P_{EQL}	-	8.05	6.45	51.91
BR	-	1.82	9.10	16.55

Para el diseño estructural calculamos PIR sin incluir la masa del suelo sobre e Carga del terreno mas su acción diná

(C11.6.5.1)

$W_{est} =$	12.50	Tn/m
$K_h =$	0.18	
$P_{IR} =$	2.25072	T/m
$Y_p =$	C.G. de la pantalla desde el punto P = 3.64 m	

$P_{AE} = EH + E_{q_{terr}}$	
$P_{AE} =$	23.4 Tn/m

De acuerdo a (11.6.5.1), debemos tomar el resultado más conservador de:

$*P_{AE} + 0.5 * P_{IR} =$	24.6	T/m
$*(0.5P_{AE} > EH) + P_{IR} =$	19.35	T/m
$E_{q_{terr}} = P_{AE} - EH =$	6.34306	T/m
$0.5P_{IR} =$	1.13	T/m

Consideraciones la presión ejercida que por simple empuje de sílica tanto en corto como en momento. Al valor de P_{AE} le descontamos la presión estática del terreno (E_H) para tratarla por separado, utilizando en las combinaciones de carga.

a) Acero por flexión

Momento de diseño en la base de la pantalla:

Estado Límite de Resistencia I.-	
$n =$	
$n_{SD} =$	
$n_{EG} =$	
$n_{EI} =$	
Mu =	109.31 Tn-m

Estado Límite de Evento Extremo I.-	
$n =$	
$n_{SD} =$	
$n_{EG} =$	
$n_{EI} =$	
Mu =	78.16 Tn-m

$$M_d = n[1.75M_{SD} + 1.50M_{EG} + 1.75M_{EI}]$$

$$M_d = n[0.50M_{SD} + 1.00M_{EG} + 1.00M_{EI} + 0.50M_{EI}]$$

Calculo De Acero De Pantalla

DATOS		
F _c =	280.00	kg/cm ²
F _y =	4200.00	Kg/cm ²
φ=	1.00	
b=	100.00	cm
dc=	6.27	cm
e _{INF} =	90.00	cm
d=	83.73	cm

Diseño del Refuerzo.-

Ecuación Cuadrática

Mu=	109.31	Tn-m
Mu=	10931383.75	Kg-cm
a=	17640000.00	
b=	16739301600	
c=	520333866500	
x1=	32.18	
x2=	916.76	
As =	32.18	cm²/ml
Varilla=	1"	

(φ_s = 1.0, según Art. 11.5.8 para estado limite de Evento Extremo)

S=	15.85	cm
S=	15.00	cm

Usar: φ 1" @ 15.00 cm

b) Acero por temperatura.-

$$A_{s, temp} = \frac{0.12m}{25m + 10} \text{ cm}^2 / m$$

h _{col} =	50	cm
e _{col} =	90	cm
e _{rad} =	70	cm
h =	440	cm

As,Temp =	5.44	cm ² /m (en cada cara)
2.33 cm ² /m + As,Temp =	12.7 cm ² /m	
Verificación:	ok	

Varilla =	1/2"	
S =	23.37	cm
S =	23.00	cm

S _{máx} =	210.00	cm	ok
S _{máx} =	45.00	cm	

Usar: φ 1/2" @ 23.00 cm

Nota: El acero de temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular al acero principal de la pantalla y también en la cara de la pantalla opuesta al relleno, en ambos sentidos.

c) Revisión de fisuración por distribución de armadura.-

Momento Actual:

$$M_p = n(f_c D M_{Dk} + 1.0 M_{Tm} + 1.0 M_{Sk})$$

n =	1	
n _g =	1	
n _y =	1	
n _s =	1	
M _s =	68.40634528	Tn-m/m
At =	0.15	m
M _t =	10.26125479	Tn-m

Ubicación del eje neutro:

E _s =	2040000	kg/cm ²
E _c =	256017.9681	kg/cm ²
n =	7.968190729	
dc =	6.27	cm
d =	83.73	cm

h = 90.00 cm
b = 15.00 cm
dc = 6.27 cm

15.00 cm

As =	39.92	cm ²
γ =	21.11	cm

3342.55
3342.55
0.00

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio:

jd =	76.693003	cm
fss =	2670.5887	kg/cm2
0.6fy =	2520	kg/cm2
fss =	2520	kg/cm2

Separación máxima de la armadura:

Smáx =	21.07	cm
S,util =	15.00	cm
ye =	0.75	
Bs =	1.11	

(5.7.3.4-1)

Verificación: ok

Cimentación As Superior:

a) Acero parte superior de la zapata

$$M_u = n[1.25 M_{DC} + 1.35 M_{EV} + 1.75 M_{Ld}]$$

(Tabla 3.4.1-1)

n =	1
n _D =	1
n _E =	1
n _L =	1

Mu = 136.33 Tn-m

DATOS		
F _C =	280.00	kg/cm2
F _y =	4200.00	Kg/cm2
Ø=	0.90	
b=	100.00	cm
z=	8.77	cm
e _{INF} =	90.00	cm
d=	131.23	cm
h=	140.00	cm

Diseño del Refuerzo.-

Mu=	136.33	Tn-m
Mu=	13632620.20	Kg-cm
a=	15876000.00	
b=	23611951440	
c=	648912721669	
x1=	28.01	
x2=	1459.26	
As=	28.01	cm2/ml
Varilla=	1"	

Ecuación Cuadrática

S=	18.10	cm
S=	18.00	cm

Usar: Ø 1" @ 15.00 cm

b) Acero por temperatura.-

$$A_{s,temp} = \frac{0.18bh}{2(b+h)} \text{ cm}^2 / m$$

$$2.33 \text{ cm}^2/m \leq A_{s,temp} \leq 12.7 \text{ cm}^2/m$$

b=	590	cm
h=	140	cm
As,Temp=	10.18	cm2/m (en cada cara)

Verificación: ok

Smáx= 30 cm ok

Varilla=	3/4"	
S=	27.99	cm
S=	27.00	cm

Usar: Ø 3/4" @ 25.00 cm

Nota.- El acero de temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero, perpendicular al acero de flexión, tanto en el talón como en la punta del cimiento.

c) Revisión en el talón por corte:

n =	1
n _p =	1
n _g =	1
n _l =	1

$$V_u = n[1.25 V_{DC} + 1.35 V_{Ev} + 1.75 V_{Ls}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

V _u =	79.24238	Tn
V _r =	∅V _n	
∅ =	0.9	
de =	131.23	cm

*Se omite el estado de Evento Extremo I, pues no gobierna el diseño.

Verificación: **ok**

b _v =	100.00	
d _v =	128.76	cm

no menor que el mayor valor de $\left\{ \begin{array}{l} 0.9de = 118.11 \\ 0.72h = 100.80 \end{array} \right.$ (Art. 5.8.2.9)

V _c =	114.19	Tn
Con:		
V _p =	0.00	
V _s =	0.00	
V _n =	114.19	Tn
V _r =	∅V _n	
V _r =	102.77	Tn
V _u =	79.24	Tn

Verificación: **ok!**

Cimentación As Inferior:

DATOS		
F _c =	280.00	kg/cm ²
F _y =	4200.00	Kg/cm ²
∅ _p =	0.90	
b =	100.00	cm
z =	8.77	cm
h =	140.00	cm
d =	131.23	

Diseño del Refuerzo.-

Ecuación Cuadrática	M _u =	66.50	Tn-m
	M _u =	6650000.00	Kg-cm
	a =	15876000.00	
	b =	23611951440.00	
	c =	316540000000.00	
	x ₁ =	13.53	
	x ₂ =	1473.74	
	A _s =	13.53	cm ² /ml
	Varilla =	3/4"	

ok

Momento Inicial Calculado 48
L33 M **63.8**

S =	21.07	cm
S =	20.00	cm

Usar: ∅ 3/4" @ 20.00 cm

As.máx (Art. 5.7.3.3.1)

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

As.mín (Art. 5.7.3.3.2)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_u y $1.33M_u$:

a)	$M_u =$	120.85721	Tn-m
	$f_r =$	33.633733	kg/cm ²
	$S =$	326666.67	cm ³
b)	$M_u =$	63.789315	Tn-m
	$M_{u,mín} =$	63.789315	
	Verificación:	ok	

b) Revisión de la punta por corte

$n =$	1
$n_o =$	1
$n_s =$	1
$n_i =$	1

$$V_u = n[1.25 V_{DC} + 1.35 V_{EV} + 1.75 V_{LS}] \text{ (Tabla 3.4.1-1)}$$

$V_u =$	4.245155011	Tn
$V_r =$	ϕV_n	
$\phi =$	0.9	
$d_e =$	131.23	cm

*Se omite el estado de Evento Extremo I, pues no gobierna el diseño.

Verificación:	ok
---------------	----

$$\text{no menor que el mayor valor de } \begin{cases} 0.9d_e = & 118.1 \\ 0.72h = & 100.8 \end{cases}$$

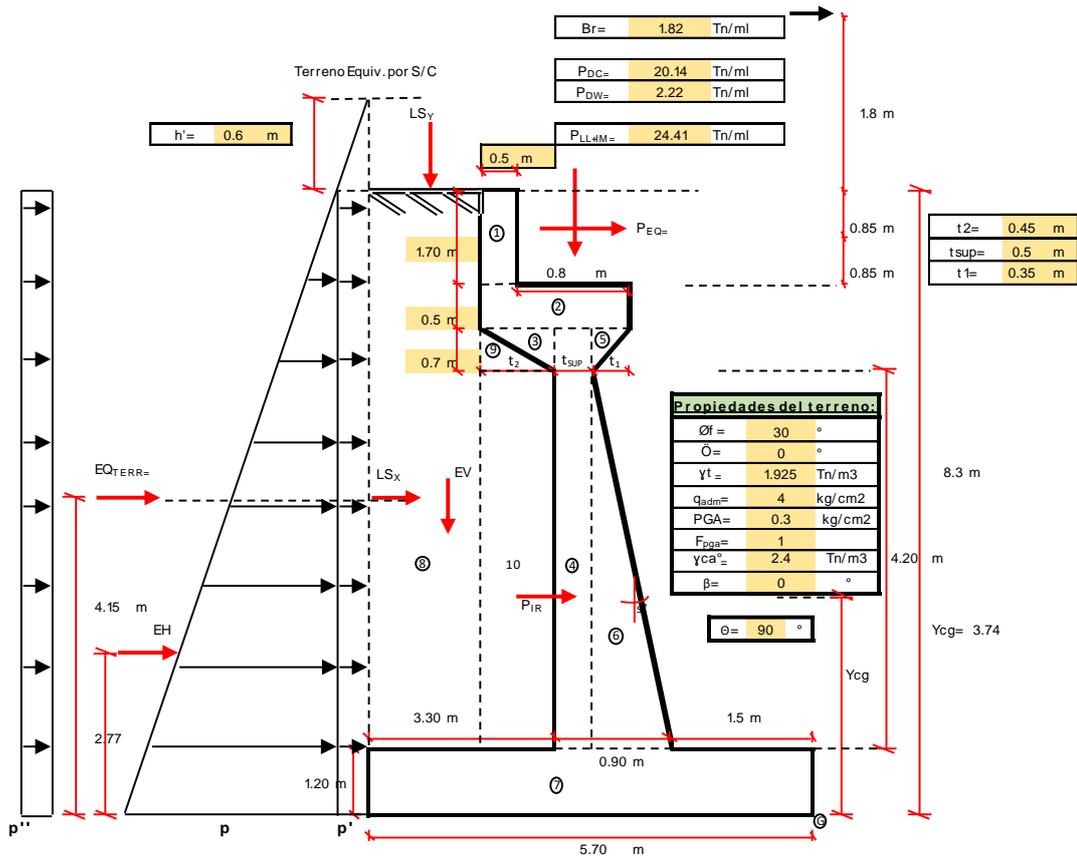
(Art. 5.8.2.9)

$b_v =$	100.00	
$d_v =$	130.04	cm

$V_c =$	115.32	Tn
Con:		
$V_p =$	0.00	
$V_s =$	0.00	
$V_n =$	115.32	Tn
$V_r =$	ϕV_n	
$V_r =$	103.79	Tn
$V_u =$	4.25	Tn

Verificación:	ok!
---------------	-----

Estribo Derecho



Caso I - Estribo con puente.-

CARGAS VERTICALES (Considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

CARGAS DC

Fondo= 1 ml

Elemento	Volumen (m3)	DC (Ton/)	X_A (m)	Y_A (m)	$X_A * DC$ (Ton-)	$Y_A * DC$ (Ton-)
1	0.85	2.04	2.60	7.45	5.30	15.20
2	0.65	1.56	2.20	6.35	3.43	9.91
3	0.16	0.38	2.55	5.87	0.96	2.22
4	2.45	5.88	2.15	3.65	12.64	21.46
5	0.12	0.29	1.78	5.87	0.52	1.72
6	0.84	2.02	1.77	4.00	3.56	8.06
7	6.84	16.42	2.85	0.60	46.79	9.85
Σ		28.58			73.21	68.42

DC = 28.58 Tn/ml
 $X_A = 2.56$ m
 $Y_A = 2.39$ m

CARGAS EV (Peso del Terreno):

Elemento	Volumen (m3)	DC (Ton/m)	X_A (m)	Y_A (m)	$X_A * DC$ (Ton-)	$Y_A * DC$ (Ton-)
8	20.24	38.95	4.28	4.75	166.52	185.02
9	0.16	0.30	2.70	5.63	0.82	1.71
10	1.89	3.64	2.63	3.30	9.55	12.01
Σ		42.89			176.89	198.74

EV = 42.89 Tn/ml
 $X_A = 4.12$ m
 $Y_A = 4.63$ m

Peso Propio Superestructura:

$P_{DC} = 20.14$ Tn/ml
 $X_A = 1.95$ m

CARGAS LL+IM:

$P_{LL+IM} = 24.41$ Tn/ml
 $X_A = 1.95$ m

CARGAS DW:

$P_{DW} = 2.22$ Tn/ml
 $X_A = 1.95$ m

CARGAS LS (sobrecarga por carga viva del t):

$h' = 0.6$ m
 Terr. Equiv. Extendi = 2.85 m
 $LS_Y = 3.29175$ Ton/m
 $X_A = 4.275$ m

Tabla de valores sugeridos para carga vehicular sobre estridos proporcionalmente al tráfico:

Alcance del tráfico (por 1000 veh/dia)	V_{veh} (Ton)
13	1.2
15	0.9
16.5	0.6

Resumen de Cargas Verticales				
CARGA	TIPO	V (Ton/m)	X_A (m)	M_V (Ton-m/ml)
DC	DC	28.58	2.56	73.21
P_{DC}	DC	20.14	1.95	39.26
P_{DW}	DW	2.22	1.95	4.33
EV	EV	42.89	4.12	176.89
P_{LL+IM}	LL+IM	24.41	1.95	47.61
LS_Y	LS	3.29	4.28	14.07
Σ		121.54		355.38

CARGAS HORIZONTALES. (Considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

Calculo del coeficiente de empuje activo

$\phi_f =$	30
$\bar{\phi} =$	0
$\beta =$	0
$\theta =$	90

ϕ_f = ángulo de fricción interna
 $\bar{\phi}$ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro
 β = ángulo del material del suelo con la horizontal
 θ = ángulo de inclinación del muro del lado del terreno

$K_a =$	0.33
---------	------

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_f}{2} \right)$$

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

$y_t =$	1.93	Tn/m3
$p'' =$	0.39	Tn/m2
$LS_x =$	3.20	Ton/m
$Y_A =$	4.15	m

Cargas EQ (acción sísmica)

a) Efecto combinado de P_{AE} y P_{LR}

$F_{pga} =$	1.00
$PGA =$	0.30

Cargas EH (presión lateral del terreno)

Por 8.3m de terreno

$p =$	5.33	Ton/m2
$EH =$	22.10	Ton/m
$Y_A =$	2.77	m

Presión Estática del terreno más su efecto dinámico

$e =$	30.00	°
$\delta =$	0.00	°
$i =$	0.00	°
$\beta =$	0.00	°
$K_{ho} =$	0.36	
$K_h =$	0.18	
$K_v =$	0.00	
$\theta =$	10.20	°

θ = ángulo de inclinación interna
 δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro
 i = ángulo del material del suelo con la horizontal
 β = ángulo de inclinación del muro con la vertical
 $K_{ho} = F_{pga}/PGA$ [Art. 11.6.3.2.1]
 $K_h =$ coeficiente de aceleración horizontal = 0.5 K_{ho} [Art. 11.6.3.2.2]
 $K_v =$ coeficiente de aceleración vertical = 0 [Art. 11.6.3.2.2]
 $\theta = \arctan \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right)$

Como $e > 30^\circ > i + v = 0^\circ + \theta = 10.20^\circ$, el coeficiente de presión activa del terreno es:

$K_{AE} =$	0.457
------------	-------

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\theta - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\theta + \beta) + \sin(\theta + \beta) \sin(\theta - \beta)} \left[\frac{\sin(\theta + \beta) \sin(\theta - \theta - \beta)}{\cos(\theta + \beta) + \theta \cos(\theta - \beta)} \right] \quad [A.11.1.1.1-2]$$

Entonces:

$P_{AE} =$	30.30	Tn/m
------------	-------	------

$$P_{LR} = \sqrt{2} K_{AE} \gamma_h H^2$$

Acción Sísmica del terreno (EQ_{terr}):

$E_{qterr} =$	8.20	Tn/m
$Y_A =$	4.15	m

Fuerza Inercial del Estribo (P_{IR})

(11.6.5.1-1)

Como:

$W_w + W_s =$	Peso del Estribo y Terreno Tributario	
$W_w + W_s =$	71.48	Tn

$P_{IR} =$	12.9	Ton/m
$Y_A =$	C.G. del estribo y terreno tributario	
$Y_A =$	3.74	m

Efecto Combinado de P_{AE} y P_{IR}

$*P_{AE} + 0.5P_{IR} =$	36.74	Tn/m
$*(0.5P_{AE} \geq EH) + I =$	34.97	Tn/m

Considerando estáticamente la primera expresión que por simple inspección es válida tanto en cargas como en momentos. Al valor de P_{AE} le descontamos la presión estática del terreno (EH) para tratarla por separado, utilizando en las combinaciones de carga.

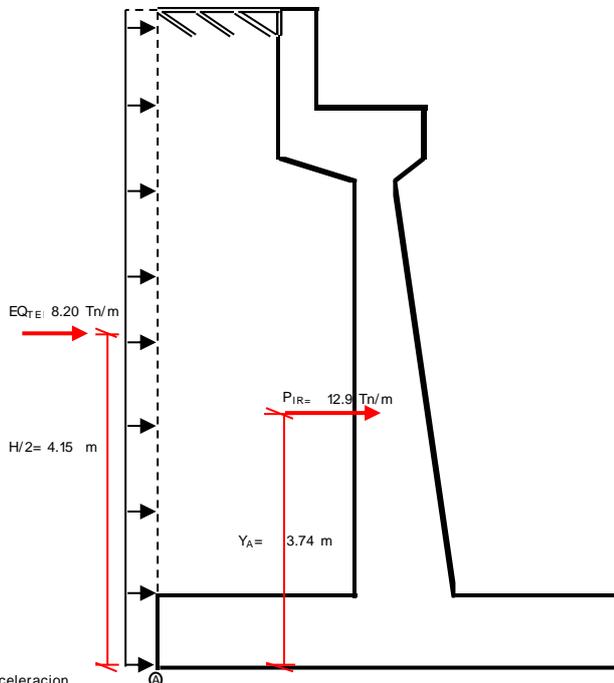
$E_{qterr} =$	8.20	Tn/m
$0.5 * P_{IR} =$	6.43	Tn/m

b) Carga Sísmica por Superestructura (P_{EQ}):

El Art. 3.10.9.1 ANEXO LRFD establece para las puentes de un solo vano, independientemente de la zona sísmica en que se encuentren, una solución mínima de diseño en una unión restringida entre superestructura y subestructura no menor al producto del coeficiente de aceleración A_s y la carga permitida tributaria, es decir:

$E_Q = P_{DC} + D_W (A_s)$	8.048	Tn/m
$Y_A =$	7.45	m
$= F_{PGA} (PGA) = K$	0.36	

(3.10.9.1) Coeficiente de Aceleración



Carqa BR(frenado)

BR=	1.82	Ton/m
Y_A=	10.10	m

Resumen de Cargas Horizontales

CARGA	TIPO	H (Ton/m)	Y _A (m)	M _H (Ton-m/ml)
LS _X	LS	3.20	4.15	13.26
EH	EH	22.10	2.77	61.15
EQ _{12m}	EQ	8.20	4.15	34.03
0.5P _{IR}	EQ	6.43	3.74	24.04
P _{EQ}	EQ	8.05	7.45	59.96
BR	BR	1.82	10.10	18.37
Σ		49.80		210.81

A. ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS

FACTORES DE CARGA UTILIZADOS

ESTADO LIMITE	Y _{DC}	Y _{DW}	Y _{EV}	Y _{LL+I}	Y _{LSY}	Y _{LSX}	Y _{EH}	Y _{EQ}	Y _{BR}	APLICACIÓN
RESISTENCIA IA	0.9	0.65	1	-	-	1.75	1.5	-	1.75	Deslizamiento y vuelco
RESISTENCIA IB	1.25	1.5	1.35	0.75	1.75	1.75	1.5	-	1.75	Presiones
EV. EXTREMO I	1	1	1	0.5	0.5	0.5	1.5	1	0.5	Deslizamiento, vuelco y presiones
SERVICIO I	1	1	1	1	1	1	1.5	-	1	Agrietamiento

ESTRIBO CON PUENTE

CARGAS VERTICALES (V_u)

TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	$\Sigma =$
CARGA	DC	P _{DC}	P _{DW}	EV	P _{LL+IM}	LS _Y	V _u (Ton)
V (Ton)=	28.58	20.14	2.22	42.89	24.41	3.29	121.54
γ=	0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	0.00	88.18
Resistencia Ia	25.73	18.12	1.44	42.89	0.00	0.00	
γ=	1.25	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	170.62
Resistencia Ib	35.73	25.17	3.33	57.91	42.72	5.76	
γ=	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	107.69
Ev. Extremo I	28.58	20.14	2.22	42.89	12.21	1.65	
γ=	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	121.54
Servicio I	28.58	20.14	2.22	42.89	24.41	3.29	

MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES (M_{vu})

TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	$\Sigma =$
CARGA	DC	P _{DC}	P _{DW}	EV	P _{LL+IM}	LS _Y	M _{vu} (Ton)
M _v (Ton-m)	73.21	39.26	4.33	176.89	47.61	14.07	355.38
γ=	0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	0.00	280.93
Resistencia Ia	65.89	35.34	2.81	176.89	0.00	0.00	
γ=	1.25	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	493.83
Resistencia Ib	91.52	49.08	6.49	238.80	83.31	24.63	
γ=	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	324.54
Ev. Extremo I	73.21	39.26	4.33	176.89	23.80	7.04	
γ=	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	355.38
Servicio I	73.21	39.26	4.33	176.89	47.61	14.07	

CARGAS HORIZONTALES H_u							
TIPO	LS		EQ			BR	
CARGA	LSX	EH	EQ_{+er}	$0.5P_{1R}$	PEQ	BR	H_u (Ton)
H (Ton)=	3.20	22.10	8.20	6.43	8.05	1.82	49.80
$\gamma=$	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	41.93
Resistencia Ia	5.59	33.15	0.00	0.00	0.00	3.18	
$\gamma=$	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	41.93
Resistencia Ib	5.59	33.15	0.00	0.00	0.00	3.18	
$\gamma=$	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	47.29
Ev. Extremo I	1.60	22.10	8.20	6.43	8.05	0.91	
$\gamma=$	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	27.12
Servicio I	3.20	22.10	0.00	0.00	0.00	1.82	

MOMENTOS DE VUELCO POR CARGAS HORIZONTALES M_{Hu}							
TIPO	LS		EQ			BR	
CARGA	LSX	EH	EQ_{+er}	$0.5P_{1R}$	PEQ	BR	M_{Hu} (T-m)
M_H (Ton)=	13.26	61.15	34.03	24.04	59.96	18.37	210.81
$\gamma=$	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	147.07
Resistencia Ia	23.21	91.72	0.00	0.00	0.00	32.14	
$\gamma=$	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	147.07
Resistencia Ib	23.21	91.72	0.00	0.00	0.00	32.14	
$\gamma=$	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	194.99
Ev. Extremo I	6.63	61.15	34.03	24.04	59.96	9.18	
$\gamma=$	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	92.78
Servicio I	13.26	61.15	0.00	0.00	0.00	18.37	

B) CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto "A"

-Estado Límite de Resistencia (AASHTO, Art. 11.6.3.3):

B =	5.70	m
$e_{m\acute{a}x}$ =	2.565	m

$(e \leq B/3)$,
 $(e \leq 0.45B)$ Suelo Rocoso

-Estado Límite de Evento Extremo (AASHTO, Art. 11.6.5.1):

$e_{m\acute{a}x}$ =	2.09	m
---------------------	------	---

ESTADO	V_u (Ton/m)	M_{Vu} (Ton-	M_{Hu} (Ton-	$X_0 = M_{Vu} - M_{Hu} / V_u$ (m)	$e = B/2 - X_0$ (m)	$e_{m\acute{a}x}$ (m)
Resistencia Ia	88.18	280.93	147.07	1.52	1.33	ok
Resistencia Ib	170.62	493.83	147.07	2.03	0.82	ok
Evento Extremo	107.69	324.54	194.99	1.20	1.65	ok

b) Deslizamiento en base del estribo

Con:

$\mu =$	0.58
$\phi_t =$	1.00
$\phi_t =$	1.00

, estado limite de Resistencia (Art. 10.6.3.3)
, estado limite de evento extremo (Tabla 11.5.7-1)
(Art. 11.5.8)

ESTADO	V_u (Ton/m)	RESISTENTE (Ton/m) $F_r = \mu(\phi_t V_u)$	ACTUANTE (Ton/m) H_u	Verificación
Resistencia Ia	88.18	50.91	41.93	ok
Resistencia Ib	170.62	98.51	41.93	ok
Evento Extremo	107.69	62.17	47.29	ok

c) Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada del terreno (q_z)

I) Estado límite de resistencia, con: (Tabla 11.5.7-1) II) Estado límite de Evento Extremo, con: (Art. 11.5.8) III) Estado límite de Servicio, con:

$\phi_b = 0.55$	$\phi_b = 1$	$q_{adm} = 4$ kg/cm ²
FS = 3	FS = 3	
$q_{adm} = 4$ kg/cm ²	$q_{adm} = 4$ kg/cm ²	

$q_z = \phi_b \cdot q_n = \phi_b (FS \cdot q_{adm})$	$q_z = \phi_b \cdot q_n = \phi_b (FS \cdot q_{adm})$
$q_z = 6.6$ Kg/cm ²	$q_z = 12$ Kg/cm ²

ESTADO	V_u (Ton/m)	M_{Vu} (Ton-	M_{Hu} (Ton-	$X_0 = M_{Vu} - M_{Hu}/V_u$ (m)	$e = B/2 - X_0$ (m)	$q = Vu/(B - 2e)$	Verificacion
Resistencia Ia	88.18	280.93	147.07	1.52	1.33	2.90	ok
Resistencia Ib	170.62	493.83	147.07	2.03	0.82	4.20	ok
Evento Extremo	107.69	324.54	194.99	1.20	1.65	4.48	ok
Servicio I	121.54	355.38	92.78	2.16	0.69	2.81	ok

Caso II - Estribo sin puente.-

A) ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS

ESTRIBO SIN PUNTE

CARGAS VERTICALES (V_u)				
TIPO	DC	EV	LS	$\sum =$
CARGA	DC	EV	LS _v	V_u (Ton)
V(Ton)	28.58	42.89	3.29	74.77
$\gamma =$	0.9	1	0	68.61941
Resistencia Ia	25.7256	42.89381	0	
$\gamma =$	1.25	1.35	1.75	99.39721
Resistencia Ib	35.73	57.90665	5.760563	
$\gamma =$	1	1	0.5	73.12369
Ev. Extremo I	28.584	42.89381	1.645875	
$\gamma =$	1	1	1	74.76956
Servicio I	28.584	42.89381	3.29175	

CARGAS HORIZONTALES (H_u)					
TIPO	LS	EH	EQ	$\sum =$	
CARGA	LSX	EH	E_{qter}	$0.5P_{1e}$	H_u (T-m)
H(Ton)	3.20	22.10	8.05	6.43	33.35
$\gamma =$	1.75	1.50	0.00	0.00	38.75
Resistencia Ia	5.59	33.15	0.00	0.00	
$\gamma =$	1.75	1.50	0.00	0.00	38.75
Resistencia Ib	5.59	33.15	0.00	0.00	
$\gamma =$	0.50	1.00	1.00	1.00	31.75
Ev. Extremo I	1.60	22.10	8.05	6.43	
$\gamma =$	1.00	1.00	0.00	0.00	25.30
Servicio I	3.20	22.10	0.00	0.00	

MOMENTOS ESTABILIZADORES POR CARGAS VERTICALES (M_{VU})				
TIPO	DC	EV	LS	$\Sigma =$
CARGA	DC	EV	LS_Y	$M_{VU}(\text{Ton})$
$M_V(\text{Ton-m})$	73.21	176.89	14.07	264.18
$\gamma =$	0.9	1	0	242.7825
Resistencia Ia	65.89206	176.8904	0	
$\gamma =$	1.25	1.35	1.75	354.9452
Resistencia Ib	91.51675	238.8021	24.6264	
$\gamma =$	1	1	0.5	257.1399
Ev. Extremo I	73.2134	176.8904	7.036116	
$\gamma =$	1	1	1	264.176
Servicio I	73.2134	176.8904	14.07223	

MOMENTO DE VUELCO POR CARGAS HORIZONTALES (M_{HU})					
TIPO	LS	EH	EQ		$\Sigma =$
CARGA	LSX	EH	E_{ater}	$0.5P_{Ie}$	$M_{HU}(\text{T-m})$
$M_H(\text{Ton})$	13.26	61.15	34.03	24.04	108.44
$\gamma =$	1.75	1.50	0.00	0.00	114.93
Resistencia Ia	23.21	91.72	0.00	0.00	
$\gamma =$	1.75	1.50	0.00	0.00	114.93
Resistencia Ib	23.21	91.72	0.00	0.00	
$\gamma =$	0.50	1.00	1.00	1.00	101.81
Ev. Extremo I	6.63	61.15	34.03	24.04	
$\gamma =$	1.00	1.00	0.00	0.00	74.41
Servicio I	13.26	61.15	0.00	0.00	

B) CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto "A"

B= 5.7 m

ESTADO	V_u (Ton/m)	M_{VU} (Ton-	M_{HU} (Ton-	$X_0 = M_{VU} - M_{HU} / V_u$ (m)	$e = B/2 - X_0$ (m)	$e_{m\acute{a}x} = B/3$ (m)	Verificacion
Resistencia Ia	68.62	242.78	114.93	1.86	0.99	1.90	ok
Resistencia Ib	99.40	354.95	114.93	2.41	0.44	1.90	ok
Evento Extremo	73.12	257.14	101.81	2.12	0.73	1.90	ok

b) Deslizamiento en base del estribo

Con:

$\mu =$	0.58	(Art. 10.6.3.3)
$\phi_t =$	1.00	, estado limite de Resistencia (Tabla 11.5.7-1)
$\phi_t =$	1.00	, estado limite de evento extremo (Art. 11.5.8)

ESTADO	V_u (Ton/m)	RESISTENTE (Ton/m) $F_f = \mu(\phi_t V_u)$	ACTUANTE HU (Ton/m)	Verificacion
Resistencia Ia	68.62	39.62	38.75	ok
Resistencia Ib	99.40	57.39	38.75	ok
Evento Extremo	73.12	42.22	31.75	ok

c) Presiones actuantes en la base del estribo

B= 5.7 m

ESTADO	V _U (Ton/m)	M _{VU} (Ton-m/m)	M _{HU} (Ton-m/m)	X0=M _{VU} -M _{HU} /V _U (m)	e=B/2-X ₀ (m)	q=Vu/(B-2e)	Verificacion
Resistencia Ia	68.62	242.78	114.93	1.86	0.99	1.84	ok
Resistencia Ib	99.40	354.95	114.93	2.41	0.44	2.06	ok
Evento Extremo	73.12	257.14	101.81	2.12	0.73	1.72	ok
Servicio I	74.77	264.18	74.41	2.54	0.31	1.47	ok

Valores As Pantalla

CARGAS EN BASE DE PANTALLA				
CARGA	CARGA DISTR. (Ton/m)	CARGA (Tn)	Yp (m)	M (Ton-m)
LS	p'= 0.39	2.73	3.55	9.70
EH	p'= 4.56	16.17	2.37	38.28
EQ _{terr}	p= 0.85	6.00	3.55	21.30
0.5P _{IR}	-	1.10	3.64	3.99
P _{Eol}	-	8.05	6.25	50.30
BR	-	1.82	8.90	16.18

Para el diseño estructural calculamos PIR sin incluir la masa del suelo sobre el talón:

Carga del terreno mas su acción dinámica:

(C I I .6.5.1)

W _{col} =	12.17	Tn/m
K _n =	0.18	
P _{IR} =	2.19024	T/m
Y _p =	C.G. de la pantalla desde el punto P : 3.64 m	

P _{AE} = EH + EQ _{terr}
P _{AE} = 22.2 Tn/m

De acuerdo a (11.6.5.1), debemos tomar el resultado más conservador de:

*P _{AE} + 0.5*P _{IR} =	23.3	T/m
*(0.5P _{AE} > EH) + P _{IR} =	18.36	T/m

Consideraremos la primera expresión que por simple inspección es crítica tanto en corte como en momento. Al valor de P_{AE} le descontamos la presión estática del terreno (EH) para tratarla por separado, utilizando en las combinaciones de carga:

EQ _{terr} = PAE-EH =	6.00026	T/m
0.5P _{IR} =	1.10	T/m

a) Acero por flexión

Momento de diseño en la base de la pantalla:

Estado Límite de Resistencia I.-

$$M_u = n[1.75M_{Ls} + 1.50M_{EH} + 1.75M_{EQ}]$$

n =	
n _{Ls} =	
n _{EH} =	
n _{EQ} =	
Mu =	102.72 Tn-m

Estado Límite de Evento Extremo I.-

$$M_u = n[0.50M_{Ls} + 1.00M_{EH} + 1.00M_{EQ} + 0.50M_{BR}]$$

n =	
n _{Ls} =	
n _{EH} =	
n _{EQ} =	
n _{BR} =	
Mu =	72.52 Tn-m

Calculo de As Pantalla

DATOS		
F _c =	280.00	kg/cm ²
F _y =	4200.00	Kg/cm ²
ϕ _p =	1.00	
b =	100.00	cm
d _c =	6.27	cm
e _{INF} =	90.00	cm
d =	83.73	cm

Diseño del Refuerzo.-

Ecuación Cuadrática

Mu =	102.72	Tn-m
Mu =	10271730.00	Kg-cm
a =	17640000.00	
b =	16739301600	
c =	488934348000	
x1 =	30.17	
x2 =	918.77	
As =	30.17	cm2/ml
Varilla =	1"	

($\phi_1 = 1.0$, según Art. 11.5.8 para estado límite de Evento Extremo)

S =	16.91	cm
S =	16.00	cm

Usar: ϕ 1" @ 15.00 cm

b) Acero por temperatura.-

$$A_{s,temp} = \frac{0.1 \cdot \phi_{max}}{25\sigma + 10} \text{ cm}^2 / m$$

ϕ_{max} =	50	cm
σ_{max} =	90	cm
ϕ_{recu} =	70	cm
H =	420	cm

As.Temp =	5.40	cm2/m	(en cada cara)
2.33 cm2/m * As.temp =	12.7	cm2/ml	
Verificación:	ok		

Varilla =	1/2"	
s =	23.52	cm
s =	22.00	cm

s _{máx} =	210.00	cm	ok
s _{máx} =	45.00	cm	

Usar: ϕ 1/2" @ 22.00 cm

Nota.- El acero de temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular al acero principal de la pantalla y también en la cara de la pantalla opuesta al relleno, en ambos sentidos.

c) Revisión de fisuración por distribución de armadura.-

Momento Actuante:

$$M_a = n(\phi_1 \cdot OM_{ls} + \phi_1 \cdot OM_{en} + \phi_1 \cdot OM_{ex})$$

n =	1
n _{ls} =	1
n _{en} =	1
n _{ex} =	1
M _a =	64.16368472 Tn-m/m
Al =	0.15 m
M _s =	9.624552706 Tn-m

Ubicación del eje neutro:

Es =	2040000	kg/cm2
Ea =	256017.9681	kg/cm2
n =	7.968190729	
dc =	6.27	cm
d =	83.73	cm

h = 90.00 cm

dc = 6.27 cm

1 ϕ 1" @ 15.00 cm

jd = d - kd/3

As _t =	39.92	cm2	3342.55
Y =	21.11	cm	3342.55
			0.00

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio:

jd =	76.6930027	cm
f _{ts} =	2504.88094	kg/cm2
0.6fy =	2520	kg/cm2
f _{ts} =	2504.88094	kg/cm2

Separación máxima de la armadura:

s _{máx} =	21.27	cm
s _{util} =	15.00	cm
ye =	0.75	
Bs =	1.11	

(5.7.3.4-1)

Verificación: ok

194

Cimentación As Superior:

DATOS		
F _c =	280.00	kg/cm ²
F _y =	4200.00	Kg/cm ²
Ø=	0.90	
b=	100.00	cm
z=	8.77	cm
e _{INF} =	90.00	cm
d=	111.23	cm
h=	120.00	cm

Diseño del Refuerzo.-

Ecuación Cuadrática	Mu=	130.23	Tn-m
	Mu=	13022916.33	Kg-cm
	a=	15876000.00	
	b=	20013391440	
	c=	619890817219	
	x1=	31.77	
	x2=	1228.83	
	As=	31.77	cm²/ml
	Varilla=	1"	

S=	15.96	cm
S=	15.00	cm

b) Acero por temperatura.-

$$A_{s,temp} = \frac{0.18bh}{2(b+h)} \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{s,temp} \leq 12.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

b=	570	cm
h=	120	cm
As,Temp=	8.92	cm ² /m

(en cada cara)

Verificacion: **ok**

S_{máx}= 30 cm **ok**

Varilla=	3/4"
S=	31.94 cm
S=	25.00 cm

Usar: Ø 3/4" @ 25.00 cm

Nota.- El acero de temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero, perpendicular al acero de flexión, tanto en el talón como en la punta del cimiento.

c) Revisión en el talón por corte:

n =	1
n _b =	1
n _e =	1
n _i =	1

$$V_v = n[1.25 V_{DC} + 1.35 V_{EV} + 1.75 V_{LS}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

Vu =	75.547209	Tn
Vr =	∅Vn	
∅ =	0.9	
de =	111.23	cm

*Se omite el estado de Evento Extremo I, pues no gobierna el diseño.

Verificación: **ok**

bv =	100.00	
dv =	108.43	cm

no menor que el mayor valor de $\left\{ \begin{array}{l} 0.9de = 100.11 \\ 0.72h = 86.40 \end{array} \right.$ (Art. 5.8.2.9)

Vc =	96.16	Tn
Con:		
Vp =	0.00	
Vs =	0.00	
Vn =	96.16	Tn
Vr =	∅Vn	
Vr =	86.54	Tn
Vu =	75.55	Tn

Verificación: **ok!**

Cimentación As Inferior:

a) Acero por flexión.-

DATOS		
F _c =	280.00	kg/cm ²
F _y =	4200.00	Kg/cm ²
∅ _p =	0.90	
b =	100.00	cm
z =	8.77	cm
h =	120.00	cm
d =	111.23	

Diseño del Refuerzo.-

Mu =	50.00	Tn-m
Mu =	5000000.00	Kg-cm
a =	15876000.00	
b =	20013391440.00	
c =	238000000000.00	
x1 =	12.01	
x2 =	1248.60	
A _s =	12.01	cm ² /ml
Varilla =	3/4"	

ok

Momento Inicial Calculado 36.6
1.33 M **48.7**

Ecuación Cuadrática

S =	23.74	cm
S =	20.00	cm

Usar: ∅ 3/4" @ 20.00 cm

As.máx (Art. 5.7.3.3.1)

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

As.mín (Art. 5.7.3.3.2)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_u y $1.33M_u$.

a)	Mu=	88.793055	Tn-m
	fr=	33.633733	kg/cm2
	S=	240000	cm3
b)	Mu=	48.656631	Tn-m
	Mu,mín=	48.656631	
	Verificación:	ok	

b) Revisión de la punta por corte

n=	1
n _s =	1
n _e =	1
n _i =	1

$$V_u = n[1.25 V_{DC} + 1.35 V_{EV} + 1.75 V_{LS}] \text{ (Tabla 3.4.1-1)}$$

Vu=	4.434702589	Tn
Vr=	∅Vn	
∅=	0.9	
de=	111.23	cm

*Se omite el estado de Evento Extremo I, pues no gobierna el diseño.

Verificación:	ok
---------------	----

no menor que el mayor valor de

{	0.9de=	100.1	(Art. 5.8.2.9)
	0.72h=	86.4	

bv=	100.00
dv=	110.17 cm

Vc=	97.71	Tn
Con:		
Vp=	0.00	
Vs=	0.00	
Vn=	97.71	Tn
Vr=	∅Vn	
Vr=	87.94	Tn
Vu=	4.43	Tn

Verificación:	ok!
---------------	-----

3.14. Anclajes Conexión Estribo – Roca

Según el art. 11.6.3.2 del ASSHTO LRFD Bridge Design Specification (2017), se deben verificar las siguientes expresiones para asegurar que la cimentación no sufre tracciones a lo largo de su área de contacto. Para apoyo de la cimentación sobre roca.

11.6.3 — Resistencia y Estabilidad en el Estado Límite de Resistencia

11.6.3.1. — General

Las protecciones y los muros de contención deben ser proporcionados para garantizar la estabilidad contra fallas en la capacidad de carga, el ajuste y el deslizamiento.

11.6.3.2. — Resistencia

La resistencia se debe investigar en el estado límite de resistencia utilizando factores cargas y resistencias, asumiendo las siguientes distribuciones de presión del suelo:

- Donde se apoya el muro, por una base de roca.

La tensión vertical se calculará asumiendo una presión distribuida linealmente sobre un área base efectiva como se muestra en la Figura 11.6.3.2-2. Si la resultante está dentro del tercio medio de la base:

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B} \right) \quad (11.6.3.2-2)$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B} \right) \quad (11.6.3.2-3)$$

Donde las variables son las definidas en la Figura 11.6.3.2-2. Si el resultado está fuera del tercio medio de la base:

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{2 \sum V}{3[(B/2) - e]} \quad (11.6.3.2-4)$$

$$\sigma_{\text{min}} = 0 \quad (11.6.3.2-5)$$

El diagrama de acciones sobre el estribo y la distribución de esfuerzos se idealizó como se observa en el siguiente gráfico:

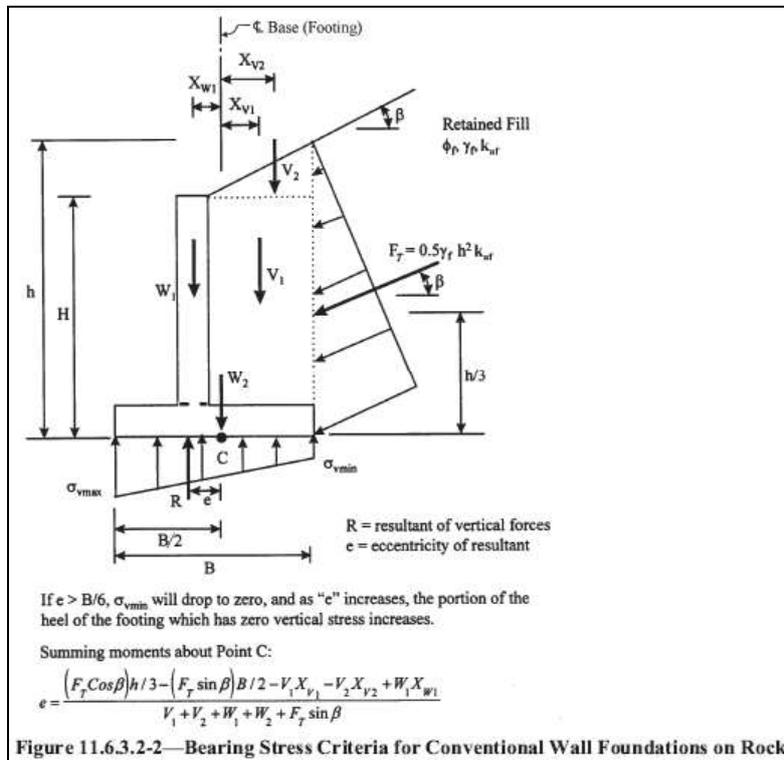


Ilustración 64 Diagrama de acciones sobre el estribo y la distribución de esfuerzos

El análisis se realizó de forma que las resultantes obtenidas no generan ningún tipo de tracción en la cimentación.

Presiones Actuantes en la base - Estribo Izquierdo – H = 8.70 m

Con Puente

ESTADO	V_U (Ton/m)	M_{VU} (Ton-	M_{HU} (Ton-	$X0=M_{VU}-M_{HU}/V_U$ (m)	$e=B/2-X_0$ (m)	$q=V_U/(B-2e)$	Verificacion
Resistencia Ia	92.82	312.22	164.54	1.59	1.36	2.92	ok
Resistencia Ib	177.02	546.70	164.54	2.16	0.79	4.10	ok
Evento Extremo	112.70	360.64	216.24	1.28	1.67	4.40	ok
Servicio I	126.55	394.25	104.09	2.29	0.66	2.76	ok

Sin Puente

ESTADO	V_U (Ton/m)	M_{VU} (Ton-m/m)	M_{HU} (Ton-m/m)	$X0=M_{VU}-M_{HU}/V_U$ (m)	$e=B/2-X_0$ (m)	$q=V_U/(B-2e)$	Verificacion
Resistencia Ia	73.26	270.15	131.13	1.90	1.05	1.93	ok
Resistencia Ib	105.79	393.57	131.13	2.48	0.47	2.13	ok
Evento Extremo	78.14	286.33	116.90	2.17	0.78	1.80	ok
Servicio I	79.78	293.69	84.99	2.62	0.33	1.53	ok

Presiones Actuantes en la base - Estribo Derecho – H = 8.30 m

Con Puente

ESTADO	V_U (Ton/m)	M_{VU} (Ton-	M_{HU} (Ton-	$X0=M_{VU}-M_{HU}/V_U$ (m)	$e=B/2-X_0$ (m)	$q=V_U/(B-2e)$	Verificacion
Resistencia Ia	88.18	280.93	147.07	1.52	1.33	2.90	ok
Resistencia Ib	170.62	493.83	147.07	2.03	0.82	4.20	ok
Evento Extremo	107.69	324.54	194.99	1.20	1.65	4.48	ok
Servicio I	121.54	355.38	92.78	2.16	0.69	2.81	ok

Sin Puente

ESTADO	V_U (Ton/m)	M_{VU} (Ton-m/m)	M_{HU} (Ton-m/m)	$X0=M_{VU}-M_{HU}/V_U$ (m)	$e=B/2-X_0$ (m)	$q=V_U/(B-2e)$	Verificacion
Resistencia Ia	68.62	242.78	114.93	1.86	0.99	1.84	ok
Resistencia Ib	99.40	354.95	114.93	2.41	0.44	2.06	ok
Evento Extremo	73.12	257.14	101.81	2.12	0.73	1.72	ok
Servicio I	74.77	264.18	74.41	2.54	0.31	1.47	ok

Se verificó que las dimensiones de la cimentación sean suficientes para que las resultantes de cargas no generen tracciones en la misma; por la cual, al no presentarse tracciones, no existe la necesidad de anclajes de la base del estribo con la roca.

ANEXO N° 03: EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

1. RESUMEN EJECUTIVO

1.1. Introducción

El distrito de Ninabamba se ubica en la provincia de Santa Cruz, departamento de Cajamarca. A una altura de 2175 m.s.n.m. con una extensión territorial de 60.04 km. Está conformado por 11 comunidades: Ninabamba, El Hualte, La Laguna, Achiramayo, Santa Rosa, La Alfombrilla, Tunaspampa, El Chito, El Chileno, Polulo y La Iraca. Cuenta con una población equivalente a 2800 habitantes.

El proyecto en mención abarca la elaboración de un Puente Mixto, el cual creará acceso continuo de los pobladores de Ninabamba con los pobladores de La Esperanza y Yauyucan, así como de la principal vía de comunicación del Distrito de Ninabamba con la costa norte peruana.

Seguidamente, se presenta la evaluación de impacto ambiental de dicho proyecto, la cual inicia con la identificación de la zona de influencia del proyecto, el plan de manejo ambiental, identificación y mitigación de impactos ambientales, el plan de acción preventivo – correctivo, programa de monitoreo ambiental y las conclusiones de la EIA.

1.2. Descripción y Análisis del Proyecto

- Nombre:

“ELABORACIÓN DEL EXPEDIENTE TECNICO DEL PUENTE CARROZABLE EN EL RIO YANUMAYO, DISTRITO DE NINABAMBA - PROVINCIA DE SANTA CRUZ - DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA, 2017“

- Naturaleza: Construcción

- Plazo de Ejecución: 6 meses

- Modalidad de Ejecución: Contrata

- Ubicación:

○ Distrito: Ninabamba

○ Provincia: Santa Cruz

○ Departamento: Cajamarca

1.3. Línea Base

Como primer punto de este apartado se tiene la determinación y descripción del área de influencia del proyecto, destacando los espacios y aspectos que sean susceptibles a recibir los impactos tanto positivos como negativos del proyecto. Cabe recalcar que se consideran los aspectos físicos, bióticos y socioeconómicos más importantes del entorno del proyecto.

La investigación se basará en el área de influencia directa, constituida por el área en el que los impactos serán dados de forma directa o inmediata durante las fases de pre-construcción, construcción y ejecución del proyecto: ELABORACIÓN DEL EXPEDIENTE TECNICO DEL PUENTE CARROZABLE EN EL RIO YANUMAYO, DISTRITO DE NINABAMBA - PROVINCIA DE SANTA CRUZ - DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA, 2017.

El área de influencia general o indirecta del proyecto constituye las siguientes zonas: Distrito de Ninabamba con sus caseríos, El Hualte, La Laguna, Achiramayo, Santa Rosa, La Alfombrilla, Tunaspampa, EL Chito, El Chileno y Polulo.

Así como en menor proporción los distritos vecinos de Yauyacan y la Esperanza.

Respecto al área de influencia ambiental directa de la construcción del proyecto se dice que esta comprenderá el propio Ninabamba y el caserío de la Iraca; que son los más cercanos a la zona del proyecto, siendo así afectados negativa como positivamente por los impactos ambientales identificados.

1.4. Plan de Manejo Ambiental (PMA)

Está constituido por un documento técnico en el que se determinan las medidas necesarias para la prevención, corrección y/o mitigación de los impactos ambientales posibles del proyecto en la etapa de construcción.

- Las medidas de prevención, como su nombre lo indica, busca de forma anticipada minimizar o evitar los riesgos ocasionados por el impacto.
- Las medidas correctivas dan pie a la reparación de la calidad ambiental del medio afectado luego de cierto tiempo.
- Las medidas de mitigación son consideradas para atenuar los efectos del impacto.

Caracterización del medio físico:

Suelos

El suelo ubicado en la zona del proyecto es un suelo de Arena pobremente graduada con grava.

Hidrografía

Los ríos más importantes en la zona del proyecto son Río Yanumayo y Río Pululo, ambas vertientes directas a la cuenca del Río Chancay. Sin embargo, la afectada directamente es el Río Yanumayo.

Clima

Ninabamba se caracteriza por tener un clima templado y seco, inviernos fríos y veranos con lluvias intensas en los meses de enero, febrero y marzo. Al encontrarse en plena ladera, en los meses de octubre a mayo el paisaje se encuentra con neblina; por otro lado, en los meses de julio a septiembre el viento es fuerte.

Aire

En el distrito de Ninabamba los vientos predominantemente se dirigen hacia el sureste durante todo el día, variando en horas de la noche en cuanto a intensidad. Las partículas de polvo, provocadas por el desplazamiento de las masas de aire, no son de gran intensidad; si no por el contrario solo se produce concentración de partículas totales suspendidas (polvo).

2. OBJETIVO GENERAL DEL EIA

Determinar los impactos ambientales.

Analizar y evaluar los impactos ambientales identificados.

Proponer medidas de regulación y/o eliminación para los impactos ambientales identificados.

Definir la línea base de la EIA.

Elaborar un plan de manejo ambiental.

3. MARCO LEGAL

El proyecto: “ELABORACIÓN DEL EXPEDIENTE TECNICO DEL PUENTE CARROZABLE EN EL RIO YANUMAYO, DISTRITO DE NINABAMBA -

PROVINCIA DE SANTA CRUZ - DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA, 2017”, se rige bajo las normas legales vigentes en nuestro país, las cuales se relacionan directamente con la preservación y conservación tanto del medio ambiente como de la ejecución del Proyecto.

Ley General del Ambiente (Ley N° 26811) - 2005

Establece que toda persona tiene el derecho inquebrantable a vivir en un ambiente equilibrado, saludable y educado para el desarrollo óptimo de la vida.

El art. 25° argumenta que los EIA detallan la actividad a ejecutar y los efectos que puedan producir en el medio ambiente físico y social, tanto a corto como a largo plazo. Adicionalmente debe señalar todas las medidas mínimas para reducir o evitar los daños causados al ambiente.

La Ley de Evaluación de Impacto Ambiental Ley N° 26786 (1997)

En esta ley se instituye que los Ministerios deberán informar al Consejo Nacional del Ambiente (CONAM) las regulaciones correspondientes. Cabe señalar que esta ley no altera las atribuciones sectoriales, en cuanto a las autoridades competentes. Además, las actividades a ejecutarse no precisarán una coordinación directa con el CONAM. En caso sea requerido, la autoridad competente ambiental informará al CONAM.

La Ley Del Sistema Nacional De Evaluación Del Impacto Ambiental Ley N° 27446 (2001)

La ley del SEIA actúa como marco legal para la evaluación de los impactos ambientales, sin embargo, en la misma ley se menciona que todas las normas sectoriales siguen siendo aplicables en cuanto no se contradigan con esta.

. El Código Penal

Precisamente su Título XIII, Capítulo Único: “Delitos contra los recursos naturales y el medio ambiente”, Artículo 305° habla de la contaminación agravada y en el 313° del daño al medio ambiente.

Guía Técnica para la Elaboración del Estudio de Impacto Ambiental (EIA)

Tiene como objetivo brindar los datos necesarios para el entendimiento de los pasos de la elaboración de un EIA

Reglamento de Estándares Nacionales de Calidad Ambiental para Ruido (D.S. N° 085-2003-PCM).

En ella se establecen los estándares primarios de calidad ambiental (ECA) para ruido.

Reglamento de Estándares Nacionales de Calidad Ambiental del Aire (D.S. N° 074-2001-PCM)

La presente norma establece los estándares nacionales de calidad ambiental del aire y los lineamientos de estrategia para alcanzarlos progresivamente.

4. DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DEL PROYECTO

4.1. Ubicación y Extensión

- Nombre:

“ELABORACIÓN DEL EXPEDIENTE TECNICO DEL PUENTE CARROZABLE EN EL RIO YANUMAYO, DISTRITO DE NINABAMBA - PROVINCIA DE SANTA CRUZ - DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA, 2017“

- Naturaleza: Construcción

- Plazo de Ejecución 6 meses

- Modalidad de Ejecución: Contrata

- Ubicación:

○ Distrito: Ninabamba

○ Provincia: Santa Cruz

○ Departamento: Cajamarca

El proyecto en mención se realizará a 1.00 km de la carretera Ninabamba – Chiclayo, su estructura principal consiste en un Puente Carrozable Tipo Mixto: losa de concreto con vigas de acero apoyadas sobre estribos tipo voladizo, pero también abarca la construcción de los accesos que son 0.347 km con un ancho de calzada de 6 m, y diseño de defensa ribereña tipo enrocado de 60.00 m aguas arriba y 20.00 m aguas abajo.

4.2. Características Actuales

- Puente Mixto:

○ Ancho de Vía: 3.60 m (2 vías).

- Ancho de Veredas: 0.90 m (2 veredas).
 - Ancho Total Tablero: 9.00 m
 - Espesor de Losa: 0.20 m
 - Altura de Viga: 1.40 m
 - Altura Estribo Izquierdo: 8.70 m
 - Altura Estribo Derecho: 8.30 m
- Accesos:
- Carretera Tercera Clase: IMDA < 400 veh/día
 - Ancho de Calzada: 5.00 m
 - Ancho de Bermas: 0.50 m
- Defensa Ribereña:
- Tipo enrocado

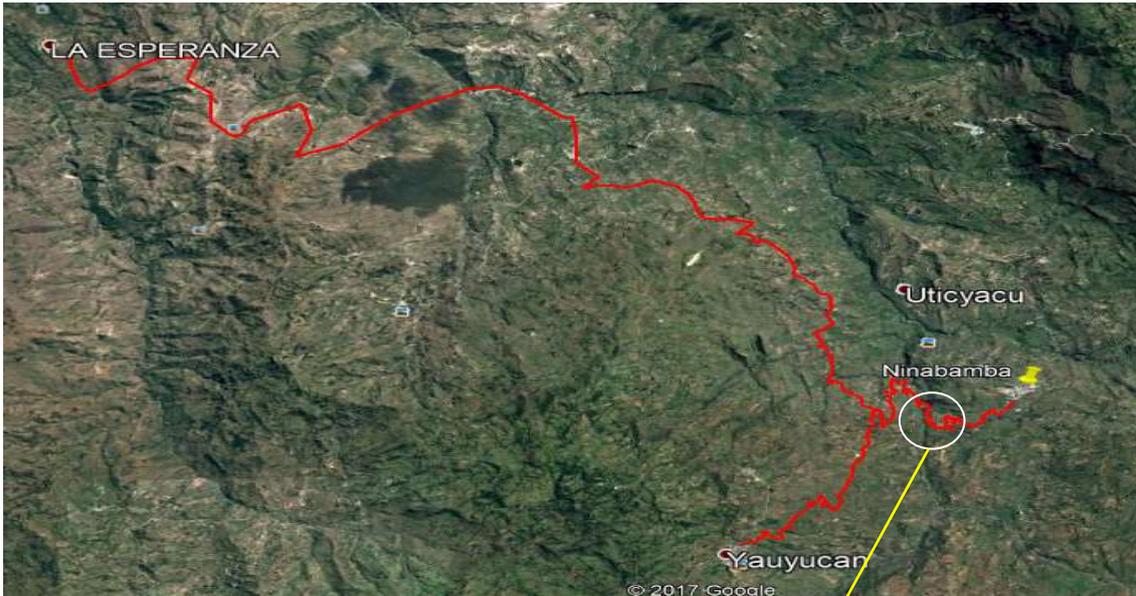
5. LINEA BASE AMBIENTAL

5.1. Área de Influencia del Proyecto:

Para establecer el área de influencia del proyecto primero se deben determinar aquellos espacios y aspectos que resulten susceptibles a recibir los impactos positivos o negativos del proyecto. Toma en consideración los aspectos físicos, bióticos y socioeconómicos más relevantes del entorno del proyecto.

El área de influencia general o indirecta del proyecto abarca las siguientes zonas: Distrito de Ninabamba con sus caseríos, El Hualte, La Laguna, Achiramayo, Santa Rosa, La Alfombrilla, Tunaspampa, EL Chito, El Chileno y Polulo.

Así como en menor proporción a los Distritos vecinos de Yauyacan y Ninabamba, pues si bien estos, si tienen acceso continuo con la Ciudad de Chiclayo, no lo tienen con el Distrito de Ninabamba, en épocas de lluvias.



El área se ha obtenido teniendo en cuenta principalmente los siguientes criterios:

- Vías de Comunicación
- División política de la provincia de Santa Cruz.

Se ha previsto que el área de influencia ambiental directa o inmediata de la construcción del proyecto comprenderá el propio Ninabamba y el caserío de la Iraca, que son los más cercanos a la zona del proyecto, siendo así afectados negativa como positivamente por los impactos ambientales identificados.

5.1.1. Caracterización del Medio Físico

Suelos

El suelo ubicado en la zona del proyecto es un suelo de Arena pobremente graduada con grava, que son los suelos predominantes que se encuentran en los lechos de los Ríos.



Hidrografía

Los ríos más importantes en la zona del proyecto son Río Yanumayo y Río Pululo, ambas vertientes directas a la cuenca del Río Chancay. Sin embargo, la afectada directamente es el Río Yanumayo.

El puente se construirá justo encima del Río Yanumayo, por la cual será analizado, obteniendo sus caudales, tirantes, velocidades en todo el tramo.

Clima

Ninabamba se caracteriza por tener un clima templado y seco, con presencia de lluvias muy intensas entre los meses de enero, febrero y marzo; y de viento fuertes entre los meses de Julio a septiembre.

Datos climáticos de la Estación Meteorológica Chugur – Código 4727f484													
DATOS CLIMÁTICOS DE LA ESTACIÓN METEOROLÓGICA CERCANA A LA ZONA DE PROYECTO													
Estación Meteorológica :	Chugur	Período de registro : 2012 - 2016											
Latitud :	6° 40' 0"	Tipo de estación : Automática - Meteorológica 2											
Longitud :	78° 44' 0"	Operada por : SENAMHI - Perú											
Altitud :	2744 m.s.n.m.	Código : 4727F484											
PARÁMETROS	UNIDAD	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SETIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
DÍAS	DÍA	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
TEMPERATURA MÁXIMA	°C	16.98	20.84	21.34	21.56	20.98	21.44	21.80	22.14	22.42	20.98	22.02	20.76
TEMPERATURA MÍNIMA	°C	7.44	8.22	9.18	9.30	10.20	7.44	8.40	7.00	8.08	9.42	7.82	8.84
TEMPERATURA PROMEDIO	°C	11.64	16.88	17.65	14.93	14.73	15.47	15.75	18.39	20.91	15.82	16.38	15.37
PRECIPITACIÓN	mm	21.46	35.78	33.26	25.90	21.58	4.06	7.22	12.68	12.22	21.22	20.98	20.40
HUMEDAD RELATIVA	%	63.65	79.65	79.99	85.70	85.83	81.64	76.37	78.37	77.24	84.49	83.09	85.68
VELOCIDAD DEL VIENTO	m/s	2.59	2.77	2.80	2.46	2.08	3.47	3.50	3.84	3.37	2.66	2.37	2.55

Fuente: SENAMHI (Período de registro 2012 – 2016).

La temperatura del distrito es variable según las estaciones de tiempo, siendo la temperatura mínima promedio del año de 11.64 °C correspondiente al mes de enero y la temperatura máxima promedio del año de 20.91 °C en el mes de septiembre.

Respecto a la humedad relativa, esta tiene un promedio anual de 80.14% y la más alta es la del mes de mayo con 85.83%, esto como consecuencia de la presencia de lluvias; la humedad relativa más baja de 63.65% en el mes de enero.

Aire

En el distrito de Ninabamba los vientos predominantemente se dirigen hacia el sureste durante todo el día, variando en horas de la noche en cuanto a intensidad. En cuanto a las partículas de polvo producto del desplazamiento de masas de aire, no es de gran intensidad; si no por el contrario solo se produce concentración de partículas

totales suspendidas (polvo) por incidencia de los vehículos que transitan por la trocha carrozable adyacente a la ubicación del proyecto.

Ruido

El parque automotor que transita por la zona es extemporáneo debido a que es una zona rural con poco tráfico de autos, camiones y combis rurales en mayor proporción; por lo que la contaminación sonora en la zona es mínima.

Vulnerabilidad

El terreno a estudiar se encuentra en una zona que presenta vulnerabilidad a inundaciones, por la cual la ubicación del puente, logrará evitar dicho problema.

Sismos

Dentro de la clasificación geotécnica el terreno del proyecto se ubica en la Zona 2, según la norma E030 DISEÑO SISMORESISTENTE.

5.1.2. Caracterización del Medio Biológico

Flora

Dentro del área de emplazamiento del proyecto la vegetación que se encuentra es muy variada, existiendo zonas de bosque y pastizales en menor proporción, áreas agrícolas, áreas ganaderas y laderas de cerro en la parte alta del proyecto.

Entre los árboles más representativos que se encuentran en la zona se tiene:

- Eucaliptos (Nombre científico: *Eucalyptus caliginosa*)
- Pinos (Nombre científico: *Pinus pinea*)
- Alisos (Nombre científico: *Alnus glutinosa*)
- Sauce (Nombre científico: *Salix alba*)

Así como arbustos de la zona:

- Chilcas (Nombre científico: *Baccharis*)
- Zarzamora (Nombre científico: *Rubus ulmifolius*)



Además, en zonas circundantes al área del proyecto se puede apreciar extensiones de bosques y pastizales.



Fauna

Debido a que la zona donde se ubicada el proyecto presenta extensiones de bosques y pastizales cercanos de verdor constante con árboles y arbustos cercanos en mediana proporción. El área de emplazamiento del proyecto presenta condiciones apropiadas para el desarrollo de poblaciones de fauna silvestre.

Entre la fauna más común en la zona se encuentra:

- Chilala (Nombre científico: *Furnarius cinnamomeus*)
- Águilas (Nombre científico: *Aquila chrysaetos*)
- Halcón (Nombre científico: *Falco peregrinus*)
- Ardilla (Nombre científico: *Sciurus vulgaris*)

- Conejo (Nombre científico: *Oryctolagus cuniculus*)
- Zorrillo (Nombre científico: *Mephitidae*)
- Lechuza (Nombre científico: *Tyto alba*)
- Pugo (Nombre científico: *Patagioenas inornata*)
- Guacharo (Nombre científico: *Steatornis caripensis*)

Así como animales domésticos: vacunos, equinos, porcinos y ovinos en menor proporción.



5.1.3. Caracterización del Medio Socioeconómico

Aspectos Sociales

Se considera como Población en el sentido amplio, aquella ubicada en el área de influencia, esta comprende, a 3021 habitantes del Distrito de Ninabamba.

Salud

A nivel del distrito de Ninabamba existen 3 puestos de salud: Uno de ellos el puesto de salud La Ninabamba viene funcionando desde el año 2000, en una construcción que no tiene los ambientes necesarios para un puesto de salud que atiende a la población del distrito, sin embargo actualmente se encuentra en ejecución un proyecto de un puesto de salud Categoría I – 2 con un monto aproximado de construcción de 4.7 millones de soles, Así mismo existe dos centros de salud categoría I – 1 en los centros poblados de Achiramayo y Polulo, que se encuentran aledaños a la zona del proyecto a 1 hora de camino aproximadamente.

Aspectos Económicos

Las principales actividades económicas que se dan en el Distrito de Ninabamba son la agricultura y ganadería, con un 59.91% de la población económicamente activa de 15 años a más por categoría de ocupación; siendo la papa y el maíz los cultivos de mayor producción en la zona en la agricultura y las aves de corral, los vacunos y porcinos en la ganadería.

OCUPACION	HABITANTES
Distrito Ninabamba	691
Agric., ganadería, caza y silvicultura	414
Industrias manufactureras	24
Suministro de electricidad, gas y agua	1
Construcción	7
Comerc., rep. veh. autom.,motoc. efect. Pers.	31
Hoteles y restaurantes	9
Trans., almac. y comunicaciones	8
Actividad. inmóvil., empres. y de alquiler	3
Admin.pub. y defensa; p. segur.soc.afil	19
Enseñanza	112
Servicios sociales y de salud	6
Otras activ. serv.comun.soc y personales	7
Hogares privados con servicio doméstico	2
Actividad económica no especificada	4
Desocupado	44

Fuente: INEI, Censos Nacionales 2007

6. PLAN DE MANEJO AMBIENTAL

6.1. Identificación y Evaluación de los Impactos Ambientales

Para la identificación y evaluación de impactos es necesario interrelacionar las acciones del proyecto con los factores ambientales existentes. Por lo tanto, se deben determinar los factores ambientales relacionados con los procesos de construcción del proyecto “ELABORACIÓN DEL EXPEDIENTE TECNICO DEL PUENTE CARROZABLE EN EL RIO YANUMAYO, DISTRITO DE NINABAMBA - PROVINCIA DE SANTA CRUZ - DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA, 2017”. Así como las acciones que van a afectar estos factores.

Entre los principales factores ambientales que se ven afectados durante la etapa de construcción, se encuentran: Aire, Agua, Suelo, Flora, Calidad visual, Factor socioeconómico.

Así mismo, se identifican las actividades potencialmente impactantes en el proyecto.

6.2. Matriz de Leopold

La Matriz de Leopold es una herramienta muy utilizada en el sector construcción para la evaluación de impactos ambientales. La matriz contiene todas las partidas a ejecutar para el proyecto, y los factores ambientales que se podrían ver afectados debido a este.

Cada casilla mostrada en la siguiente tabla, presenta una diagonal que separa dos valores:

Magnitud:

Valoración que puede ser positivo o negativo según afecte de forma beneficiosa o perjudicial al medio ambiente; dicha calificación se verá reflejada como la intensidad con respecto al grado, extensión o escala. Será colocado en la mitad superior izquierda.

Importancia:

Valoración del 1 al 10 siempre positivo; pues no abra actividad o factor sin ninguna relevancia. Este valor se ubica en la mitad inferior derecha de la casilla y hace referencia a que tanto se impacta la calidad del medio.

La evaluación consistió en el cálculo de sumas y productos correspondientes a cada factor y a cada acción, para determinar su magnitud e importancia de cada una y, en efecto, determinar cuáles son los factores y las acciones que mayor impacto ambiental generan.

6.3. Análisis de la Matriz de identificación y evaluación de impactos

Generalmente, los proyectos de construcción no generan daños irreparables al medio ambiente, pero sí constituyen un desequilibrio considerable como para tomar medidas preventivas.

Como se puede observar, la mayor parte de los impactos ambientales negativos evaluados son de bajo impacto, y muy pocos de mediana envergadura; sin embargo, se pueden tomar medidas preventivas – correctivas para evitar y prevenir dichos impactos.

Asimismo, se puede observar en la matriz de impactos, que el factor ambiental más significativamente afectado lo constituye el agua en cuanto a la calidad, debido a que el puente será construido encima del Río Yanumayo. Así mismo, otro factor ambiental que presenta un impacto considerable es la calidad del suelo debido al cambio brusco en su uso, que sería de un suelo natural, a cimiento para la estructura y pavimentos para el acceso.

Del mismo modo el factor ambiental aire, se ve afectado por la emisión de gases producto de la maquinaria que se utiliza en gran proporción en este proyecto; así mismo la generación de polvo producto de los movimientos de tierra y trabajos de construcción.

Además de estos impactos negativos antes mencionados, el proyecto traerá consigo también impactos positivos como la generación de empleo y el comercio en la zona durante época de lluvia los cuales contribuyen a mejorar la economía de las personas beneficiarias.

En cuanto a la actividad que genera mayor impacto sobre el medio ambiente es el movimiento de tierras, debido a hacer la actividad de construcción de mayor envergadura.

Todos los impactos descritos se compensarán siguiendo los planes ambientales descritos en las hojas abajo.

- EVALUACIÓN DE IMPACTOS NEGATIVOS POR FACTORES AMBIENTALES

Factor Ambiental Aire

Este factor será afectado negativamente por la emisión de gases y partículas de polvo producto de la movilización y desmovilización de equipos y materiales; excavación y rellenos necesarios para la sub estructura (Estribo) y defensa del puente. Así mismo más actividades afectaran de forma negativa al Factor Aire, pero en menor proporción.

Factor Ambiental Agua

Este factor se verá impactado negativamente debido a que se tendrá que encauzar el curso del agua en el transcurso del proyecto, pero principalmente a causa que todas las actividades a realizar serán en el mismo Río Yanumayo.

Factor Ambiental Suelo

El factor suelo será afectado negativamente en su parámetro calidad, estabilidad y permeabilidad, puesto que en mayor proporción las excavaciones serán realizadas en talud, mientras que el resto de excavaciones cambiarán el suelo natural a un suelo pavimentado.

Factor Ambiental Flora

Este factor se ve afectado negativamente, en poca proporción debido a que los grandes movimientos de tierras generados por el proyecto se encuentran en el cauce del Río Yanumayo; y la pavimentación nueva será un tramo corto.

Factor Ambiental Fauna

Este factor se ve afectado en las especies acuáticas del Río Yanumayo, y de los insectos a causa del daño en el Factor Ambiental Flora.

Factor Ambiental Calidad Visual

Este factor presentará un efecto negativo, en la etapa de construcción, pero principalmente por la parte de Flora que se verá afectada.

- EVALUACIÓN DE IMPACTOS POSITIVOS POR FACTORES AMBIENTALES

Factor socioeconómico

Como en la gran mayoría de proyectos el componente más beneficiado es el empleo, ya que en la ejecución de cada partida será necesaria tanto la mano de obra calificada, como la no calificada; por la cual los pobladores de la zona dispuestos a trabajar en el proyecto, serán beneficiados.

7. MITIGACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES

Es el conjunto de actividades que se realizarán como compensación de los impactos ambientales negativos.

A continuación, se mencionando diversas acciones que evitarán las situaciones indeseadas que se producirán en la ejecución del proyecto.

- Incorporar los aspectos reglamentarios establecidos por la legislación actual, en las etapas de construcción y operación.
- Contar con un programa de procesos constructivos adecuados para minimizar los impactos ambientales negativos.
- Capacitaciones al personal sobre los problemas ambientales que se han identificado y sobre la implementación y control de medidas que se han considerado para el proyecto.
- Contar con planes de contingencia para situaciones extremas y eventuales; pues muchas veces estas son las que generan los impactos ambientales negativos más significativos.
- Restauración de áreas verdes donde sea posible; así como de las áreas de botaderos empleadas durante la ejecución, pues estos mejoraran notablemente el factor de la calidad visual.

8. PLAN DE ACCIÓN PREVENTIVO – CORRECTIVO

Tiene como finalidad evitar daños innecesarios a causa de una mala planificación de las operaciones.

- EN EL MEDIO FÍSICO

o Calidad del Aire

Control y Prevención de la emisión de polvo y material particulado:

Contaminación procedente principalmente por el movimiento de tierras y el hollín de la combustión de los motores y maquinaria pesada. A continuación, se presentan medidas que disminuirán la contaminación del aire.

- Riego diario o inter diario por medio de un camión cisterna sobre las áreas de trabajo, con la finalidad que la humedad evite el levantamiento de polvo.
- Igualmente se humedecerá los materiales y serán cubiertos con un toldo húmedo para su transporte.
- Utilizar maquinaria en buenas condiciones.

Control y Prevención de ruidos molestos:

Se elaborará una adecuada programación de partidas de la construcción; para así evitar que las maquinarias que emiten mayor ruido sean usadas en simultaneo.

Utilizar maquinaria en buenas condiciones de mantenimiento, para reducir el ruido y la vibración.

○ **Calidad del Agua**

No se permitirá la evacuación de ningún efluente generado durante la ejecución del proyecto al Río Yanumayo.

○ **Calidad del Paisaje**

Se evitará al máximo el desbroce de áreas verdes alrededor del terreno especificado para el proyecto.

Al finalizar el proyecto y retirar la maquinaria de obra, se reacondicionará el área ocupada. Contando con la demolición de estructuras temporales construidos.

Todos los materiales excedentes colocados en el botadero especificado, deberán compactarse, para luego colocar vegetación encima de esta

- **EN EL MEDIO BIOLÓGICO.**

Se tendrán en cuenta las medidas mencionadas anteriormente.

- **EN EL MEDIO SOCIOECONÓMICO**

○ **Calidad de Vida**

Se controlará el comportamiento del personal de obra, tanto en horas laborales como fuera del proyecto; con la finalidad que los pobladores no se vean perjudicados.

Acabado el proyecto, en épocas de lluvia la calidad de vida de todos los pobladores se verá beneficiada, debido a que podrán transitar, comercializar y comunicarse con seguridad.

○ **Seguridad:**

Se contará con extintores para incendios y materiales de primeros auxilios.

Se realizarán todas las señalizaciones esenciales; como son las de zanjas, zonas de peligro, etc.

Todo el personal contará con las EPP equipo de protección personal, con respecto a la actividad que estarán a cargo.

○ **Salud:**

El agua debe ser potable.

Se deberá contar con los servicios mínimo y básicos de saneamiento.

9. PROGRAMA DE MONITOREO AMBIENTAL

Garantiza que las ejecuciones de las partidas del proyecto no afecten al medio ambiente.

Para ello deberá cumplir los siguientes objetivos:

- Comprobar que las medidas preventivas y/o correctivas se han ejecutado con eficiencia.
- Detectar impactos nuevos negativos y determinar medidas que disminuyan su alteración al entorno.

9.1. Desarrollo de Plan de Vigilancia Ambiental

En el Cuadro a continuación se presenta el resumen del desarrollo del Plan de Vigilancia Ambiental que se propone.

Se tiene en cuenta:

- Objetivos del Control
- Datos Necesarios
- Puntos de Control
- Frecuencia
- Metodología
- Análisis de Datos y Resultados
- Plan de Respuesta a las Acciones Observadas
- Emisión de Informes

CUADRO N° 1 PLAN DE VIGILANCIA AMBIENTAL						
DESCRIPCION	MEDIO FISICO			MEDIO BIOLOGICO		
	CALIDAD DELAIRE	SUELO	AGUA	VEGETACION	FAUNA	
OBJETIVOS DEL CONTROL	Contaminación química.	Movimientos de Tierra	Contaminación del agua.	Afectación a la escasa vegetación silvestre.	Afectación a la fauna (Insecto por la polinización aunque es muy escasa).	
DATOS NECESARIOS	Generación de partículas (polvo).	Volumen de movimiento de tierras.	Variación de la turbidez del agua.	Número y tipo de especies afectadas.	Especies afectadas.	
ESTRATEGIA DEL MUESTREO	PUNTOS DE CONTROL	Todas las zonas de actuación de obras.	- Todas las superficies de actuación. - Botaderos de materiales excedentes y zonas de préstamo (canteras).	- Agua de abastecimiento y superficial. - Barrera de retención de sedimentos.	Entorno del campamento y patio de máquina. Entorno de la zona de obras	Zona de Influencia Directa.
	FRECUENCIA	Diaria	Diaria, en tanto duren los movimientos de tierra.	Diario, durante el tiempo que duren las obras.	Diario, durante el tiempo que duren las obras.	Diario, durante el tiempo que duren las obras.
	METODOLOGIA	Riego con agua de superficies de actuación. Control del transporte de materiales de la cantera a la obra y de ésta hacia el botadero en el caso de los materiales excedentes, para que se realicen cubriendo la carga con lonas.	Control de límite de excavación y terraplenes,	Observación directa, de ser necesario, tomar muestras de agua para su respectivo análisis.	Control del desbroce y tala de arbustos, fuera de los límites de la zona de obras.	Control fuera de los límites de la zona de obras.
ANÁLISIS DE DATOS Y RESULTADOS		Se establece como inadmisibles cualquier actuación fuera de los límites establecidos como zona de obras y como zona de vertido de materiales excedentes o zona de extracción de préstamos (cantera).		Se considera como inadmisibles cualquier actuación fuera de la zona de obras.	Según el monitoreo realizado se determinará los resultados.	
PLAN DE RESPUESTA A LAS ACCIONES OBSERVADAS		Se procederá a la restauración de terrenos afectados.		Se realizarán trasplantes de ejemplares que se vean afectados por las operaciones de obra.		
EMISIÓN DE INFORMES	Efectividad de las medidas ejecutadas en la protección de los niveles de polvo.	Reporte fotográfico de las zonas restauradas.	Limpieza exhaustiva de los terrenos ocupados: patio de maquinarias y campamento. Eliminación efectiva o tratamiento de residuos. Traslado a botaderos establecidos.			

Ilustración 65 Cuadro de Plan de Vigilancia Ambiental

10. PLAN DE CONTINGENCIAS

Su finalidad de reducir los efectos que se pueden generar en una emergencia, ya sea por algún error involuntario en operación y/o mantenimiento de equipo, o por alguna falla en la seguridad.

Para una buena aplicación de este Plan, se recomienda que la empresa Contratista establezca los planes de contingencia al inicio de cada partida.

A continuación, se mencionan algunas recomendaciones:

- La Unidad de Contingencias deberá instalarse desde el inicio de las actividades de la construcción.
- Todo el personal deberá ser capacitado para afrontar cualquier riesgo, y en cada grupo se tendrá a un encargado del Programa de Contingencias, el cual se encargará de informar a la central, la gravedad del accidente o desastre.
- Zonificación de los lugares susceptibles a ser afectados por fenómenos naturales.
- Se comunicará al Centro de Salud más cercano el inicio del proyecto; para que se encuentren listos frente a cualquier accidente.
- En caso se produzca un incendio, de deberá contar con cajas o bolsas de arena y extintores.

11. PROGRAMA DE INFORMACIÓN Y PARTICIPACIÓN CIUDADANA

La finalidad de este programa es fomentar que los trabajadores que intervengan en el proyecto desarrollen hábitos de preservación del medio ambiente, y concientizando a la población en general que estos hábitos beneficiaran no solo al medio ambiente; sino también a la salud y calidad de vida de cada uno de ellos.

11.1. Labores de Capacitación

El Residente hará posibles charlas de capacitación a todo el personal de obra sobre la ejecución del proyecto.

11.2. Programa de prevención de accidentes y protección al medio ambiente.

- Compromiso de la Empresa

La empresa deberá proveer y mantener un ambiente de trabajo seguro, por medio de recursos profesionales y capacitaciones en diversos campos, como son: La salud ocupacional, la seguridad y la protección al medio ambiente.

- Reuniones de Seguridad

Necesarias para promover la prevención de accidentes y la seguridad del personal.

- Capacitación y Entrenamiento

Las capacitaciones realizadas para el proyecto incluirán:

Información sobre seguridad personal y prevención de accidentes durante las dos primeras semanas en el proyecto.

Capacitación sobre primeros auxilios y uso de extintores.

Capacitación a los empleados y contratistas sobre la identificación de riesgos presentes en obra, así como la detección de los elementos de protección personal para dicha actividad.

Capacitación en los Procedimientos Constructivos.

Capacitación en el trato con la población.

- **Equipos de Protección Personal**

El uso de los equipos de protección personal EPP será de total obligación; pues son la segunda línea de defensa ante un accidente.

12. PROGRAMA DE ABANDONO Y CIERRE

Contempla todas las actividades para la restauración ecológica de la zona afectada, con la finalidad de devolverla a su forma antes del proyecto o mejorarla en lo que sea posible.

Obligaciones en el plan de cierre:

- Informar con anterioridad a las autoridades y pobladores, sobre el abandono y cierre de operaciones; así como las consecuencias que este tendrá.

Acciones que seguir en el plan de cierre:

- Capacitación de los pobladores para el buen uso de la infraestructura.
- Concientización de los pobladores sobre la importancia de la conservación del medio ambiente.
- Valoración de activos y pasivos.
- Contratación de las empresas que se encargarán del desmontaje de equipos y la remoción de obras civiles.
- Selección de especialista en condiciones de agua, el cual verificará que la calidad del agua no ha resultado afectada por el proyecto.

13. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Luego de haber realizado el Estudio de Impacto Ambiental (EIA) del Proyecto “ELABORACIÓN DEL EXPEDIENTE TÉCNICO DEL PUENTE CARROZABLE EN EL RÍO YANUMAYO, DISTRITO DE NINABAMBA – PROVINCIA DE SANTA CRUZ – DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA, 2017”, se concluye lo siguiente:

- Los impactos ambientales negativos, de mayor grado de incidencia son aquellos relacionados con la disminución de la calidad del agua, y de la calidad del suelo debido a que el proyecto es ejecutado en un tramo del Río Yanumayo y al fuerte movimiento de tierras que presenta el proyecto.
- El impacto positivo de mayor relevancia es el empleo; seguido de otros factores, como es el crecimiento económico y mejora de transporte.
- En general, el grado de afectación de los componentes ambientales es de regular significancia, pero de alta mitigabilidad, a lo largo de todo el proyecto.
- De lo anterior se obtiene que, el proyecto en mención resulta ser ambientalmente viable, siempre y cuando se tomen en cuenta para su aplicación las medidas ambientales recomendadas, de acuerdo con cada una de las partidas del proyecto: “ELABORACIÓN DEL EXPEDIENTE TÉCNICO DEL PUENTE CARROZABLE EN EL RÍO YANUMAYO, DISTRITO DE NINABAMBA – PROVINCIA DE SANTA CRUZ – DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA, 2017”

ANEXO N° 04: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

01.00 PUENTE

01.01 TRABAJOS PRELIMINARES

Comprende la ejecución de todas aquellas labores previas y necesarias para iniciar las obras. Los trabajos realizados deberán ceñirse a lo estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones y Normas Técnicas vigentes, y todo aquel proceso constructivo que no se oponga a lo estipulado en las presentes Especificaciones Técnicas, o planos que conforman el presente expediente técnico.

01.01.01 MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPO.

Descripción

La partida de Movilización y Desmovilización, se refiere al traslado del Equipo Mecánico y Maquinaria hacia la Obra, para que sea empleada en sus diferentes etapas y su posterior desmovilización de los equipos una vez terminada la obra, debiendo contemplarse la limpieza del lugar. La movilización incluye la obtención y pago de permisos y seguros.

Consideraciones Generales

El traslado del equipo pesado se puede efectuar en camiones de cama baja, mientras que el equipo liviano puede trasladarse por sus propios medios llevando el equipo liviano no autopropulsado como herramientas, martillos neumáticos, vibradores, etc.

El contratista antes de transportar el equipo mecánico ofertado al sitio de la obra deberá someterlo a inspección. Este equipo será revisado por el Supervisor en la obra y de no encontrarlo satisfactorio en cuanto a su condición y operatividad deberá rechazarlo, en cuyo caso el Contratista deberá reemplazarlo por otro similar en buenas condiciones de operación. El rechazo del equipo no podrá generar ningún reclamo por parte del Contratista.

Si el contratista opta por transportar un equipo diferente al ofertado, éste no será valorizado por el Supervisor.

El contratista no podrá retirar de la obra ningún equipo sin autorización escrita del Supervisor.

Método de Transporte

El traslado por vía terrestre del Equipo Pesado, se efectuará mediante camiones Trayler; Plataforma desde Ninabamba al Sector del Río Yanumayo, lugar donde se ejecutará la obra dado que la carretera es angosta para plataforma lo harán por sus propios medios. En el Equipo Autopropulsado Liviano, serán transportados las herramientas y otros equipos livianos como Mezcladoras, vibradoras, etc.

Método de Medición

La movilización y desmovilización se medirá en forma Global considerando todo el equipo autorizado y aprobado por la Entidad, se podrá considerar equivalencia de equipos siempre que se demuestre que se ejecutarán las mismas labores con un rendimiento igual o mayor.

Base de Pago

Las cantidades aceptadas y medidas como se indican a continuación serán pagadas al precio de Contrato de la partida "Movilización y Desmovilización de Equipo.

El pago global de la movilización y desmovilización será de la siguiente forma:

- El 50% del monto global será pagado cuando haya sido concluida la movilización a obra y se haya ejecutado por lo menos el 5% del monto del contrato total, sin incluir el monto de movilización.
- El 50% restante de la movilización y desmovilización será pagada cuando se haya concluido el 100% del monto de la obra y haya sido retirado todo el equipo de la obra con la autorización del Supervisor.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.01.01 Movilización y Desmovilización de Equipos	Global (Glb)

01.01.02 TOPOGRAFÍA Y GEOREFERENCIACIÓN

Descripción

Basando en los planos y levantamiento topográfico del proyecto, sus referencias y BM's, el Contratista realizará los trabajos de replanteo y otros de topografía y georeferenciación requeridos durante la ejecución de las obras, que incluye el trazo de las modificaciones aprobadas, correspondientes a las condiciones reales encontradas en el terreno. El Contratista será el responsable del replanteo topográfico que será revisado

y aprobado por el Supervisor, así como del cuidado y resguardo de los puntos físicos, estacas y monumentación instalada durante el proceso del levantamiento del proceso constructivo.

El Contratista instalará puntos de control topográfico enlazado a la Red Geodésica Nacional GPS en el sistema WGS84, estableciendo en cada uno de ellos sus coordenadas UTM y de ser necesarias sus coordenadas geográficas. En caso que el proyecto haya sido elaborado en otro sistema, este deberá ser replanteado en el sistema WGS84. Para los trabajos a realizar dentro de esta sección el Contratista deberá proporcionar personal calificado, el equipo necesario y materiales que se requieran para el replanteo, estacado referenciación, monumentación, cálculo y registro de datos para el control de las obras.

La información sobre estos trabajos, deberá estar disponible en todo momento para la revisión y control por el Supervisor.

El personal, equipo y materiales deberán cumplir entre otros, con los siguientes requisitos:

a) Personal

Se implementarán cuadrillas de topografía en número suficiente para tener un flujo ordenado de operaciones que permitan la ejecución de las obras de acuerdo a los programas y cronogramas. El personal deberá estar calificado para cumplir de manera adecuada con sus funciones en el tiempo establecido.

b) Equipo

Se deberá implementar el equipo de topografía necesario, capaz de trabajar con el grado de precisión necesario, que permita cumplir con las exigencias y dentro de los rangos de tolerancia especificados. Asimismo, se deberá proveer el equipo de soporte para el cálculo, procesamiento y dibujo.

c) Materiales

Se proveerá los materiales en cantidades suficientes y las herramientas necesarias para la cimentación, monumentación, estacado y pintura. Las estacas deben tener área suficiente que permita anotar marcas legibles.

Consideraciones Generales

Antes del inicio de los trabajos se deberá coordinar con el Supervisor sobre la ubicación de los puntos de control geodésico, el sistema de campo a emplear, la monumentación, sus referencias, tipo de marcas en las estacas, colores y el resguardo que se implementará en cada caso.

Los trabajos de topografía y de control estarán concordantes con las tolerancias que se dan en la Tabla 01.

Tabla 01

<i>Tolerancia Fase de Trabajo</i>	<i>Tolerancia Fase de Trabajo</i>	
	<i>Horizontal</i>	<i>Vertical</i>
Georeferenciación	1:100.000	± 5mm
Puntos de Control	1:10.000	± 5mm
Puntos del eje, (PC),(PT), puntos en curva y referencias	1:5.000	± 10mm
Otros puntos del eje		
Sección Transversal y estacas de talud	± 50mm	± 100 mm
Alcantarillas, cunetas y estructuras menores	± 50 mm	± 100 mm
Muros de contención	± 50 mm	± 20 mm
Límites para roce y limpieza	± 20 mm	± 10 mm
Estacas de subrasante	± 500 mm	-----
Estacas de rasante	± 50 mm	± 10 mm
	± 50 mm	± 10 mm

Requerimiento de Construcción

Los trabajos de Topografía y Georeferenciación comprenden los siguientes aspectos:

A) Georeferenciación

La georeferenciación se hará estableciendo puntos de los términos de referencia y de control mediante coordenadas UTM, con una equidistancia aproximada no mayor de 10 km, ubicados a lo largo de la carretera. Los puntos seleccionados estarán en lugares cercanos y accesibles que no sean afectados por las obras o por el tráfico vehicular y peatonal. Los puntos serán monumentados en concreto con una placa de bronce en su parte superior en el que se definirá el punto por la intersección de dos líneas. La densidad de estos puntos y su equidistancia tomarán en cuenta la topografía del lugar geométrico de la carretera y necesidades de acceso seguro y rápido.

Estos puntos (ruta geodésica) servirán de base para todo el trabajo topográfico y a ellos estarán referidos los puntos de control y los del replanteo de la vía.

La red geodésica obtenida pasa a ser propiedad de la entidad contratante y los planos de ubicación y datos obtenidos deben ser incorporados en el respectivo informe técnico.

B) Puntos de control

Los puntos de control horizontal y vertical que puedan ser afectados por las obras deben ser reubicados en lugares en donde no sufran deterioros debido a las operaciones constructivas.

Se deberán establecer las coordenadas y elevaciones para los puntos reubicados antes que los puntos iniciales sean afectados.

El ajuste de los trabajos topográficos será efectuado con relación a dos puntos de control geodésico contiguos, ubicados a no más de 10 km.

Medición

Los trabajos de Topografía (Trazo, Replanteo y Control Topográfico) y Georeferenciación se medirán en metros cuadrados (m²) a satisfacción del Supervisor.

Pagos

Las cantidades medidas y aceptadas serán pagadas al precio de contrato de la partida Topografía y Georeferenciación. El pago constituirá compensación total por los trabajos prescritos en esta sección, el cual incluirá toda la mano de Obra, materiales, equipos y herramientas requeridos para completar correctamente esta partida.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.01.02 Topografía y Georeferenciación	Metro Cuadrado (m ²)

01.01.03 MANTENIMIENTO DE TRANSITO TEMPORAL Y SEGURIDAD

VIAL

Descripción

Contempla la totalidad de las acciones que sean necesarias adoptar, para que se asegure el mantenimiento de transito durante la ejecución de los trabajos a cargo de la entidad. Así también contempla las labores dentro del plan de desvío para su mejor funcionamiento del tránsito.

Método de Construcción

Previamente a la iniciación de los trabajos el Contratista debe coordinar con el supervisor las acciones y el programa previsto para disminuir al mínimo posible las molestias de los usuarios de las vías e incomodidad al vecindario, considerando que la totalidad de las obras contratadas deberán efectuarse en el plazo establecido.

En los casos en que no sea posible la habilitación de una vía alterna adecuada para el tránsito vehicular durante el tiempo que duren los trabajos, estos se efectuarán por medias pistas.

El plan de trabajo podrá ser modificado por el Contratista, previa coordinación con el Ingeniero Supervisor, si se demuestra que la modificación introducida permite reducir las molestias e inconvenientes al tránsito vehicular o al peatonal.

El Contratista coordinará con las autoridades policiales y municipales respectivas, cualquier modificación del tránsito vehicular o peatonal que signifique una variación sustancial del sistema actual, haciendo uso en estos casos de los banderines, señales luminosas, tranqueras, mallas de seguridad y demás dispositivos de control necesarios.

Sin perjuicio de lo anterior, de ser necesario y donde lo indique el Ingeniero Supervisor, el contratista deberá, por su propia cuenta ubicar vigilantes con banderolas, linternas, silbatos, etc., a fin de que puedan orientar el movimiento vehicular a través del área de trabajo, teniendo en cuenta todo momento la obligación de proporcionar a los conductores, peatones y vigilantes una adecuada seguridad personal y de sus bienes, así como comodidad para su circulación.

El Supervisor deberá aprobar el programa del Contratista para la ejecución de los trabajos de mantenimiento del tránsito para evitar el caos peatonal y facilitar el libre tránsito peatonal y vehicular.

El tránsito vehicular durante la ejecución de las obras no deberá sufrir detenciones de duración excesiva. Para esto se deberá diseñar sistemas de control por medios visuales y sonoros, con personal capacitado de manera que se garantice la seguridad y confort del público y usuarios de la vía, así como la protección de las propiedades adyacentes. El control de tránsito se deberá mantener hasta que las obras sean recibidas por el MTC.

Método de Medición

La unidad de medición es global (GLB) y se pagará por fraccionado en el número de meses que dure la obra, verificado y aprobado por el Ing. Supervisor.

Bases de Pago

El pago de este ítem será cuantificado en forma proporcional al monto Global de la partida prevista en el presupuesto de obra concordado con el plazo de ejecución, y constituirá compensación completa por los trabajos descritos incluyendo mano de obra, leyes sociales, materiales, equipo, imprevistos y en general todo lo necesario para completar la actividad.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.01.03 Mantenimiento de Tránsito y Seguridad Vial	Global (Glb)

01.01.04 DESBROCE Y LIMPIEZA DEL TERRENO

Descripción

El desbroce y limpieza se efectuará con la finalidad de dejar libre y limpio el área de materiales orgánicos. tallos, arbustos, etc. donde se realizarán los trabajos para la construcción del puente, además de la zona de campamento, almacén de agregados para concreto y área de depósito de la estructura nueva.

El trabajo también incluye la disposición final dentro o fuera de la zona de proyecto de todos los materiales provenientes de las operaciones de desbroce y limpieza, previa autorización del Supervisor, atendiendo las normas y disposiciones legales vigentes.

Equipo

El equipo empleado para la ejecución de los trabajos de desbroce y limpieza, deberá ser compatible con los procedimientos de ejecución adoptados y requiere la aprobación previa del Supervisor. Teniendo en cuenta que su capacidad y eficiencia se ajuste al programa de ejecución de los trabajos y al cumplimiento de las exigencias de la especificación.

El equipo deberá estar ubicado adecuadamente en sitios donde no perturbe a la población y al medio ambiente. Además, mantener en buen estado los sistemas de carburación y silenciadores a fin de evitar la emisión de gases contaminantes a la

atmósfera, así como los ruidos excesivos, sobre todo si se trabaja en zonas vulnerables o se perturbe la tranquilidad, lo cuales contarán con autorización del supervisor.

El Contratista debe instruir al personal para que por ningún motivo se lave los vehículos o maquinarias en cursos de agua o próximos a ellos. Por otro lado, cuando se aprovisiona de combustible y lubricantes, no deben producirse derrames o fugas que contaminen suelos, aguas o cualquiera recurso existente en la zona.

Estas acciones deben complementarse con revisiones técnicas periódicas. Guardar herméticamente los residuos de las maquinarias y equipos, para luego transportarlos a lugares adecuados para la disposición final de estos tipos de residuos.

El Contratista debe evitar que la maquinaria se movilice fuera del área de trabajo especificada a fin de evitar daños al entorno. Además, diseñar un sistema de trabajo para que los vehículos y maquinarias no produzcan un innecesario apisonamiento de suelos y vegetación y el disturbamiento o el incremento de la turbiedad de los cuerpos de agua.

Método de Ejecución

El Ingeniero Residente está obligado a efectuar todos los trabajos necesarios para la limpieza de la zona de trabajo de todo material orgánico de origen animal o vegetal (raíces, arbustos etc.). De ser el caso.

Método de Medición

La partida de desbroce y limpieza se efectuará por hectárea (Ha), no se incluirán en la medida las áreas correspondientes a la plataforma de vías existentes.

Bases de pago

El pago de esta partida se efectuará al precio unitario por hectárea (Ha) de desbroce y limpieza efectuado, debiendo considerarse los materiales y equipos necesarios y todos aquellos imprevistos necesarios hasta completar los trabajos a satisfacción del supervisor.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.01.04 Desbroce y Limpieza del Terreno	Hectárea (Ha)

01.01.05 ELIMINACIÓN DE OBSTRUCCIONES - TALA DE ARBOLES

01.01.06 ELIMINACIÓN DE OBSTRUCCIONES – ELIMINACIÓN DE RAÍCES

Descripción

Los cortes de vegetación en las zonas próximas a los bordes laterales del derecho de vía, deben hacerse con sierras de mano, a fin de evitar daños considerables en los suelos de las zonas adyacentes y deterior de otra vegetación cercana. Todos los árboles que se talen, según el trazado de la carretera, deben orientarse para que caigan sobre la vía, evitando de esa manera afectar la vegetación no involucrada.

En aquellas áreas donde se deban efectuar trabajos de excavación, todos los troncos, raíces y otros materiales inconvenientes, deberán ser removidos hasta una profundidad no menor a sesenta centímetros (60 cm) del nivel de la subrasante del proyecto.

En las áreas que vayas a servir de base de terraplenes o estructuras de contención o drenaje, los tocones, raíces y demás materiales inconvenientes a juicio del Supervisor, deberán eliminarse hasta una profundidad no menor de treinta centímetros (30 cm) por debajo de la superficie que deba descubrirse de acuerdo con las necesidades del proyecto.

En general, la tala de árboles sólo deberá ejecutarse donde ellos interfieran con las obras u obstruyan el gálibo. Donde sea necesario despejar para mejorar la visibilidad de los usuarios de la ruta, normalmente sólo se deberá ejecutar un raleo selectivo. No será necesario eliminar la vegetación de las áreas donde no se emplacen obras.

Equipo

El equipo empleado para la ejecución de los trabajos de eliminación de obstrucciones, deberá ser compatible con los procedimientos de ejecución adoptados y requiere la aprobación previa del Supervisor. Teniendo en cuenta que su capacidad y eficiencia se ajuste al programa de ejecución de los trabajos y al cumplimiento de las exigencias de la especificación.

Método de Medición

En la cantidad de árboles a talar se tendrá en cuenta la eliminación de la raíz y los obstáculos derivados del espesor del tallo, altura, ramaje, etc. Al fijar la cantidad de raíces debe considerarse la profundidad, ramificaciones de la raíz y otras dificultades.

Bases de pago

El pago de esta partida se efectuará por unidad (Und)

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.01.05 Eliminación De Obstrucciones – Tala de Arboles	Unidad (Und)
01.01.06 Eliminación De Obstrucciones – Eliminación De Raíces	Unidad (Und)

01.01.07 TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO

Descripción

Comprende todos los trabajos para materializar el eje del puente y cada uno de los estribos de apoyo, así como sus niveles y dimensiones en planta. La responsabilidad total por el replanteo integro de niveles, alineamiento y gradientes del diseño recae sobre el Ingeniero Residente.

Específicamente se refiere a llevar al terreno, los ejes y niveles establecidos en los planos.

Los ejes se fijarán en el terreno, utilizando estacas, balizadas, marcas o tarjetas fijas. Los niveles serán referidos de acuerdo al Bench - Mark indicado en los planos o materializados en campo.

El Residente de obra someterá lo replanteado a la aprobación de la Supervisión antes de dar comienzo a los trabajos.

El equipo a replantear deberá auxiliarse de adecuado instrumental topográfico, como son: una estación total y sus accesorios un nivel, mira, jalones, cintas metálicas o de nylon de 20m., cordeles, plomadas de albañil, reglas de madera, estacas, cerchas, comba, martillo, serrucho, punzón; cemento, cal, yeso tiza, crayones, libretas, lápiz de carpintero y otros equipos y herramientas necesarios.

Medición

La unidad de medición es Metros Cuadrados (M2).

Bases de pago

El pago se efectuará según el avance físico de la obra.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.01.07 Trazo y Replanteo	Metro Cuadrado (m ²)

01.02 OBRAS PROVISIONALES

01.02.01 ENCAUZAMIENTO

Descripción

Comprende la colocación de material extraído de las excavaciones de los estribos, principalmente rocas, dentro de los límites que sean considerados y con la finalidad de proteger las excavaciones y obras de concreto en los estribos, además de no impedir el curso del agua.

Método de Construcción

Como tarea inicial, se verificará el terreno donde vaya a realizar el encausamiento el cual será limpiado eliminándose todo material orgánico, suelto o prominente procediéndose, a continuación, a colocar material cerca de las excavaciones de los estribos sin impedir el normal cauce del Río Yanumayo.

Método de Medición

La partida de Encausamiento será medida por metro cúbico (m³), considerada en los metrados, especificaciones técnicas y según criterio que se necesite en la ejecución de la obra aprobada por el Supervisor.

Bases de Pago

El pago se hará al respectivo precio unitario del contrato, por todo trabajo ejecutado de acuerdo a la presente especificación, aceptado por el Supervisor.

El precio unitario deberá cubrir todos los costos de movimiento de tierra (corte y terraplenes), la colocación del material de relleno, el transporte de material de relleno, la eliminación de los excedentes de corte y de la plataforma una vez terminada la construcción del puente, incluido transporte y en general la mano de obra, los equipos, los materiales, herramientas e imprevistos necesarios para culminar la partida a entera satisfacción del Supervisor.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.02.01 Encauzamiento en Puentes	Metro Cúbico (m ³)

01.03 SUBESTRUCTURA (ESTRIBOS)

01.03.01 EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMUN EN SECO

Descripción

Se considerará como excavación en seco al movimiento de tierras que se ejecute por encima del nivel de aguas material en seco, material bajo agua al movimiento que se realiza bajo el nivel de aguas mínimas, el que será constatado por el Supervisor en el terreno, durante la ejecución de la obra.

La excavación en conglomerado bajo agua es la que se ejecuta debajo del nivel freático y la que utiliza equipos de motobomba para eliminar el agua y poder realizar las excavaciones para las estructuras que se proyectan.

Excavación es el movimiento de todo material de cualquier naturaleza que deba ser removido para ejecutar la construcción de las cimentaciones y elevaciones de las subestructuras, de acuerdo a los planos y a las indicaciones del Ingeniero Supervisor.

Las cotas de fondo de cimentación indicada en los planos pueden ser modificadas por orden escrita del Ingeniero Supervisor, si fuese necesario para asegurar la estabilidad de la obra.

Equipo

Los equipos empleados deben ser compatibles con los procedimientos de construcción adoptados y requieren la aprobación previa del Supervisor, considerando que su capacidad y eficiencia se ajusten al programa de ejecución de la obra y cumplimiento de exigencias de calidad.

Proceso Constructivo

El Ingeniero Residente comunicará al Ingeniero Supervisor con suficiente anticipación el comienzo de las excavaciones, de manera que puedan tomarse las secciones transversales, elevaciones y demás medidas del terreno no alterado. No podrá iniciarse los trabajos sin autorización del Ingeniero Supervisor.

La excavación se ejecutará hasta llegar a la cota de fondo de cimentación, el cual deberá ser nivelado rebajando los puntos altos, pero de ninguna manera rellenando los puntos bajos.

En cualquier tipo de suelo, al ejecutar los trabajos de excavación o nivelación, se tendrá la precaución de no producir alteraciones en la consistencia del terreno natural de cimentación.

En general, los lados de la excavación tendrán caras verticales conforme a las dimensiones de la estructura, cuando no sea necesario utilizar encofrados para el vaciado del cimiento.

Cuando la estabilidad de las excavaciones la requieran, deberán construirse defensas (entibados, tablestacado, etc.) necesarias para su ejecución.

Si en la cota de fondo de cimentación, se encuentra roca u otro material duro; adecuado para la cimentación; dicha superficie para ser aceptada deberá limpiarse, eliminando los materiales sueltos y recortando hasta tener una superficie firme y uniforme, ya sea a nivel, con la pendiente de diseño con gradas, dentada o como se indique en los planos o lo señale el Ingeniero Supervisor.

Toda grieta o hendidura deberá ser limpiada y enlechada con mortero, toda roca suelta o desintegrada, así como los estratos delgados deberán ser retirados.

Método de Medición

Se considerará el volumen de excavación limitado por planos verticales situados entre las caras del perímetro del fondo de la cimentación.

Los mayores volúmenes a excavar para mantener la estabilidad de la excavación no serán considerados en los metrados. La unidad será el metro cúbico (m³).

Base de Pago

El pago de las excavaciones se hará por metro cúbico (m³) de excavación de acuerdo al párrafo anterior.

El precio unitario incluirá, los mayores volúmenes a excavar para mantener la estabilidad de la excavación y las obras de defensa necesarias para su ejecución. Dicho precio unitario variará según la calidad del material a remover y en caso de excavaciones bajo agua, según la profundidad a la que se ejecute y constituye compensación completa, por toda mano de obra, equipo, leyes sociales, herramientas e imprevistos necesarios para la ejecución de la excavación cualquiera sea el material encontrado.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.03.01 Excavación para Estructuras en Material Común En Seco	Metro Cúbico (m ³)

01.03.02 RELLENO CON MATERIAL PROPIO PARA ESTRUCTURAS

01.03.03 RELLENO CON MATERIAL DE PRÉSTAMO PARA ESTRUCTURAS

Descripción

Los rellenos se refieren al movimiento de tierras ejecutado para rellenar todos los espacios excavados y no ocupados por las cimentaciones y elevaciones de las subestructuras, con material propio de las excavaciones realizadas y lo restante con material de préstamo de la cantera de afirmado.

Proceso Constructivo

El contratista deberá notificar al Supervisor, con suficiente antelación al comienzo de la ejecución de los rellenos, para que éste realice los trabajos topográficos necesarios y verifique la calidad del suelo de cimentación, las características de los materiales por emplear y los lugares donde ellos serán colocados.

El material de relleno, será el proveniente de las excavaciones realizadas y también de material de préstamo, todo material usado en relleno deberá ser de calidad aceptable a juicio del Ingeniero Supervisor y no contendrá materia orgánica ni elementos inestables o de fácil alteración.

El relleno se ejecutará hasta la superficie del terreno circundante teniendo en cuenta los asentamientos que puedan producirse en su seno. Deberá ser totalmente compactado por medios apropiados y aprobados por el Ingeniero Supervisor.

El relleno del terraplén detrás de los estribos y muros de ala del puente será depositado y compactado convenientemente, en capas horizontales de 0.40 mts. de espesor. Cuando se deba ejecutar rellenos delante de dichas estructuras, éstos deberán realizarse con anterioridad para prevenir posibles deflexiones. Se tomará precauciones para prevenir acciones de cuña contra la albañilería, destruyendo los taludes de las excavaciones, de modo que éstos queden escalonados o rugosos.

No se colocará relleno detrás de los estribos y muros de ala o de contención, sin orden del Ingeniero Supervisor y de preferencia no antes de los 14 días de terminada la

albañilería o cuando las pruebas del concreto arrojen Cuando menos el 80% de su resistencia.

Capas Filtrantes

Cuando se contemple la colocación de capas filtrantes detrás de estribos, muros y otras obras de arte, ellas se deberán colocar y compactar antes o simultáneamente con los demás materiales de relleno, tomando la precaución de que éstos no contaminen a aquellos.

Las consideraciones a tomar en cuenta durante la colocación de capas filtrante están referidas a prevenir la contaminación del medio ambiente.

Acabado

Al concluir cada jornada de trabajo, la superficie de la última capa deberá estar compactada y bien nivelada con declive suficiente que permita el escurrimiento de aguas de lluvia sin peligro de erosión.

Limitaciones en la ejecución

Los rellenos para estructuras sólo se llevarán a cabo cuando no haya lluvia o fundados temores de que ella ocurra y la temperatura ambiente, a la sombra, no sea inferior a 2 grados Celsius en ascenso.

Los trabajos de rellenos de estructuras se llevarán a cabo cuando no haya lluvia, para evitar la escorrentía traslade material y contamine o colmate fuentes de agua cercanas, humedales, etc.

Calidad del Producto Terminado

Los taludes terminados no deberán acusar irregularidades a la vista. La cota de cualquier punto de la subrasante en rellenos para estructuras, no deberá variar más de diez milímetros (10 mm) de la proyectada.

En las obras concluidas no se admitirá ninguna irregularidad que impida el normal escurrimiento de las aguas superficiales.

Método de Medición

Se considerará como volumen de relleno al volumen en su posición final, cubicado en obra por la Supervisión. No se considerará en el metrado el mayor volumen movido,

debido al esponjamiento. Tampoco se incluirá el volumen que quede fuera de los planos verticales que limitan el pago de "Excavaciones". La unidad será el metro cúbico (m³).

Base de Pago

El pago de los rellenos se hará por metro cúbico (m³) de relleno, de acuerdo al párrafo anterior

El precio unitario incluirá, además los mayores volúmenes de material movido necesarios por el esponjamiento y otros. En caso de rellenar bajo agua, el precio unitario variará según la profundidad a la que se ejecute y constituirá compensación completa por el suministro, transporte, colocación y consolidación del material, así como toda mano de obra, leyes sociales, equipo, herramientas y cualquier imprevisto para completar la partida.

En general el precio unitario del Contratista definidos para esta partida del presupuesto, cubre el costo de todas las operaciones relacionadas con la correcta ejecución de las obras.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.03.02 Relleno con Material Propio para Estructuras	Metro Cúbico (m ³)
01.03.03 Relleno con Material de Préstamos para Estructuras	Metro Cúbico (m ³)

01.03.04 CONCRETO (F'c 100 kg/cm²) – SOLADO PARA ESTRIBOS

Descripción

Se denomina así al concreto que resulta de una mezcla de cemento y hormigón el mismo que será empleado en la cimentación de los estribos y aletas en un espesor de 10cm.

Se dispondrá de acuerdo a las especificaciones técnicas abajo mencionados, que se refiere a trabajos de concreto.

Método de Ejecución

Una vez efectuada la excavación se procederá a eliminar en forma total el agua proveniente de la filtración, en caso que hubiera, en estas condiciones se procederá a vaciar el concreto.

Se tomarán las medidas del caso a fin de que las aguas de filtración no tengan contacto por lo menos doce horas, siendo entonces imprescindible contar con una herramienta mecánica que permita la eliminación del agua.

El vaciado será en forma continua hasta alcanzar las dimensiones o cotas del plano.

En la mezcladora se prepara el concreto de dosificación cemento: hormigón 1:12 el que será vertido a la zanja de zapata.

El vaciado del concreto y curado rigen las mismas especificaciones de concreto $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$ que posteriormente se indican.

Método de Medición

Se efectuará en metros cúbicos (m^3) teniendo en cuenta que cualquier sobre excavación efectuada no será reconocido sino la que especifica en los planos.

Bases de Pago

El pago del solado se hará según el precio unitario contratado por metro cubico de concreto de acuerdo al párrafo anterior.

El precio unitario incluye los desperdicios y las actividades de defensa necesaria para su ejecución, además mano de obra, materiales, equipos, herramientas e imprevistos necesarios para la correcta ejecución de obra.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.03.04 Concreto ($F'c \ 100 \text{ kg/cm}^2$)	Metro Cúbico (m^3)

01.03.05 CONCRETO ($F'c \ 280 \text{ kg/cm}^2$) – ESTRIBOS

Descripción

Esta especificación se refiere a la fabricación, transporte, colocación, vibrado y curado del concreto simple y sobre todo el reforzado, para la construcción de las estructuras del proyecto, de conformidad con los alineamientos, cotas y dimensiones de los planos.

De acuerdo con las especificaciones contenidas en este capítulo y según se muestra en los planos, o como lo ordene el Supervisor, el Ingeniero Residente deberá:

- Suministrar todos los materiales y equipos necesarios para preparar, transportar, colocar, acabar, proteger y curar el concreto.

- Suministrar y colocar los materiales para las juntas de dilatación, contracción y construcción.
- Proveer comunicación adecuada para mantener el control del vaciado del concreto.
- Obtener las muestras requeridas para los ensayos de laboratorio a cuenta del Ingeniero Residente.

El concreto se compondrá de cemento Portland Tipo MS para las zapatas y Tipo I para el resto de las estructuras, agua, agregado fino, agregado grueso y aditivos. El diseño de mezclas y las dosificaciones del concreto para las diferentes resistencias serán determinados en un laboratorio por cuenta del Ingeniero Residente, quien deberá presentar al Supervisor, dichos resultados para su verificación y aprobación respectiva, teniendo en cuenta que el concreto para la construcción de puentes debe ser dosificado y controlado conforme lo establecido en el Art. 2.5 del Manual de Diseño de puentes.

El concreto en forma general debe ser plástico, trabajable y apropiado para las condiciones específicas de colocación y que, al ser adecuadamente curado, tenga resistencia, durabilidad, impermeabilidad y densidad, de acuerdo con los requisitos de las estructuras que conforman las obras y con los requerimientos mínimos que se especifican en las normas correspondientes y en los planos respectivos.

El Ingeniero Residente será responsable de la uniformidad del color de las estructuras expuestas terminadas, incluyendo las superficies en las cuales se hayan reparado imperfecciones en el concreto. No será permitido vaciado alguno sin la previa aprobación del Supervisor, sin que ello signifique disminución de la responsabilidad que le compete al Ingeniero Residente por los resultados obtenidos.

Materiales

Cemento

a) Tipo. El cemento que normalmente se empleará en las obras para la cimentación de las zapatas será Tipo MS y para el resto de las obras será Portland tipo I. Si al analizar las aguas, éstas presentaran un alto contenido de sulfatos, el Ingeniero Residente pondrá en conocimiento del Supervisor este hecho para proceder con el cambio de tipo de cemento.

El Supervisor dará su aprobación para el uso de cementos Portland Tipo II o Tipo V, según sea el caso.

La calidad del cemento Portland deberá estar de acuerdo con la norma ASTM C 150. En todo caso el cemento utilizado será aprobado por el Supervisor quien se basará en certificados expedidos de los fabricantes y laboratorios de reconocido prestigio.

b) Ensayos requeridos. El Ingeniero Residente deberá presentar los resultados certificados por la fábrica de cemento, de los ensayos correspondientes al cemento que se vaya a utilizar en la obra. Estos ensayos deberán ser realizados por la fábrica de acuerdo con las normas de la ASTM, y su costo correrá por cuenta del Ingeniero Residente. En adición a lo anterior, el Supervisor podrá tomar muestras del cemento en la fábrica y/o en el área de las obras, para hacer los ensayos que considere necesarios. No se podrá emplear cemento alguno hasta que el Supervisor esté satisfecho con los resultados de los ensayos correspondientes y los apruebe por escrito.

c) Almacenamiento del cemento. Inmediatamente después de que el cemento se reciba en el área de las obras si es cemento a granel, deberá almacenarse en depósitos secos, diseñados a prueba de agua, adecuadamente ventilados y con instalaciones apropiadas para evitar la absorción de humedad. Si es cemento en sacos, deberá almacenarse sobre parrillas de madera o piso de tablas; se indicarán con carteles la fecha de recepción de cada lote, no se apilará en hileras superpuestas de más de 14 sacos de altura para almacenamiento de 30 días, ni de más de 7 sacos de altura para almacenamientos hasta de 2 meses.

Todas las áreas de almacenamiento estarán sujetas a aprobación y deberán estar dispuestas de manera que permitan acceso para la inspección e identificación del cemento.

Para evitar que el cemento envejezca indebidamente, después de llegar al área de las obras, El Ingeniero Residente deberá utilizarlo en la misma secuencia cronológica de su llegada. No se utilizará bolsa alguna de cemento que tenga más de dos meses de almacenamiento en el área de las obras, salvo que nuevos ensayos demuestren que está en condiciones satisfactorias. El Ingeniero Residente deberá certificar la antigüedad y la calidad del cemento, mediante constancia del fabricante, la cual será verificada periódicamente por el Supervisor, en ningún caso la antigüedad deberá de exceder los tres (03) meses.

d) Temperatura del cemento. La temperatura del ambiente para el uso del cemento en el proceso de mezclado no deberá ser menor de 10°C, a menos que se apruebe lo contrario. En todo caso, deberá adecuarse a lo especificado para la preparación del concreto.

Agua

El agua empleada en la mezcla y en el curado del concreto deberá ser limpia y fresca hasta donde sea posible y no deberá contener residuos de aceites, ácidos, sulfatos de magnesio, sodio y calcio (llamados álcalis blandos) sales, limo, materias orgánicas u otras sustancias dañinas y estará asimismo exenta de arcilla, lodo y algas.

Se considera adecuada el agua que sea apta para consumo humano, debiendo ser analizado según norma MTC E 716.

Ensayos	Tolerancias
Sólidos en Suspensión (ppm)	5000 máx.
Materia Orgánica (ppm)	3,00 máx.
Alcalinidad NaHCO ₃ (ppm)	1000 máx.
Sulfatos como Ión Cl (ppm)	1000 máx.
pH	5.5 a 8

El agua debe tener las características apropiadas para una óptima calidad del concreto. Así mismo, se debe tener presente los aspectos químicos del suelo a fin de establecer el grado de afectación de éste sobre el concreto.

La máxima concentración de Ión cloruro soluble en agua que debe haber en un concreto a las edades de 28 a 42 días, expresada como suma del aporte de todos los ingredientes de la mezcla, no deberá exceder de los límites indicados en la siguiente Tabla. El ensayo para determinar el contenido de ión cloruro deberá cumplir con lo indicado por la Federal Highway Administration Report N° FHWA-RD-77-85 "Sampling and Testing for Chloride Ion in concrete.

Tipo de Elemento	Contenido máximo de ión cloruro soluble en agua en el concreto, expresado como % en peso del cemento
Concreto prensado	0.06
Concreto armado expuesto a la acción de Cloruros	0.10
Concreto armado no protegido que puede estar sometido a un ambiente húmedo pero no expuesto a cloruros (incluye ubicaciones donde el concreto puede estar ocasionalmente húmedo tales como cocinas, garages, estructuras ribereñas y áreas con humedad potencial por condensación)	0.15
Concreto armado que deberá estar seco o protegido de la humedad durante su vida por medio de recubrimientos impermeables.	0.80

Aditivos

Las siguientes especificaciones se refieren a los aditivos que se podrán emplear en concreto y morteros como: aceleradores de fragua, incorporadores de aire, superplastificantes, retardadores de fragua, puzolanas, endurecedores, etc. El Ingeniero Residente propondrá la dosificación de los aditivos e indicará las modalidades para la utilización de ellos, teniendo presente las limitaciones impuestas por las condiciones ambientales (temperatura, etc.), las normas indicadas por el fabricante de los aditivos y/o las pruebas de laboratorio ejecutadas.

En caso de aditivos previamente diluidos, el Ingeniero Residente deberá indicar las concentraciones de dichas soluciones para los efectos de control. Los aditivos que se proporcionan en solución contendrán por lo menos 50% de sólidos y un agente inhibidor de moho. El efecto del aditivo en las propiedades del concreto cumplirá los requerimientos de las normas ASTM C-260 y C-494.

En algunos casos, previa autorización del Supervisor, el Ingeniero Residente podrá emplear aditivos en los concretos por convenir a sus sistemas de vaciado. El uso de los aditivos, aunque sea autorizado, no eximirá al Ingeniero Residente de sus responsabilidades con respecto a las calidades y resistencias exigidas en las especificaciones para concretos y morteros. Los aditivos en polvo serán medidos en peso, los plásticos o líquidos podrán ser medidos en peso o volumen, con un límite de tolerancia de $\pm 2\%$ de su peso neto.

La consistencia y la calidad de los aditivos deberán ser uniformes. Cada tipo de aditivo deberá tener, anexo a cada suministro, el certificado de prueba del fabricante que confirme los límites de aceptación requeridos.

Antes de que los aditivos sean utilizados, el Ingeniero Residente deberá presentar al Supervisor los resultados de ensayos que confirmen su calidad y eficacia. Al mismo tiempo, éste podrá ejecutar pruebas sobre muestras con aditivos y podrá también extraer muestras y ejecutar pruebas después de que el aditivo haya sido entregado en el almacén.

Cuando en el interior del concreto se coloquen piezas de metal galvanizado o aluminio o cuando se requiera concreto resistente a los álcalis, no será permitido el uso de cloruro de calcio como acelerador de fragua.

Los aditivos incorporadores de aire cumplirán lo establecido en la norma ASTM C 260 y la cantidad utilizada en cada mezcla será tal que provoque la incorporación de aire en el concreto fresco a la salida de la mezcladora, dentro de los límites indicados a continuación:

Diámetro Máximo de los Agregados	Aire total en % del volumen de la muestra tomada a la salida de la mezcladora
1 ½ "	4 ± 1
¾ "	5 ± 1

El Ingeniero Residente deberá controlar continuamente el contenido de aire de la mezcla. La calidad de la puzolana estará de acuerdo con lo establecido en la norma ASTM C-618.

Agregado Fino

El agregado fino deberá cumplir con los requisitos que se especifican a continuación:

a) Composición.

El agregado fino consistirá en arena natural proveniente de canteras aluviales o de arena producida artificialmente. La forma de las partículas deberá ser generalmente cúbica o esférica y razonablemente libre de partículas delgadas, planas o alargadas. La arena natural estará constituida por fragmentos de roca limpios, duros, compactos, durables y aptos para la trabajabilidad del concreto.

“En la producción artificial del agregado fino no se aprobará el uso de rocas que se quiebren en partículas laminares, planas o alargadas, independientemente del equipo de procesamiento empleado. Se entiende por partícula laminar, plana o alargada, aquella cuya máxima dimensión es mayor de cinco veces su mínima dimensión.” [25]

b) Calidad

“En general, el agregado fino deberá cumplir con los requisitos establecidos en la norma ASTM C-33. La arena no deberá contener cantidades dañinas de arcilla, limo, álcalis, mica, materiales orgánicos y otras sustancias perjudiciales.” [25]

El máximo porcentaje en peso de sustancias dañinas no deberá exceder de los valores siguientes:

	% en peso
Material que pasa por el tamiz No 200 (ASTM C 117)	máx. 3
Materiales ligeros (ASTM C 123)	máx. 1
Grumos de arcilla (ASTM C 142)	máx. 1
Total de las otras sustancias dañinas (álcalis, mica, limo)	máx. 2
Pérdida por intemperismo (ASTM C 88, método Na ₂ SO ₄)	máx. 10

c) Granulometría.

El agregado fino deberá estar bien gradado entre los límites fino y grueso y deberá llegar a la planta de concreto con la granulometría siguiente:

Tamiz	Dimensión Malla (mm)	Porcentaje que pasa
3/8	9.50	100
No. 4	4.75	95 – 100
No. 8	2.36	80 - 100
No. 16	1.18	50 – 85
No. 30	0.6	25 – 60
No. 50	0.3	10 – 30
No. 100	0.15	2 -10

d) Módulo de Fineza

Además de los límites granulométricos indicados arriba, el agregado fino deberá tener un módulo de fineza que no sea menor de 2.3 ni mayor de 2.9. El módulo de

finiza se determinará dividiendo por 100 la suma de los porcentajes acumulados retenidos en los tamices U.S. Standard No. 4, No. 8, No. 16, No. 30, No. 50 y No. 100.

e) Durabilidad

El agregado fino no podrá presentar pérdidas superiores a diez por ciento (10%) o quince por ciento (15%), al ser sometido a la prueba de solidez en sulfatos de sodio o magnesio, respectivamente según norma MTC E 209.

En caso no cumplirse esta condición, el agregado podrá aceptarse siempre que habiendo sido empleado para preparar concretos de características similares expuestas a condiciones ambientales parecidas durante largo tiempo haya dado pruebas satisfactorias.

Agregado Grueso

Se considera como tal, al material granular que quede retenido en el tamiz 4.75 mm (Nº 4). Será grava natural o provendrá de la trituración de roca, grava u otro producto cuyo empleo resulte satisfactorio, a juicio del Supervisor.

Los requisitos que debe cumplir el agregado grueso son los siguientes:

a) Composición.

El agregado grueso estará formado por roca o grava triturada obtenida de las fuentes indicadas en los planos o señaladas por el Supervisor, cuyo tamaño mínimo será de 4.8mm. El agregado grueso debe ser duro, resistente, limpio y sin recubrimiento de materiales extraños o de polvo, los cuales, en caso de presentarse, deberán ser eliminados mediante un procedimiento adecuado, aprobado por el Supervisor.

La forma de las partículas más pequeñas del agregado grueso de roca o grava triturada deberá ser generalmente cúbica y deberá estar razonablemente libre de partículas delgadas, planas o alargadas en todos los tamaños. Se entiende por partícula delgada, plana o alargada, aquella cuya dimensión máxima es 5 veces mayor que su dimensión mínima.

b) Calidad.

En general, el agregado grueso deberá estar de acuerdo con la norma ASTM C-33. Los porcentajes de sustancias dañinas en cada fracción del agregado grueso, en el

momento de la descarga en la planta de concreto, no deberán superar los siguientes límites:

	% en peso
Material que pasa por el tamiz No 200 (ASTM C 117)	máx. 0.5
Materiales ligeros (ASTM C 123)	máx. 1
Grumos de arcilla (ASTM C 142)	máx. 0.5
Total de las otras sustancias dañinas (álcalis, mica, limo)	máx. 1

Total de las otras sustancias dañinas (álcalis, mica, limo)	máx. 1
Pérdida por intemperismo (ASTM C 88, método Na ₂ SO ₄)	máx. 12
Pérdida por abrasión en la máquina Los Ángeles (ASTM C-131 y C-135)	máx. 40

c) Granulometría.

El agregado grueso deberá estar bien gradado entre los límites fino y grueso y deberá llegar a la planta de concreto separado en tamaños normales cuyas granulometrías se indican a continuación:

Tamiz	Dimensión Malla (mm)	% en Peso que Pasa por Tamices Individuales		
		19 mm	38 mm	51 mm
2"	50	–	100	100
1 ½"	38	–	95 – 100	95 – 100
1"	25	100	–	35 – 70
¾"	19	90 – 100	35 – 70	–
½"	13	–	–	10 – 30
3/8"	10	20 – 55	10 – 30	–
Nº 4	4.8	0 – 10	0 – 5	0 – 5
Nº 8	2.4	0 – 5	–	–

d) Tamaño.

A menos que el Supervisor ordene lo contrario, el tamaño máximo del agregado que deberá usarse en las diferentes partes de la obra será:

Tamaño Máximo	Uso General
51 mm (2")	Estructuras de concreto en masa: muros, losas y pilares de más de 1.0 m de espesor.
38 mm (1 ½")	Muros, losas, vigas, pilares, etc., de 0.30 m a 1.00 m de espesor.
19 mm (¾")	Muros delgados, losas, alcantarillas, etc., de menos de 0.30 m de espesor.

Fuentes de Agregados

Los agregados se obtendrán de las canteras reconocidas y seleccionadas para tal fin. La aprobación de un yacimiento no implica la aprobación de todos los materiales que se extraigan de ese yacimiento.

Clasificación del Concreto

El concreto se clasificará con base en su resistencia nominal a la compresión, (kg/cm²) a los 28 días. Por resistencia nominal a la compresión se entiende la resistencia mínima a la compresión de por lo menos 95% de las muestras sometidas a pruebas. Las pruebas se ejecutarán s/ cilindros de ensayos de 15 cm. de diámetro por 30 cm. de alto.

Todo concreto deberá tener una resistencia a los 28 días no menor a las indicadas en los planos o a lo especificado para c/u de las estructuras.

La resistencia mínima a la compresión a los 7 días no deberá ser menor de 70% del valor especificado para los 28 días.

La tolerancia máxima $F'c$ en cilindros aislados no será menor de 10%.

El tipo de concreto que deberá emplearse en cada estructura está indicado en los planos respectivos y/o en estas especificaciones.

Dosificación del Concreto

a) Descripción

El diseño de los diferentes tipos de concreto será efectuado en un laboratorio por cuenta del Ingeniero Residente y verificado por el Supervisor en su laboratorio.

La resistencia en compresión promedio requerida ($F'cr$), empleada como base en la selección de las proporciones del concreto se calculará tal como lo establece en el

Capítulo 4 “Calidad de Concreto” de la Norma Técnica E-060 del R.N.C., numeral 4.3.2.

Las dosificaciones de los diferentes tipos de concreto serán efectuadas por el Ingeniero Residente en su laboratorio y realizará por lo menos nueve (09) ensayos de laboratorio a los 07, 14 y 28 días, por cada tipo de concreto.

“La dosificación en campo, durante el llenado, será en peso (Kg), para esto el Ingeniero Residente se proveerá obligatoriamente de una balanza de 100 Kg.” [25]

El Ingeniero Residente será el único responsable del cumplimiento de las resistencias especificadas para las estructuras. Estas dosificaciones deberán ser revisadas y aprobadas por el Supervisor antes de comenzar los trabajos de concreto, sin que ello exima la responsabilidad que le compete al Ingeniero Residente por los resultados obtenidos.

Para mejorar las cualidades de durabilidad de los concretos expuestos a climas donde se producen variaciones de temperatura, será necesario incluir aditivos incorporadores de aire u otros aditivos similares.” [25]

“La incorporación del aire dará como consecuencia la disminución de la resistencia del concreto, por lo cual, el Ingeniero Residente deberá utilizar mayor cantidad de cemento para obtener la resistencia requerida. Debido a esto, se recomienda que el Ingeniero Residente haga los ensayos de laboratorio respectivos.

El contenido total de agua de cada dosificación deberá ser la cantidad mínima necesaria para producir una mezcla plástica que tenga la resistencia especificada, y la densidad, uniformidad y trabajabilidad deseadas. Todos los materiales que integran el concreto deberán medirse por peso separadamente y dosificarse mecánicamente.

b) Control y Ajustes

El control de la dosificación de todos los materiales del concreto deberá hacerse de acuerdo con las especificaciones del ACI o las instrucciones del Supervisor. El Ingeniero Residente deberá suministrar todo el equipo y los dispositivos necesarios para determinar y controlar la cantidad exacta de cada uno de los materiales que componen cada mezcla de acuerdo con el diseño de mezclas aprobado por el Supervisor. Siempre que sea indispensable, se cambiará la proporción de los ingredientes para mantener la calidad requerida de acuerdo con estas especificaciones.

Las dosificaciones previstas y ensayadas en el laboratorio se podrán modificar, previa la aprobación del Supervisor, a medida que sea necesario, a fin de obtener resultados satisfactorios en la resistencia o en otras características del concreto.

c) Prescripciones en el Caso de No Alcanzarse la Resistencia Requerida

Cuando los resultados de las pruebas no cumplan con todas las condiciones especificadas para la resistencia a la compresión a los 28 días, el Supervisor podrá ordenar que se tomen las siguientes medidas:

Para Estructuras u Obras por Ejecutar:

- Variaciones de la dosificación de la mezcla.
- Inclusión de aditivos en el concreto.

Para Estructuras Ya Ejecutadas:

- Extracción de un número suficiente de testigos de concreto en obra, correspondiente a la prueba o grupo de pruebas no satisfactorias. Estas muestras serán tomadas y probadas de acuerdo con las normas ASTM C-42, para establecer si las pruebas precedentes son representativas o no.
- Ejecución de una prueba de carga sobre la parte de la estructura correspondiente a la prueba no satisfactoria.
- Otras pruebas que serán fijadas por el Supervisor.

En el caso de que los resultados de las investigaciones adicionales mencionadas en los párrafos anteriores no sean satisfactorios, el Supervisor podrá ordenar el refuerzo o la demolición de la estructura defectuosa. La mayor dosificación de cemento, la inclusión de aditivos en el concreto, los trabajos para la obtención de testigos, las pruebas de carga, las reparaciones, refuerzo de estructuras, reconstrucción y demolición, serán a cuenta y cargo del Ingeniero Residente y se ejecutarán según las instrucciones indicadas por el Supervisor.

Toma de Muestras o Ensayos

a) Agregados

Los ensayos deberán llevarse a cabo de acuerdo con la norma de la ASTM C 31. El Supervisor ordenará la ejecución de los siguientes ensayos de rutina para el control y el

análisis de los agregados en las varias etapas de las operaciones de tratamiento, transporte, almacenamiento y dosificación:

- Análisis granulométrico (ASTM C 136).
- Material que pasa por la malla No. 200 (ASTM C 117).
- Impurezas orgánicas en la arena (ASTM C 40).

El Ingeniero Residente deberá proporcionar por su cuenta las facilidades que sean necesarias para la toma inmediata de muestras representativas para los ensayos. Además, deberá suministrar muestras del agregado procesado, del sitio que le indique el Supervisor, con un mínimo de 30 días de anticipación a la fecha programada para comenzar la colocación del concreto.

b) Concreto

La resistencia a la compresión se determinará ensayando cilindros normalizados de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura, elaborados y curados de acuerdo con la norma ASTM C 31. Las muestras para los cilindros serán tomadas y ensayadas por el INGENIERO RESIDENTE, bajo el control del Supervisor. Se tomarán tres muestras por cada tanda de vaciado para obtener una información amplia de la resistencia del concreto en cada sección de la obra.

Normalmente, al principio de los trabajos de concreto, será oportuno tomar, además de las tres muestras sacadas para cada prueba a los 28 días, tres muestras más para su ensayo de rotura a los 7 días, con el objeto de obtener una más rápida información acerca de la calidad de cada vaciado y del avance en el endurecimiento.

El Supervisor podrá exigir la toma de muestras adicionales, además de las arriba mencionadas cuando lo juzgue necesario.

El Ingeniero Residente deberá ofrecer una amplia colaboración al Supervisor durante la ejecución de todas las investigaciones y pruebas, suministrando oportunamente personal, equipo necesario, herramientas y transporte que se le solicite.

Equipo y Proceso de Dosificación y de Mezclado

El Ingeniero Residente deberá contar con el equipo completo de dosificación y mezclado para satisfacer la demanda del vaciado de concreto, de manera que se minimicen, las juntas de construcción. Asimismo, deberá suministrar, en número

suficiente, los equipos de transporte y vibrado, sometiendo a la aprobación del Supervisor, los metrados, medios y equipos que se proponen a utilizar.

a) Equipo.

El Ingeniero Residente deberá proveer el equipo de dosificación, transporte y mezclado necesarios para la ejecución del trabajo requerido. Dicho equipo de dosificación deberá ser capaz de combinar una mezcla uniforme dentro del tiempo límite especificado (los agregados, el cemento, los aditivos y el agua), transporte y de descargar la mezcla sin segregarla. Deberá tener facilidades adecuadas para la dosificación exacta y el control de c/u de los materiales que integran el concreto.

b) Tiempo de mezcla.

El tiempo de preparación para cada tanda, dependerá del equipo utilizado, el cual debe de ser aprobado por el Supervisor. Para equipos de mezcladora de eje horizontal de capacidades menores de 11pc se recomienda un tiempo de 1'30'' de mezclado y no mayor de 3min.

La idoneidad de la mezcla se determinará por el método señalado en el código ACI 318-95. Todo el concreto de la tanda anterior deberá ser extraído del tambor antes de introducir la siguiente. Los materiales que componen una tanda se introducirán en el tambor siguiendo el orden que se indica salvo orden expresa del supervisor:

- 10% del volumen de agua.
- Grava y/o piedra chancada según lo señalado por el concreto $F'_c \leq 210 \text{ kg/cm}^2$ (usar grava), $F'_c > 210 \text{ kg/cm}^2$ (usar piedra chancada), cemento y arena.
- Resto de agua.

No se permitirá sobre mezclar en exceso, hasta el punto que se requiera añadir agua para mantener la consistencia requerida. Dicho concreto será desechado. En caso de que el equipo de dosificación no produzca resultados satisfactorios deberá ponerse fuera de uso hasta que se repare o reemplace.

c) Transporte.

El concreto deberá transportarse de la mezcladora a los encofrados con la mayor rapidez posible, antes de que empiece su fraguado inicial, empleando métodos que impidan su segregación o pérdida de ingredientes. El equipo deberá ser tal que se

asegure un abastecimiento continuo de concreto al sitio de vaciado en condiciones de trabajo aceptables.

No se permitirá una caída vertical mayor de 1.50 m, a menos que se provea equipo adecuado para impedir la segregación, y que lo autorice el Supervisor.

No se permitirá la colocación de concreto que tenga más de 30 minutos entre su preparación y colocación, salvo el caso de utilizarse aditivos retardadores de fragua, debiendo el Supervisor aprobarlo.

d) Vaciado.

Antes de efectuar cualquier vaciado de concreto, el Ingeniero Residente solicitará por escrito autorización del vaciado con 24 horas de anticipación. El Supervisor dará su autorización, también por escrito, antes del vaciado siempre y cuando no existan condiciones técnicas y/o climáticas que impidan la colocación y consolidación adecuadas del concreto.

El Ingeniero Residente deberá proveer equipo adecuado para vaciar el concreto a fin de evitar la segregación y consiguiente asentamiento mayor que el permitido. Todo el equipo y los métodos de colocación del concreto estarán sujetos a la aprobación del Supervisor. El concreto deberá depositarse directamente o por medio de bombas tan cerca a su posición definitiva dentro del encofrado como sea posible.

Al colocarse el concreto se deberá llevar hacia todos los rincones y ángulos del encofrado, alrededor de las varillas de la armadura y de las piezas empotradas, sin que se segreguen los materiales que lo integran, empleando vibradores con frecuencias no menores de 7000 vibraciones por minuto. No se deberá de colocar concreto en agua estancada o corriente; las superficies deberán estar limpias y libres de materias extrañas, que serán verificadas por el Supervisor.

En el caso de juntas de construcción horizontales, antes de colocar el concreto nuevo sobre el anterior, la superficie de éste deberá humedecerse y cubrirse, inmediatamente antes de colocarse el concreto fresco, con una capa de mortero de 20 mm, de espesor y de la misma relación agua - cemento del concreto que se va a vaciar.

El espesor máximo de concreto colocado en una capa deberá ser el que se indica en los planos o el que apruebe para cada estructura el Supervisor. A menos que se ordene o se muestre lo contrario en los planos, el espesor de concreto que se permitirá colocar en

una capa será de 50 cm. y el lapso máximo entre la colocación de capas sucesivas deberá ser tal que el vibrado pueda actuar aún en la capa inferior, en cuyo caso no será necesario hacer juntas de construcción.

El concreto no deberá ser colocado bajo agua, excepto cuando así se especifique en los planos o lo autorice el Supervisor, quien efectuará una supervisión directa de los trabajos. En tal caso, el concreto tendrá una resistencia no menor que la especificada y contendrá un 10% de exceso de cemento. Dicho concreto se deberá colocar cuidadosamente en su lugar, en una masa compacta. Todo el concreto bajo el agua se deberá depositar en una operación continua.

No se deberá colocar concreto dentro de corrientes de agua y los encofrados diseñados para retenerlos bajo el agua deberán ser impermeables. El concreto se deberá colocar de tal manera que se logren superficies aproximadamente horizontales y que cada capa se deposite antes de que la precedente haya alcanzado su fraguado inicial, con el fin de asegurar la adecuada unión entre las mismas.

La temperatura de la mezcla de concreto, inmediatamente antes de su colocación, deberá estar entre diez y treinta y dos grados Celsius (10°C - 32°C).

Cuando se pronostique una temperatura inferior a cuatro grados Celsius (4°C) durante el vaciado o en las veinticuatro (24) horas siguientes, la temperatura del concreto no podrá ser inferior a trece grados Celsius (13°C) cuando se vaya a emplear en secciones de menos de treinta centímetros (30 cm) en cualquiera de sus dimensiones, ni inferior a diez grados Celsius (10°C) para otras secciones.

Curado

Desde el punto de vista estructural, los primeros días en la vida del concreto son críticos e influyen considerablemente en sus características de resistencia y durabilidad, por ello se requiere condiciones favorables de temperatura y evitar la pérdida del agua de la mezcla. El Ingeniero Residente deberá tener todo el equipo necesario para el curado o protección del concreto, antes del vaciado.

El sistema de curado que el Ingeniero Residente propone usar deberá ser aprobado por el Supervisor y será aplicado inmediatamente después del vaciado con el fin de evitar en lo posible el fisuramiento, resquebrajamiento y pérdidas de humedad del concreto. El material de curado deberá cumplir con la norma ASTM C 309. En caso de utilizarse productos químicos, éstos deberán ser aprobados por el Supervisor.

En caso de utilizar agua directamente, arena o mantas humedecidas, toda superficie de concreto será conservada húmeda, por lo menos durante 7 días si se ha usado cemento Portland tipo I y durante 3 días si se ha usado cemento Portland de alta resistencia inicial.

Elementos Empotrados en el Concreto

Antes de colocar el concreto, deberá verificarse que todos los elementos empotrados estén asegurados en su sitio, como se muestra en los planos o lo ordene el Supervisor.

Todos los elementos empotrados deberán limpiarse cuidadosamente y deberán estar libres de aceite, escamas de óxidos, pintura y mortero. Los elementos de madera no serán empotrados en el concreto.

Las rejas, rejillas, marcos de tapas y cualquier otro material usado en la construcción, que se deje embebido en las estructuras, deberán cumplir con los requerimientos mencionados y al final de su uso deberán rellenarse con concreto, mortero o lechada, según ordene, y apruebe el Supervisor.

Método de Medición

La unidad de medida para pago será el metro cúbico (m³) de concreto colocado y curado en obra. Las dimensiones a ser consideradas serán las indicadas en los planos y en casos excepcionales, según lo ordenado por escrito por el Supervisor.

Base de Pago

El pago se hará aplicando a los volúmenes obtenidos los precios unitarios establecidos en el Presupuesto Base.

Los precios y pagos constituirán compensación total por materiales, transporte de los mismos, aditivos, dispositivos empotrados, transporte del concreto, vaciado, acabado, curado, mano de obra, leyes sociales, herramientas, equipo mecánico e imprevistos necesarios para terminar la obra, exceptuando el suministro y colocación de las piezas de refuerzo que será pagado bajo la partida respectiva. En los precios se incluyen las juntas con relleno bituminoso y los costos de los aditivos tales como plastificantes, acelerantes o retardadores, incorporadores de aire, etc.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.03.05 Concreto (F'c 280 kg/cm ²)	Metro Cúbico (m ³)

01.03.06 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN SECO

Descripción

Con el objeto de confinar el concreto y darle la forma deseada, deberán emplearse encofrados donde sea necesario. Éstos deberán ser lo suficientemente resistentes y estables a las presiones debidas a la colocación y vibrado del concreto y deberán mantenerse rígidamente en su posición correcta. Además, deberán ensamblarse ajustadamente para impedir que los materiales finos del concreto se escurran a través de las juntas. Comprende los trabajos de desencofrado, así como los de acondicionamiento de aquellas caras con madera adherida. Esta actividad se desarrollará indiferentemente en condiciones secas como bajo agua.

Método de Construcción

El material predominante a ser usado será la madera, de tipo, cuyas características físicas cumplan los requerimientos de resistencia y durabilidad que el proyecto requiera; en otros casos se podrá usar materiales alternativos como planchas prefabricadas en madera prensada o recurrir a los encofrados metálicos, si esto fuese posible y la obra lo permita. En todos los casos, la superficie de los encofrados en contacto con el concreto se deberá mantener en buenas condiciones y será reemplazada cuando ello se requiera.

El Ingeniero Residente deberá someter a la aprobación del Supervisor, los planos del detalle de construcción de los encofrados. Se estima para este tipo de trabajo en madera un promedio de usos de 5 veces como máximo antes de ser tomado en cuenta la posibilidad de su cambio por material nuevo, para aquella madera que no ha tenido contacto directo con el concreto; para los casos en los que si se ha tenido esta condición solamente se deberá considerar un promedio de 3 a 4 usos, dependiendo de las condiciones en las que el material se encuentre después de ser retirado de ubicación como encofrado (para los casos en los que se trate de encofrados cara vista y el material en contacto con el concreto sea el triplay, se deberá considerar indefectiblemente solamente 2 usos).

El Supervisor en campo es la única persona autorizada para estimar si el encofrado después de estos usos se encuentra en condiciones para continuar siendo utilizado.

El Supervisor deberá también aprobar antes de su construcción, los encofrados para elementos prefabricados. Para este fin el Ingeniero Residente deberá presentar con suficiente anticipación, los planos detallados de construcción y, si el Supervisor lo

requiriere, también los cálculos correspondientes. La aprobación por parte del Supervisor no eximirá al Ingeniero Residente de su responsabilidad por la disposición, seguridad y resistencia de los encofrados.

De acuerdo con las especificaciones contenidas en este capítulo y según se muestra en los planos o como lo indique el Supervisor, el Ingeniero Residente deberá suministrar, construir, montar y desmantelar los encofrados, andamios y obra falsa que se necesite para la buena y correcta ejecución de las obras.

Tirantes Para Encofrados.

Los agujeros que dejen los tirantes para fijar los encofrados deberán rellenarse con mortero de cemento y expansivo. Los ajustadores, conectados a los extremos de las varillas, deberán ser de un tipo que permita removerlos dejando agujeros de forma regular. Los agujeros que queden en las caras del concreto expuestas permanentemente a la acción del aire o del agua deberán rellenarse con mortero de cemento y expansivo.

Los lados de los muros a quedar cubiertos por terraplenes, el Supervisor podrá permitir el uso de tirantes de alambre para fijar los encofrados, pero deberán cortarse a ras después de que los encofrados se remuevan.

Tipos de Encofrados.

Con el fin de obtener el acabado requerido de la superficie final del concreto, el Ingeniero Residente deberá utilizar el tipo de encofrado indicado en los planos o el que ordene el Supervisor.

Los tipos de encofrados más comunes son los siguientes:

- Encofrados de madera bruta, para cimentaciones.
- Encofrados de madera cepillada, machihembrada o enchapada, para estructuras cara vista.
- Encofrados metálicos, y de madera especial (Comb. Madera y Triplay), para estructuras cara vista.
- Encofrados de madera cepillada, para estructuras caras no vista.

El Ingeniero Residente deberá prever aberturas temporales en los encofrados para facilitar la limpieza e inspección previa al vaciado del concreto, así como el vibrado del mismo.

Andamios.

Se entiende por andamios el conjunto de pilares, vigas, tablas, etc., que sirven para soportar encofrados o para otros usos en la ejecución de los trabajos. Antes de la ejecución de los trabajos, el Ingeniero Residente someterá a la aprobación del Supervisor los cálculos de los andamios principales, así como los planos de detalle.

Todos los andamios deberán tener la suficiente resistencia para soportar las cargas contra golpes y/o acciones similares. Asimismo, deberán reunir todas las condiciones de estabilidad y seguridad, cumpliendo con lo establecido en la norma ACI 347.

El asentamiento y las deflexiones verticales y laterales de los andamios deberán tomarse en cuenta, calculando la sobre elevación requerida, con el fin de que la superficie exterior del concreto corresponda a los alineamientos y niveles indicados en los planos.

Limpieza y aceitado de los encofrados.

En el momento de vaciarse el concreto, la superficie de los encofrados deberá estar libre de incrustaciones de mortero, lechada, aceite u otros MATERIALES indeseables que puedan contaminar el concreto o interferir con el cumplimiento de los requisitos de las especificaciones relativas al acabado de las superficies.

Antes de colocar el concreto, las superficies de los encofrados deberán lubricarse con un tipo de laca desmoldeadora (para los encofrados vistos) y cualquier otro desmoldante de uso común para (encofrado no vistos), estos materiales son producidos comercialmente para este propósito, el cual deberá impedir que el concreto se pegue a los encofrados y no deberá manchar las superficies del concreto.

Desencofrado.

Los encofrados deberán removerse con cuidado y, para el efecto, se tendrán en cuenta los mínimos lapsos de tiempo transcurridos entre vaciado y desencofrado, pero en ningún caso deberán removerse antes de que el Supervisor lo apruebe.

La remoción de los encofrados deberá hacerse cuidando de no dañar el concreto y cualquier concreto que sufra daños por esta causa deberá repararse a costo del INGENIERO RESIDENTE.

Cualquier reparación o tratamiento que se requiera, deberá efectuarse inmediatamente después del desencofrado, continuándose luego con el curado especificado.

Se llamará "tiempo entre vaciado y desencofrado", al tiempo que transcurra desde que se termina un vaciado hasta que se inicia el desencofrado. A menos que se ordene o autorice lo contrario, el tiempo mínimo entre vaciado y desencofrado para el concreto que será colocado en las obras deberá ser el siguiente:

- Estructuras bajo vigas.....14 días
- Soportes bajo losas planas.....14 días
- Losas de piso.....14 días
- Superficies de muros verticales.....48 horas
- Lados de vigas, veredas.....24 horas
- Muros, estribos y pilares.....3 días

En caso de utilizarse acelerantes, previa autorización del Supervisor, los plazos podrán reducirse de acuerdo con el tipo y proporción del acelerante que se emplee. En todo caso, el tiempo de desencofrado se fijará de acuerdo con las pruebas de resistencia efectuadas en muestras de concreto. Todo encofrado, antes de ser colocado nuevamente, deberá ser limpiado cuidadosamente; éstos no se aceptarán si presentan alabeos o deformaciones.

Método de Medición

Se considerará el área en metros cuadrados (m²) de contacto con el concreto cubierto por los encofrados, medida según los planos aprobados, comprendiendo el metrado así obtenido de las estructuras de sostén y andamiajes que fueran necesarios para el soporte de la estructura.

Base de Pago

Los metrados obtenidos en la forma anteriormente descrita, se pagarán a los precios unitarios establecidos en el Presupuesto. Dichos precios y pagos constituyen compensación completa por materiales, mano de obra incluyendo leyes sociales, equipos, herramientas y transportes para la fabricación y colocación de los encofrados y andamios y el retiro de los mismos al finalizar los trabajos.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.03.06 Encofrado y Desencofrado en Seco	Metro Cuadrado (m ²)

01.03.07 ACERO DE REFUERZO FY=4200 Kg/cm²

Este trabajo consiste en el suministro, transportes, almacenamiento, corte, doblamiento y colocación del acero de refuerzo y los anclajes de acero corrugado dentro de las diferentes estructuras permanentes de concreto, de acuerdo con los planos del proyecto, esta especificación y las instrucciones del Supervisor.

Materiales

Los materiales que se proporcionen a la obra deberán contar con Certificación de Calidad del Fabricante y de preferencia contar con Certificación ISO 9000.

a) Acero Corrugado fy=4200 Kg/cm² Grado 60 Barras de Refuerzo.

Deberán cumplir con la más apropiada de las siguientes normas, según se establezca en los planos del proyecto: ASTM A-615 o ASTM A-706.

b) Alambre Negro Recocido #8.

Deberán cumplir con las siguientes normas AASHTO, según corresponda: M-32, M-55, M-221 y M-225.

c) Pesos Teóricos de las Barras de Refuerzo.

Para efectos de pago de las barras, se considerarán los pesos unitarios que se indican a continuación:

Barra N ^o	Diámetro Nominal en mm (plg)	Peso Kg/m
2	2.6 (1/4")	0.25
3	9.5 (3/8")	0.56
4	12.7 (1/2")	1.00
5	15.7 (5/8")	1.55
6	19.1 (3/4")	2.24
7	22.2 (7/8")	3.04
8	25.4 (1")	3.97
9	28.7 (1 1/8")	5.06

Equipo

Se requiere equipo idóneo para el corte y doblado del acero de refuerzo. Si se autoriza el empleo de soldadura, el Contratista deberá disponer del equipo apropiado para dicha labor.

Se requieren, además, elementos que permitan asegurar correctamente el refuerzo en su posición, así como herramientas manuales.

Al utilizar el acero de refuerzo, los operarios deben utilizar guantes de protección.

Los equipos idóneos para el corte y doblado de las barras de refuerzo no deberán producir ruidos por encima de los permisibles o que afecten a la tranquilidad del personal de obra y las poblaciones aledañas. El empleo de los equipos deberá contar con la autorización del Supervisor.

Requerimientos de Construcción

a) Transporte y Almacenamiento

El acero de refuerzo deberá ser despachado en atados corrientes debidamente rotulados y marcados; cada envío estará acompañado de los informes de ensayos certificados por la fábrica, los cuales deberán ser entregados al Supervisor antes de ingresar el material a la obra. Deberá almacenarse, por encima del nivel del piso o terreno, sobre plataformas, largueros u otros soportes y deberá ser protegido hasta donde sea posible de daños mecánicos y deterioro superficial.

b) Corte y Doblado

Podrá doblarse en la fábrica o en el sitio. Todos los dobleces deberán efectuarse de acuerdo con lo normalizado y empleando métodos mecánicos aprobados. No se permitirá calentar los aceros para doblarlos. No deberán usarse varillas que hayan sido enderezadas o que contengan dobleces o deformaciones no indicadas en los planos.

Los radios para el doblado y los ganchos se especifican en los planos detallados, de acuerdo con las prácticas normales de diseño y a las normas de la AASHTO. Los diámetros mínimos de doblamiento, medidos en el interior de la barra, con excepción de flejes y estribos, serán los indicados a continuación:

Nº Barra	Diámetro Mínimo
2 a 8	6 diámetros de barra
9 a 11	6 diámetros de barra
14 a 18	6 diámetros de barra

c) Colocación

El acero, para ser colocado en la obra, deberá estar libre de polvo, óxido en escamas, protuberancias, pintura, aceite o cualquier otro material extraño que pueda afectar la adherencia al concreto. Las varillas deberán ser colocadas de acuerdo con las indicaciones de los planos y deberán estar aseguradas firmemente en las posiciones señaladas, de manera que no sufran desplazamientos durante la colocación y fraguado del concreto. La posición del refuerzo dentro de los encofrados deberá ser mantenida por medio de tirantes, bloques, silletas de metal, espaciadores o cualquier otro soporte aprobado.

Los recubrimientos libres indicados en los planos deberán ser obtenidos únicamente por medio de separadores de mortero. Los bloques deberán ser de mortero, con calidad, forma y dimensiones aprobadas. Las silletas de metal, que entren en contacto con la superficie exterior del concreto, deberán ser galvanizadas. No se permitirá el uso de guijarros, fragmentos de piedra o ladrillo quebrantados, tubería de metal o bloques de madera.

d) Amarres y Espaciadores

Todos los refuerzos deberán fijarse en el sitio por medio de amarres y espaciadores metálicos. Estos elementos deberán tener suficiente resistencia para mantener la barra en su sitio durante todas las operaciones de vaciado del concreto y deberán usarse de manera que no queden expuestos a movimientos laterales.

No se aceptarán espaciadores de madera. Las barras deberán de ser atortoladas en todas las intersecciones, excepto cuando el espaciamiento entre ellas es menor de 30cm en cualquier dirección, en tal caso, se fijarán alternadamente.

e) Recubrimiento de los Refuerzos

Los recubrimientos libres de los refuerzos principales deberán estar de acuerdo con la cláusula 808 de la norma ACI 318-95. El recubrimiento de las varillas de refuerzo de repartición y de otras varillas de refuerzo secundario no podrá ser menor de 2.5 cm.

f) Empalmes

Todos los empalmes de las varillas de refuerzo se ajustarán a los acápites aplicables del ACI Standard Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-95), a menos que se indique de otra manera en los planos o se tenga una disposición diferente por parte del Supervisor.

Los extremos traslapados de las varillas deberán estar separados suficientemente para permitir el empotramiento de toda la superficie de cada varilla en el concreto.

Alternativamente, las varillas se colocarán en contacto entre sí y aseguradas firmemente con alambre. No estarán permitidos los empalmes por medio de soldadura, a menos que así lo autorice el Supervisor. Los empalmes con soldadura, cuando estén autorizados, se harán de acuerdo con la norma del ACI antes citada. El supervisor aprobará la armadura colocada previa inspección de la correcta ejecución de los trabajos del alineamiento señalado en los planos.

Método de Medición

La cantidad de acero de refuerzo se medirá por peso en función del valor teórico en kilogramos por metro de longitud de cada tipo de barra. Se medirá el material efectivamente colocado en la obra, de acuerdo con lo mostrado en los planos o como lo ordene el Supervisor. El MÉTODO DE MEDICIÓN incluirá los traslapes necesarios de acuerdo con los planos del proyecto.

Base de Pago

El pago se hará por kilogramo (Kg) de acero cortado, doblado y colocado y aprobado por el Supervisor, al precio unitario del Presupuesto Base.

Dichos pagos constituyen compensación total por el material, la dobladura y colocación de las varillas, las mermas, alambre y soportes empleados en su colocación y sujeción y por toda la mano de obra, incluyendo leyes sociales, herramientas, equipos e imprevistos necesarios para completar el trabajo.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.03.07 Acero de Refuerzo ($F_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$)	Kilogramo (Kg)

01.03.08 TRANSPORTE DE MATERIALES A MAS DE 1000 M

Descripción

Este trabajo consiste en la carga, transporte y descarga en los lugares de destino final, de materiales granulares, excedentes, mezclas asfálticas, roca, derrumbes y otros a diferentes distancias, de acuerdo con estas especificaciones y de conformidad con el Proyecto.

La presente especificación contempla los transportes de material excedente de corte y excavaciones, de escombros, de derrumbes.

Clasificación

El transporte se clasifica según los diferentes tipos de materiales a transportar y su procedencia o destino, en el siguiente detalle:

- a) Granulares provenientes de canteras u otras fuentes para trabajos de mejoramiento de suelos, terraplenes, afirmado, subbase, base, suelo estabilizado, etc.
- b) Excedentes provenientes de excavaciones, cortes, escombros, derrumbes, desbroce y limpieza y otros, a ser colocados en los DME de acuerdo a la Sección 209. Conformación y acomodo de DME del EG-2013 del MTC.
- c) Mezclas asfálticas en general.
- d) Rocas provenientes de canteras u otras fuentes para trabajos de enrocado, pedraplenes, defensas ribereñas, gaviones, etc.

Equipos

Los equipos para la carga, transporte y descarga de materiales, deberán ser los apropiados para garantizar el cumplimiento de lo establecido en el Proyecto y el programa del trabajo, debiendo estar provistos de los elementos necesarios para evitar problemas de seguridad vial, contaminación o cualquier alteración perjudicial del material transportado y su caída sobre las vías empleadas para el transporte.

Todos los equipos para la carga, transporte y descarga de los materiales, deberán cumplir con las disposiciones legales referentes al control de la contaminación ambiental.

Ningún vehículo de los utilizados por el Contratista podrá exceder las dimensiones y las cargas admisibles por eje y totales fijadas en el Reglamento Nacional de Vehículos vigente. En cada vehículo debe indicarse claramente su capacidad máxima.

Para evitar los efectos de dispersión y derrame de los materiales granulares, excedentes, derrumbes y otros, deben de ser humedecidos y cubiertos. La cobertura deberá ser de un material resistente para evitar que se rompa o se rasgue y deberá estar sujeta a las paredes exteriores del contenedor o tolva.

Todos los vehículos deberán tener incorporado a su carrocería, los contenedores o tolvas apropiados, a fin de que la carga depositada en ellos quede contenida en su totalidad en forma tal que se evite el derrame, pérdida del material húmedo durante el transporte.

Esta tolva deberá estar constituida por una estructura continua que en su contorno no contenga roturas, perforaciones, ranuras o espacios, así también, deben estar en buen estado de mantenimiento.

Los equipos de carga y descarga deberán estar provistos de los accesorios necesarios para cumplir adecuadamente tales labores, entre las cuales pueden mencionarse las alarmas acústicas, ópticas y otras.

Aceptación de los Trabajos

El Supervisor medirá el trabajo realizado de acuerdo al material transportado, la ruta establecida y las distancias de origen y destino determinadas de acuerdo al criterio o criterios de cálculo o fórmulas establecidos en el Proyecto o aprobadas por el Supervisor.

Si el Contratista utiliza para el transporte una ruta diferente y más larga que la aprobada, el Supervisor computará la distancia definida previamente.

Método de Medición

La unidad de pago de esta partida será el metro cúbico-kilómetro (m³-km) trasladado, o sea, el volumen en su posición final de colocación, por la distancia de transporte determinada de acuerdo al criterio o criterios de cálculo o fórmulas establecidos en el Proyecto o aprobadas por el Supervisor.

El precio unitario debe incluir los trabajos de carga y descarga.

A continuación, se indican algunos criterios de cálculo del material a transportar:

a) Centro de Gravedad

Se calcula considerando el Centro de Gravedad del material a transportar (determinado en el campo y aprobado por el Supervisor), desde el kilómetro inicial entre las progresivas i-j, descontando la distancia de acarreo libre (120 m), hasta el centro de gravedad correspondiente de la disposición final del material a transportar.

$$T = V_{i-j} \times (c + d)$$

Donde:

T= Transporte a pagar (m³-km)

V_{i-j} = Volumen de "Corte de material granular de la plataforma" en su posición inicial, entre Progresivas i-j, (m³).

c = Distancia (km) desde el centro de gravedad entre progresivas i-j, hasta:

- La salida al DME "Depósito de Materiales Excedentes " (ingreso al acceso).
- O al centro de gravedad del lugar de uso del material en la vía.

d = Distancia (km) desde donde termina la distancia "c", al centro de gravedad del depósito de materiales excedentes al camino de acceso.

Cuando el material es dispuesto sobre el prisma vial el valor de c, es cero (0).

b) Materiales provenientes de Cantera

Se considera el transporte del material desde el Centro de Gravedad de la cantera hasta el Centro de Gravedad del km que requiere el uso del material en su posición final compactado, descontando la distancia libre de transporte (120 m).

$$T = V_{i-j} \times (c + d)$$

Donde:

T= Transporte a pagar (m³-km).

V_{i-j} = Volumen de material en su posición final de colocación entre progresivas i-j, (m³).

c = Es la distancia (km) correspondiente al tramo de acceso desde la carretera hasta la cantera, medida desde el centro de gravedad de la cantera hasta el centro de gravedad de uso del material en la vía entre progresivas i-j.

d = Distancia (km) desde el empalme con la carretera del tramo de acceso a la cantera hasta el centro de gravedad de uso del material en la vía entre las progresivas i-j (km).

Base de Pago

El pago de las cantidades de materiales transportados, determinados en la forma indicada anteriormente, se hará al precio unitario del contrato, incluye la carga, descarga y cualquier otro concepto necesario para la conclusión satisfactoria del trabajo.

El precio unitario no incluye la disposición final en los DME.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.03.08 Transporte de Materiales a más de 1000m	% de Avance

01.04 ESTRUCTURA METÁLICA

0.1.04.01 FABRICACION DE ESTRUCTURA METÁLICA ACERO ASTM A 709

Grado 50

Descripción

Los planos de la estructura metálica que forman parte del Expediente Técnico, constituyen los planos estructurales, donde se indican las dimensiones y la ubicación relativa de los diferentes elementos componentes de la estructura.

Para este trabajo se utilizarán las siguientes especificaciones.

ASSHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS

ANSI/AASHTO/AWS D1.5 BRIDGE WELDING CODE

AASHTO LRFD BRIDGE CONSTRUCTION SPECIFICATIONS

El fabricante de la estructura metálica deberá preparar y presentar a la Supervisión los planos de fabricación en taller con el detalle suficiente, para ser evaluados y aprobados si el caso es conforme a las especificaciones antes mencionadas.

Cualquier trabajo que el Contratista realice antes de que el Supervisor apruebe estos planos de taller, será a su propia cuenta y riesgo.

Los planos de taller de la estructura de acero, deberán mostrar, a pleno detalle, todas las dimensiones y tamaños de las partes componentes de la estructura, así como los detalles de las conexiones entre elementos.

El Contratista deberá entender expresamente que la aprobación por el Supervisor de los planos de fabricación en taller, no lo releva de responsabilidades por el contenido de dichos planos.

El Contratista con intervención del supervisor deberá obtener los certificados de calidad de un laboratorio de reconocido prestigio, que certifique que el material empleado cumple con los requisitos de calidad.

Materiales

Acero

Los elementos estructurales de la superestructura del puente, serán fabricados con planchas de acero estructural ASTM A709 de calidad grado 50 $F_y = 345$ MPa, como se indique en los planos del proyecto.

El Contratista entregará al Supervisor los Certificados de Calidad que certifiquen que el material empleado cumple con los requisitos de calidad.

Todo el material que se emplee en la fabricación de las estructuras, deberá estar limpio y recto. Si es necesario enderezar algunas piezas, esto deberá ser sin usar calor, y solamente por procedimientos mecánicos que no dañen las piezas.

No se aceptará el enderezamiento de dobleces abruptos, tales como los causados por golpes; tales piezas serán rechazadas.

Los electrodos para soldaduras serán AWS E7018 o similares, de acuerdo a las especificaciones de la Norma.

Soldadura

Por tratarse de un puente en el que la estructura principal está formada por tubos y vigas de planchas soldadas, el aspecto de la soldadura es de singular importancia, por lo que deberá ser ejecutada con óptima calidad y de acuerdo a las especificaciones de la norma ANSI/AASHTO/AWS D1.5 Bridge Welding Code.

Electrodos

Los electrodos que serán utilizados en la fabricación de las estructuras de acero son del tipo E7018 y deberán ser adquiridos en envases herméticamente sellados o en caso contrario serán secados por lo menos dos (02) horas en un horno a temperatura entre 450° F a 500° F (230°C ~ 290°C) antes de ser utilizados.

Los electrodos que no sean utilizados en el lapso de cuatro (4) horas después de ser retirados de sus envases herméticamente cerrados, deberán ser secados nuevamente antes de ser utilizados. Los electrodos no podrán ser resecados más de una vez.

Forma de Medición

La partida Fabricación de estructura metálica será medida por Kilogramo (Kg) de peso de la estructura fabricada de acuerdo a las especificaciones, y aprobadas por el supervisor.

Base de Pago

La partida Fabricación en Taller se pagará a su precio unitario. Dicho precio unitario incluirá el suministro de materiales, equipos, herramientas, mano de obra, pruebas de control de calidad de la soldadura y demás imprevistos para la correcta ejecución de la partida. Incluye pruebas de control de calidad de la soldadura y su respectiva certificación.

El Contratista evaluará y tomará en consideración los costos que demande la fabricación de la estructura metálica y los incluirá dentro del precio unitario de su oferta.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.04.01 Fabricación de Estructura Metálica – Acero ASTM A 709 Grado 50	Kg

0.1.04.02 MONTAJE Y LANZAMIENTO DE ESTRUCTURA METÁLICA

Descripción

La partida contiene todos los trabajos necesarios para el montaje y/o lanzamiento de la estructura del puente mixto, de acuerdo a los planos del diseño del fabricante, para que la estructura quede en su posición final, tal como se indica en los planos del proyecto.

Para este trabajo se utilizarán las siguientes especificaciones:

AASHTO LRFD BRIDGE CONSTRUCTION SPECIFICATIONS

Ejecución

a) Plan de Montaje

El Contratista, sobre la base del conocimiento previo y obligatorio de las características físicas del cauce, régimen del río y de las áreas circundantes donde se emplazará el puente, definirá y propondrá al “Supervisor” para su aprobación el plan de montaje que considere adecuado para que la estructura metálica pueda emplazarse hasta su posición final tal como se muestra en los planos del proyecto.

b) Trabajos Preliminares

El Contratista deberá acondicionar un área apropiada conforme a lo indicado en la especificación de nivelación de terreno y maniobras preliminares de montaje.

c) Ensamblaje de la estructura metálica

Forma de Medición

La partida Fabricación de estructura metálica será medida por Kilogramo (Kg) de peso de la estructura fabricada de acuerdo a las especificaciones, y aprobadas por el supervisor.

Base de Pago

La partida Montaje y lanzamiento de estructura metálica se pagará por la cantidad medida según el párrafo anterior, y a su precio unitario, pago que constituirá la compensación total por los trabajos de ensamble, memoria de cálculo del montaje, Instalaciones provisionales, materiales, mano de obra, Seguros, Equipos, Herramientas y todo imprevisto necesario para la correcta ejecución de la partida.

Este precio será único e independiente de la época del año en que tenga que realizarse. No se considerará ningún cargo adicional por los niveles que pudieran alcanzar las aguas del río durante los trabajos de Montaje.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.04.02 Montaje y Lanzamiento de Estructura Metálica	% de Avance

0.1.04.03 ARENADO Y PINTURA DE ESTRUCTURA METALICA

Descripción

Estas especificaciones se refieren al tratamiento de estructuras metálicas con pinturas protectoras de larga vida bajo el sistema de pinturas de “Zinc + Epóxica + Poliuretano” aplicadas en tres (3) capas, sobre la superficie de la estructura metálica.

Para este trabajo se utilizarán las siguientes especificaciones:

STEEL STRUCTURES PAINTING COUNCIL (SSPC) – NATIONAL ASSOCIATION OF CORROSION ENGINEERS (NACE)

Materiales

La primera capa es una pintura de zinc inorgánico, la segunda capa es una pintura Epóxica y la tercera capa es una pintura de poliuretano.

Características Físicas y Químicas de las Pinturas

Las características más importantes de las pinturas son las siguientes.

- Anticorrosivo e Inhibidor de óxido.
- Resistente a la corrosión en ambientes marinos y severos.
- Puede ser aplicado sobre superficies con arenado.
- Excelente retención de color y brillo, típico de uretanos alifáticos.
- Debe ser aplicado con equipo Airless.

Descripción de la Composición de cada Capa

- Primera Capa

La pintura es un zinc inorgánico bicomponente, y actuará reaccionando con la humedad del aire. Esta pintura es un anticorrosivo con alto contenido de Zinc, será de 80% en películas seca como mínimo.

- Segunda Capa

La pintura es epóxica bicomponente, de 85% de sólidos en volumen como mínimo.

- Tercera capa

Pintura Bicomponente: La pintura es un poliuretano acrílico – alifático bicomponente, con gran retención de color y brillo, con excelentes propiedades de resistencia a la radiación UV, resistencia a la abrasión, corrosión y agentes químicos, de 70% de sólidos en volumen como mínimo.

Todas las superficies de acero estructural que deban ser pintadas se limpiarán a presión. Las superficies de acero destinadas a la pintura se deberán preparar según se describe en las especificaciones de “Steel Structures Painting Council (SSPC)”. La pintura no se deberá aplicar en condiciones de niebla o bruma, o cuando llueva o nieve, o cuando la humedad relativa supere los límites establecidos para el producto.

En la medida de lo posible, se deberá realizar lo siguiente para la aplicación de la pintura.

- Arenado al metal blanco tipo SSPC-SP5. Alternativamente podrá utilizarse el Arenado con Granallado. La limpieza deberá dejar todas las superficies con una textura de adherencia y uniforme no inferior a 0.025 y 0.038 milímetros (1 y 1 ½ milésimas de pulgada).
- Una vez terminado el arenado se procederá al pintado el mismo día en que se realizó la limpieza. Si las superficies tratadas se oxidan o están contaminadas con materias extrañas antes de realizar la pintura, se deberán volver a limpiar bajo responsabilidad del Contratista.
- Para el proceso de pintura se utilizarán sistemas Airless. El Contratista deberá previamente verificar que el equipo se encuentre totalmente operativo y eficiente (mangueras, bombas, boquillas). Solamente se podrá utilizar brocha o rodillo para el pintado de retoques, repasos y resanes.
- Previa limpieza final con aire, se inicia con la aplicación de la primera capa de pintura bicomponente de un espesor de la película protectora seca igual a 3.0 mils. La aplicación deberá hacerse con equipo aprobado por el Supervisor.
- Para cada elemento que recibió la primera capa y dentro de las 24 horas posteriores como mínimo, se aplicará la segunda capa de pintura bicomponente de un espesor de la película protectora seca igual a 6.0 mils.

- Para cada elemento que recibió la segunda capa y dentro de las 10 horas posteriores, se aplicará la tercera capa de pintura superficial bicomponente con un espesor de la película protectora seca igual a 3.0 mils.
- Posteriormente a la colocación de cada capa de pintura, el Contratista deberá controlar y verificar conjuntamente con el Supervisor el espesor de pintura colocado con instrumentos adecuados (calibrador de espesores).

Además de lo indicado anteriormente, todas las pinturas se deberán aplicar de acuerdo con las especificaciones e instrucciones del proveedor de pintura, el cual deberá coordinar y asesorar al Contratista antes y durante los procesos de limpieza y pintado. Antes de su adquisición el Contratista exigirá al proveedor de la pintura, un certificado de calidad que garantice una duración de 8 años después de su aplicación a la estructura metálica. A su vez el Contratista presentará este certificado al Supervisor para su aprobación.

Forma de Medición

La pintura para la estructura metálica será medida en Toneladas (Ton) de estructura pintada, según lo indicado en el punto anterior.

Base de Pago

La cantidad de kilogramos de estructura metálica pintada se pagará al precio unitario del contrato y este precio y pago constituirá compensación total por todos los materiales, herramientas, equipos, mano de obra, e imprevistos necesarios para la correcta y completa ejecución de los trabajos de acuerdo a lo especificado.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.04.03 Arenado y Pintura de Estructura Metálica	% de Avance

0.1.04.04 TRANSPORTE DE ESTRUCTURA METÁLICA

Descripción

Esta partida comprende el transporte de la estructura metálica del puente fabricado desde Lima hacia la obra, utilizando para ello transporte de carga estándar. La estructura metálica deberá estar convenientemente embalada y clasificada.

Deberá contarse con un seguro de transporte expedido por una compañía de seguros reconocida por la Superintendencia de Banca y Seguros por un monto equivalente al costo total de la estructura metálica contra todo riesgo y su respectivo equipo.

Las partes de la estructura metálica serán embaladas de tal manera que se acomoden a la plataforma del transporte de tal modo que no se produzcan volados, cuñas, apoyos forzados, etc. que sometan a la estructura a esfuerzos que deterioren parte o todos los elementos. Asimismo, el transporte con su carga ya acomodada no deberá exceder el peso ni longitudes máximas de los puentes ubicados en su ruta. Para evitar ello, se deberá realizar un estudio de las cargas distribuidas sobre los puntos de apoyo del transporte y su transmisión a la superficie de rodadura para lograr determinar una distribución uniforme del peso sobre cada uno de los ejes de la plataforma y de esta manera minimizar la posibilidad de exceder la tolerancia de peso cuando se circule por un puente.

Almacenamiento en Obra

Se deberá preparar un terreno cercado designándose un área de depósito y un área libre para el acarreo y maniobras. Los elementos menores se depositarán en recintos cerrados y seguros. Los elementos de la estructura de acero deberán almacenarse sobre rodamientos en el terreno o tacos de madera que lo liberen de estar en contacto con el suelo y deberán ser mantenidos limpios y secos.

Forma de Medición

La partida Transporte de estructura metálica de Obra a Lima se medirá en Kilogramos (Kg).

Base de Pago

Se pagará según el precio del contrato. El pago constituye compensación total por toda mano de obra, beneficios sociales, equipos, herramientas, materiales e imprevistos necesarios para completar la partida a entera satisfacción del Supervisor.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.04.04 Transporte de Estructura Metálica	% de Avance

0.1.04.05 PERNOS ASTM A 325 DE 1/2 plg

Descripción

Esta partida consiste en el suministro e instalación de pernos de alta resistencia que servirán para ensamblar la estructura metálica del puente. Los pernos serán de los diámetros indicados en los planos del proyecto.

Materiales

Los pernos de alta resistencia para las conexiones cumplirán los requisitos siguientes:

- ASTM A490 TIPO I, $F_y=830$ MPa. Superficie de corte Clase B.

Forma de Medición

La instalación de pernos de alta resistencia se medirá de acuerdo a las unidades (Und) colocadas, previamente aprobadas por el Supervisor.

Base de Pago

La cantidad de pernos colocados se pagará al precio unitario del contrato y este precio y pago constituirá compensación total por todos los materiales, herramientas, equipos, mano de obra, e imprevistos necesarios para la correcta y completa ejecución de los trabajos de acuerdo a lo especificado.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.04.05 Pernos ASTM A 409 de 19 mm	% de Avance

0.1.04.06 CONECTORES DE CORTE A 108 3/4 plg

Descripción

Esta partida consiste en el suministro e instalación conectores tipo vástago que servirán para ensamblar la estructura metálica del puente con la losa de concreto. Los conectores serán de las dimensiones indicadas en los planos del proyecto.

Forma de Medición

La instalación de conectores tipo vástago se medirá de acuerdo a las unidades (Und) colocadas, previamente aprobadas por el Supervisor.

Base de Pago

La cantidad de conectores colocados se pagará al precio unitario del contrato y este precio y pago constituirá compensación total por todos los materiales, herramientas, equipos, mano de obra, e imprevistos necesarios para la correcta y completa ejecución de los trabajos de acuerdo a lo especificado.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.04.06 Conectores Tipo Vástago 3/4" x 3"	% de Avance

01.05 TABLERO DE CONCRETO ARMADO

01.05.01 CONCRETO F'c 280 kg/cm²

01.05.02 CONCRETO F'c 175 kg/cm²

Ver especificación técnica indicada en la siguiente partida:

01.03.05 CONCRETO (F'c 280 KG/CM²) - ESTRIBOS

01.05.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARA VISTA

Ver especificación técnica indicada en la siguiente partida:

01.03.06 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN SECO

01.05.04 ACERO DE REFUERZO Fy = 4200 kg/cm²

Ver especificación técnica indicada en la siguiente partida:

01.03.07 ACERO DE REFUERZO Fy = 4200 kg/cm²

01.06 SUPERFICIE DE DESGASTE

01.06.01 RIEGO DE LIGA

Descripción

En esta especificación se establecen los requisitos para la aplicación de material asfáltico sobre una superficie bituminosa o una de concreto de Cemento Portland, previa a la extensión de otra capa bituminosa. El riego de liga debe ser muy delgado y debe cubrir uniformemente el área a ser pavimentada.

Materiales

Los materiales asfálticos que se pueden utilizar para la aplicación del Riego de Liga son.

a) Cemento Asfáltico

El cemento asfáltico a emplear en los riegos de liga y en las mezclas asfálticas elaboradas en caliente será clasificado por viscosidad absoluta y por penetración. Su empleo será según las características climáticas de la región, la correspondiente carta viscosidad del cemento asfáltico.

b) Emulsión Asfáltica

De acuerdo con la aplicación y según lo establezca la respectiva especificación, se utilizarán emulsiones catiónicas de rotura rápida, media o lenta.

Las emulsiones catiónicas podrán ser modificadas mediante polímeros, en tal caso las Especificaciones de Calidad, dosificación y dispersión del producto deberán tener la aprobación del Supervisor.

Con suficiente anticipación al comienzo de los trabajos de Riego de Liga. El Contratista debe someter a la aprobación de la Supervisión muestras del material asfáltico del tipo seleccionado. No se deben iniciar dichos trabajos sin previa aprobación, por escrito, de dicho material por la Supervisión.

De acuerdo al tipo de material asfáltico seleccionado, se debe determinar la cantidad de litros de material asfáltico que se debe aplicar por metro cuadrado de base, a menos que esa información estuviese indicada en los planos. El siguiente cuadro sirve como guía para determinar la cantidad a aplicar.

Material Asfáltico	Tipo	Cantidad
Cemento Asfáltico	40/50; 60/70; 80/100 o 120/150	0.1 – 0.4
Emulsión diluida con agua en partes iguales	CRS-1 o CRS-2	0.2 – 0.7

Equipo

El equipo para la colocación del riego de liga, debe incluir una barredora giratoria u otro tipo de barredora mecánica, un ventilador de aire mecánico (aire o presión) una unidad calentadora para el material bituminoso y un distribuidor a presión.

- a) Las escobillas barredoras giratorias deben ser construidas de tal manera, que permitan que las revoluciones de la escobilla sean reguladas con relación al progreso de la operación, deben permitir el ajuste y mantenimiento de la escobilla

con relación al barrido de la superficie y debe tener elementos tales que sean suficientemente rígidos para limpiar la superficie sin cortarla.

- b)** El ventilador mecánico debe estar montado en llantas neumáticas, debe ser ajustable de manera que limpie sin llegar a cortar la superficie y debe ser construido de tal manera que sople el polvo del centro de la carretera hacia el lado de afuera.
- c)** El equipo calentador del material bituminoso debe ser de capacidad adecuada como para calentar el material en forma apropiada por medio de la circulación de vapor de agua o aceite a través de serpentines en un tanque o haciendo circular dicho material bituminoso a través de un sistema de serpentines o cañerías encerradas dentro de un recinto de calefacción. La unidad de calefacción, debe ser construida de tal manera que evite el contacto directo entre las llaves del quemador y la superficie de los serpentines, cañería o recinto de calefacción, a través de los cuales el material bituminoso circula y deberá ser operado de tal manera que no dañe dicho material bituminoso.
- d)** Los distribuidores a presión usados para aplicar el material bituminoso, lo mismo que los tanques del almacenamiento, deben estar montados en camiones o trailers en buen estado, equipados con llantas neumáticas, diseñadas de tal manera que no dejen huellas o dañen de cualquier manera la superficie del camino. Los camiones o trailers deberán tener suficiente potencia como para mantener la velocidad deseada durante la operación. El tacómetro (velocímetro) que registra la velocidad del camión, debe ser una unidad completamente separada, instalada en el camión con una escala graduada de tamaño grande y por unidades de tal manera que la velocidad del camión pueda ser determinada dentro de los límites de aproximación de tres metros por minuto. Las escalas deben estar localizadas de tal manera que sean leídas con facilidad por el operador del distribuidor en todo momento.

Se deberá instalar un tacómetro en el eje de la bomba del sistema distribuidor y la escala deber ser calibrada de manera que muestre las revoluciones por minuto y debe ser instalada en forma de que sea fácilmente leída por el operador en todo tiempo.

Los conductos esparcidores deben ser construidos de manera que se pueda variar su longitud en incrementos de 30 cm. ó menos para longitudes hasta de 6 m., deben también permitir el ajuste vertical de las boquillas hasta la altura deseada sobre la superficie del camino y de conformidad con el bombeo de la misma, deben permitir movimiento lateral del conjunto del conducto esparcidor durante la operación.

El conducto esparcidor y las boquillas, deben ser construidas de tal manera que se evite la obstrucción de las boquillas durante operaciones intermitentes y deben estar provistas de un cierre inmediato que corte la distribución del asfalto cuando éste cese, evitando así que gotee desde el conducto esparcidor.

El sistema de la bomba de distribución y la unidad matriz deben tener una capacidad de no menos de 250 galones por minuto, deberán estar equipados con un conducto de desvío hacia el tanque de suministro y deben ser capaces de distribuir un flujo uniforme y constante de material bituminoso a través de las boquillas y suficiente presión que asegure una aplicación uniforme.

La totalidad del distribuidor debe ser de construcción tal y operada de tal manera que asegure la distribución del material bituminoso, con una precisión de 0.02 galones por metro cuadrado dentro de un rango de cantidades de distribución desde 0.04 a 2.4 por metro cuadrado.

Requisitos de Clima

No se permitirán riegos de liga cuando la temperatura ambiental a la sombra y de la superficie sean inferiores a cinco grados Celsius (5°C) o haya lluvia o apariencia que pueda ocurrir.

Preparación de la Superficie

Antes de la aplicación del riego de liga, todo material suelto o extraño, debe ser retirado por medio de una barredora mecánica y/o soplador mecánico, según sea necesario. Las concentraciones de material fino, deben ser removidas por medio de la cuchilla niveladora o una ligera escarificación por medio de la escarificada. Cuando lo ordene el Ingeniero, la superficie preparada, debe ser ligeramente humedecida por medio de rociado inmediatamente antes de la aplicación del material bituminoso.

Aplicación del Riego de Liga

El material bituminoso del riego de liga, debe ser aplicado sobre la superficie completamente limpia, por un distribuidor a presión que cumpla con los requisitos indicados anteriormente. El material debe ser aplicado.

Uniformemente a la temperatura y a la velocidad de régimen especificado por el Ingeniero. En general, el régimen debe ser entre 0.06 y 0.19 galones por metro cuadrado, dependiendo del estado de la superficie antigua, cualquier exceso de asfalto deber ser eliminado.

No se requerirá del Riego de Liga, en el caso de mezclas asfálticas, colocado a lo sumo dos días antes de la colocación de otra mezcla asfáltica.

La temperatura de aplicación corresponderá a aquella en la que el análisis posea una viscosidad comprendida entre 25 y 100 SSP. Al aplicar el riego de liga, el distribuidor debe ser conducido a lo largo de un filo marcado para mantener una línea recta de aplicación. Algún área que no reciba el tratamiento, debe ser inmediatamente imprimada usando una manguera de esparcidor conectada al distribuidor.

Si las condiciones de tráfico lo permiten, en opinión del Ingeniero, la aplicación debe ser hecha sólo en la mitad del ancho de la base por operación. Debe tenerse cuidado de distribuir la cantidad correcta de material bituminoso a lo largo de la junta longitudinal resultante, inmediatamente después de la aplicación del riego de liga, ésta debe ser protegida por avisos y barricadas que impidan el tránsito durante el período de curación.

Protección de las Estructuras Adyacentes

La superficie de todas las estructuras y árboles adyacentes al área sujeta a tratamiento, deben ser protegidas de tal manera que se eviten salpicaduras o manchas. En caso, de que esas salpicaduras o manchas ocurran, EL CONTRATISTA deberá por cuenta propia retirar el material y reparar todo daño ocasionado.

Forma de Medición

El área a pagarse será por la cantidad de metros cuadrados (m²) aplicado el riego de liga de acuerdo con las especificaciones señaladas y aceptadas por el Ingeniero Supervisor.

Base de Pago

Las cantidades determinadas conforme a lo indicado anteriormente, se pagarán al precio unitario del presupuesto por metro cuadrado (m²) y dicho precio y pago constituirá compensación total por todo el trabajo especificado en esta sección, mano de obra, herramienta, equipo e imprevistos necesarios para completar el trabajo.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.06.01 Riego de Liga	Metro Cuadrado (m2)

01.06.02 PAVIMENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO EN CALIENTE (MAC)

E=5 CM

Descripción

Este trabajo consistirá en una capa de concreto asfáltico construida sobre la losa de concreto previamente aplicado el riego de liga, de acuerdo con las presentes especificaciones y de conformidad con los alineamientos, acotaciones y el perfil tipo de obra, indicados en los planos. Esta partida puede efectuarse en forma manual dependiendo del volumen de carpeta asfáltica a colocar.

Materiales

a) Composición General de las Mezclas.

Las mezclas bituminosas se compondrán básicamente de agregados minerales gruesos, finos y cut back RC-2 proporcionados en peso. La gradación de cada uno de los componentes producirá una mezcla conforme a los límites indicados en la siguiente tabla.

Malla	Agregado Combinado % en Peso Que Pasa
1"	100 – 100
¾"	75 – 90
½"	75 – 90
Nº 4	50 – 70
Nº 10	35 – 50
Nº 40	20 – 30
Nº 200	3

El espesor de carpeta es de 2". El Ingeniero Inspector aprobará la mezcla sujeta a las siguientes condiciones.

- a. Estará entre los límites del tipo especificado.
- b. La graduación de la mezcla se aproximará lo más posible al término medio del porcentaje que pase cada tamaño del tamiz del tipo de mezcla seleccionada.
- c. La mezcla al ser compactada por métodos de laboratorio tendrá una densidad calculada de una mezcla sin vacíos, compuesta de materiales similares en iguales proporciones.

El Contratista presentará por escrito una fórmula de pago en la que se incluyan porcentajes de agregados gruesos, finos y cut-back.

Cualquier cambio de fuente de aprovisionamiento de materiales deberá ser aprobado por el Ingeniero Inspector, previa presentación de la nueva fórmula de trabajo.

b) Agregados Minerales Gruesos

La proporción de los agregados, retenida en la malla N°10, se designará agregado grueso y se compondrá de piedras o gravas trituradas y limpias de calidad uniforme. Sólo se podrá emplear un tipo único de agregados gruesos, excepto en el caso en que el Ingeniero Inspector autorice por escrito algún cambio.

La piedra grava triturada, se compondrá de material limpio, compacto y durable carente de suciedad u otros materiales inconvenientes y deberá tener un porcentaje de desgaste no mayor de 40% a 500 revoluciones, al ser ensayadas por el método AASHTO T-96.

La piedra y gravas trituradas, al ser sometidas a cinco ensayos alternativos de resistencia, mediante sulfato de sodio, empleando el método AASHTO T104, no podrán tener una pérdida de peso mayor de un 12%.

Cuando se utilice grava triturada, no menos de un 50% en peso de las partículas de las mismas, retenidas por el tamiz N°4 deberá tener por lo menos una cara fracturada. No se aceptará partículas chatas o alargadas.

El material deberá carecer de terrones de arcilla y partículas adheridas de arcilla u otras materias que podrían impedir una impregnación total con el producto bituminoso. Al ser aprobado por el método tentativo de ensayo de Revestimiento y Desprendimiento en

Mezclas de Agregado Bitumen (A.S.T.M.D 1664-66T) deberá tener un porcentaje retenido mayor a 95%. En caso contrario deberá usarse algún aditivo aprobado por el Ingeniero.

c) Agregados Minerales Finos

La porción de los agregados que pasan la malla N°10, se designará agregados finos y se compondrá de arena natural o tamizados de piedra o de una combinación de los mismos.

Los agregados finos serán limpios, compactados de superficie rugosas y angulares, carentes de terrones de arcilla u otras sustancias inconvenientes. Los tamizados de piedra deberán producirse de material pétreo que llenen las exigencias para agregados minerales gruesos, establecidas anteriormente. Al ser probado según AASTHO T-1004 (Durabilidad con sulfato de Sodio), la pérdida deberá ser menor a 15%.

d) Asfalto Cut-Back.

El asfalto Cut-Back RC-2 no debe contener agua y reunirá los requisitos de las especificaciones de PETROPERU.

La composición general de la mezcla estará compuesta de agregados minerales gruesos, filler mineral y material bituminoso, de acuerdo a un diseño que El Contratista presente a la Supervisión para su aprobación.

El material bituminoso deberá ser uno de los dos tipos siguientes.

- Asfalto de tipo Cut-Back, grado MC-30, MC-70, de acuerdo a los requisitos de las Especificaciones Standard para asfalto tipo cut-back (tipo curado medio) designación M-82 de AASHTO o ASTM D-2027.
- Asfalto de tipo Cut-Back de curado rápido RC-70, RC-250, de acuerdo a los requisitos de AASHTO M-81 o ASTM D-2028.

Fuentes de Provisión o Canteras

Se deberá obtener del Ingeniero Inspector, la aprobación de las fuentes el origen de los agregados y del relleno mineral, antes de proceder a la entrega de dichos materiales. Las muestras de cada uno de éstos se remitirán en la forma que se ordene.

Construcción

Los métodos de construcción deberán estar de acuerdo con las exigencias fijadas por los siguientes artículos.

a) Secado de Agregado Mineral

Todo agregado mineral antes de ser mezclado con asfalto debe estar lo suficientemente seco para permitir la adhesión del asfalto a su superficie. En general los agregados no deben contener más de 1.5% de humedad.

b) Precauciones Para el Calentamiento

Se debe hacer énfasis al hecho que el asfalto es muy inflamable, por lo que se debe tomar cuidado extremo para evitar que las mallas entre en contacto con el asfalto cut-back o con sus gases.

c) Colocación

Las mezclas serán transportadas en camiones cerrados y limpios de toda sustancia extraña. Se colocarán únicamente cuando la base a tratar se encuentre seca y en condiciones satisfactorias, en un espesor tal, que, al recibir la compactación final, se obtenga el espesor requerido. Podrá utilizarse equipos manuales si el área a asfaltar es pequeña.

La mezcla será distribuida con una pavimentadora autopropulsada. Inmediatamente después que la mezcla haya sido repartida y emparejada, la superficie será verificada, nivelando todas las irregularidades comprobadas en la misma y compactada intensa y uniformemente. El trabajo inicial de compactación será efectuado con un rodillo en tándem o a tres ruedas que trabaje, siguiendo al distribuidor del material y cuyo peso será tal que no produzca hundimiento o desplazamiento de la mezcla.

Inmediatamente después del cilindrado inicial, la mezcla será compactada íntegramente mediante el uso de un rodillo neumático autopropulsado. Las pasadas finales de compactación se harán con una aplanadora tándem de un peso de por lo menos 10 toneladas, de dos o tres ejes.

Las operaciones de compactación comenzarán por los costados y progresarán gradualmente hacia el centro. Dicho proceso se hará cubriendo uniformemente cada huella anterior de la pasada del rodillo hasta la superficie han quedado compactada. Las distintas pasadas del rodillo terminarán en puntos de parada distantes 3 pies por lo menos de los puntos de parada anteriores.

En las juntas se tomarán las medidas necesarias para que exista una adecuada ligazón con la nueva superficie en todo el espesor de la capa.

No se colocará sobre cualquier material previamente compactado, a menos que el borde sea vertical o haya sido cortado formando una cara vertical.

La carpeta asfáltica debe ser colocada, a la temperatura aprobada por el Supervisor y esparcida uniformemente sobre la losa de concreto. Dado la ubicación de la obra, se permitirá una colocación con regla metálica accionada manualmente, en lugar del equipo esparcido mecánico usado normalmente. Deberá organizarse debidamente la colocación a fin de lograrla antes del endurecimiento de la mezcla por enfriamiento.

d) Requisitos de Espesor y Peso

Cuando los planos y las especificaciones indiquen el espesor de una carpeta asfáltica, la obra terminada no podrá variar del espesor indicado en más de $\frac{1}{4}$ ". Se harán mediciones del espesor en suficiente número antes y después de compactar, a fin de establecer la rotación de los espesores.

Cuando los planos y las especificaciones especiales lo exijan, la colocación del material para carpeta asfáltica, medida en peso por m³., no podrá variar en más de un 10% del régimen fijado.

e) Control de Acabado

La superficie del pavimento será verificada mediante una plantilla de coronamiento que tenga la forma de perfil tipo de obra y mediante una regla de 3 m. de longitud, aplicados en ángulos rectos y paralelamente, respecto del eje de la calzada. La variación de la superficie entre dos contactos de la planilla o de la regla, no podrá exceder de $\frac{1}{8}$ ".

Los ensayos para comprobar la coincidencia con el coronamiento y la pendiente especificada, se hará inmediatamente después de la compactación inicial, y las variaciones establecidas serán corregidas por medio de la adición o remoción del material, según fuese el caso.

Después de ello, la compactación continuará en la forma especificada. Finalizada la compactación, la fisura de la superficie terminada será controlada nuevamente, y se procederá a eliminar toda irregularidad comprobada en la misma que exceda de los límites arriba indicados.

f) Rectificación de los Bordes

Los bordes del pavimento serán rectilíneos y coincidentes con el trazado. Todo exceso de material será recortado después de la compactación final y depositado por El Contratista fuera del derecho de vía y lejos de la vista, debiendo ser eliminado.

Forma de Medición

Se medirá por metro cuadrado (m²) de carpeta asfáltica de e=2” de espesor correctamente colocada a satisfacción del Ingeniero Supervisor.

Base de Pago

Las cantidades determinadas a lo indicado anteriormente, se pagará al precio unitario del Presupuesto metro cuadrado (m²) de superficie de carpeta asfáltica, según lo indicado en los planos, y dicho precio constituirá compensación completa por el suministro de material, considerando el equipo, mano de obra, herramientas e imprevistos necesarios para completar la Partida.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.06.02 Pavimento de Concreto Asfáltico en Caliente (MAC) e=5 cm	Metro Cuadrado (m ²)

01.07 VARIOS

01.07.01 PINTURA BITUMINOSA

Descripción

Se incluye en este artículo la impermeabilización de las siguientes partes de la obra: Todos los trasdoses de muros, estribos, aletas y en general, todos las caras verticales y horizontales en contacto con el terreno.

Materiales

Para la impermeabilización se empleará una pintura bituminosa que tenga garantizada su utilidad, y que obtenga la aprobación previa del Supervisor, pudiéndose utilizar un imprimante asfáltico de alto poder adhesivo; después del secado de este producto se aplicará una pintura asfáltica que contenga productos adhesivos y plastificantes que no sean emulsión ni contengan alquitranes.

Requerimientos de Construcción

Limpiar con cepillo u otras herramientas adicionales la superficie a proteger de modo de obtener una superficie limpia de grasas, polvo u otros materiales extraños dejándola limpia y seca.

La pintura se aplicará con brocha o rodillo, en dos capas de no menos de cuatro décimas de milímetro de espesor (0,4 mm), cada una. Se evitará su aplicación cuando la temperatura ambiente sea inferior a cinco (5) grados centígrados. El intervalo entre la aplicación de cada capa dependerá de la temperatura ambiente, con un mínimo de dos días. De acuerdo con las recomendaciones del fabricante, puede ser necesaria la aplicación de una capa de imprimación, utilizando el mismo producto diluido en agua.

Deberá utilizarse protección contra la lluvia durante las cuarenta y ocho (48) horas siguientes al extendido final.

Forma de Medición

La medida para el pago será la cantidad de metros cuadrados (m²) correspondientes al área de la superficie debidamente pintada y aceptada por el Ingeniero Supervisor.

Bases de Pago

La cantidad de metros cuadrados pintados se pagará al precio unitario de la partida del contrato y este precio y pago constituirá compensación total por todos los materiales, herramientas, equipos y completa ejecución de los trabajos de acuerdo a lo especificado.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.07.01 Pintura Bituminosa	Metro Cuadrado (m ²)

01.07.02 GEOCOMPUESTO DE DRENAJE

Descripción

Esta partida comprenderá la provisión del material y la ejecución de todos los trabajos necesarios para la colocación geocompuestos para pantallas drenantes para lograr el drenaje de la parte trasera de los estribos y en las estructuras en que el Supervisor ordene su utilización.

Estos trabajos se ejecutarán de acuerdo a lo indicado en los planos, en las especificaciones y a lo que ordene el Supervisor.

Materiales

El geocompuesto deberá ser liviano y flexible. Este producto estará formado por asociación de tres geosintéticos. Los geosintéticos que conforman el geocompuesto de drenaje se describen a continuación.

a) Núcleo Drenante

El núcleo drenante deberá ser formado por una geomanta tridimensional, fabricada con filamentos gruesos de polipropileno entrelazados, formando una estructura tridimensional que posee 90% de vacíos.

b) Filtro

El filtro será un geotextil no tejido de fibras sintéticas de poliéster, el cual estará termo soldada a los hilos de la geomanta, en los puntos en contacto directo con este.

c) Lámina Impermeable

Una de las caras está compuesta por un Laminado de Polipropileno, capaz estar en contacto directo con mortero o concreto fresco.

Forma de Medición

Los geocompuestos se medirán por metro cuadrado (m²) colocado y aceptado por la Supervisión; de acuerdo a las medidas indicadas en los planos y lo señalado en la presente especificación.

Bases de Pago

La cantidad determinada según el método de medición será pagada al precio unitario del contrato establecida para esta partida. Dicho precio y pago constituirán compensación total por el costo de los materiales, equipo, mano de obra, herramientas e imprevistos necesarios para completar la partida.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.07.02 Geocompuesto de Drenaje	Metro Cuadrado (m ²)

01.07.03 BARANDA METÁLICA

Descripción

Bajo esta partida, el Contratista deberá efectuar convenientemente la construcción de postes de acero y pasamanos de tubos de fierro, y que es parte integrante de la

superestructura del puente, en conformidad con la ubicación y detalles indicados en los planos.

Materiales

Los perfiles y planchas serán con acero de calidad ASTM A36 y se utilizarán electrodos AWS E6018. El acabado será con pintura anticorrosiva epóxica y dos manos de pintura esmalte epóxica.

Ejecución

En general la fabricación de las barandas deberá cumplir con las especificaciones de fabricación de estructuras metálicas.

Las barandas de los puentes deben ser construidas de acuerdo con las trazas y rasantes indicadas en los planos y no deberá reflejar ningún desnivel en la estructura. Todos los postes de la baranda deben ser verticales.

Previo al proceso de pintado deberá someterse a las barandas a un proceso de limpieza mediante arenado comercial.

Las barandas serán colocadas y pintadas, teniendo el cuidado de pintar con una base de wash primer toda superficie galvanizada para su acabado final. Para el caso de los postes de acero estructural, se le aplicará pintura zinc Rich Inorgánico, cuidando en todo momento que área de la soldadura entre tubos y postes esté perfectamente acabada. En todas sus etapas de pintado se debe contar con la aprobación de la Supervisión, quien evaluará el material a ser usado, así como de la aprobación del acabado del mismo a la culminación de su instalación. Esto no elimina la responsabilidad del contratista sobre estos trabajos siendo de su completa responsabilidad la culminación y entrega de los mismos en las condiciones que aquí se detallan.

Los postes se fijarán en unos parapetos o muros mediante pernos de anclaje de 5/8" y fijándolos luego con las tuercas, para lo cual el contratista deberá suministrar la plancha de acero inferior (debidamente pintada) mostrada en el plano de detalle de la baranda.

Forma de Medición

La medición de las barandas del puente deberá efectuarse por metro lineal, en la ubicación, medidas, alineamientos, limpieza y revestimiento de pintura, según lo mostrado en los planos.

Bases de Pago

Las cantidades medidas en la forma descrita, se pagarán por metro lineal al precio unitario del contrato; dicho pago incluirá la adquisición de las planchas de acero, tubos galvanizados, habilitación, soldadura, colocación y pintura, además de los imprevistos necesarios para la correcta ejecución de los trabajos.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.07.03 Baranda Metálica	Metro Lineal (ml)

01.07.04 ACABADO DE VEREDAS

Descripción

Consiste en darle el acabado final a la superficie de las veredas, se realizará con herramientas manuales a cargo de personal calificado.

Método de Construcción

El proceso de acabado de superficie de veredas, se realizará con plancha metálica y consiste en pasar las veces que sea necesario la plancha sobre la superficie previamente reglada de concreto y darle el acabado que se requiere.

Forma de Medición

La unidad de medida es el metro cuadrado (m²).

Bases de Pago

La forma de pago respectiva incluirá la verificación de la rugosidad indicada en el método de construcción.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.07.04 Acabado de Veredas	Metro Cuadrado (m ²)

01.07.05 TUBERÍA PVC DIAM 3” – DRENAJE

01.07.06 TUBO DREN PVC DIAM 6”

Descripción

Comprende la colocación de tubos de PVC de diámetros 3”, 6” y 8” en el drenaje de los estribos y losa para evacuación de aguas de lluvia.

Materiales

Los tubos de drenaje serán de PVC de diámetros 3", 6" y 8" y estarán ubicados en el fondo del material filtrante existente. Estos tubos tendrán como función el drenaje de aguas provenientes de lluvias para lo cual deberán ser perforados.

Ejecución

El Contratista deberá ejecutar este trabajo en los estribos y losa de puente. La colocación de los tubos de drenaje en su posición final deberá estar conforme a la indicada en los planos.

Forma de Medición

La unidad de medida para la ejecución de la presente partida será por metro lineal (ml) de tubos de drenaje efectivamente colocados y bajo la conformidad de la Supervisión.

Bases de Pago

La ejecución de la presente partida será pagada al precio unitario del contrato, dicho pago será compensación total por el suministro de materiales, mano de obra, equipos y herramientas necesarios para la correcta ejecución de la partida.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.07.05 Tubería de PVC DIAM 3" – Drenaje	Metro Lineal (ml)
01.07.06 Tubería de PVC DIAM 6"	Metro Lineal (ml)

01.07.08 JUNTAS DE DILATACIÓN EN EL TABLERO DEL PUENTE

Descripción:

Comprende los trabajos de colocación de una junta de dilatación entre la superestructura y la losa de aproximación.

Método de Construcción:

Se ejecutará colocando un ángulo metálico de 3"x3"x5/16" A-36 y para los elementos de anclaje fierro de Ø ½" espaciados a 30cm, según detalle del plano.

Se colocará en la cajuela entre la cara de las vigas y losa y la cajuela de los estribos con la losa de aproximación.

Las losas o tableros están expuestos a severas condiciones de temperatura y humedad que pueden combinarse para producir tensiones excesivas, suficientes para agrietar la losa, fundamentalmente como consecuencia del alabeo producido por las diferencias de

temperatura y humedad entre la cara superior e inferior de la losa, que queda así obligada a levantar su propio peso, de forma que cuando su longitud es excesiva el peso no puede ser soportado por la sección relativamente pequeña. También pueden aparecer grietas como consecuencia de la tracción directa en la losa debida a una contracción más o menos uniforme. La dilatación de la losa puede producir roturas por compresión y levantamiento por pandeo.

Será necesario imprimante para las juntas que están bajo el agua y aquellas con movimientos mayores al 5%.

Forma de Medición

La unidad de medida de la partida de Junta de Dilatación, será la de metro lineal (m), aproximado a la unidad de metro lineal de junta ejecutada según los planos y especificaciones técnicas del proyecto, e instrucciones dadas por la supervisión.

La medición se determinará por la longitud total de junta efectivamente realizada y verificada por la Supervisión de Obra.

Bases de Pago:

El pago se hará al metro lineal (ml) respectivo precio unitario real, por toda obra ejecutada de acuerdo con los planos, especificaciones técnicas del proyecto y aceptada por el Supervisor.

El precio unitario deberá cubrir todos los costos por concepto de actividad de instalación de la junta metálica, y la fabricación, provisión, transporte, almacenamiento del insumo y en general toda actividad necesaria para la ejecución adecuada de esta partida.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.07.08 Juntas de Dilatación en el Tablero del Puente	Metro Lineal (ml)

01.07.09 NEOPRENOS

Descripción

Los apoyos de neopreno o elastómeros, serán hechos de acuerdo a las dimensiones que se muestran en los planos, con las limitaciones que el diseño y éstas especificaciones exigen.

Los apoyos serán preparados en fábrica según las dimensiones indicadas y colocada sobre los estribos, quedando su superficie superior sensiblemente horizontal recibiendo

sobre ellas directamente los elementos principales de la superestructura (vigas de acero de alma llena).

La colocación de éstos mecanismos de apoyo deberá ser ejecutado por personal calificado tal como se muestran en los Planos de Obra, en su posición exacta en cuanto a niveles y alineamientos respecto a los ejes longitudinal y transversal del Puente, considerando la temperatura ambiente y futuros movimientos del Puente.

La fabricación de los apoyos consiste en capas o láminas de acero estructural insertadas en el neopreno; alternando una capa de neopreno con una de acero, la capa inferior y la capa superior serán de neopreno. Las dimensiones en planta de la plancha metálica (láminas) serán de igual dimensión que las dimensiones en planta de las planchas de neopreno, de manera que forma una estructura tipo Sándwich, formando el apoyo un conjunto único. El apoyo de neopreno tendrá un espesor de 45x40 cm, cada apoyo se colocará entre planchas de acero estructural de 5/8" de espesor, estas serán fijadas a los estribos mediante pernos de 1" de diámetro, cuya cantidad depende si se trata de un apoyo fijo o uno móvil.

En los planos se indica el tipo de apoyo a fabricar y colocar.

Material

El material en bruto debe ser de primer uso, y sus componentes serán clasificados por grados a baja temperatura 0, 2, 3, 4, ó 5. Los grados son definidos por los ensayos requeridos por las especificaciones que se muestran más adelante. Los requerimientos de ensayo pueden ser interpolados para durezas intermedias. El material puede tener un módulo de corte alrededor del 15% de lo especificado, si se especifica la dureza, entonces el módulo de corte obtenido en los ensayos, debe estar en los rangos establecidos. Los resultados obtenidos en los ensayos realizados con muestras, es admisible una variación del 10% respecto a lo especificado.

Todos los ensayos de materiales son obtenidos al $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ a menos que el Ingeniero (Inspector de Obra) haga otra indicación. El Módulo de Corte deberá ser obtenido usando los aparatos y procedimientos descritos en la norma ASTM D-4014.

Las láminas de acero utilizadas para refuerzo de los Neoprenos serán fabricados de acuerdo al ASTM A-36, A-570 ó equivalente, a no ser que la Supervisión modifique ó haga otra indicación. Las láminas tendrán un espesor mínimo nominal de 20 gage. Los

huecos en las láminas que sean necesarios hacer, para el caso del apoyo fijo, se fabricarán en planta y de acuerdo a Planos de Obra.

La adherencia permitida en el vulcanizado, entre el Neopreno y las láminas será como mínimo de (40lb/in) 7.2Tn/m, cuyo ensayo se hará de acuerdo a ASTM D-429 Método B.

Forma de Medición

La Medición de esta partida será por unidades (Und.), según su tamaño, colocadas y aceptadas por el Supervisor.

Base de Pago

La cantidad total de unidades serán pagadas al precio unitario por (Und) del Presupuesto para la partida Neoprenos, el costo es de todos los materiales necesarios para la conformación de cada dispositivo de apoyo, la mano de obra y equipo, herramientas, leyes sociales e imprevistos necesarios para la para su confección en taller y su traslado y colocación en obra según lo especificado. El pago se realizará: 80% a la recepción de cada unidad en obra y 20% a su colocación.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
01.07.09 Neoprenos	Unidad (Und)

02.00 ACCESOS

02.01 MOVIMIENTO DE TIERRAS

02.01.01 EXCAVACIÓN EN EXPLANACIONES EN MATERIAL SUELTO

Descripción

Las excavaciones se refieren al movimiento de todo material y de cualquier naturaleza, que debe ser removido para proceder a la construcción de las cimentaciones y elevaciones de las subestructuras, de acuerdo a los planos o a las indicaciones de la Supervisión.

Las cotas de fondo de cimentación indicados en los planos pueden ser modificados por orden escrita de la Supervisión, si tal variación fuese necesaria para asegurar la estabilidad de la obra.

El Contratista efectuará la excavación por el método que más le convenga, sin dañar la obra ya realizada ni las construcciones adyacentes.

El fondo de cimentación deberá ser nivelado rebajando los puntos altos, pero de ninguna manera rellenando los puntos bajos.

En cualquier tipo de suelos al ejecutar los trabajos de excavación o nivelación se tendrá la preocupación de no producir alteraciones en la consistencia del terreno natural de base.

Cuando la estabilidad de las paredes de las excavaciones las requiera, deberán construirse defensas (entibados, tablestacados, etc.), necesarias para su ejecución.

Todo material extraído que no sea utilizado con relleno, deberá ser transportado hacia otro lugar de modo que no afecte la capacidad del cauce o la estética de los accesos.

Forma de Medición

La unidad es el m³.

Para efectos del metrado del Expediente Técnico, se ha previsto efectuar las excavaciones con un sobre ancho en la base de 0.50 m. y un talud de 1 horizontal por 5 vertical.

Los volúmenes a excavar para mantener la estabilidad de la excavación no serán considerados en los metrados.

Base de Pago

El pago de las excavaciones se hará en la base de precio unitario por metro cúbico (m³) de excavación de acuerdo al párrafo anterior.

El precio unitario incluirá, además, los mayores volúmenes a excavar para mantener la estabilidad de excavación y las obras de defensa necesarias.

Para su ejecución. Dicho precio unitario variará según sea la calidad del material a remover y en caso de las excavaciones bajo agua, según la profundidad a la que se ejecute.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
02.01.01 Excavación en Explanaciones en Material Suelto	Metro Cúbico (m ³)

02.01.02 CONFORMACIÓN DE TERRAPLENES CON MATERIAL PROPIO

Descripción

Este trabajo consiste en la escarificación, nivelación y compactación del terreno o del afirmado en donde haya de colocarse un terraplén nuevo, previa ejecución de las obras de desbroce y limpieza, demolición, drenaje y sub drenaje; y la colocación, el

humedecimiento o secamiento, la conformación y compactación al 95% de la máxima densidad seca de materiales apropiados de acuerdo con la presente especificación, los planos y secciones transversales del proyecto y las instrucciones del Supervisor.

En los terraplenes se distinguirán tres partes o zonas constitutivas:

- Base, parte del terraplén que está por debajo de la superficie original del terreno, la que ha sido variada por el retiro de material inadecuado.
- Cuerpo, parte del terraplén comprendida entre la base y la corona.
- Corona, (capa subrasante), formada por la parte superior del terraplén, construida en un espesor de treinta centímetros (30 cm). Esta última capa, será conformada, perfilada y compactada con el plantillado topográfico de las cotas de subrasante.

Materiales

Todos los materiales que se empleen en la construcción de terraplenes deberán provenir de las excavaciones de la explanación, de préstamos laterales o de fuentes aprobadas; deberán estar libres de sustancias deletéreas, de materia orgánica, raíces y otros elementos perjudiciales.

Su empleo deberá ser autorizado por el Supervisor, quien de ninguna manera permitirá la construcción de terraplenes con materiales de características expansivas.

Equipo

El equipo empleado para la construcción de terraplenes deberá ser compatible con los procedimientos de ejecución adoptados y requiere aprobación previa del Supervisor, teniendo en cuenta que su capacidad y eficiencia se ajusten al programa de ejecución de los trabajos y al cumplimiento de las exigencias de la presente especificación.

Los equipos deberán cumplir las exigencias técnicas ambientales tanto para la emisión de gases contaminantes como de ruidos.

Forma de Medición

La unidad de medida para los volúmenes de terraplenes será el metro cúbico (m³), aproximado al décimo de metro cúbico de material compactado, aceptado por el Supervisor, en su posición final y determinado mediante el método de las áreas medias.

Todos los terraplenes serán medidos por los volúmenes verificados por el Supervisor antes y después de ser ejecutados los trabajos de terraplenes. Dichas áreas están limitadas por las siguientes líneas de pago.

- Las líneas del terreno (terreno natural, con capa vegetal removida, afirmado existente, cunetas y taludes existentes).
- Las líneas de pago del proyecto (nivel de subrasante, cunetas y taludes proyectados).

No habrá medida ni pago para los terraplenes por fuera de las líneas del proyecto o de las establecidas por el Supervisor, efectuados por el Contratista, ya sea por error o por conveniencia, para la operación de sus equipos.

No se medirán los terraplenes que haga el Contratista en sus caminos de acceso y obras auxiliares que no formen parte de las obras del proyecto.

Los ensayos deflectométricos no estarán sujetos a medición.

Base de Pago

El trabajo de terraplenes se pagará al precio unitario del contrato, por toda obra ejecutada satisfactoriamente de acuerdo con la presente especificación y aceptada por el Supervisor.

Los precios unitarios del Contratista definidos para cada partida del presupuesto, cubrirán el costo de todas las operaciones relacionadas con la correcta ejecución de las obras.

Los precios unitarios deben cubrir los costos de materiales, mano de obra en trabajos diurnos y nocturnos, beneficios sociales, impuestos, tasas y contribuciones, herramientas, maquinaria pesada, transporte, ensayos de control de calidad, regalías, servidumbres y todos los gastos que demande el cumplimiento satisfactorio del contrato, incluyendo imprevistos.

El precio unitario deberá cubrir los costos de escarificación, nivelación, conformación, compactación y demás trabajos preparatorios de las áreas en donde se haya de construir un terraplén nuevo; deberá cubrir, además, la colocación, conformación, humedecimiento o secamiento y compactación de los materiales utilizados en la construcción de terraplenes y el perfilado y compactado a nivel de subrasante; y, en general, todo costo relacionado con

la correcta construcción de los terraplenes, de acuerdo con esta especificación, los planos y las instrucciones del Supervisor.

El precio incluye los trabajos necesarios para el control y eliminación de aguas durante y después de los trabajos de conformación de terraplenes.

La evaluación deflectométrica a nivel de subrasante no está sujeta a pago directo, dichos costos deben ser incluidos en los Gastos Generales.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
02.01.02 Conformación de Terraplenes con Material Propio	Metro Cúbico (m3)

02.02 PAVIMENTOS

02.02.01 BASE GRANULAR

Descripción

Este trabajo consiste en el suministro, colocación y compactación de material de base granular aprobado sobre una subbase granular, en una o varias capas, conforme con las dimensiones, alineamientos y pendientes señalados en los planos del proyecto u ordenados por el Supervisor. De igual manera, se usará el material de base granular para ser colocado como relleno sobre las losas de los pontones, y como relleno en los badenes, para mejorar su cimentación.

Materiales

Los agregados para la construcción de la base granular deberán satisfacer los requisitos indicados en la Subsección 300.02 de este documento. Además, deberán ajustarse a las siguientes especificaciones de calidad.

a) Granulometría

La composición final de la mezcla de agregados presentará una granulometría continua y bien graduada (sin inflexiones notables) según una fórmula de trabajo de dosificación aprobada por el Supervisor y según uno de los requisitos granulométricos que se indican en la Tabla.

Tamiz	Porcentaje que Pasa en Peso
	Gradación A
50 mm (2")	100
25 mm (1")	---
9.5 mm (3/8")	30 – 65
4.75 mm (N° 4)	25 – 55
2.0 mm (N° 10)	15 – 40
4.25 µm (N° 40)	8 – 20
75 µm (N° 200)	2 – 8

El material de Base Granular deberá cumplir además con las siguientes características físico-mecánicas y químicas que a continuación se indican.

Valor Relativo de Soporte, C.B.R. (I)	Tráfico Pesado	Mín. 100%
---------------------------------------	----------------	-----------

La franja por utilizar será la establecida en los documentos del proyecto o la determinada por el Supervisor.

Para prevenir segregaciones y garantizar los niveles de compactación y resistencia exigidos por la presente especificación, el material que produzca el Contratista deberá dar lugar a una curva granulométrica uniforme, sensiblemente paralela a los límites de la franja por utilizar, sin saltos bruscos de la parte superior de un tamiz a la inferior de un tamiz adyacente o viceversa.

b) Agregado Grueso

Se denominará así a los materiales retenidos en la Malla N° 4, los que consistirán de partículas pétreas durables y trituradas capaces de soportar los efectos de manipuleo, extendido y compactación sin producción de finos contaminantes. Deberán cumplir las siguientes características.

Ensayo	Norma			Requerimientos
	MTC	ASTM	AASHTO	
Partículas con una Cara Fracturada	MTC E 210	D 5821		80% mín.
Partículas con dos Caras Fracturadas	MTC E 210	D 5821		50% mín.
Abrasión Los Ángeles	MTC E 207	C 131	T 96	40% max
Partículas Chatas y Alargadas (1)		D 4791		15% máx.
Sales Solubles Totales	MTC E 219	D 1888		0.5% máx.
Pérdida con Sulfato de Sodio	MTC E 209	C 88	T 104	12% máx.
Pérdida con Sulfato de Magnesio	MTC E 209	C 88	T 104	18% máx.

c) Agregado Fino

Se denominará así a los materiales pasantes la malla N° 4 que podrá provenir de fuentes naturales o de procesos de trituración o combinación de ambos.

Ensayo	Norma	Requerimientos
Índice Plástico	MTC E 111	2% máx.
Equivalente de Arena	MTC E 114	45% mín.
Sales Solubles Totales	MTC E 219	0,5% máx.
Índice de Durabilidad	MTC E 214	35% mín.

Equipo

Se aplican las condiciones generales establecidas en la Subsección 300.03 de este documento, con la salvedad de que la planta de trituración, con unidades primaria y secundaria, como mínimo, es obligatoria.

Forma de Medición

La unidad de medida será el metro cúbico (m³) de material suministrado, colocado y compactado, a satisfacción del Supervisor, de acuerdo a lo especificado y a las dimensiones que se indican en el Proyecto, o las modificaciones ordenadas por el Supervisor.

No se medirán cantidades en exceso de las especificadas ni fuera de las dimensiones de los planos y del Proyecto, especialmente cuando ellas se produzcan por sobre excavaciones de la sub rasante por parte del Contratista.

Bases de Pago

Las cantidades medidas de la forma descrita anteriormente y aceptadas por el Supervisor, se pagarán al precio unitario del contrato para las partidas.

Este precio y pago constituye compensación total por toda mano de obra, beneficios sociales, materiales, equipos, herramientas e imprevistos necesarios para culminar la partida a entera satisfacción del Supervisor.

El precio unitario deberá cubrir todos los costos de adquisición, obtención de permisos y derechos de explotación o alquiler de fuentes de materiales y canteras; en este caso la cantera debe cumplir con los permisos ambientales correspondientes; así como todos los costos de explotación, selección, trituración, lavado, transportes dentro de las zonas de producción, almacenamiento, clasificación, desperdicios, carga, transporte del material al punto de aplicación, descarga, mezcla, colocación, nivelación y compactación de los materiales utilizados; y los de extracción, bombeo, transporte y distribución del agua requerida. Es decir, costo de material puesto en obra.

El precio unitario deberá incluir, también, todo costo relacionado con la correcta ejecución de la capa respectiva.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
02.02.01 Base Granular	Metro Cúbico (m3)

02.03 OBRAS DE ARTE Y DRENAJE

02.03.01 CUNETA TRIANGULAR

Descripción

Este trabajo consiste en el acondicionamiento y el recubrimiento con concreto de las cunetas/canal, zanja o bordillo; entrega de cunetas y entradas a cunetas del proyecto de acuerdo con las formas, dimensiones y en los sitios señalados en los planos o determinados por el Supervisor.

Materiales

La mezcla de concreto tendrá, una resistencia a la compresión de $f_c=175$ kg/cm² para cuneta triangular, canal de riego, cuneta de coronación, zanja de coronación; y $f_c=210$ kg/cm² para el bordillo y la cuneta canal, además para esta última se usará un $f_c=280$ kg/cm² para la tapa de la misma. La preparación, colocación y curado del concreto deberá cumplir con todo lo señalado en el ítem 610 "Concreto " de las presentes especificaciones.

Método de Construcción

El Contratista podrá elegir el método de trabajo, pudiendo efectuar el vaciado en sitio o pre moldearlo en forma de losas que puedan ser manipuladas y asentadas fácilmente, el cual será comunicado en forma oportuna para revisión y aprobación del Supervisor.

Se deberá verificar que la superficie de asiento sea uniforme, esté bien perfilada, compactada con material satisfactorio aprobado por el Supervisor y tenga las dimensiones correspondientes.

El perfilado consistirá en la preparación, acondicionamiento, reposición, perfilado y compactado con material satisfactorio aprobado por el Supervisor, de la superficie de la base de la sección donde se colocará el revestimiento de la cuneta.

Todas las imperfecciones, depresiones, etc., serán repuestas de acuerdo a los alineamientos del eje y sección transversal correspondiente.

Luego del perfilado y acondicionado de la superficie de la cuneta/canal, zanja o bordillo, se procederá a su compactación (95% MDS) mediante el empleo de plancha compactadora según indique el Supervisor.

En el caso de ejecutarse el vaciado en sitio, las cerchas deberán estar convenientemente aseguradas y mantenidas en posición hasta que el concreto haya fraguado. El vaciado del revestimiento de cunetas se realizará en tramos alternados, delimitados por cerchas que definen la sección transversal.

a) Juntas de construcción y dilatación

Las cunetas/canal, zanja o bordillo se construirán en tramos de 3.00 m, salvo en el caso de curvas donde el espaciamiento puede ser menor.

La junta de separación entre un tramo hecho y el que se coloca a continuación, constituirá la junta de construcción (ver planos de detalle). Dicha junta tendrá un ancho de

1 plg. y estará constituida básicamente por un sellante elástico y espuma sintética de poliestireno expandido (tecnopor). Para este caso las juntas de dilatación, serán las mismas que las de construcción.

Al ejecutar las juntas se debe tener en cuenta lo siguiente:

- El ancho de junta deberá cumplir con lo especificado en el plano respectivo, según el tipo de junta a ejecutar.
- La junta deberá estar exenta de polvos y material suelto; el concreto debe estar fraguado y presentar una superficie rugosa. Es conveniente eliminar la lechada superficial mediante un escobillado.
- Se colocará el material de respaldo, fabricado con espuma de poliolefina extruida, a la profundidad especificada en los planos y presionar uniformemente dentro de la junta usando un rodillo circular u otra herramienta circular, con la finalidad de garantizar una distribución uniforme.
- Una vez finalizada la preparación de la superficie y colocado el material de respaldo, se aplicará el imprimante para sellante de fuerte poder de penetración y de gran adherencia al concreto. El tipo de imprimante dependerá de la humedad de la superficie.
- El imprimante para sellante puede ser aplicado con brocha, rodillo, pistola o bomba pulverizadora, según sea el caso y lo recomiende el fabricante.
- Una vez aplicado el imprimante (según temperatura ambiental), se procederá a la aplicación del sellante elástico.
- Las herramientas se limpiarán con parafina o con el limpiador especificado por el fabricante.

Estas especificaciones se complementan con las indicadas por el fabricante.

Forma de Medición

Este trabajo será medido por metro lineal (m) de cunetas/canal, zanja o bordillo terminado incluyendo las entradas y entregas, debidamente aprobada por el Supervisor.

Bases de Pagos

La cantidad determinada según el método de medición antes descrito, se pagará al precio unitario de la partida correspondiente del contrato.

Dicho precio y pago constituye compensación total por toda la excavación adicional al trabajo de excavación en explanaciones, perfilado y compactado de la zona, encofrado y desencofrado, concreto $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$, $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ y $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$, de acuerdo a cada uno de los tipos; cerchas de madera, curado, junta de construcción y dilatación, aserrado, rellenos estructurales que fueran necesarios para el buen asentamiento y respaldo de las cunetas/canal, zanja o bordillo, transporte de materiales desde las canteras para el concreto, el transporte de los excedentes a los DME así como su respectiva conformación y toda mano de obra, beneficios sociales, equipos, materiales, herramientas e imprevistos necesarios para completar la partida a entera satisfacción de la Supervisión.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
02.03.01 Cuneta Triangular	Metro Lineal (ml)

02.04 SEÑALIZACIÓN Y SEGURIDAD VIAL

02.04.01 SEÑALES PREVENTIVAS (0.60 m x 0.60 m)

Descripción

Las señales preventivas constituyen parte de la Señalización Vertical Permanente.

Se utilizarán para indicar con anticipación la aproximación de ciertas condiciones de la vía o concurrentes a ella que implican un peligro real o potencial que puede ser evitado tomando las precauciones necesarias.

Se incluye también en este tipo de señales las de carácter de conversación ambiental como la presencia de zonas de cruce de animales silvestres o domésticos.

La forma, dimensiones, colocación y ubicación a utilizar en la fabricación de las señales preventivas se hallan en el Manual de Dispositivos de Control de Tránsito Automotor para Calles y Carreteras del MTC y la relación de señales a instalar será la indicada en los planos y documentos del Expediente Técnico.

La fabricación, materiales, exigencias de calidad, pruebas, ensayos e instalación son los que se indican en estas especificaciones.

Materiales

Los materiales a emplear en las señales serán los que indiquen los planos y documentos del Expediente Técnico. Los materiales serán concordantes con algunos de los siguientes:

Paneles, Material Retroreflectivo, Cimentación, los indicados en las señales informativas.

Equipo

El contratista deberá disponer del equipo y herramientas necesarias para la correcta ejecución de los trabajos.

Requerimientos de Construcción

Lo indicado para señales informativas.

Método de Medición

Se medirá por unidad de señal ejecutada.

Pago

El pago se hará por la unidad de medición en base a su precio unitario por toda fabricación e instalación ejecutada de acuerdo con esta especificación, planos y documentos del proyecto y aceptados a satisfacción por el Supervisor.

El precio unitario cubrirá todos los costos de adquisición de materiales, fabricación e instalación de los dispositivos, postes, estructuras de soporte y señales de tránsito incluyendo las placas, sus refuerzos y el material retroreflectivo.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
02.04.01 Señales Preventivas (0.60 m x 0.60 m)	Unidad (Und)

02.04.02. SEÑALES REGLAMENTARIAS (0.60 m x 0.60 m)

Descripción

Las señales reglamentarias constituyen parte de la señalización vertical permanente y comprenden el suministro, almacenamiento, transporte e instalación de los dispositivos de control de tránsito que son colocados en la vía en forma vertical para advertir y proporcionar ciertos niveles de seguridad a los usuarios.

Las señales reglamentarias se utilizarán para indicar las limitaciones o restricciones que gobiernan el uso de la vía y cuyo incumplimiento constituye una violación al Reglamento de Circulación Vehicular.

La forma, color, dimensiones, colocación, tipo de materiales y ubicación en las señales preventivas estarán de acuerdo a las normas contenidas en el Manual de Dispositivos de

Control de Tránsito Automotor para Calles y Carreteras del MTC en vigencia. La relación de señales a instalar será la indicada en los planos y documentos del Expediente Técnico, o lo que señale la Supervisión. Todos los paneles de las señales llevarán en el borde superior derecho de la cara posterior de la señal, una inscripción con las siglas “MTC” y la fecha de instalación (mes y año).

La ejecución de los trabajos se llevará a cabo previa autorización del Supervisor, quien podrá ordenar la paralización de los mismos, si considera que el proceso constructivo adoptado por el Contratista no es el adecuado o los materiales no cumplen con lo indicado en las Especificaciones Técnicas de Calidad de Materiales para Uso en Señalización de Obras Viales del MTC.

Materiales

Los materiales a emplear en las señales serán los que indiquen los planos y documentos del Expediente Técnico. El fondo de la señal será con material retroreflectivo de color blanco de alta intensidad prismático (Tipo III). Las letras, el símbolo y el marco se pintarán en color negro y el círculo de color rojo. La aplicación será con el sistema de serigrafía.

Para la señal PARE (R-1), el fondo será con material retroreflectivo color rojo de alta intensidad prismático (Tipo III), el símbolo y el borde del marco se pintarán en color blanco, con el sistema de serigrafía.

En el caso de la señal CEDA EL PASO (R-2), el fondo será con material retroreflectivo color blanco de alta intensidad prismático (Tipo III), la orla de color rojo y las letras se pintarán en color negro, con el sistema de serigrafía.

Los materiales serán concordantes con los siguientes requerimientos para los paneles, material retroreflectivo y cimentación:

a) Requerimientos Para Los Paneles

Los paneles de las señales reglamentarias serán de resina poliéster reforzado con fibra de vidrio, acrílico y estabilizador ultravioleta uniformes, de una sola pieza. El diseño, forma y sistema de refuerzo del panel y de sujeción a los postes de soporte está definido en los planos y documentos del Proyecto. Los refuerzos serán de un solo tipo (platinas de acero en forma de cruz de 1/8” x 1” x 6m.).

El panel debe estar libre de fisuras, perforaciones, intrusiones extrañas, arrugas y curvatura que afecten su rendimiento, altere sus dimensiones o afecte su nivel de servicio. La cara frontal deberá tener una textura similar al vidrio.

El panel será plano y completamente liso en una de sus caras para aceptar en buenas condiciones el material adhesivo de la lámina retroreflectiva especificado para este material.

b) Requerimientos para el Material Retroreflectivo

El material retroreflectivo debe cumplir los requerimientos de la Especificación ASTM D-4956 y los indicados en esta especificación. Este tipo de material va colocado por adherencia en los paneles para conformar una señal de tránsito visible sobre todo en las noches por la incidencia de los faros de los vehículos sobre la señal.

Todas las láminas retroreflectivas deben permitir el proceso de aplicación por serigrafía con tintas compatibles con la lámina y recomendados por el fabricante. No se permitirá en las señales el uso de cintas adhesivas vinílicas para los símbolos y mensajes.

Equipo

El Contratista tendrá el equipo y herramientas necesarias para la correcta ejecución de los trabajos.

Requerimiento de Construcción

La fabricación de señales deberá efectuarse considerando el tipo y calidad de los materiales especificados para los paneles, postes y material retroreflectivo.

Antes de iniciar la fabricación de las señales, el Supervisor definirá de acuerdo a planos y documentos del Proyecto, la ubicación definitiva de cada una de ellas, verificando las distancias respecto al pavimento indicadas en el Manual de Dispositivos de Control del Tránsito Automotor para Calles y Carreteras del MTC y que se fabriquen adecuadamente todos los dispositivos necesarios.

El Contratista entregará al Supervisor para su aprobación una lista definitiva de las señales y dispositivos considerando las condiciones físicas del emplazamiento de cada señal.

El material retroreflectivo que se coloque en los paneles será en láminas de una sola pieza, así como los símbolos y letras. No se permitirá la unión, despiece y traslapes de

material, exceptuando de esta disposición solo los marcos y el fondo de las señales de información.

Método de Medición

Las señales reglamentarias se medirán por unidad.

Bases de Pago

La cantidad de señales metradas de la forma descrita anteriormente, serán pagadas al precio unitario de la partida 802.B “SEÑAL REGLAMENTARIA (0.80m. x 1.20m.)”, al precio del contrato. Este precio y pago constituye compensación total por toda mano de obra, beneficios sociales, equipos, herramientas, materiales (pernos, fibra de vidrio, lamina retroreflectante, platina de acero, thinner, pintura esmalte, pintura imprimante y tinta serigráfica negra y roja) e imprevistos necesarios para cumplir el trabajo a entera satisfacción del Supervisor. El pago para la colocación del poste de soporte de la señal y su respectiva cimentación será pagado con la partida 804.A “Postes de soporte de señales.

El pago se hará por unidad al respectivo precio unitario de Contrato por toda fabricación e instalación ejecutada de acuerdo con esta especificación, planos y documentos del Proyecto y aceptados a satisfacción por el Supervisor.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
02.04.02 Señales Reglamentarias (0.60 m x 0.60 m)	Unidad (Und)

02.04.03 SEÑALES INFORMATIVAS (2.50 m x 1.50 m)

Descripción

Las señales informativas constituyen parte de la Señalización Vertical Permanente.

Se utilizarán para guiar al conductor de un vehículo a través de una determinada ruta, dirigiéndolo al lugar de su destino. Tiene también por objeto identificar puntos notables tales como: ciudades, ríos, lugares históricos, etc. y la información que ayude al usuario en el uso de la vía y en la conservación de los recursos naturales, arqueológicos humanos y culturales que se hallen dentro del entorno vial.

La forma, dimensiones, colocación y ubicación a utilizar en la fabricación de las señales informativas se hallan en el Manual de Dispositivos de Control de Tránsito Automotor para Calles y Carreteras del MTC y la relación de señales a instalar será la indicada en los planos y documentos del Expediente Técnico.

La fabricación, materiales, exigencias de calidad, pruebas, ensayos e instalación son los que se indican en estas especificaciones.

Materiales

Los materiales a emplear en las señales serán los que indiquen los planos y documentos del Expediente Técnico. Los materiales serán concordantes con algunos de los siguientes.

- Paneles

Los paneles que servirán de sustento para los diferentes tipos de señales serán uniformes para un proyecto, es decir todos los paneles serán del mismo tipo de material y de una sola pieza para las señales preventivas y reglamentarias. Los paneles de señales con dimensión horizontal mayor que dos metros cincuenta (2,50 m.) podrán estar formados por varias piezas modulares uniformes de acuerdo al diseño que se indique en los planos y documentos del proyecto. No se permitirá en ningún caso traslapes, uniones, soldaduras ni añadiduras en cada panel individual.

Para proyectos ubicados por debajo de 3,000 msnm. y en zonas aledañas a áreas marinas se utilizarán paneles de resina poliéster reforzado con fibra de vidrio.

El sistema de refuerzo del panel y de sujeción a los postes de soporte serán diseñados en función al tipo de panel y de poste o sistema de soporte, lo que debe ser definido en los planos y documentos del proyecto.

a) Paneles de Resina Poliéster

“Los paneles de resina poliéster serán reforzados con fibra de vidrio, acrílico y estabilizador ultravioleta. El panel deberá ser plano y completamente liso en una de sus caras para aceptar en buenas condiciones el material adhesivo de la lámina retroreflectiva. El panel debe estar libre de fisuras, perforaciones, intrusiones extrañas, arrugas y curvatura que afecten su rendimiento, altere las dimensiones del panel o afecte su nivel de servicio.

La cara frontal deberá tener una textura similar al vidrio. Los paneles de acuerdo al diseño, forma y refuerzo que se indique en los planos y documentos del proyecto deberán cumplir los siguientes requisitos.

- **Espesor.** Deberá ser de tres milímetros y cuatro décimas con una tolerancia de más o menos 0,4 mm. (3,4 mm. 0,4 mm.) para paneles con área total menor de 1,2 m². Para áreas mayores el panel tendrá un espesor de seis milímetros con una tolerancia de más o menos 0,4 m. (6,0 mm. 0,4 mm.). El espesor se

verificará como el promedio de las medidas en cuatro sitios de cada borde del panel.

- **Color.** El color del panel será gris uniforme en ambas caras (N.7.5. / N.8.5. Escala Munsel).
- **Resistencia al Impacto.** Paneles cuadrados de 750 mm. de lado serán apoyados en sus extremos a una altura de doscientos milímetros (200 mm.) del piso. El panel deberá resistir el impacto de una esfera de cuatro mil quinientos gramos (4 500 g.) liberado en caída libre desde dos metros (2 m.) de altura sin resquebrajarse.
- **Pandeo.** El pandeo mide la deformación de un panel por defectos de fabricación o de los materiales utilizados.

El panel a comprobar será suspendido de sus cuatro vértices. La deflexión máxima medida en el punto de cruce de sus diagonales y perpendicularmente al plano de la lámina no deberá ser mayor de doce milímetros (12 mm). Esta deflexión corresponde a un panel cuadrado de 750 mm de lado. Para paneles de mayores dimensiones se aceptará hasta veinte milímetros (20 mm) de deflexión. Todas las medidas deberán efectuarse a temperatura ambiente.

- **Material Retroreflectivo:**

El material retroreflectivo debe responder a los requerimientos de la Especificación ASTM D-4956 y a los que se dan en esta especificación. Este tipo de material es el que va colocado por adherencia en los paneles para conformar una señal de tránsito visible sobre todo en las noches por la incidencia de los faros de los vehículos sobre la señal.

Todas las láminas retroreflectivas deben permitir el proceso de aplicación por serigrafía con tintas compatibles con la lámina y recomendados por el fabricante.

No se permitirá en las señales el uso de cintas adhesivas vinílicas para los símbolos y mensajes.

Tipos de Material Retroreflectivo

Los tipos de material retroreflectivo que se utilizarán para uso en las señales de tránsito y otros dispositivos de señalización son los siguientes.

- Tipo I, Conformado por una lámina retroreflectiva de mediana intensidad que contiene micro esferas de vidrio dentro de su estructura. Este tipo generalmente es conocido como “Grado Ingeniería.

Estructuras de Soporte

Las estructuras se utilizarán generalmente para servir de soporte a las señales informativas que tengan un área mayor de 1,2 m² con la mayor dimensión medida en forma horizontal.

Las estructuras serán diseñadas de acuerdo a la dimensión, ubicación y tipo de los paneles de las señales, así como los sistemas de sujeción a la estructura, cimentación y montaje, todo lo que debe ser indicado en los planos y documentos del proyecto.

Las estructuras serán metálicas conformadas por tubos y perfiles de fierro negro. Los tubos tendrán un diámetro exterior no menor de setenta y cinco milímetros (75 mm.), y un espesor de paredes no menor de dos milímetros (2 mm.) serán limpiados, desengrasados y no presentarán ningún óxido antes de aplicar dos capas de pintura anticorrosiva y dos capas de esmalte color gris. Similar tratamiento se dará a los perfiles metálicos u otros elementos que se utilicen en la conformación de la estructura.

Cimentación:

Excavación y Cimentación

El Contratista efectuará las excavaciones para la cimentación de la instalación de las señales verticales de tránsito de acuerdo a las dimensiones indicadas en los planos y documentos del proyecto.

Con el fin de evitar que la señal quede a una altura menor a la especificada, sobre todo cuando se instala en taludes de rellenos, la profundidad de la excavación deberá ser también indicada en los planos y documentos del proyecto, pudiendo sobre elevarse la cimentación con encofrados de altura necesaria para que al vaciar el concreto la señal quede correctamente cimentada, estabilizada y presente la altura especificada.

La cimentación de postes y estructuras de soporte se efectuará con un concreto ciclópeo de 140 Kg/cm² y la sobre elevación para estructuras de soporte será con un concreto de clase 175 Kg/cm².

Se acepta para dar verticalidad y rigidez a los postes y soportes que se usen en la cimentación, dos capas de piedra de diez centímetros (10 cm.) de tamaño máximo, antes de vaciar el concreto.

Equipo

El contratista deberá disponer del equipo y herramientas necesarias para la correcta ejecución de los trabajos.

Requerimientos de Construcción

Generalidades

La fabricación de las señales de tránsito deberá efectuarse considerando el tipo y calidad de los materiales especificados en los párrafos anteriores.

Antes de iniciar la fabricación de las señales, el Supervisor deberá definir, de acuerdo a los planos y documentos del proyecto, la ubicación definitiva de cada una de las señales, de tal forma que se respeten las distancias con respecto al pavimento que se encuentran en el Manual de Dispositivos de Control de Tránsito Automotor para calles y carreteras del MTC y se fabriquen adecuadamente todos los dispositivos necesarios.

El Contratista entregará al Supervisor para su aprobación una lista definitiva de las señales y dispositivos considerando las condiciones físicas del emplazamiento de cada señal.

El material retroreflectivo que se coloque en los paneles será en láminas de una sola pieza, así como los símbolos y letras. No se permitirá la unión, despiece y traslapes de material, exceptuando de esta disposición solo los marcos y el fondo de las señales de información.

Instalación

El plano de la señal debe formar con el eje de la vía un ángulo comprendido entre setenta y cinco grados (75°) y noventa grados (90°).

Las señales por lo general se instalarán en el lado derecho de la vía, considerando el sentido del tránsito. Excepcionalmente, en el caso de señales informativas, podrán tener otra ubicación justificada por la imposibilidad material de instalarla a la derecha de la vía.

Adicionalmente a las distancias del borde y altura con respecto al borde de calzada indicado en el numeral 2.1.11 del Manual de Dispositivos de Control de Tránsito

Automotor para Calles y Carreteras del MTC Vigente, los postes y estructuras de soporte de las señales serán diseñadas de tal forma que la altura de las señales medidas desde la cota del borde de la calzada hasta el borde inferior de la señal no sea menor de 1,20 m. ni mayor de 1,80 m. para el caso de señales colocadas lateralmente.

La separación mínima entre señales verticales de tránsito a lo largo de la vía será de cincuenta metros (50 m.), exceptuando intersecciones y accesos. Cuando sea estrictamente indispensable instalar varias señales en un sector y no exista suficiente longitud para cumplir con esta separación mínima se utilizarán señales dobles.

Método de Medición

El Método de Medición es por unidad de señal, en el cual se incluye el Panel, Poste y estructuras de soporte y la cimentación ejecutadas y aceptadas por el Supervisor.

Pago

El pago se hará por la unidad de medición en base a su precio unitario por toda fabricación e instalación ejecutada de acuerdo con esta especificación, planos y documentos del proyecto y aceptados a satisfacción por el Supervisor.

El precio unitario cubrirá todos los costos de adquisición de materiales, fabricación e instalación de los dispositivos, postes, estructuras de soporte y señales de tránsito incluyendo las placas, sus refuerzos y el material retroreflectivo. El pago constituirá compensación total por todos los trabajos correctamente ejecutados y prescritos en esta Sección.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
02.04.03 Señales Informativas (2.50 m x 1.50 m)	Unidad (Und)

02.04.04 MARCAS EN EL PAVIMENTO

Descripción

Las marcas a aplicar en el pavimento sirven para delimitar los bordes de pista, separar los carriles de circulación y el eje de la vía en carreteras bidireccionales de una sola calzada. También tiene por finalidad resaltar y delimitar las zonas con restricción de adelantamiento.

También las marcas en el pavimento pueden estar conformadas por símbolos y palabras con la finalidad de ordenar encausar y regular el tránsito vehicular y

complementar y alertar al conductor de la presencia en la vía de colegios, cruces de vías férreas, intersecciones, zonas urbanas y otros elementos que pudieran constituir zonas de peligro para el usuario.

Los detalles no considerados en los planos deberán complementarse con lo indicado en el Manual de Dispositivos de Control de Tránsito Automotor para Calles y Carreteras en vigencia.

El Contratista no podrá dar inicio a las labores de demarcación del pavimento, sin autorización del Supervisor, quien verificará la ubicación de las marcas conforme a lo indicado en los planos de proyecto o según las instrucciones del Supervisor.

Materiales

El Contratista deberá presentar al Supervisor los certificados de calidad de la pintura y micro esferas de vidrio a utilizar en los trabajos.

a) Pinturas de Tráfico Color Blanco y Amarillo (Tipo II)

Esta debe ser una pintura compuesta por sólidos de resina de caucho clorado – alquídico con la formulación exacta de la norma TT-P-115F.

La pintura deberá tener la pigmentación adecuada, que permita buena visibilidad, resistencia a la abrasión y gran durabilidad, así como de secado rápido.

b) Micro esferas de Vidrio a Emplear en Marcas Viales Reflectivas

Las microesferas de vidrio se definen a continuación por las características que deben reunir para que puedan emplearse en la pintura de marcas viales retroreflectiva, por el sistema de post-mezclado, en la señalización horizontal de carreteras.

Las microesferas de vidrio deberán cumplir con las E.T.C.

Las microesferas de vidrio según la norma AASHTO M-247 se clasifican de acuerdo a su tamaño o graduación, según lo indicado en la siguiente tabla.

TAMIZ		% Que Pasa	
Tamaño de Abertura (mm)	Nº	TIPO I	TIPO II
0.850	20	100	-
0.600	30	75 - 95	100
0.425	40	-	90 - 100
0.300	50	15 - 35	50 - 75

TAMIZ		% Que Pasa	
Tamaño de Abertura (mm)	Nº	TIPO I	TIPO II
0.180	80	-	0 - 5
0.150	100	0 - 5	-

Requisitos para la Construcción

El área a ser pintada deberá estar libre de partículas sueltas. Esto puede ser realizado por escobillado u otros métodos aceptables para el supervisor. La máquina de pintar deberá ser del tipo rociador, capaz de aplicar la pintura satisfactoriamente bajo presión, con una alimentación uniforme a través de boquillas que rocíen directamente sobre el pavimento.

Cada máquina deberá tener un tanque de pintura, equipado con un agitador mecánico. Cada boquilla deberá estar equipada con válvulas de cierre satisfactoria, que permitan aplicar rayas continuas o discontinuas automáticamente. Cada boquilla deberá tener un dispensador automático de microesferas de vidrio, que deberá operar simultáneamente con la boquilla rociadora y distribuir las esferas uniformemente, a la velocidad especificada. Cada boquilla deberá también estar equipada con guías de rayas adecuadas que consistirán de mortajas metálicas o golpes de aire.

Las líneas deberán tener 10 cm de ancho. Los segmentos de línea interrumpida también deberán ser de 10 cm de ancho. Los segmentos de línea interrumpida deberán ser de 4.50 m de longitud con intervalos de 7.50 m en zonas rurales y 3.00 m., de longitud con intervalos de 5.00 m., en zonas urbanas; tal como se indican en los planos de señalización. En las zonas de preaviso, los segmentos tendrán 4.50 m. de longitud espaciados cada 1.50 m, en zonas rurales; mientras que en las zonas urbanas los segmentos tendrán 3.00 m. de longitud con espaciamientos de 1.00 m.

Las marcas sobre el pavimento serán continuas en los bordes de calzada y discontinuas en el eje con excepción de las de adelantamiento prohibido; las líneas de borde de calzada serán de color blanco, mientras que las líneas centrales serán de color amarillo.

Los símbolos, flechas, letras y otros elementos a pintar sobre el pavimento, estarán de acuerdo a lo indicado en los planos o lo que disponga el Supervisor, deberán tener una apariencia clara, uniforme y bien terminada.

Todas las marcas que no tenga una apariencia uniforme y satisfactoria, durante el día o la noche, deberán ser corregidas por el Contratista a su costo.

Método de Medición

Las cantidades aceptadas de marcas en el pavimento se medirán en metros cuadrados, verificados y aceptados por el Supervisor.

Bases de Pagos

El trabajo desarrollado según la presente especificación será pagado con la partida correspondiente y por metros cuadrados al precio unitario del contrato; este precio y pago constituirá compensación total por el suministro de colocación de todos los materiales, mano de obra, beneficios sociales, equipo, herramientas e imprevistos necesarios para completar el trabajo comprendido en esta partida y a entera satisfacción del Supervisor.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
02.04.04 Marcas en el Pavimento	Metro Lineal (ml)

02.05.04 GEOTEXTIL IMPERMEABLE

Descripción

Esta especificación comprende los requisitos para el uso de geotextiles en trabajos de drenaje, ya sea el caso en muros y subdrenes; y defensas ribereñas, como en el caso de los pontones. El geotextil a usar en todos los casos será el tipo no tejido clase 2.

Materiales

Los materiales propósito de esta especificación pueden estar fabricados por polímeros sintéticos no tejidos, de las características que se van a solicitar en este documento para cada una de las aplicaciones.

Los geotextiles no tejidos podrán ser fabricados con fibras largas o fibras cortas punzonadas o termo fundidas, dependiendo del uso requerido.

Todos los parámetros exigidos en esta norma corresponden a valores mínimos promedios por rollo (MARV), a excepción del Tamaño de Apertura Aparente (TAA), en su dirección principal más débil. Su uso es de carácter obligatorio. Por lo tanto, no se permite el uso de valores promedios o típicos. De acuerdo con lo anterior, el Contratista

se obliga a presentarle al Supervisor para su aprobación los resultados suministrados por el proveedor, quedando en potestad de la Supervisión ordenarle su verificación.

Método de Medición

Para todas las aplicaciones de geotextiles mencionados en esta sección la unidad de medida será el metro cuadrado (m²). Los traslapes no se diferenciarán en la medida y estarán incluidos en ella.

Bases de Pagos

El pago de los geotextiles para las aplicaciones indicadas en esta sección, se pagarán a los precios unitarios respectivos que se han pactado en el contrato, los que incluirán todas las operaciones para suministrar, transportar, almacenar, colocar en el punto de aplicación, efectuar el control de calidad y todo costo relacionado con la correcta ejecución de cada trabajo aceptado, a satisfacción del Supervisor. Los precios unitarios del Contratista definidos para cada partida del presupuesto, cubrirán el costo de todas las operaciones relacionadas con la correcta ejecución de las obras.

Los precios unitarios deben cubrir los costos de materiales, mano de obra en trabajos diurnos y nocturnos, beneficios sociales, impuestos, tasas y contribuciones, herramientas, maquinaria pesada, transporte, ensayos de control de calidad, regalías, servidumbres y todos los gastos que demande el cumplimiento satisfactorio del contrato, incluyendo imprevistos. También incluye el costo de traslapes y costuras que se requieran para el cumplimiento de las especificaciones.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
02.05.04 Geotextil Impermeable	Metro Cuadrado (m ²)

02.06 PROTECCIÓN AMBIENTAL

02.06.01 PROGRAMA DE MONITOREO AMBIENTAL

02.06.01.01 MONITOREO DE LA CALIDAD DE AGUA

Descripción

El monitoreo de aguas superficiales corresponde a evaluar la calidad de todos los cuerpos que cruzan el proyecto vial, con el fin de determinar si la ejecución del proyecto -como funcionamiento de campamento, patio de máquinas, extracción de material de

cantera de río o funcionamiento de vehículos, equipos y maquinarias- afecta en alguna manera la calidad de agua superficial.

Los estándares de calidad del agua superficial están referidos a lo especificado por la normatividad peruana; no obstante, los parámetros exigibles son los que corresponden a la coherencia de desarrollo de la actividad del proyecto y los usos del cuerpo receptor.

La ubicación exacta de los puntos de monitoreo podrá ser modificada por el supervisor ambiental, de acuerdo a las necesidades de obra.

a) Selección de Parámetros

El seguimiento de la calidad del agua se hará mediante el control y comparación con la Ley General de Aguas - Ley 17752 y su reglamento, en aquellos lugares donde el Proyecto pueda causar algún perjuicio, como es en el patio de maquinaria. Los parámetros que se deben analizar son los siguientes.

- pH
- Turbiedad
- Conductividad
- Hierro, Cadmio, Plomo (mg/l)
- Cloruros
- Sulfatos (mg/l de N03)
- Hidrocarburos
- Aceites y grasas

b) Selección de Estaciones

Las estaciones de monitoreo son dos (2) y serán las mismas fuentes de agua y en los puntos medidos durante la línea de base ambiental.

c) Frecuencia

La frecuencia de monitoreo durante la etapa de construcción se realizará cada dos (2) meses, por el Contratista.

Durante la etapa de operación y funcionamiento, el monitoreo estará orientado básicamente a evaluar el comportamiento de la calidad del agua en el entorno de la vía,

por lo que el monitoreo se realizará un mes después del término de obra, en la corriente de agua más cercana al área donde se ubicaron la planta de asfalto y chancado, canteras y patios de maquinarias, empleados durante la etapa de construcción con la finalidad de verificar si existe deterioro o algún factor contaminante como consecuencia de la ejecución de la obra, a fin de adoptar las medidas correctivas pertinentes.

Las estaciones a monitorear en esta etapa serán las mismas que durante la etapa de construcción.

El monitoreo durante la etapa de operación la deberá realizar la Entidad o Institución responsable de la operación de la vía, la frecuencia será anual.

Método de Medición

La unidad de medida para las actividades de monitoreo es: unidad (unid.)

Bases de Pagos

El pago se hará por la unidad de medición al respectivo precio unitario del contrato.

El precio unitario cubrirá todos las actividades e implementos necesarios para realizar las actividades de monitoreo de la calidad de agua.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
02.06.01.01 Monitoreo de la Calidad de Agua	Punto (Pto)

02.06.01.02 MONITOREO DE LA CALIDAD DE AIRE

Descripción

Los procedimientos de las actividades que comprenderá el Monitoreo de Calidad de Aire se indican a continuación, si por alguna circunstancia no fuera posible realizar los procedimientos indicados, tanto las causas como el proceso alternativo deberán ser registradas.

La ubicación exacta de los puntos de monitoreo podrá ser modificada por el supervisor ambiental, de acuerdo a las necesidades de obra (avance de la etapa de rehabilitación y mejoramiento de la vía).

a) Selección de Parámetros

El seguimiento de la calidad del aire se hará mediante la utilización del Reglamento de Estándares Nacionales de Calidad Ambiental del Aire - 0.5. N° 074 - 2001 - PCM y

el Reglamento de Estándares Nacionales de Calidad Ambiental para Ruido 0.5. N° 085-2003-PCM, en aquellos lugares donde el Proyecto pueda causar algún perjuicio. Los parámetros que se deben analizar son los siguientes.

- Nivel de Ruido (dB A)
- Material Particulado (PM10)
- Dióxido de nitrógeno (NO2)
- Monóxido de carbono (CO)
- Dióxido de azufre (SO2)

b) Selección de Estaciones

Los criterios seleccionados para determinar el monitoreo de calidad de aire se detallan a continuación.

- La dirección del viento
- La cercanía a centros poblados
- La ubicación de las plantas chancadoras, planta asfáltica, cantera y depósito de materiales excedentes, al ser estas generadas de materiales particulados.

c) Frecuencia

La frecuencia de monitoreo de calidad de aire durante la etapa de construcción para evaluar Partículas suspendidas totales y gases será trimestral, en el horario de mayor circulación de los vehículos utilizados en la obra.

Nota: Los puntos de monitoreo son referenciales y se encuentran en función del avance de la obra y a la disposición de las mismas.

El horario de mayor circulación de los vehículos utilizados en la obra se deberá establecer previo al inicio de los monitoreo y se determinará de acuerdo al avance de la obra.

Método de Medición

La unidad de medida para las actividades de monitoreo es: la unidad (Und.)

Bases de Pagos

El pago de la presente partida, se hará al precio unitario del Contrato, por todo trabajo ejecutado de acuerdo con especificaciones del proyecto y aceptado por el Supervisor. El precio unitario cubrirá todas las actividades e implementos necesarios para realizar las actividades de monitoreo de la calidad del aire.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
02.06.01.02 Monitoreo de la Calidad de Aire	Punto (Pto)

02.06.01.03 MONITOREO DE RUIDO

Descripción

Los niveles de presión sonora que genera el proyecto vial, están determinados por el funcionamiento de los generadores dentro del campamento y patio de máquinas, funcionamiento de las maquinarias necesarias para el procesamiento de materiales y por los ruidos generados debido al funcionamiento de los vehículos, equipos y maquinarias durante la explotación de canteras y transporte de materiales a los depósitos de material excedente.

La revisión de la normativa ambiental vigente en cuanto a los niveles de ruido, indica que no se cuenta con estándares aplicables a la maquinaria. En tal sentido, para el control de los niveles sonoros, se tomará como referencia los valores límites establecidos en el Reglamento de Estándares Nacionales de Calidad Ambiental para Ruidos (Decreto Supremo N° 085-2003-PCM), que están definidos para exposiciones continuas de acuerdo a las zonas de aplicación y horarios (diurno y nocturno).

En lo que respecta a los puntos de monitoreo, para la verificación de los niveles de presión sonora, se tomarán en cuenta los criterios que a continuación se detallan.

- **Para Evaluar el Nivel de Ruido (dB A):** La frecuencia de monitoreo será trimestral y en el horario de mayor circulación de los vehículos utilizados en la obra.

Los criterios seleccionados para determinar el monitoreo de ruido se determinaron tomando como referencia los centros poblados con mayor número de viviendas a lo largo de la vía, con la finalidad de determinar el ruido existente actualmente y poder compararlos con el ruido a ser generado al momento de la ejecución del

proyecto, asimismo se evaluará la calidad de ruido en las áreas de ubicación de las plantas chancadoras y planta asfáltica.

Nota: Los puntos de monitoreo son referenciales y se encuentran en función del avance de la obra y a la disposición de las mismas.

Método de Medición

La unidad de medida para las actividades de monitoreo es el punto (pto).

Base de Pago

El pago se hará por la unidad de medición al respectivo precio unitario del contrato.

El precio unitario cubrirá todas las actividades e implementos necesarios para realizar las actividades del monitoreo de ruido.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
02.06.01.03 Monitoreo de Ruido	Punto (Pto)

02.06.01.04 MONITOREO DE SUELOS

Descripción

Estas medidas se implementarán para que el Contratista aplique los procedimientos de manejo adecuado en la conservación de suelos con el objetivo de minimizar las superficies susceptibles a ser erosionadas por procesos hídricos y/o eólicos al desarrollar las actividades de excavaciones, movimientos de tierras y desbroce de cobertura vegetal durante la construcción del puente.

Actividades a Realizar

Antes de iniciar con la ocupación física de los espacios se deberá retirar la capa de materia orgánica, la misma que será apropiadamente conservada en zona adyacente, para su reutilización durante las actividades de reacondicionamiento y Plan de Cierre respectivo.

Ubicar las instalaciones auxiliares preferentemente en terrenos parcial o totalmente intervenidos.

Las operaciones de mantenimiento se realizarán solo en el Taller de Mantenimiento ubicado en el poblado más cercano, de manera que los desechos de estas actividades no contaminen el suelo.

Utilizar membranas y piedra chancada a fin de establecer una cobertura de protección en las zonas de almacenamiento de combustibles y lubricantes.

En caso de ocurrir algún derrame de sustancias tóxicas en el suelo (sin protección), se procederá a la remoción del suelo hasta 10 cm por debajo de la profundidad alcanzada por la contaminación, para luego ser depositado en recipientes herméticos y confinarlo en un relleno autorizado.

Se realizarán mantenimientos periódicos de las maquinarias y equipos de construcción, para evitar derrames de combustibles y lubricantes durante su operación en obra.

Evitar arrojar los envases de comestibles utilizados por los trabajadores en las zonas donde consumen sus alimentos, en tal sentido se colocarán recipientes, o adoptarán sistemas de recolección en todas las áreas de trabajo, a fin de evitar su dispersión.

En cuanto al manejo de residuos, solo se enterrarán residuos de tipo orgánico. Por ningún motivo se dejarán residuos de otro tipo regados en las instalaciones temporales, áreas de trabajo, o plantas de procesamiento.

Las zonas donde se almacenará el asfalto líquido, combustibles y lubricantes, se deberá proteger impermeabilizando el suelo con una membrana cubierta con piedra chancada, a fin de que en el caso de vertidos se pueda retirar el material y confinarlo adecuadamente.

Evitar el desbroce innecesario y exposición de los suelos.

Se establecerán zona de desbroce de área mínima.

Método de Medición

La unidad de medida para las actividades de monitoreo es el Punto (Pto)

Base de Pago

El pago se hará por la unidad de medición al respectivo precio unitario del contrato.

El precio unitario cubrirá todos las actividades e implementos necesarios para realizar las actividades de monitoreo de la calidad del suelo.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
02.06.01.04 Monitoreo de Suelos	Punto (Pto)

02.06.01 PROGRAMA DE CIERRE DE OBRA

02.06.02.01 ACONDICIONAMIENTO DE MATERIAL EXCEDENTE EN DME

Descripción

La partida comprende la disposición y acondicionamiento de material excedente en la zona del DME, para lo cual se deberá proceder a efectuar el trabajo de manera tal que no disturbe el ambiente natural y más bien se restituyan las condiciones originales, con la finalidad de no introducir impactos ambientales negativos en la zona.

Consideraciones Generales

Se debe colocar la señalización correspondiente al camino de acceso y en la ubicación del lugar del depósito mismo. Los caminos de acceso, al tener el carácter provisional, deben ser construidos con muy poco movimiento de tierras y poner una capa de lastrado para facilitar el tránsito de los vehículos en la obra.

Las áreas designadas para los DME no deberán ser zonas inestables o áreas de importancia ambiental. Asimismo, se deberá tener las autorizaciones correspondientes en caso que el área señalada sea de propiedad privada, zona de reserva, o territorios especiales definidos por ley.

Método de Construcción

Los lugares de DME se elegirán y construirán según lo dispuesto en el acápite 3.6 del Manual Ambiental de Diseño y Construcción de Vías del MTC.

Antes de colocar los materiales excedentes, se deberá retirar la capa orgánica del suelo hasta que se encuentre una capa que permita soportar el sobrepeso inducido por el depósito, a fin de evitar asentamientos que pondrían en peligro la estabilidad del lugar de disposición. El material vegetal removido se colocará en sitios adecuados (revegetación) que permita su posterior uso para las obras de restauración de la zona.

La excavación, si se realiza en laderas, debe ser escalonada, de tal manera que disminuya las posibilidades de falla del relleno por el contacto.

Deberán estar lo suficientemente alejados de los cuerpos de agua, de manera que, durante la ocurrencia de crecientes, no se sobrepase el nivel más bajo de los materiales colocados en él.

El área total del depósito de desecho (AT) y su capacidad de material compactado en metros cúbicos (VT) serán definidas en el proyecto o autorizadas por el Supervisor. Antes del uso de las áreas destinadas a Depósito de Deshechos (DME) se efectuará un levantamiento topográfico de cada una de ellas, definiendo su área y capacidad.

Así mismo, se deberá efectuar otro levantamiento topográfico después de haber sido concluidos los trabajos en los depósitos para verificación y contraste de las condiciones iniciales y finales de los trabajos. Los planos topográficos finales deben incluir información sobre los volúmenes depositados, ubicación de muros, drenaje instalado y tipo de vegetación utilizada.

El lugar elegido no deberá perjudicar las condiciones ambientales o paisajísticas de la zona o donde la población aledaña quede expuesta a algún tipo de riesgo sanitario ambiental.

No deberá colocarse los materiales sobrantes sobre el lecho de los ríos ni en quebradas, ni a una distancia no menor de 30 m a cada lado de las orillas de los mismos. Se debe evitar la contaminación de cualquier fuente y corriente de agua por los materiales excedentes.

Los materiales excedentes que se obtengan de la construcción de la carretera deberán ser retirados en forma inmediata de las áreas de trabajo y colocados en las zonas indicadas para su disposición final.

La disposición de los materiales de desechos será efectuada cuidadosamente y gradualmente compactada por tanda de vaciado, de manera que el material particulado originado sea mínimo.

El depósito de desechos será rellenado paulatinamente con los materiales excedentes. El espesor de cada capa extendida y nivelada no será mayor de 0.50 m o según lo disponga el Supervisor, sin permitir que existan zonas en que se acumule agua y proporcionando inclinaciones según el desagüe natural del terreno.

Luego de la colocación de material común, la compactación se hará con dos (2) pasadas de tractor de orugas en buen estado de funcionamiento, sobre capas de espesor adecuado, esparcidas de manera uniforme. Si se coloca una mezcla de material rocoso y material común, se compactará con por lo menos cuatro (4) pasadas de tractor de orugas siguiendo además las consideraciones mencionadas anteriormente.

La colocación de material rocoso debe hacerse desde adentro hacia fuera de la superficie para permitir que el material se segregue y se pueda hacer una selección de tamaños. Los fragmentos más grandes deben situarse hacia la parte externa, de tal manera que sirva de protección definitiva del talud y los materiales más finos quedar ubicados en la parte interior del lugar de disposición de materiales excedentes. Antes de la compactación debe extenderse la capa de material colocado retirando las rocas cuyo tamaño no permita el normal proceso de compactación, la cual se hará con cuatro (4) pasadas de tractor.

Si se suspende por alguna circunstancia las actividades de colocación de materiales, se “deberá proteger las zonas desprovistas del relleno en el menor tiempo posible.

Las dos (2) últimas capas de material excedente colocado tendrán que compactarse mediante diez (10) pasadas de tractor para evitar las infiltraciones de agua.

Al momento de abandonar el lugar de disposición de materiales excedentes, éste deberá compactarse de manera que guarde armonía con la morfología existente del área. Los daños ambientales que origine la empresa contratista, deberán ser subsanados bajo su responsabilidad, asumiendo todos los costos correspondientes.

Este trabajo consiste en preparación del suelo previamente en alisar todas las pendientes y áreas disturbadas a ser cubiertas por esta capa superficial de suelo. Debe quedar una superficie sin hondonadas, depresiones o zonas excavadas hasta alcanzar niveles sobre los que se colocará la capa superficial de suelo. El material mezclado se extenderá en las áreas que se van a revegetalizar, de manera que - una vez asentada - proporcione el espesor requerido de 50 mm. Mediante el empleo de equipo apropiado, se deben desintegrar los terrones o montículos de suelo existentes, de modo que se obtenga una textura uniforme. Los terrones no desintegrados, las piedras de dimensión mayor a 50 milímetros (50 mm) y las raíces u otros elementos extraños, deberán ser removidos y llevados a la zona de depósito.

Método de Medición

El volumen de material acondicionado de excedentes en zona de DME, aceptado por el Supervisor, será medido en metros cúbicos (m³).

Base de Pago

Las cantidades medidas serán pagadas al precio unitario del Contrato, para la partida ACONDICIONAMIENTO DE MATERIAL EXCEDENTE EN DME. Independientemente del método de compactación usado con aprobación de la Supervisión, constituirán compensación total por todo el trabajo, la capa superficial de suelo, costo del equipo, personal, leyes sociales, herramientas, materiales e imprevistos necesarios, para la ejecución de esta partida, por lo que todo el trabajo ejecutado debe estar de acuerdo con lo especificado en la presente partida y contar con la aceptación plena del Supervisor.

El pago parcial se efectuará en forma proporcional al trabajo realizado en función al volumen de material depositado, extendido y compactado en su posición final, hasta alcanzar el nivel superior definitivo del depósito de desecho.

Ítem de Pago	Unidad de Pago
02.06.02.01 Acondicionamiento de Material Excedente en DME	% de Avance

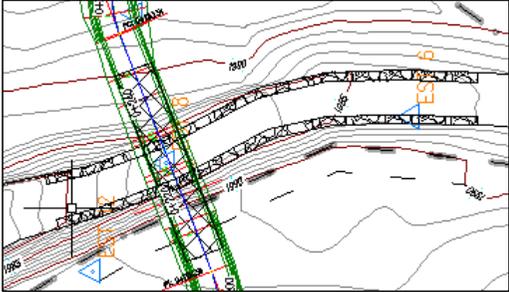
ANEXO N° 05: METRADOS

PLANILLA DE METRADOS

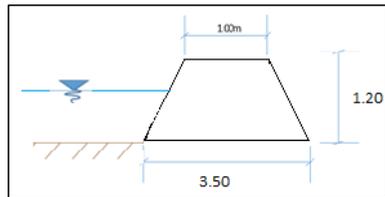
PROYECTO: Puente Carrozable Yanumayo " 38.00 m "
UBICACIÓN: Distrito de Ninabamba - Provincia de Santa Cruz - Departamento de Cajamarca
ELABORADO POR: Chamba Dejo Luigi Randú

FECHA: Feb-20

ITEM	DESCRIPCION	UND.	N° VECES	CANTIDAD	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL
					ANCHO	LARGO	ALTURA		
01.00	PUENTE								
01.01	OBRAS PRELIMINARES (TRABAJOS PRELIMINARES)								
01.01.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	Glb							1.00
			1.00	1.00	-	-	-	1.00	
01.01.02	TOPOGRAFÍA Y GEOREFERENCIACIÓN	m2							5030.00
			Cant.	Numero	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial
	Puente		1.00	1.00	38.00	-	10.00	-	380.00
	Acceso		1.00	1.00	385.00	-	10.00	-	3850.00
	Eje de Rio - Defensa		1.00	1.00	80.00	-	10.00	-	800.00

01.01.03	MANTENIMIENTO DE TRANSITO TEMPORAL Y SEGURIDAD VIAL	Glb								1.00
			1.00	1.00					1.00	
01.01.04	DESBROCE Y LIMPIEZA DEL TERRENO	Ha								0.50
	Se ha considerado un sobreancho de 0.5 m para las dimensiones del estribo									
	Estribo Izquierdo	m2	1.00	1.00	6.40	8.25	-		52.80	
	Estribo Derecho	m2	1.00	1.00	6.35	8.25	-		52.39	
	Almacén - Depósito de Agregados	m2	1.00	1.00	20.00	50.00	-		1000.00	
	Accesos	m2	1.00	1.00	10.00	385.00	-		3850.00	
01.01.05	ELIMINACIÓN DE OBSTRUCCIONES - TALA DE ARBOLES	Und								2.00
			1.00	2.00					2.00	
01.01.06	ELIMINACIÓN DE OBSTRUCCIONES - ELIMINACION DE RAICES	Und								2.00
			1.00	2.00					2.00	
01.01.07	TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO	m2								608.00
		Cant.	Numero	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial		
	Trazo, Nivel y Replanteo Preliminar	1.00	-	38.00	-	8.00	-	304.00		
	Replanteo durante el proceso	1.00	-	38.00	-	8.00	-	304.00		
01.02	OBRAS PROVISIONALES									
01.02.01	ENCAUZAMIENTO	m3								108.00
		Cant.	Numero	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial		
	20 m aguas arriba - 20 m aguas abajo	2.00	-	20.00	-	-	2.70	108.00		



01.03 SUB ESTRUCTURA (ESTRIBOS)

01.03.01 EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMUN EN SECO

m3

883.66

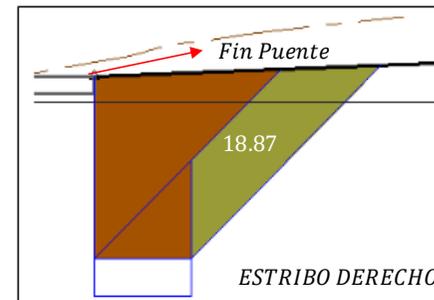
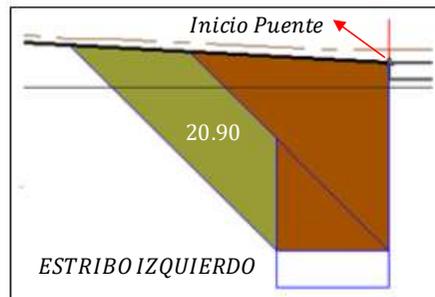
	Cant.	Numero	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial
Excavación con Maquinaria - Estribo Izquierdo h = 8.60 m	1.00	-	8.25	8.60	6.40	-	454.08
Excavación con Maquinaria - Estribo Derecho h = 8.20 m	1.00	-	8.25	8.20	6.35	-	429.58

01.03.02 RELLENO CON MATERIAL PROPIO PARA ESTRUCTURAS

m3

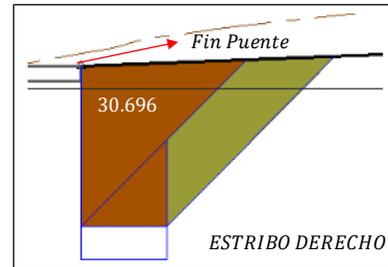
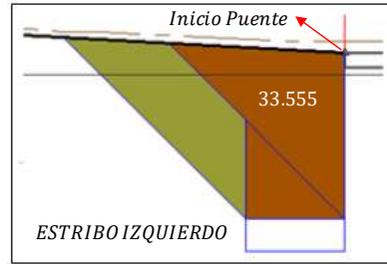
328.09

	Cant.	0.00	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial
Estribo Izquierdo h = 8.60 m	1.00	-	8.25	-	-	20.90	172.43
Estribo Derecho h = 8.20 m	1.00	-	8.25	-	-	18.87	155.66



01.03.03 RELLENO CON MATERIAL DE PRÉS TAMO PARA ESTRUCTURAS m3 525.71

	Cant.	Numero	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial
Estribo Izquierdo h = 8.60 m	1.00	-	8.25	-	-	33.555	276.83
Estribo Derecho h = 8.20 m	1.00	-	8.25	-	-	30.168	248.89



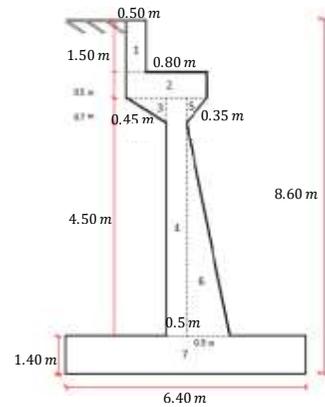
01.03.04 CONCRETO (F'c 100 KG/CM2) - SOLADO PARA ESTRIBOS m3 10.92

Desperdicio 0.05

Estribo Izquierdo	1.00	1.00	6.00	8.00	0.10	4.80
Estribo Derecho	1.00	1.00	7.00	8.00	0.10	5.60

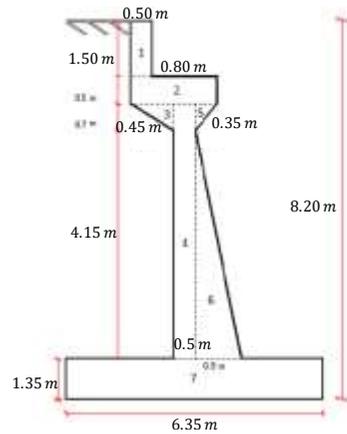
01.03.05 CONCRETO (F'c 280 KG/CM2) - ESTRIBOS m3 233.46

Estribo Izquierdo



Elemento				Área	Largo	Volumen
1	1.00	1.00	-	0.75	8.25	6.19
2	1.00	1.00	-	0.65	8.25	5.36
3	1.00	1.00	-	0.16	8.25	1.32
4	1.00	1.00	-	2.25	8.25	18.56
5	1.00	1.00	-	0.25	8.25	2.06
6	1.00	1.00	-	1.80	8.25	14.85
7	1.00	1.00	-	8.96	8.25	73.92

Estribo Derecho



Elemento				Área	Largo	Volumen
1	1.00	1.00	-	0.75	7.50	5.63
2	1.00	1.00	-	0.65	7.50	4.88
3	1.00	1.00	-	0.16	7.50	1.20
4	1.00	1.00	-	2.08	7.50	15.60
5	1.00	1.00	-	0.25	7.50	1.88
6	1.00	1.00	-	1.66	7.50	12.45
7	1.00	1.00	-	8.57	7.50	64.28

01.03.06 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN SECO m2 199.57

Tomando en cuenta las imágenes de 01.03.05

					Área	
Vista Lateral - Estribo Izquierdo	1.00	1.00	-		14.82	14.82
Vista Lateral - Estribo Derecho	1.00	1.00	-		14.12	14.12

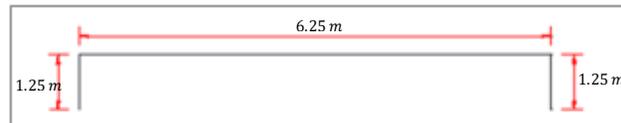
Considerado a lo largo de todo el estribo

					Longitud	Largo	
Vista Frontal - Estribo Izquierdo	1.00	1.00	-		11.57	7.50	86.78
Vista Frontal - Estribo Derecho	1.00	1.00	-		11.18	7.50	83.85

01.03.07 ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 kg 24685.57

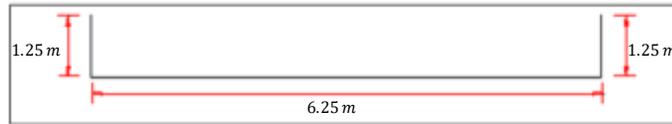
Estribo Izquierdo

Acero Transversal	# Elemen.	Cantidad	Φ	Long	P.U.	Parcial
Acero Superior de la Zapata	1.00	81.00	1	8.75	3.973	2815.86



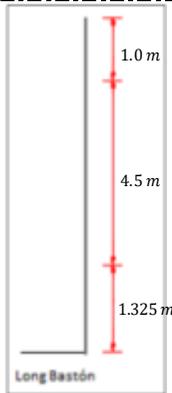
Separación
0.10 m

Acero Inferior de la Zapata	1.00	81.00	3/4	8.75	2.235	1584.06
-----------------------------	------	-------	-----	------	-------	---------



Separación
0.10 m

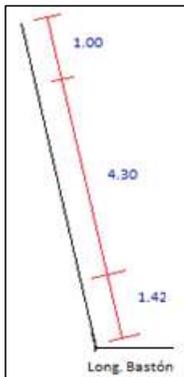
Acero Pantalla - Contacto Material	1.00	54.00	1	7.83	3.973	1678.79
------------------------------------	------	-------	---	------	-------	---------



Long Bastón = 1 m
No necesita empalme

Separación
0.15 m

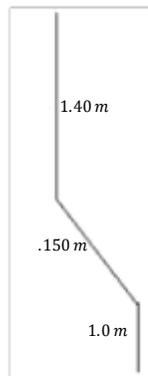
Acero Pantalla - Contacto Aire	1.00	54.00	1	7.72	3.973	1656.26
--------------------------------	------	-------	---	------	-------	---------



Long Bastón = 1 m
No necesita empalme

Separación
0.15 m

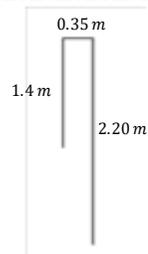
Acero Cabezal Izquierdo	1.00	54.00	1	3.90	3.973	836.71
-------------------------	------	-------	---	------	-------	--------



Separación
0.15 m

No necesita empalme

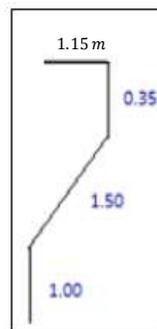
Acero Cabezal Derecho	1.00	54.00	1	4.00	3.973	858.17
-----------------------	------	-------	---	------	-------	--------



Separación
0.15 m

No necesita empalme

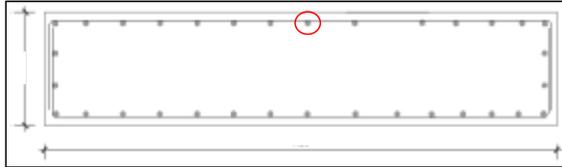
Acero Cajuela	1.00	54.00	1	4.00	3.973	858.17
---------------	------	-------	---	------	-------	--------



Separación
0.15 m

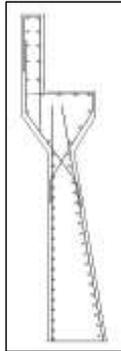
No necesita empalme

Acero Longitudinal	# Elemen.	Cantidad	Φ	Long	P.U.	Parcial
Acero de la Zapata - @ 0.19 - Longitud Estribo 8.25 m - 2 Ganchos 0.75 m - Empalme 1.15 m	1.00	76.00	3/4	10.75	2.235	1826.00



Horizontales	66.00	Separación
Verticales	10.00	0.19 m

Acero de Estribo sin Zapata - Empalme 0.80 m	1.00	67.00	1/2	10.40	0.994	692.62
--	------	-------	-----	-------	-------	--------

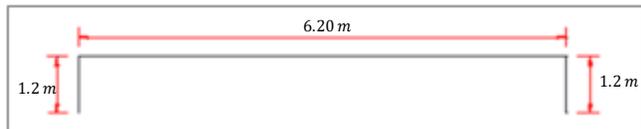


Los aceros longitudinales van a lo largo de todo el perímetro del estribo

Perímetro	15.40	Separación
Pantallas	9.09	0.23 m
Base Caj.	1.46	
Altura Caj.	0.85	
Cajuela	0.80	
Cabezal	3.20	

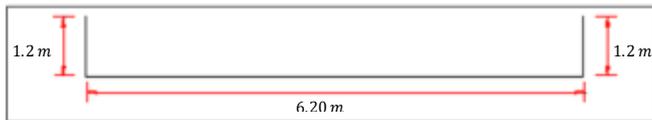
Estribo Derecho

Acero Transversal	# Elemen.	Cantidad	Φ	Long	P.U.	Parcial
Acero Superior de la Zapata	1.00	81.00	1	8.60	3.973	2767.59

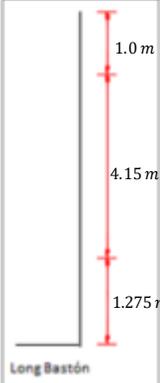
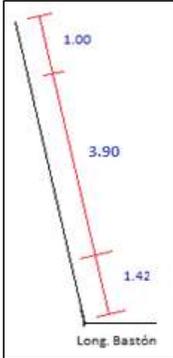


Separación
0.10 m

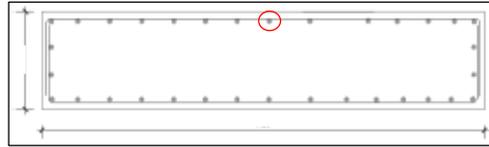
Acero Inferior de la Zapata	1.00	81.00	3/4	8.60	2.235	1556.90
-----------------------------	------	-------	-----	------	-------	---------



Separación
0.10 m

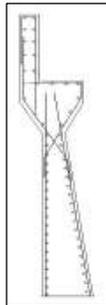
Acero Pantalla - Contacto Material	1.00	45.00	1	7.43	3.973	1327.48
 <p>Long Bastón = 1.00 m No necesita empalme</p> <p>Separación 0.18 m</p>						
Acero Pantalla - Contacto Aire	1.00	45.00	5/8	7.32	1.552	511.23
 <p>Long Bastón = 1.00 m No necesita empalme</p> <p>Separación 0.18 m</p>						
Acero Cabezal Izquierdo - Igual Estribo Izquierdo	1.00	45.00	1	3.90	3.973	697.26
Acero Cabezal Derecho - Igual Estribo Izquierdo	1.00	45.00	1	4.00	3.973	715.14
Acero Cajuela - Igual Estribo Izquierdo	1.00	45.00	1	4.00	3.973	715.14

Acero Longitudinal		# Elemen.	Cantidad	Φ	Long	P.U.	Parcial
Acero de la Zapata - @ 0.19 - Longitud Estribo 8.25 m - 2 Ganchos 0.75 m - Empalme 1.15 m		1.00	76.00	3/4	10.75	2.235	1826.00



Horizontales	66.00	Separación 0.19 m
Verticales	10.00	

Acero de Estribo sin Zapata		1.00	64.00	1/2	10.40	0.994	661.61
-----------------------------	--	------	-------	-----	-------	-------	--------



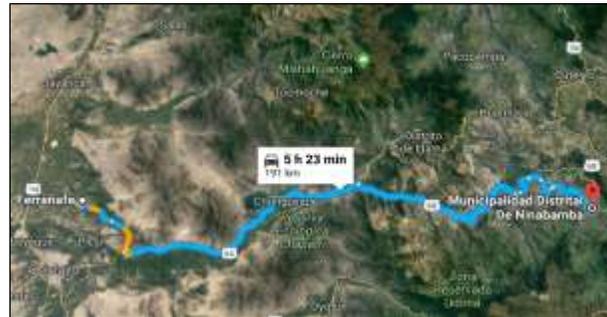
Los aceros longitudinales van a lo largo de todo el perímetro del estribo
Se encuentran @0.20 m

Perímetro	14.71	Separación 0.23 m
Pantallas	8.40	
Base Caj.	1.46	
Altura Caj.	0.85	
Cajuela	0.80	
Cabezal	3.20	

DESPERDICIO (5%)							1100.58
------------------	--	--	--	--	--	--	---------

01.03.08	TRANSPORTE DE MATERIALES A MAS DE 1000 M	M3-KM						100411.52
----------	--	-------	--	--	--	--	--	-----------

	Cant.	Elemento	Dist (km)	Altura	Ancho	Volumen	Parcial
Relleno con Material de Préstamo	1.00	-	191.00	-	-	525.715	100411.52



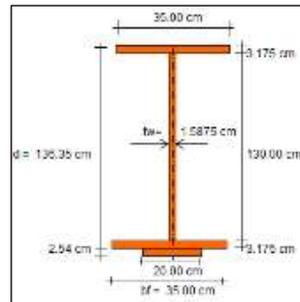
01.04 ESTRUCTURA METÁLICA

01.04.01	FABRICACION DE ESTRU.C.METÁLICA ACERO ASTM A 709 Grado 50	tn						61.59
-----------------	--	-----------	--	--	--	--	--	--------------

Vigas Interiores

Peso kg/m3 7850.000

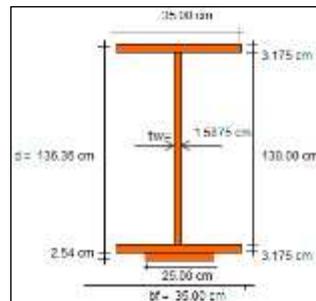
	# Elemen.	Cantidad	e	Long	Largo	Parcial
Planchas de Acero e = 5/8 " = 1.5875 cm	2.00	1.00	5/8	1.30	38.000	12312.33
Planchas de Acero e = 1 1/4 " = 3.175 cm	2.00	2.00	1 1/4	0.35	38.000	13259.44
Planchas de Acero e = 1 " = 2.54 cm	2.00	1.00	1	0.20	38.000	3030.73



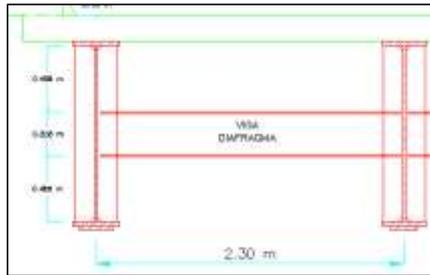
Vigas Exteriores

Peso kg/m3 7850.000

	# Elemen.	Cantidad	e	Long	Largo	Parcial
Planchas de Acero e = 5/8 " = 1.5875 cm	2.00	1.00	5/8	1.30	38.000	12312.33
Planchas de Acero e = 1 1/4 " = 3.175 cm	2.00	2.00	1 1/4	0.35	38.000	13259.44
Planchas de Acero e = 1 " = 2.54 cm	2.00	1.00	1	0.25	38.000	3788.41

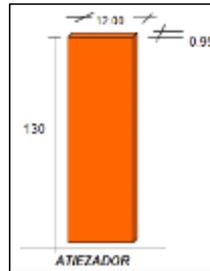


Vigas Diafragmas - W 12 * 40



Características		Cantidad	Largo m	Parcial kg
A =	11.70 plg2	5.00	6.900	2044.29
d =	11.90 plg			
tw =	0.295 plg		Peso kg/m3	7850.000
bf =	8.01 plg			
tf =	0.515 plg			

Atiezos



$e = 3/8" = 0.95 \text{ cm}$

# Elemen.	Cantidad	e	Ancho	Altura	Parcial
8.00	17.00	3/8	0.12	1.300	1586.35

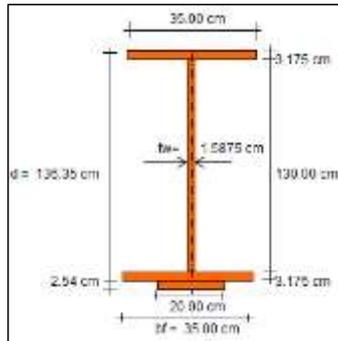
01.04.02	MONTAJE Y LANZAMIENTO DE ESTRUCTURA METÁLICA	tn							61.59
----------	--	----	--	--	--	--	--	--	-------

Partidas	01.04.01
	61.59

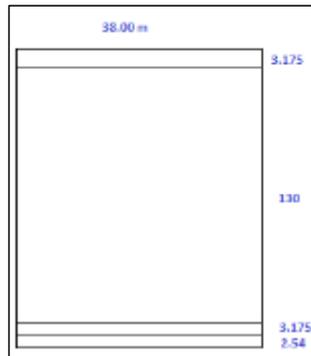
01.04.03	ARENADO Y PINTURA DE ESTRUCTURA METÁLICA	m2							800.97
----------	--	----	--	--	--	--	--	--	--------

Vigas Interiores

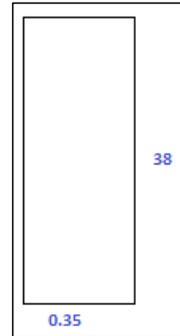
Vista - Axial		# Elemen.	Cantidad	e	Long	Largo	Parcial
Planchas de Acero e = 5/8 " = 1.5875 cm		2.00	1.00	5/8	1.30	-	0.04
Planchas de Acero e = 1 1/4 " = 3.175 cm		2.00	2.00	1 1/4	0.35	-	0.04
Planchas de Acero e = 1 " = 2.54 cm		2.00	1.00	1	0.20	-	0.01
							0.10



Vista - Lateral	# Elemen.	Cantidad	e	Long	Largo	Parcial
Planchas de Acero e = 5/8 " = 1.5875 cm	2.00	2.00	-	1.30	38.000	197.60
Planchas de Acero e = 1 1/4 " = 3.175 cm	2.00	4.00	1 1/4	-	38.000	9.65
Planchas de Acero e = 1 " = 2.54 cm	2.00	2.00	1	-	38.000	152.00
						359.25

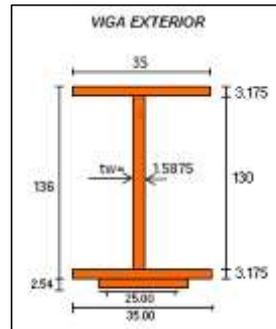


Vista - Planta	# Elemen.	Cantidad	e	Long	Largo	Parcial
Planchas de Acero e = 5/8 " = 1.5875 cm	2.00	2.00	-	0.35	38.000	53.20



Vigas Exteriores

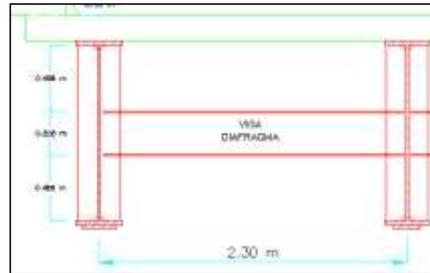
Vista - Axial	# Elemen.	Cantidad	e	Long	Largo	Parcial
Planchas de Acero e = 5/8 " = 1.5875 cm	2.00	1.00	5/8	1.30	-	0.04
Planchas de Acero e = 1 1/4 " = 3.175 cm	2.00	2.00	1 1/4	0.35	-	0.04
Planchas de Acero e = 1 " = 2.54 cm	2.00	1.00	1	0.25	-	0.01
						0.10



Vista - Lateral - Igual a Viga Interior	# Elemen.	Cantidad	e	Long	Largo	Parcial
Planchas de Acero e = 5/8 " = 1.5875 cm	2.00	2.00	-	1.30	38.000	197.60
Planchas de Acero e = 1 1/4 " = 3.175 cm	2.00	4.00	1 1/4	-	38.000	9.65
Planchas de Acero e = 1 " = 2.54 cm	2.00	2.00	1	-	38.000	152.00

Vista - Planta - Igual a Viga Interior		# Elemen.	Cantidad	e	Long	Largo	Parcial
Planchas de Acero e = 1 1/4 " = 3.175 cm		2.00	2.00	-	0.35	38.000	53.20

Vigas Diafragma



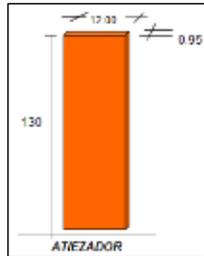
Características	Cantidad	Largo m
A =	11.70 plg ²	5.00
d =	11.90 plg	6.900
tw =	0.30 plg	
bf =	8.01 plg	
tf =	0.52 plg	

Vista - Axial		# Elemen.	Cantidad	e	Long	Largo	Parcial
Planchas de Acero tw		2.00	5.00	0.30	11.90	-	0.02
Planchas de Acero tf		2.00	10.00	0.52	8.01	-	0.05
							0.08

Vista - Lateral		# Elemen.	Cantidad	e	Long	Largo	Parcial
Planchas de Acero tw		2.00	5.00	-	11.90	38.000	114.86
Planchas de Acero tf		2.00	10.00	0.52	-	38.000	10.04
							124.90

Vista - Planta		# Elemen.	Cantidad	e	Long	Largo	Parcial
Planchas de Acero tf		2.00	5.00	-	8.01	6.900	14.04

Ateizadores

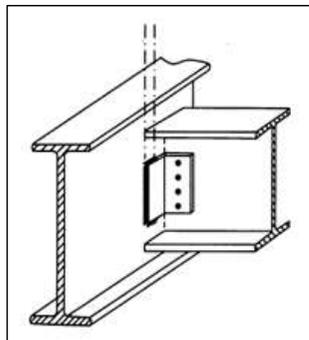


Vista - Axial	# Elemen.	Cantidad	e	Long	Largo	Parcial
	8.00	17.00	-	0.12	1.300	21.22
Vista - Lateral	# Elemen.	Cantidad	e	Long	Largo	Parcial
	8.00	17.00	3/8	-	1.300	1.68
Vista - Planta	# Elemen.	Cantidad	e	Long	Largo	Parcial
	8.00	17.00	-	0.12	1.300	21.22

01.04.04 TRANSPORTE ESTRUCTURA METÁLICA kg 3630.63

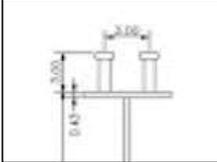
Vigas diafragma y Ateizadores

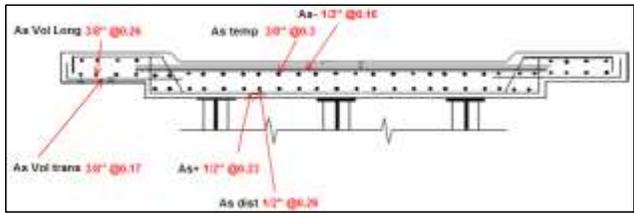
01.04.05 PERNOS ASTM A325 DE 1/2 plg und 360.00



# Pernos	6.00	Por Ala
# Unión	4.00	2 Inicio y 2 Fin

# Vigas	# Conexiones
15.00	360.00

01.04.06	CONECTORES DE CORTE A 108 3/4 plg	Und							872.00																
				<table border="1"> <thead> <tr> <th>Separación</th> <th>Largo</th> <th>Cantidad</th> <th>Parcial</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>8.00</td> <td>0.35 m</td> <td>38.00 m</td> <td>109.00</td> </tr> </tbody> </table>		Separación	Largo	Cantidad	Parcial	8.00	0.35 m	38.00 m	109.00												
Separación	Largo	Cantidad	Parcial																						
8.00	0.35 m	38.00 m	109.00																						
<p>01.05 TABLERO DE CONCRETO ARMADO</p>																									
01.05.01	CONCRETO F' C 280 KG/CM2	m3							68.93																
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Losa</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Total</td> <td>60.80</td> </tr> </tbody> </table>		Losa		Total	60.80	Total	1.00	1.00	8.00	38.00	0.20	60.80													
Losa																									
Total	60.80																								
																									
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Vereda</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Rect.</td> <td>4.56</td> </tr> <tr> <td>Triang.</td> <td>0.29</td> </tr> </tbody> </table>		Vereda		Rect.	4.56	Triang.	0.29	Rect.	1.00	1.00	0.80	38.00	0.15	4.56											
Vereda																									
Rect.	4.56																								
Triang.	0.29																								
		Triang.	1.00	1.00	0.01	38.00		0.29																	
01.05.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO METALICO	m2							315.40																
<p>Se encofrará todo el perímetro se la losa y vereda, descontando el ancho de las alas de las vigas.</p>																									
				<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Ancho</th> <th>Largo</th> <th></th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Horiz. Infe.</td> <td>7.60</td> <td>38.00</td> <td>-</td> <td>288.80</td> </tr> <tr> <td>Vertical</td> <td>0.70</td> <td>38.00</td> <td>-</td> <td>26.60</td> </tr> </tbody> </table>			Ancho	Largo			Horiz. Infe.	7.60	38.00	-	288.80	Vertical	0.70	38.00	-	26.60					
	Ancho	Largo																							
Horiz. Infe.	7.60	38.00	-	288.80																					
Vertical	0.70	38.00	-	26.60																					

01.05.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg							6128.29																																																	
<p>Recubrimiento: Sup = 5 cm , Inf = 3 cm , Lat = 2.5 cm , Empalme: 1/2 = 76 cm , 3/8 = 58 cm Long desarrollo: 1/2 = 60 cm , 5/8 = 75 cm , Bastón = 17.5 cm</p>																																																										
			<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th># Elemen.</th> <th>Cantidad</th> <th>Φ</th> <th>Long</th> <th>P.U.</th> <th>Parcial</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>As +</td> <td>1.00</td> <td>165.00</td> <td>1/2</td> <td>8.55</td> <td>0.994</td> <td>1402.29</td> </tr> <tr> <td>As -</td> <td>1.00</td> <td>238.00</td> <td>1/2</td> <td>8.55</td> <td>0.994</td> <td>2022.69</td> </tr> <tr> <td>5 empalmes As Distrib.</td> <td>1.00</td> <td>31.00</td> <td>1/2</td> <td>42.10</td> <td>0.994</td> <td>1297.27</td> </tr> <tr> <td>5 empalmes As Temp.</td> <td>1.00</td> <td>27.00</td> <td>3/8</td> <td>41.20</td> <td>0.560</td> <td>622.94</td> </tr> <tr> <td>5 empalmes As Vold Long</td> <td>2.00</td> <td>8.00</td> <td>3/8</td> <td>41.20</td> <td>0.560</td> <td>369.15</td> </tr> <tr> <td>As Vold Tran</td> <td>2.00</td> <td>224.00</td> <td>3/8</td> <td>1.65</td> <td>0.560</td> <td>413.95</td> </tr> </tbody> </table>								# Elemen.	Cantidad	Φ	Long	P.U.	Parcial	As +	1.00	165.00	1/2	8.55	0.994	1402.29	As -	1.00	238.00	1/2	8.55	0.994	2022.69	5 empalmes As Distrib.	1.00	31.00	1/2	42.10	0.994	1297.27	5 empalmes As Temp.	1.00	27.00	3/8	41.20	0.560	622.94	5 empalmes As Vold Long	2.00	8.00	3/8	41.20	0.560	369.15	As Vold Tran	2.00	224.00	3/8	1.65	0.560	413.95
	# Elemen.	Cantidad	Φ	Long	P.U.	Parcial																																																				
As +	1.00	165.00	1/2	8.55	0.994	1402.29																																																				
As -	1.00	238.00	1/2	8.55	0.994	2022.69																																																				
5 empalmes As Distrib.	1.00	31.00	1/2	42.10	0.994	1297.27																																																				
5 empalmes As Temp.	1.00	27.00	3/8	41.20	0.560	622.94																																																				
5 empalmes As Vold Long	2.00	8.00	3/8	41.20	0.560	369.15																																																				
As Vold Tran	2.00	224.00	3/8	1.65	0.560	413.95																																																				
<p>01.06 SUPERFICIE DE DESGASTE</p>																																																										
01.06.01	RIEGO DE LIGA	m2							304.00																																																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Cant.</th> <th>Elementos</th> <th>Long.</th> <th>Altura</th> <th>Ancho</th> <th>Area</th> <th>Parcial</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>1.00</td> <td>1.00</td> <td>38.00</td> <td>1.00</td> <td>8.00</td> <td>-</td> <td>304.00</td> </tr> </tbody> </table>			Descripción	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial		1.00	1.00	38.00	1.00	8.00	-	304.00																																								
Descripción	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial																																																			
	1.00	1.00	38.00	1.00	8.00	-	304.00																																																			
01.06.02	PAVIMENTO DE CONCRETO ASFALTICO EN CALIENTE (MAC) E = 5 CM	m3							15.20																																																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Cant.</th> <th>Elementos</th> <th>Long.</th> <th>Altura</th> <th>Ancho</th> <th>Area</th> <th>Parcial</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>1.00</td> <td>1.00</td> <td>38.00</td> <td>0.05</td> <td>8.00</td> <td>-</td> <td>15.20</td> </tr> </tbody> </table>			Descripción	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial		1.00	1.00	38.00	0.05	8.00	-	15.20																																								
Descripción	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial																																																			
	1.00	1.00	38.00	0.05	8.00	-	15.20																																																			
<p>1.07 VARIOS</p>																																																										
01.07.01	PINTURA BITUMINOSA	m2							228.00																																																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Cant.</th> <th>Elementos</th> <th>Long.</th> <th>Altura</th> <th>Ancho</th> <th>Area</th> <th>Parcial</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>1.00</td> <td>1.00</td> <td>38.00</td> <td>-</td> <td>6.00</td> <td>-</td> <td>228.00</td> </tr> </tbody> </table>			Descripción	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial		1.00	1.00	38.00	-	6.00	-	228.00																																								
Descripción	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial																																																			
	1.00	1.00	38.00	-	6.00	-	228.00																																																			
01.07.02	GEOCOMPUESTO DE DRENAJE	m2							126.00																																																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Referencia - Imagen 01.03.05</th> <th>Cant.</th> <th>Numero</th> <th>Long.</th> <th>Altura</th> <th>Ancho</th> <th>Area</th> <th>Parcial</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Estribo Izquierdo</td> <td>1.00</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>8.60</td> <td>7.50</td> <td>-</td> <td>64.50</td> </tr> <tr> <td>Estribo Derecho</td> <td>1.00</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>8.20</td> <td>7.50</td> <td>-</td> <td>61.50</td> </tr> </tbody> </table>			Referencia - Imagen 01.03.05	Cant.	Numero	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial	Estribo Izquierdo	1.00	-	-	8.60	7.50	-	64.50	Estribo Derecho	1.00	-	-	8.20	7.50	-	61.50																																
Referencia - Imagen 01.03.05	Cant.	Numero	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial																																																			
Estribo Izquierdo	1.00	-	-	8.60	7.50	-	64.50																																																			
Estribo Derecho	1.00	-	-	8.20	7.50	-	61.50																																																			

01.07.03	BARANDA METALICA	ml							76.00																		
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Cant.</th> <th>Elementos</th> <th>Long.</th> <th>Altura</th> <th>Ancho</th> <th>Area</th> <th>Parcial</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Baranda Metálica Tubo acero</td> <td>1.00</td> <td>2.00</td> <td>38.00</td> <td>1.20</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>76.00</td> </tr> </tbody> </table>	Descripción	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial	Baranda Metálica Tubo acero	1.00	2.00	38.00	1.20	-	-	76.00										
Descripción	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial																				
Baranda Metálica Tubo acero	1.00	2.00	38.00	1.20	-	-	76.00																				
01.07.04	ACABADO DE VEREDAS	m2							68.40																		
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Cant.</th> <th>Elementos</th> <th>Long.</th> <th>Altura</th> <th>Ancho</th> <th>Area</th> <th>Parcial</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Vereda Izquierda y Derecha</td> <td>1.00</td> <td>2.00</td> <td>38.00</td> <td>-</td> <td>0.90</td> <td>-</td> <td>68.40</td> </tr> </tbody> </table>	Descripción	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial	Vereda Izquierda y Derecha	1.00	2.00	38.00	-	0.90	-	68.40										
Descripción	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial																				
Vereda Izquierda y Derecha	1.00	2.00	38.00	-	0.90	-	68.40																				
01.07.05	TUBERIA PVC DIAM 3" - DRENAJE	ml							21.60																		
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Cant.</th> <th>Elementos</th> <th>Long.</th> <th>Altura</th> <th>Ancho</th> <th>Area</th> <th>Parcial</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>En tablero</td> <td>18.00</td> <td>-</td> <td>1.20</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>21.60</td> </tr> </tbody> </table>	Descripción	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial	En tablero	18.00	-	1.20	-	-	-	21.60										
Descripción	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial																				
En tablero	18.00	-	1.20	-	-	-	21.60																				
01.07.06	TUBO DREN PVC DIAM 6" - LLORONES	ml							12.00																		
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción Cada 2 m - Ancho Estribo 8 m</th> <th>Cant.</th> <th>Elementos</th> <th>Long.</th> <th>Altura</th> <th>Ancho</th> <th>Area</th> <th>Parcial</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Estribo Izquierdo</td> <td>3.00</td> <td>2.00</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>6.00</td> </tr> <tr> <td>Estribo Derecho</td> <td>3.00</td> <td>2.00</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>6.00</td> </tr> </tbody> </table>	Descripción Cada 2 m - Ancho Estribo 8 m	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial	Estribo Izquierdo	3.00	2.00	-	-	-	-	6.00	Estribo Derecho	3.00	2.00	-	-	-	-	6.00		
Descripción Cada 2 m - Ancho Estribo 8 m	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial																				
Estribo Izquierdo	3.00	2.00	-	-	-	-	6.00																				
Estribo Derecho	3.00	2.00	-	-	-	-	6.00																				
01.07.07	JUNTAS DE DILATACIÓN EN EL TABLERO DEL PUENTE	ml							18.00																		
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Cant.</th> <th>Elementos</th> <th>Long.</th> <th>Altura</th> <th>Ancho</th> <th>Area</th> <th>Parcial</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Juntas en Vereda</td> <td>2.00</td> <td>1.00</td> <td>9.00</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>18.00</td> </tr> </tbody> </table>	Descripción	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial	Juntas en Vereda	2.00	1.00	9.00	-	-	-	18.00										
Descripción	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial																				
Juntas en Vereda	2.00	1.00	9.00	-	-	-	18.00																				
01.07.08	APARATO DE APOYO DE NEOPRENO	und							8.00																		
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Cant.</th> <th>Elementos</th> <th>Long.</th> <th>Altura</th> <th>Ancho</th> <th>Area</th> <th>Parcial</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Estribo Izquierdo</td> <td>1.00</td> <td>4.00</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>4.00</td> </tr> <tr> <td>Estribo Derecho</td> <td>1.00</td> <td>4.00</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>4.00</td> </tr> </tbody> </table>	Descripción	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial	Estribo Izquierdo	1.00	4.00	-	-	-	-	4.00	Estribo Derecho	1.00	4.00	-	-	-	-	4.00		
Descripción	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial																				
Estribo Izquierdo	1.00	4.00	-	-	-	-	4.00																				
Estribo Derecho	1.00	4.00	-	-	-	-	4.00																				

02.00 ACCESOS

02.01 MOVIMIENTO DE TIERRAS

02.01.01 EXCAVACION EN EXPLANACIONES EN MATERIAL SUELTO m3 3722.16

Descripción	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Corte	Relleno	Volumen
0 + 000.00	-	-	-	-	0.000	0.000	
0 + 020.00	-	-	-	-	86.640	0.000	
0 + 040.00	-	-	-	-	257.140	0.000	
0 + 060.00	-	-	-	-	236.510	0.000	
0 + 066.53	-	-	-	-	43.370	0.650	
0 + 070.00	-	-	-	-	20.880	1.160	
0 + 080.00	-	-	-	-	67.410	2.280	
0 + 082.06	-	-	-	-	14.440	0.030	
0 + 090.00	-	-	-	-	42.250	0.830	
0 + 097.58	-	-	-	-	24.530	2.700	
0 + 100.00	-	-	-	-	6.290	1.230	
0 + 120.00	-	-	-	-	109.400	5.450	
0 + 140.00	-	-	-	-	182.520	0.280	
0 + 160.00	-	-	-	-	293.090	0.000	
0 + 166.49	-	-	-	-	143.910	0.000	
0 + 170.00	-	-	-	-	93.820	0.000	
0 + 180.00	-	-	-	-	290.790	0.000	
0 + 185.53	-	-	-	-	147.160	0.000	
0 + 190.00	-	-	-	-	89.030	0.000	
0 + 200.00	-	-	-	-	102.060	0.010	
0 + 204.56	-	-	-	-	15.470	0.230	
0 + 220.00	-	-	-	-	23.990	345.090	
0 + 240.00	-	-	-	-	0.000	629.780	
0 + 253.34	-	-	-	-	47.810	122.470	
0 + 260.00	-	-	-	-	77.450	0.000	
0 + 269.54	-	-	-	-	199.970	0.000	
0 + 270.00	-	-	-	-	11.710	0.000	
0 + 280.00	-	-	-	-	262.880	0.000	
0 + 285.73	-	-	-	-	146.690	0.000	

0 + 300.00	-	-	-	-	325.130	0.000	
0 + 320.00	-	-	-	-	302.890	0.080	
0 + 332.25	-	-	-	-	51.820	61.440	
0 + 337.19	-	-	-	-	0.660	66.870	
0 + 340.00	-	-	-	-	0.000	45.800	
0 + 342.14	-	-	-	-	0.000	33.820	
0 + 360.00	-	-	-	-	0.000	186.340	
0 + 380.00	-	-	-	-	3.540	64.030	
0 + 385.13	-	-	-	-	0.910	0.420	

02.01.02	CONFORMACIÓN DE TERRAPLENES CON MATERIAL PROPIO	m3							1570.99
----------	---	----	--	--	--	--	--	--	---------

Tabla - 02.01.01 - Se considera que un 42 % del material excavado puede ser utilizado para relleno con material propio

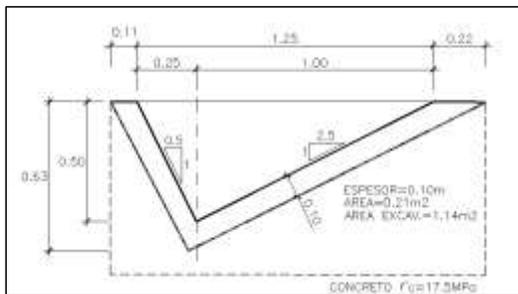
02.02 PAVIMENTOS

02.02.01	BASE GRANULAR	m3							416.56
----------	---------------	----	--	--	--	--	--	--	--------

Descripción	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial
Base Granular = 20 cm	1.00	-	347.13	0.20	6.00	-	416.56

02.03 OBRAS DE ARTE Y DRENAJE

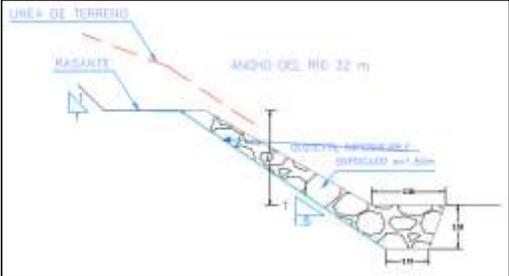
02.03.01	CUNETA TRIANGULAR	m							385.00
----------	-------------------	---	--	--	--	--	--	--	--------



Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial
1.00	-	385.00	-	-	-	385.00

Concreto f _c = 175 kg/cm ²	m ³	0.210
Excavación manual	m ³	1.140
Relleno para estructuras	m ³	0.498
Encofrado y Desencofrado	m ²	1.650

02.04 SEÑALIZACIÓN Y SEGURIDAD VIAL									
02.04.01	SEÑALES PREVENTIVAS (0.60 m x 0.60 m)	und							8.00
Descripción		Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial	
		8.00	-	-	-	-	-	8.00	
		Inicio del Acceso 1		1.00	Fin del Puente		1.00		
		Tramo Acceso 1		2.00	Tramo Acceso 2		2.00		
		Inicio del Puente		1.00	Fin del Acceso 2		1.00		
02.04.02	SEÑALES REGLAMENTARIAS (0.60 m x 0.60 m)	und							2.00
Descripción		Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial	
		2.00	-	-	-	-	-	2.00	
02.04.03	SEÑALES INFORMATIVAS (2.50 m x 1.50 m)	und							2.00
Descripción		Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Area	Parcial	
		1.00	-	-	-	-	-	1.00	
		1.00	-	-	-	-	-	1.00	
02.04.04	MARCAS EN EL PAVIMENTO	ml							1041.90
Descripción		LADO	ZONA	INICIO	FIN	LONGITUD	ESP	CANTIDAD	
		Derecho	Rural	Entrada	Salida	347.30	VAR	347.30	
		Centro	Rural	Entrada	Salida	347.30	VAR	347.30	
		Izquierdo	Rural	Entrada	Salida	347.30	VAR	347.30	
02.05 OBRAS DE DEFENSA									
02.05.01	EXCAVACIÓN PARA OBRA DE DEFENSA	m3							8818.15
		Cant.	Km	Area	Longitud	Area			
		1.00	0+240	57.14	10.00	571.430			
		1.00	0+260	70.53	20.00	1410.580			
		1.00	0+280	159.82	12.50	1997.713			
		1.00	0+300	109.98	20.00	2199.680			
		1.00	0+320	263.88	10.00	2638.750			

02.05.02	AFIRMADO EN TERRAPLEN	m3							1198.65
Descripción Terraplen V = 1 , H = 1.5		Cant.	Km	Area	Longitud	Volumen			
		1.00	0+280	159.82	7.50	1198.650			
02.05.03	ROCA (UÑA)	m3							928.80
Descripción Terraplen V = 1 , H = 1.5		Cant.	Km	Area	Longitud	Volumen			
		2.00	0+240	5.81	10.00	116.100			
		2.00	0+260	5.81	20.00	232.200			
		2.00	0+280	5.81	20.00	232.200			
		2.00	0+300	5.81	20.00	232.200			
		2.00	0+320	5.81	10.00	116.100			
02.05.03	TALUD DE ROCA	m3							767.52
Descripción Terraplen V = 1 , H = 1.5		Cant.	Km	Area	Longitud	Volumen			
		2.00	0+240	4.797	10.00	95.940			
		2.00	0+260	4.797	20.00	191.880			
		2.00	0+280	4.797	20.00	191.880			
		2.00	0+300	4.797	20.00	191.880			
		2.00	0+320	4.797	10.00	95.940			
02.05.04	GEOTEXTIL IMPERMEABLE	m2							1557.28
Descripción Terraplen V = 1 , H = 1.5		Cant.	Km	Ancho	Longitud	Area			
		2.00	0+240	10.000	9.733	194.660			
		2.00	0+260	20.000	9.733	389.320			
		2.00	0+280	20.000	9.733	389.320			
		2.00	0+300	20.000	9.733	389.320			
		2.00	0+320	10.000	9.733	194.660			

02.06 PROTECCION AMBIENTAL									
02.06.01	PROGRAMA DE MONITOREO AMBIENTAL								
02.06.01.01	MONITOREO DE LA CALIDAD DE AGUA	pto							1.00
			1.00	-	-	-	-	1.00	
02.06.01.02	MONITOREO DE LA CALIDAD DE AIRE	pto							1.00
			1.00	-	-	-	-	1.00	
02.06.01.03	MONITOREO DE RUIDO	pto							1.00
			1.00	-	-	-	-	1.00	
02.06.02	PROGRAMA DE CIERRE DE OBRA								
02.06.02.01	ACONDICIONAMIENTO DE MATERIAL EXCEDENTE EN DME	m3							555.57
	Descripción	Cant.	Elementos	Long.	Altura	Ancho	Volumen	Parcial	
	Estribos - Partida 01.03.01	1.00	-	-	-	-	555.572	555.57	
02.06.02.02	TRATAMIENTO DE DME (DMEs P13-03 / P14-03)	glb							1.00
			1.00	-	-	-	-	1.00	

ANEXO N° 06: COSTOS Y PRESUPUESTOS

PRESUPUESTO GENERAL DEL PROYECTO

Proyecto PUENTE YANUMAYO
Lugar Distrito: NINABAMBA, Provincia: SANTA CRUZ, Departamento: CAJAMARCA
Elab. Por LUIGI RANDU CHAMBA DEJO
Fecha 27/05/219

PARTIDAS	UND	METRADO	C.U.	PARCIAL
I.- PUENTE YANUMAYO				2 178 001.51
01 OBRAS PRELIMINARES (TRABAJOS PRELIMINARES)				68 215.69
01.01 MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS - PUENTE YANUMAYO	gib	1.00	14 000.00	14 000.00
01.02 TOPOGRAFIA Y GEOREFERENCIACION	m2	5030.00	2.60	13 078.00
01.03 MANTENIMIENTO DE TRANSITO TEMPORAL Y SEGURIDAD VIAL	gib	1.00	32 498.51	32 498.51
01.04 DESBROCE Y LIMPIEZA DEL TERRENO	ha	0.50	3 122.19	1 561.10
01.05 ELIMINACION DE OBSTRUCCIONES - TALA DE ARBOLES	uni	2.00	1 469.28	2 938.56
01.06 ELIMINACION DE OBSTRUCCIONES - ELIMINACION DE RAICES	uni	2.00	1 334.08	2 668.16
01.07 TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO	m2	608.00	2.42	1 471.36
02 OBRAS PROVISIONALES				172.37
02.01 ENCAUZAMIENTO	m3	64.80	2.66	172.37
03 SUBESTRUCTURA (ESTRIBO)				1 022 646.19
03.01 EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMUN EN SECO	m3	883.66	8.52	7 528.78
03.02 RELLENO CON MATERIAL PROPIO PARA ESTRUCTURAS	m3	328.09	64.81	21 263.51
03.03 RELLENO CON MATERIAL DE PRESTAMO PARA ESTRUCTURAS	m3	525.71	131.15	68 946.87
03.04 CONCRETO (F'c 100 Kg/cm2)-SOLADO PARA ESTRIBOS	m3	10.92	320.40	3 498.77
03.05 CONCRETO (F'c 280 Kg/cm2)-ESTRIBOS	m3	233.46	465.64	108 708.31
03.06 ENCOFRADO Y DESENCOFADO EN SECO	m2	199.57	46.78	9 335.88
03.07 ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	Kg	24685.57	4.64	114 541.04
03.08 TRANSPORTE DE MATERIALES A MAS DE 1000 M	m3-km	100411.52	6.86	688 823.03
04 SUPERESTRUCTURA				979 785.90
04.01 ESTRUCTURA METALICA				904 023.58
04.01.01 FABRICACION DE ESTRUCTURA METALICA ASTM A709 GRADO 50	Tn	61.59	10 344.08	637 091.89
04.01.02 MONTAJE Y LANZAMIENTO DE ESTRUCTURA METALICA	Tn	61.59	3 425.96	211 004.88
04.01.03 ARENADO Y PINTURA PARA ESTRUCTURA METALICA	m2	800.97	44.19	35 394.86
04.01.04 TRANSPORTE DE ESTRUCTURA METALICA	KG	3630.63	1.50	5 445.95
04.01.05 PERNOS ASTM A325 DE 1/2 PLG	uni	360.00	21.68	7 804.80
04.01.06 CONECTORES DE CORTE A108 3/4 DE PLG	uni	872.00	8.35	7 281.20
04.02 TABLERO DE CONCRETO ARMADO				75 762.32
04.02.01 CONCRETO CLASE C F'c 280 KG/CM2 - LOSAS	m3	68.93	465.50	32 086.92
04.02.02 ENCOFRADO Y DESENCOFADO METALICO	m2	315.40	48.32	15 240.13
04.02.03 ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	6128.29	4.64	28 435.27
05 SUPERFICIE DE DESGASTE				19 646.30
05.01 RIEGO DE LIGA	m2	304.00	1.69	513.76
05.02 PAVIMENTO DE CONCRETO ASFALTICO EN CALIENTE (MAC) E = 5 CM	m3	15.20	1 258.72	19 132.54
06 VARIOS				87 535.06
06.01 PINTURA BITUMINOSA	m2	228.00	59.61	13 591.08
06.02 GEOCOMPUESTO DE DRENAJE	m2	126.00	34.62	4 362.12
06.03 BARANDA METALICA	m	76.00	379.70	28 857.20
06.04 ACABADO DE VEREDAS	m	86.40	16.33	1 410.91
06.05 TUBERIA PVC DIAM 3" - DRENAJE	m	21.60	26.28	567.65
06.06 TUBO DREN PVC DIAM 6" - LLORONES	m	12.00	132.60	1 591.20
06.07 JUNTAS DE DILATACION EN EL TABLERO DEL PUENTE	m	18.00	1 264.69	22 764.42
06.08 APARATO DE APOYO DE NEOPRENO	uni	8.00	1 798.81	14 390.48
II.- ACCESOS				509 922.55
01 MOVIMIENTO DE TIERRAS				30 427.01
01.01 EXCAVACION EN EXPLANACIONES EN MATERIAL SUELTO	m3	3722.16	6.04	22 481.85
01.02 CONFORMACION DE TERRAPLENES CON MATERIAL PROPIO	m3	1570.19	5.06	7 945.16
02 PAVIMENTOS				33 583.07
02.01 BASE GRANULAR	m3	416.56	80.62	33 583.07
03 OBRAS DE ARTE Y DRENAJE				23 858.45
03.01 CUNETÁ TRIANGULAR	m	385.00	61.97	23 858.45
04 SEÑALIZACION Y SEGURIDAD VIAL				16 554.05
04.01 SEÑALES PREVENTIVAS (0.60mx0.60m)	uni	8.00	415.18	3 321.44
04.02 SEÑALES REGLAMENTARIOS (0.60mx0.60m)	uni	2.00	745.96	1 491.92
04.03 SEÑALES INFORMATIVAS (2.5mx1.5m)	uni	2.00	1 041.14	2 082.28
04.04 MARCAS EN EL PAVIMENTO	m	1041.90	9.27	9 658.41
05 OBRAS DE DEFENSA				397 422.83
05.01 EXCAVACION PARA OBRAS DE DEFENSA	m3	8818.15	9.41	82 978.80
05.02 AFIRMADO EN TERRAPLEN	m3	1198.65	19.64	23 541.49
05.03 ROCA (UNA)	m3	928.80	151.11	140 350.97
05.04 TALUD DE ROCA	m3	767.52	151.11	115 979.95
05.05 GEOTEXTIL IMPERMEABLE	m2	1557.28	22.20	34 571.62
06 PROTECCION AMBIENTAL				8 077.14
06.01 PROGRAMA DE MONITOREO AMBIENTAL				6 171.53
06.01.01 MONITOREO DE CALIDAD DE AGUA	gib	1.00	1 683.65	1 683.65
06.01.02 MONITOREO DE CALIDAD DE AIRE	gib	1.00	3 707.38	3 707.38
06.01.03 MONITOREO DE RUIDO	gib	1.00	780.50	780.50
06.02 PROGRAMA DE CIERRE DE OBRA				1 905.61
06.02.01 ACONDICIONAMIENTO DE MATERIAL EXCEDENTE EN DME	m3	555.57	3.43	1 905.61

PRESUPUESTO GENERAL DEL PROYECTO

Proyecto PUENTE YANUMAYO
Lugar Distrito: NINABAMBA, Provincia: SANTA CRUZ, Departamento: CAJAMARCA
Elab. Por LUIGI RANDU CHAMBA DEJO
Fecha 27/05/219

PARTIDAS	UND	METRADO	C.U.	PARCIAL
COSTO DIRECTO				2 687 924.06
GASTOS GENERALES (29.28% CD)				787 024.16
UTILIDAD (10% CD)				268 792.41
SUB TOTAL				3 743 740.63
IMPUESTO (IGV 18%)				673 873.31
MONTO REFERENCIAL DE OBRA (VR)				4 417 613.94
GASTOS DE SUPERVISION				25 000.00
EXPEDIENTE TECNICO				28 000.00
LIQUIDACION				10 000.00
MONTO TOTAL DEL PROYECTO				4 480 613.94

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Proyecto

PUENTE YANUMAYO

Lugar

Distrito: NINABAMBA, Provincia: SANTA CRUZ, Departamento: CAJAMARCA

Elab. Por

LUIGI RANDU CHAMBA DEJO

Fecha

27/05/219

I.- PUENTE YANUMAYO

Cod.	Insumos	Unidad	Cuadr.	Cantidad	P.U.	PARCIAL
01.01 MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS - PUENTE YANUMAYO						
Rendimiento: 1 glb/DIA				Costo unitario directo por: glb		14000.00
OTROS BIENES Y SERVICIOS						
1603	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	glb		1.0000	14000.00	14000.00
						14000.00
01.02 TOPOGRAFIA Y GEOREFERENCIACION						
Rendimiento: 500 m2/DIA				Costo unitario directo por: m2		2.60
MANO DE OBRA						
1003	TOPOGRAFO	hh	1	0.0160	25.36	0.41
1009	PEON	hh	3	0.0480	15.78	0.76
1010	NIVELADOR	hh	1	0.0160	20.36	0.33
						1.50
MATERIALES						
1202	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.0020	22.29	0.04
1213	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	KG		0.0050	3.50	0.02
1238	MADERA TORNILLO	p2		0.0500	5.07	0.25
1604	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal		0.0033	51.45	0.17
1671	YESO DE 28 KG	BOL		0.0020	8.30	0.02
1672	CORDEL	und		0.0500	1.50	0.08
1696	ACERO CORRUGADO FY=4200	KG		0.0150	2.49	0.04
						0.62
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.50	0.08
3948	ESTACION TOTAL	hm	1	0.0160	15.00	0.24
3949	NIVEL TOPOGRAFICO	hm	1	0.0160	10.00	0.16
						0.48
01.03 MANTENIMIENTO DE TRANSITO TEMPORAL Y SEGURIDAD VIAL						
Rendimiento: 1 glb/DIA				Costo unitario directo por: glb		32498.51
OTROS BIENES Y SERVICIOS						
1605	MANTENIMIENTO DE TRÁNSITO TEMPORAL Y SEGURIDAD VIAL	glb		1.0000	32498.51	32498.51
						32498.51
01.04 DESBROCE Y LIMPIEZA DEL TERRENO						
Rendimiento: 1 ha/DIA				Costo unitario directo por: ha		3122.19
MANO DE OBRA						
1002	OPERARIO	hh	2	16.0000	21.86	349.76
1009	PEON	hh	2	16.0000	15.78	252.48
						602.24
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	602.24	30.11
3964	TRACTOR DE ORUGAS D6GDE 140-160HP	hm	1	8.0000	277.43	2219.44
3966	MOTOSIERRA	hm	2	16.0000	16.90	270.40
						2519.95
01.05 ELIMINACIÓN DE OBSTRUCCIONES - TALA DE ARBOLES						
Rendimiento: 2 uni/DIA				Costo unitario directo por: uni		1469.28
MANO DE OBRA						
1002	OPERARIO	hh	1	4.0000	21.86	87.44
1009	PEON	hh	2	8.0000	15.78	126.24
						213.68
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	213.68	10.68
3964	TRACTOR DE ORUGAS D6GDE 140-160HP	hm	1	4.0000	277.43	1109.72
3966	MOTOSIERRA	hm	2	8.0000	16.90	135.20
						1255.60

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Proyecto

PUENTE YANUMAYO

Lugar

Distrito: NINABAMBA, Provincia: SANTA CRUZ, Departamento: CAJAMARCA

Elab. Por

LUIGI RANDU CHAMBA DEJO

Fecha

27/05/219

I.- PUENTE YANUMAYO

01.06 ELIMINACIÓN DE OBSTRUCCIONES - ELIMINACION DE RAICES

		Rendimiento: 2 uni/DIA			Costo unitario directo por: uni		1334.08
MANO DE OBRA							
1002	OPERARIO	hh	1	4.0000	21.86		87.44
1009	PEON	hh	2	8.0000	15.78		126.24
							213.68
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS							
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	213.88		10.88
3964	TRACTOR DE ORUGAS D8GDE 140-160HP	hm	1	4.0000	277.43		1109.72
							1120.40

01.07 TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO

		Rendimiento: 500 m2/DIA			Costo unitario directo por: m2		2.42
MANO DE OBRA							
1003	TOPOGRAFO	hh	1	0.0180	25.36		0.41
1009	PEON	hh	3	0.0480	15.78		0.76
1010	NIVELADOR	hh	1	0.0180	20.36		0.33
							1.50
MATERIALES							
1207	CLAVOS DE ALAMBRE PARA MADERA C/C DE 3"	KG		0.0050	3.65		0.02
1238	MADERA TORNILLO	p2		0.0500	5.07		0.25
1604	PINTURA ESMALTE SINTÉTICO	gal		0.0033	51.45		0.17
							0.44
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS							
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.50		0.08
3948	ESTACIÓN TOTAL	hm	1	0.0180	15.00		0.24
3949	NIVEL TOPOGRÁFICO	hm	1	0.0180	10.00		0.16
							0.48

02.01 ENCAUZAMIENTO

		Rendimiento: 1000 m3/DIA			Costo unitario directo por: m3		2.66
MANO DE OBRA							
1008	OFICIAL	hh	1	0.0080	17.51		0.14
1009	PEON	hh	2	0.0180	15.78		0.25
							0.39
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS							
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		1.0000	0.39		0.00
3947	EXCAVADORA SOBRE ORUGA 115-165 HP 0.75-14 Y3	hm	1	0.0080	283.18		2.27
							2.27

03.01 EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMÚN EN SECO

		Rendimiento: 350 m3/DIA			Costo unitario directo por: m3		8.52
MANO DE OBRA							
1002	OPERARIO	hh	1	0.0229	21.86		0.50
1009	PEON	hh	4	0.0814	15.78		1.44
							1.94
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS							
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.94		0.10
3947	EXCAVADORA SOBRE ORUGA 115-165 HP 0.75-14 Y3	hm	1	0.0229	283.18		6.48
							6.58

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Proyecto

Lugar PUENTE YANUMAYO
 Distrito: NINABAMBA, Provincia: SANTA CRUZ, Departamento: CAJAMARCA
Elab. Por LUIGI RANDU CHAMBA DEJO
Fecha 27/05/219

I.- PUENTE YANUMAYO

03.02 RELLENO CON MATERIAL PROPIO PARA ESTRUCTURAS

		Costo unitario directo por: m3			64.81
		Rendimiento: 50 m3/DIA			
MANO DE OBRA					
1008	OFICIAL	hh	1	0.1600	2.80
1009	PEON	hh	5	0.8000	12.62
					15.42
MATERIALES					
1226	AGUA	m3		0.1200	2.30
					2.30
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	0.77
3935	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 5.8 HP	hm	2	0.3200	10.54
3964	TRACTOR DE ORUGAS D8GDE 140-160HP	hm	0.5	0.0800	22.19
3965	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 101-135Hp 10-12 Tor	hm	1	0.1600	13.59
					47.09

03.03 RELLENO CON MATERIAL DE PRESTAMO PARA ESTRUCTURAS

		Costo unitario directo por: m3			131.15
		Rendimiento: 50 m3/DIA			
MANO DE OBRA					
1002	OPERARIO	hh	1	0.1600	3.50
1007	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	hh	1	0.1600	3.65
1009	PEON	hh	3	0.4800	7.57
					14.72
MATERIALES					
1226	AGUA	m3		0.1200	2.30
1680	MATERIAL ESPECÍFICO	m3		1.2000	13.57
					15.87
OTROS BIENES Y SERVICIOS					
1617	TRANSPORTE DE AGREGADO	m3		1.0000	53.50
					53.50
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	0.74
3935	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 5.8 HP	hm	2	0.3200	10.54
3964	TRACTOR DE ORUGAS D8GDE 140-160HP	hm	0.5	0.0800	22.19
3965	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 101-135Hp 10-12 Tor	hm	1	0.1600	13.59
					47.06

03.04 CONCRETO (F'c 100 Kg/cm2)-SOLADO PARA ESTRIBOS

		Costo unitario directo por: m3			320.40
		Rendimiento: 18 m3/DIA			
MANO DE OBRA					
1002	OPERARIO	hh	3	1.3333	29.15
1008	OFICIAL	hh	3	1.3333	23.35
1009	PEON	hh	6	2.6667	42.08
					94.58
MATERIALES					
1202	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		4.5000	100.31
1226	AGUA	m3		0.1800	3.45
1246	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3		0.7500	48.75
1247	GASOLINA 84 OCTANOS	gln		0.2800	3.22
1618	ARENA ZARANDEADA	m3		0.5000	6.02
1643	LUBRICANTES, GRASAS Y FILTROS	glb		5.0000	39.30
1644	ADITIVO CURADOR	gal		0.1900	3.42
					204.47
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	4.73
3938	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1	0.4444	14.00
3940	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1	0.4444	2.62
					21.35

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Proyecto

Lugar PUENTE YANUMAYO
Elab. Por Distrito: NINABAMBA, Provincia: SANTA CRUZ, Departamento: CAJAMARCA
Fecha 27/05/2019

I.- PUENTE YANUMAYO

03.05 CONCRETO (F'c 280 Kg/cm²)-ESTRIBOS

		Costo unitario directo por: m3			465.64
		Rendimiento: 18 m3/DIA			
MANO DE OBRA					
1002	OPERARIO	hh	3	1.3333	29.15
1008	OFICIAL	hh	3	1.3333	23.35
1009	PEON	hh	6	2.6667	42.08
					94.58
MATERIALES					
1202	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL	11.0000	22.29	245.19
1226	AGUA	m3	0.1800	19.18	3.45
1246	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3	0.7500	65.00	48.75
1247	GASOLINA 84 OCTANOS	gln	0.2800	11.50	3.22
1618	ARENA ZARANDEADA	m3	0.5000	12.03	6.02
1643	LUBRICANTES, GRASAS Y FILTROS	glb	5.0000	7.86	39.30
1644	ADITIVO CURADOR	gal	0.2100	18.00	3.78
					349.71
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	4.73
3938	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1	0.4444	14.00
3940	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1	0.4444	2.62
					21.35

03.06 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN SECO

		Costo unitario directo por: m2			46.78
		Rendimiento: 20 m2/DIA			
MANO DE OBRA					
1016	OPERARIO ENCOFRADOR	hh	1	0.4000	9.54
1017	OFICIAL ENCOFRADOR	hh	1	0.4000	8.20
					17.74
MATERIALES					
1673	PLANCHA METÁLICA 90*300	m2	0.0240	1062.00	25.49
1674	PUNTAL METÁLICO TELESCÓPICO, DE HASTA 3M DE ALTURA	uni	0.0300	38.44	1.15
1675	BERENJENO DE PVC, DE VARIAS DIMENSIONES Y 2500 mm DE LONG	uni	1.3380	1.00	1.34
1676	AGENTE DESMONTANTE A BASE DE ACEITES ESPECIALES EMULSIO	uni	0.0300	5.89	0.17
					28.15
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	0.89
					0.89

03.07 ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM²

		Costo unitario directo por: Kg			4.64
		Rendimiento: 250 Kg/DIA			
MANO DE OBRA					
1002	OPERARIO	hh	1	0.0320	0.70
1008	OFICIAL	hh	1	0.0320	0.56
1009	PEON	hh	1	0.0320	0.50
					1.76
MATERIALES					
1248	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG	0.0500	3.50	0.18
1696	ACERO CORRUGADO FY=4200	KG	1.0500	2.49	2.61
					2.79
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	0.09
					0.09

03.08 TRANSPORTE DE MATERIALES A MAS DE 1000 M

		Costo unitario directo por: m3-km			6.86
		Rendimiento: 415 m3-km/DIA			
MANO DE OBRA					
1008	OFICIAL	hh	0.6071	0.0117	0.20
					0.20
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
3956	CARGADOR SOBRE LLANTAS 125-155 HP 3 yd3	hm	0.6071	0.0117	2.28
3957	CAMION DE VOLQUETE 8 m3	hm	1	0.0193	4.38
					6.66

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Proyecto

PUENTE YANUMAYO

Lugar

Distrito: NINABAMBA, Provincia: SANTA CRUZ, Departamento: CAJAMARCA

Elab. Por

LUIGI RANDU CHAMBA DEJO

Fecha

27/05/219

I.- PUENTE YANUMAYO

04.01.01 FABRICACION DE ESTRUCTURA METÁLICA ASTM A709 GRADO 50

		Rendimiento: 2 Tn/DIA		Costo unitario directo por: Tn		10344.08
MANO DE OBRA						
1008	OFICIAL	hh	2	8.0000	17.51	140.08
1009	PEON	hh	10	40.0000	15.78	631.20
1012	TECNICO SOLDADOR	hh	2	8.0000	20.68	165.44
1013	TÉCNICO CALDERERO	hh	1	4.0000	20.68	82.72
1014	TÉCNICO CONTROL DE CALIDAD	hh	1	4.0000	25.39	101.56
1015	CORTADOR	hh	2	8.0000	20.53	164.24
						1285.24
MATERIALES						
1610	SOLDADURA AWS E7018 O SIMILAR	kg		120.0000	35.12	4214.40
1611	OXIGENO	m3		12.0000	7.10	85.20
1612	ACETILENO	m3		4.0000	27.01	108.04
1619	ACERO ESTRUCTURAL ASTM A 709 GRADO 50	Tn		1.0500	3150.00	3307.50
						7715.14
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1285.24	64.26
3951	EQUIPO OXICORTE	hm	2	8.0000	8.68	69.44
3952	GATAS 50 TON	hm	2	8.0000	17.91	143.28
3953	TECLE 5 TON	hm	2	8.0000	34.84	278.72
3954	MONTACARGA 80HP 5 TON	hm	1	4.0000	125.82	502.48
3955	MOTOSOLDADORA DE 225 A	hm	2	8.0000	35.69	285.52
						1343.70

04.01.02 MONTAJE Y LANZAMIENTO DE ESTRUCTURA METÁLICA

		Rendimiento: 3 Tn/DIA		Costo unitario directo por: Tn		3425.96
MANO DE OBRA						
1002	OPERARIO	hh	4	10.6667	21.86	233.17
1009	PEON	hh	10	26.6667	15.78	420.80
1012	TECNICO SOLDADOR	hh	2	5.3333	20.68	110.29
1014	TÉCNICO CONTROL DE CALIDAD	hh	1	2.6667	25.39	67.71
						831.97
MATERIALES						
1238	MADERA TORNILLO	p2		2.8480	5.07	14.43
1610	SOLDADURA AWS E7018 O SIMILAR	kg		10.0000	35.12	351.20
1621	APOYOS PROVISIONALES	uni		0.0850	7500.00	637.50
1622	CABLES - ESTROBOS	est		1.0000	50.00	50.00
						1053.13
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3952	GATAS 50 TON	hm	2	5.3333	17.91	95.52
3953	TECLE 5 TON	hm	2	5.3333	34.84	185.81
3955	MOTOSOLDADORA DE 225 A	hm	0.5	1.3333	35.69	47.59
3958	TIRFOR DE 5 TON	hm	2	5.3333	5.83	30.03
3959	GRUA HIDRAULICA AUTOPROPULSADA 127HP 18TN	hm	2	5.3333	221.81	1181.91
						1540.86

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Proyecto PUENTE YANUMAYO
Lugar Distrito: NINABAMBA, Provincia: SANTA CRUZ, Departamento: CAJAMARCA
Elab. Por LUIGI RANDU CHAMBA DEJO
Fecha 27/05/219

I.- PUENTE YANUMAYO

04.01.03 ARENADO Y PINTURA PARA ESTRUCTURA METÁLICA

Rendimiento: 100 m2/DIA		Costo unitario directo por: m2			44.19	
MANO DE OBRA						
1002	OPERARIO	hh	1	0.0800	21.88	1.75
1008	OFICIAL	hh	1	0.0800	17.51	1.40
1009	PEON	hh	1	0.0800	15.78	1.26
					4.41	
MATERIALES						
1623	DISOLVENTE PARA PINTURA IMPRIMANTE	gal		0.0174	59.30	1.03
1624	PINTURA IMPRIMANTE A BASE DE ZINC INORGANICO	gal		0.0870	219.83	19.13
					20.16	
OTROS BIENES Y SERVICIOS						
1625	ARENA ZARANDEADA	m3		0.0500	12.30	0.62
					0.62	
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	4.41	0.22
3980	COMPRESORA NEUMÁTICA 87 HP 250 - 330 PCM	hm	1	0.0800	113.81	9.10
3981	EQUIPO ARENADO	hm	1	0.0800	56.17	4.49
3982	EQUIPO DE PINTURA AIRLESS	hm	1	0.0800	64.85	5.19
					19.00	

04.01.04 TRANSPORTE DE ESTRUCTURA METALICA

Rendimiento: 1.5 KG/DIA		Costo unitario directo por: KG			1.50	
OTROS BIENES Y SERVICIOS						
1631	SUBCONTRATO (TRANSPORTE DE CHICLAYO - NINABAMBA)	gib		1.0000	1.50	1.50
					1.50	

04.01.05 PERNOS ASTM A325 DE 1/2 PLG

Rendimiento: 1 uni/DIA		Costo unitario directo por: uni			21.68	
MATERIALES						
1690	PERNOS ASTM A325 DE 1/2 PLG	uni		1.0000	21.68	21.68
					21.68	

04.01.06 CONECTORES DE CORTE A108 3/4 DE PLG

Rendimiento: 1 uni/DIA		Costo unitario directo por: uni			8.35	
MATERIALES						
1694	CONECTORES DE CORTE A108 DE 3/4"	KG		1.0000	8.35	8.35
					8.35	

04.02.01 CONCRETO CLASE C F' C 280 KG/CM2 - LOSAS

Rendimiento: 18 m3/DIA		Costo unitario directo por: m3			465.50	
MANO DE OBRA						
1002	OPERARIO	hh	3	1.3333	21.88	29.15
1008	OFICIAL	hh	3	1.3333	17.51	23.35
1009	PEON	hh	6	2.6667	15.78	42.08
					94.58	
MATERIALES						
1202	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		11.0000	22.29	245.19
1226	AGUA	m3		0.1800	19.18	3.45
1246	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3		0.7500	65.00	48.75
1618	ARENA ZARANDEADA	m3		0.5000	12.03	6.02
1643	LUBRICANTES, GRASAS Y FILTROS	gib		5.0000	7.86	39.30
1644	ADITIVO CURADOR	gal		0.2100	18.00	3.78
1666	COMBUSTIBLE MAQUINARIA LIVIANA	gln		0.3000	10.25	3.08
					349.57	
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	94.58	4.73
3938	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1	0.4444	31.50	14.00
3940	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1	0.4444	5.90	2.62
					21.35	

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Proyecto

Lugar PUENTE YANUMAYO
Distrito: NINABAMBA, **Provincia:** SANTA CRUZ, **Departamento:** CAJAMARCA
Elab. Por LUIGI RANDU CHAMBA DEJO
Fecha 27/05/219

I.- PUENTE YANUMAYO

04.02.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO METALICO

Rendimiento: 20 m2/DIA		Costo unitario directo por: m2			48.32	
MANO DE OBRA						
1016	OPERARIO ENCOFRADOR	hh	1	0.4000	23.86	9.54
1017	OFICIAL ENCOFRADOR	hh	1	0.4000	20.51	8.20
					17.74	
MATERIALES						
1673	PLANCHA METÁLICA 90*300	m2		0.0240	1062.00	25.49
1674	PUNTAL METÁLICO TELESCÓPICO, DE HASTA 3M DE ALTURA	uni		0.0700	38.44	2.89
1675	BERENJENO DE PVC, DE VARIAS DIMENSIONES Y 2500 mm DE LONG	uni		1.3380	1.00	1.34
1676	AGENTE DESMONTANTE A BASE DE ACEITES ESPECIALES EMULSIC	uni		0.0300	5.89	0.17
					29.69	
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	17.74	0.89
					0.89	

04.02.03 ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2

Rendimiento: 250 kg/DIA		Costo unitario directo por: kg			4.64	
MANO DE OBRA						
1002	OPERARIO	hh	1	0.0320	21.86	0.70
1008	OFICIAL	hh	1	0.0320	17.51	0.56
1009	PEON	hh	1	0.0320	15.78	0.50
					1.76	
MATERIALES						
1248	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 18	KG		0.0500	3.50	0.18
1696	ACERO CORRUGADO FY=4200	KG		1.0500	2.49	2.81
					2.79	
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.76	0.09
					0.09	

05.01 RIEGO DE LIGA

Rendimiento: 1000 m2/DIA		Costo unitario directo por: m2			1.69	
MANO DE OBRA						
1008	OFICIAL	hh	1	0.0080	17.51	0.14
1009	PEON	hh	4	0.0320	15.78	0.50
					0.64	
MATERIALES						
1697	EMULSION ASFALTICA	gln		0.1300	7.88	1.02
					1.02	
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	0.64	0.03
					0.03	

05.02 PAVIMENTO DE CONCRETO ASFALTICO EN CALIENTE (MAC) E = 5 CM

Rendimiento: 200 m3/DIA		Costo unitario directo por: m3			1258.72	
MANO DE OBRA						
1002	OPERARIO	hh	1	0.0400	21.86	0.87
1007	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	hh	3	0.1200	22.80	2.74
1009	PEON	hh	6	0.2400	15.78	3.79
					7.40	
MATERIALES						
1669	COMBUSTIBLE MAQUINARIA PESADA	gln		0.2400	20.25	4.86
1682	MEZCLA ASFALTICA	m3		1.5000	820.14	1230.21
					1235.07	
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	7.40	0.37
3965	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 101-135Hp 10-12 Tor	hm	2	0.0800	84.96	6.80
3969	PAVIMENTADORA SOBRE ORUGA	hm	1	0.0400	227.10	9.08
					16.25	

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Proyecto

PUENTE YANUMAYO

Lugar

Distrito: NINABAMBA, Provincia: SANTA CRUZ, Departamento: CAJAMARCA

Elab. Por

LUIGI RANDU CHAMBA DEJO

Fecha

27/05/219

I.- PUENTE YANUMAYO

06.01 PINTURA BITUMINOSA

Rendimiento: 60 m2/DIA

Costo unitario directo por: m2

59.61

MANO DE OBRA						
1008	OFICIAL	hh	2	0.2687	17.51	4.67
1009	PEON	hh	1	0.1333	15.78	2.10
						6.77
MATERIALES						
1670	PINTURA ASFALTICA	gal		0.7000	75.00	52.50
						52.50
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	6.77	0.34
						0.34

06.02 GEOCOMPUESTO DE DRENAJE

Rendimiento: 250 m2/DIA

Costo unitario directo por: m2

34.62

MANO DE OBRA						
1008	OFICIAL	hh	1	0.0320	17.51	0.56
1009	PEON	hh	2	0.0640	15.78	1.01
						1.57
MATERIALES						
1645	GEOMEMBRANA DRENAJE	m2		1.1000	29.97	32.97
						32.97
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.57	0.08
						0.08

06.03 BARANDA METALICA

Rendimiento: 10 m/DIA

Costo unitario directo por: m

379.70

MANO DE OBRA						
1002	OPERARIO	hh	1	0.8000	21.86	17.49
1009	PEON	hh	4	3.2000	15.78	50.50
						67.99
MATERIALES						
1606	PERNO DE ANCLAJE 5/8" X 0.50 m	pza		3.2000	8.58	27.46
1607	PLATINA DE ACERO 3/8" X 0.125 X 2.20 m	m2		0.2300	69.19	15.91
1608	PLATINA DE ACERO 3/8" (B3)	m2		0.0900	41.07	3.70
1609	PLANCHA DE ACERO 5/8" X 0.20 X 0.17 m	pza		0.8000	26.44	21.15
1610	SOLDADURA AWS E7018 O SIMILAR	kg		3.5000	35.12	122.92
1611	OXIGENO	m3		0.6000	7.10	4.26
1612	ACETILENO	m3		0.2000	27.01	5.40
1613	TUBO DE FIERRO 3" SCH-40	m		1.0500	46.86	49.20
1614	TUBO DE FIERRO 2" SCH-40	m		2.1000	23.60	49.56
						299.56
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	67.99	3.40
3950	SOLDADORA ELÉCTRICA TRIFÁSICA 400A	hm	0.5	0.4000	13.20	5.28
3951	EQUIPO OXICORTE	hm	0.5	0.4000	8.88	3.47
						12.15

06.04 ACABADO DE VEREDAS

Rendimiento: 40 m/DIA

Costo unitario directo por: m

16.33

MANO DE OBRA						
1002	OPERARIO	hh	2	0.4000	21.86	8.74
1009	PEON	hh	1	0.2000	15.78	3.16
						11.90
MATERIALES						
1202	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.1250	22.29	2.79
1226	AGUA	m3		0.0030	19.18	0.06
1618	ARENA ZARANDEADA	m3		0.0150	12.03	0.18
						3.03
OTROS BIENES Y SERVICIOS						
1617	TRANSPORTE DE AGREGADO	m3		0.0150	53.50	0.80
						0.80
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	11.90	0.60

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Proyecto

PUENTE YANUMAYO

Lugar

Distrito: NINABAMBA, Provincia: SANTA CRUZ, Departamento: CAJAMARCA

Elab. Por

LUIGI RANDU CHAMBA DEJO

Fecha

27/05/219

I.- PUENTE YANUMAYO

						0.60
06.05 TUBERIA PVC DIAM 3" - DRENAJE						
Rendimiento: 60 m/DIA						
Costo unitario directo por: m						26.28
MANO DE OBRA						
1008 OFICIAL	hh	1	0.1333	17.51	2.33	
1009 PEON	hh	3	0.4000	15.78	6.31	
						8.64
MATERIALES						
1248 ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0.5000	3.50	1.75	
1613 TUBO DE FIERRO 3" SCH-40	m		0.3300	46.86	15.46	
						17.21
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900 HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.64	0.43	
						0.43
06.06 TUBO DREN PVC DIAM 6" - LLORONES						
Rendimiento: 60 m/DIA						
Costo unitario directo por: m						132.60
MANO DE OBRA						
1008 OFICIAL	hh	1	0.1333	17.51	2.33	
1009 PEON	hh	3	0.4000	15.78	6.31	
						8.64
MATERIALES						
1248 ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0.0500	3.50	0.18	
1615 TUBO PVC SAP D=6"	pza		1.0000	123.35	123.35	
						123.53
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900 HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.64	0.43	
						0.43
06.07 JUNTAS DE DILATACION EN EL TABLERO DEL PUENTE						
Rendimiento: 10 m/DIA						
Costo unitario directo por: m						1264.69
MANO DE OBRA						
1002 OPERARIO	hh	2	1.6000	21.86	34.98	
1009 PEON	hh	1	0.8000	15.78	12.62	
						47.60
MATERIALES						
1637 JUNTA ELASTOMERICA ESTRUCTURAL	m		1.0500	259.98	272.98	
1638 PEGAMENTO PARA NEOPRENO	uni		0.1000	66.13	6.61	
1639 CONCRETO POLIMERICO	kg		7.7500	101.58	787.25	
1640 ADHESIVO EPÓXICO DE FIJACIÓN	kg		0.8000	153.90	123.12	
1641 ESPUMA SINTETICA DE POLIETAENO e=2	m2		0.0500	10.74	0.54	
1642 IMPRIMANTE DE ADHESIVO EPOXICO	kg		0.1035	233.89	24.21	
						1214.71
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900 HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	47.60	2.38	
						2.38
06.08 APARATO DE APOYO DE NEOPRENO						
Rendimiento: 5 uni/DIA						
Costo unitario directo por: uni						1798.81
MANO DE OBRA						
1002 OPERARIO	hh	1	1.6000	21.86	34.98	
1008 OFICIAL	hh	1	1.6000	17.51	28.02	
1009 PEON	hh	1	1.6000	15.78	25.25	
						88.25
MATERIALES						
1632 SIKAGROUT 212	bls		1.6380	129.63	212.33	
1633 PERNO DE ANCLAJE F1554 GRADO 55 1 3/8"X400MM	pza		2.0000	55.59	111.18	
1634 TUERCAS HEXAGONALES 1 3/8"	pza		2.0000	4.96	9.92	
1635 NEOPRENO 30X35 +08 PLACA DE REFUERZO METÁLICO	pza		1.0000	829.82	829.82	
1636 PLANCHA DE ACERO PL38 0.85X0.55M	pza		2.0000	271.45	542.90	
						1706.15
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900 HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	88.25	4.41	
						4.41

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Proyecto

Lugar PUENTE YANUMAYO
Distrito: NINABAMBA, **Provincia:** SANTA CRUZ, **Departamento:** CAJAMARCA
Elab. Por LUIGI RANDU CHAMBA DEJO
Fecha 27/05/219

I.- PUENTE YANUMAYO

II.- ACCESOS

Cod	Insumos	Unidad	Cuadr.	Cantidad	P.U.	PARCIAL
01.01 EXCAVACION EN EXPLANACIONES EN MATERIAL SUELTO						
Rendimiento: 450 m3/DIA				Costo unitario directo por: m3		6.04
MANO DE OBRA						
1002	OPERARIO	hh	1	0.0178	21.86	0.39
1009	PEON	hh	2	0.0356	15.78	0.56
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	0.95	0.05
3947	EXCAVADORA SOBRE ORUGA 115-165 HP 0.75-14 Y3	hm	1	0.0178	283.18	5.04
5.09						
01.02 CONFORMACIÓN DE TERRAPLENES CON MATERIAL PROPIO						
Rendimiento: 920 m3/DIA				Costo unitario directo por: m3		5.06
MANO DE OBRA						
1007	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	hh	1	0.0087	22.80	0.20
1008	OFICIAL	hh	1	0.0087	17.51	0.15
1009	PEON	hh	4	0.0348	15.78	0.55
0.90						
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	0.90	0.05
3956	CARGADOR SOBRE LLANTAS 125-155 HP 3 yd3	hm	1	0.0087	194.93	1.70
3984	TRACTOR DE ORUGAS D6GDE 140-160HP	hm	1	0.0087	277.43	2.41
4.16						
02.01 BASE GRANULAR						
Rendimiento: 350 m3/DIA				Costo unitario directo por: m3		80.62
MANO DE OBRA						
1007	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	hh	1	0.0229	22.80	0.52
1009	PEON	hh	4	0.0914	15.78	1.44
1.96						
MATERIALES						
1226	AGUA	m3		0.1000	19.18	1.92
1668	AFIRMADO	m3		1.2500	55.00	68.75
1669	COMBUSTIBLE MAQUINARIA PESADA	gln		0.0380	20.25	0.77
71.44						
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.96	0.10
3965	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 101-135Hp 10-12 Tor	hm	1	0.0229	84.96	1.95
3967	MOTONIVELADORA DE 145-150HP	hm	1	0.0229	225.96	5.17
7.22						
03.01 CUNETAS TRIANGULAR						
Rendimiento: 50 m/DIA				Costo unitario directo por: m		61.97
MANO DE OBRA						
1008	OFICIAL	hh	1	0.1600	17.51	2.80
1009	PEON	hh	1	0.1600	15.78	2.52
5.32						
MATERIALES						
1202	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.8000	22.29	17.83
1241	ARENA GRUESA	M3		0.1200	45.00	5.40
1246	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3		0.1250	65.00	8.13
1698	JUNTA DE DILATACIÓN Y CONSTRUCCIÓN	m		0.6300	31.71	19.98
51.34						
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	5.32	0.27
3938	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1	0.1600	31.50	5.04
5.31						

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Proyecto

Lugar PUENTE YANUMAYO
 Distrito: NINABAMBA, Provincia: SANTA CRUZ, Departamento: CAJAMARCA
Elab. Por LUIGI RANDU CHAMBA DEJO
Fecha 27/05/219

I.- PUENTE YANUMAYO

04.01 SEÑALES PREVENTIVAS (0.60mx0.60m)

		Rendimiento: 6 uni/DIA			Costo unitario directo por: uni		415.18
MANO DE OBRA							
1002	OPERARIO	hh	1	1.3333	21.86		29.15
1008	OFICIAL	hh	1	1.3333	17.51		23.35
							52.50
MATERIALES							
1604	PINTURA ESMALTE SINTÉTICO	gal		0.0185	51.45		0.85
1648	PERNOSC1/4" X 3"	pza		2.0000	1.82		3.64
1648	LAMINA REFLECTIVA ALTA INTENSIDAD	p2		3.8800	12.58		48.81
1649	SOLDADURA AWS E6011	kg		0.0800	10.60		0.85
1650	FIBRA DE VIDRIO DE 4mm ACABADO	m2		0.3600	210.12		75.64
1651	ANGULO DE ACERO 1"X1"X3/16"	m		2.4000	3.98		9.55
1652	PLATINA DE ACERO 2" X 1/8"	m		1.5400	3.42		5.27
1653	DISOLVENTE XILOL	gal		0.0270	37.13		1.00
1654	PINTURA ANTICORROSIVA	gal		0.0185	31.47		0.52
1655	TINTA SERIGRÁFICA NEGRA O ROJA	gal		0.0185	1109.19		18.30
1656	TUBO DE FIERRO GALVANIZADO D=2" e=2.5mm	m		3.6000	22.71		81.76
							246.19
OTROS BIENES Y SERVICIOS							
1657	SUBCONTRATO (INSTALACIÓN DE SEÑALES PREVENTIVA P2A)	uni		1.0000	96.26		96.26
							96.26
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS							
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	52.50		2.63
3950	SOLDADORA ELÉCTRICA TRIFÁSICA 400A	hm	1	1.3333	13.20		17.60
							20.23

04.02 SEÑALES REGLAMENTARIOS (0.60mx0.60m)

		Rendimiento: 6 uni/DIA			Costo unitario directo por: uni		745.96
MANO DE OBRA							
1002	OPERARIO	hh	1	1.3333	21.86		29.15
1008	OFICIAL	hh	1	1.3333	17.51		23.35
							52.50
MATERIALES							
1604	PINTURA ESMALTE SINTÉTICO	gal		0.0180	51.45		0.82
1648	PERNOSC1/4" X 3"	pza		4.0000	1.82		7.28
1648	LAMINA REFLECTIVA ALTA INTENSIDAD	p2		11.6300	12.58		146.31
1649	SOLDADURA AWS E6011	kg		0.1000	10.60		1.06
1650	FIBRA DE VIDRIO DE 4mm ACABADO	m2		1.0800	210.12		226.93
1651	ANGULO DE ACERO 1"X1"X3/16"	m		6.0000	3.98		23.88
1652	PLATINA DE ACERO 2" X 1/8"	m		2.8600	3.42		9.78
1653	DISOLVENTE XILOL	gal		0.0270	37.13		1.00
1654	PINTURA ANTICORROSIVA	gal		0.0180	31.47		0.50
1655	TINTA SERIGRÁFICA NEGRA O ROJA	gal		0.0600	1109.19		66.55
1656	TUBO DE FIERRO GALVANIZADO D=2" e=2.5mm	m		5.1600	22.71		117.18
1658	PLANCHA METALICA ASTM A36 e=1/4" 0.125mX.0125m	pza		2.0000	2.75		5.50
							606.79
OTROS BIENES Y SERVICIOS							
1659	SUBCONTRATO (INSTALACIÓN DE SEÑALES REGLAMENTARIAS P2A)	uni		1.0000	66.44		66.44
							66.44
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS							
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	52.50		2.63
3950	SOLDADORA ELÉCTRICA TRIFÁSICA 400A	hm	1	1.3333	13.20		17.60
							20.23

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Proyecto

Lugar PUENTE YANUMAYO
 Distrito: NINABAMBA, Provincia: SANTA CRUZ, Departamento: CAJAMARCA
Elab. Por LUIGI RANDU CHAMBA DEJO
Fecha 27/05/219

I.- PUENTE YANUMAYO

04.03 SEÑALES INFORMATIVAS (2.5mx1.5m)

		Rendimiento: 6 uni/DIA			Costo unitario directo por: uni		1041.14
MANO DE OBRA							
1002	OPERARIO	hh	1	1.3333	21.86		29.15
1008	OFICIAL	hh	1	1.3333	17.51		23.35
							52.50
MATERIALES							
1604	PINTURA ESMALTE SINTÉTICO	gal		0.1000	51.45		5.15
1646	PERNOSC1/4" X 3"	pza		4.7600	1.82		8.66
1648	LAMINA REFLECTIVA ALTA INTENSIDAD	p2		10.8200	12.58		136.12
1649	SOLDADURA AWS E6011	kg		0.0800	10.60		0.85
1650	FIBRA DE VIDRIO DE 4mm ACABADO	m2		1.0100	210.12		212.22
1651	ANGULO DE ACERO 1"X1"X3/16"	m		4.6000	3.98		18.31
1652	PLATINA DE ACERO 2" X 1/8"	m		2.8800	3.42		9.85
1654	PINTURA ANTICORROSIVA	gal		0.1000	31.47		3.15
1655	TINTA SERIGRÁFICA NEGRA O ROJA	gal		0.2500	1109.19		277.30
1656	TUBO DE FIERRO GALVANIZADO D=2" e=2.5mm	m		10.4200	22.71		236.64
1658	PLANCHA METALICA ASTM A36 e=1/4" 0.125mX.0125m	pza		2.3800	2.75		6.55
							914.80
OTROS BIENES Y SERVICIOS							
1660	SUBCONTRATO (INSTALACIÓN DE SEÑALES INFORMATIVAS P2A)	uni		1.0000	71.21		71.21
							71.21
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS							
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	52.50		2.63
							2.63

04.04 MARCAS EN EL PAVIMENTO

		Rendimiento: 800 m/DIA			Costo unitario directo por: m		9.27
MANO DE OBRA							
1002	OPERARIO	hh	1	0.0100	21.86		0.22
1009	PEON	hh	4	0.0400	15.78		0.63
							0.85
MATERIALES							
1653	DISOLVENTE XILOL	gal		0.0100	37.13		0.37
1661	PINTURA PARA TRAFICO TTP-115 COLOR AMARILLO	gal		0.1000	59.30		5.93
1662	MICROESFERAS DE VIDRIO	kg		0.3500	3.99		1.40
							7.70
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS							
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	0.85		0.04
3963	MAQUINARIA PARA PINTAR MARCAS EN PAVIMENTOS	hm	1	0.0100	67.77		0.68
							0.72

05.01 EXCAVACION PARA OBRAS DE DEFENSA

		Rendimiento: 310 m3/DIA			Costo unitario directo por: m3		9.41
MANO DE OBRA							
1008	OFICIAL	hh	1	0.0258	17.51		0.45
1009	PEON	hh	4	0.1032	15.78		1.63
							2.08
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS							
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	2.08		0.10
3947	EXCAVADORA SOBRE ORUGA 115-165 HP 0.75-14 Y3	hm	0.5	0.0129	283.18		3.65
3964	TRACTOR DE ORUGAS D6GDE 140-160HP	hm	0.5	0.0129	277.43		3.58
							7.33

05.02 AFIRMADO EN TERRAPLEN

		Rendimiento: 380 m3/DIA			Costo unitario directo por: m3		19.64
MANO DE OBRA							
1007	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	hh	1	0.0211	22.80		0.48
1009	PEON	hh	6	0.1263	15.78		1.99
							2.47
MATERIALES							
1680	MATERIAL ESPECÍFICO	m3		1.2500	11.31		14.14
							14.14
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS							
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	2.47		0.12
3964	TRACTOR DE ORUGAS D6GDE 140-160HP	hm	0.5	0.0105	277.43		2.91

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Proyecto

Lugar PUENTE YANUMAYO
Distrito: NINABAMBA, Provincia: SANTA CRUZ, Departamento: CAJAMARCA
Elab. Por LUIGI RANDU CHAMBA DEJO
Fecha 27/05/219

I.- PUENTE YANUMAYO

						3.03
05.03 ROCA (UNA)						
Rendimiento: 300 m3/DIA						
Costo unitario directo por: m3						151.11
OTROS BIENES Y SERVICIOS						
1683	TRANSPORTE DE ROCA	m3	1.0000	127.04	127.04	
1684	ACOPIO DE MATERIAL	m3	1.0000	5.98	5.98	
1685	CARGUIO DE MATERIAL	m3	1.0000	7.84	7.84	
1686	COLOCACION Y ACOMODO DE ROCA	m3	1.0000	10.25	10.25	
						151.11
05.04 TALUD DE ROCA						
Rendimiento: 300 m3/DIA						
Costo unitario directo por: m3						151.11
OTROS BIENES Y SERVICIOS						
1683	TRANSPORTE DE ROCA	m3	1.0000	127.04	127.04	
1684	ACOPIO DE MATERIAL	m3	1.0000	5.98	5.98	
1685	CARGUIO DE MATERIAL	m3	1.0000	7.84	7.84	
1686	COLOCACION Y ACOMODO DE ROCA	m3	1.0000	10.25	10.25	
						151.11
05.05 GEOTEXTIL IMPERMEABLE						
Rendimiento: 120 m2/DIA						
Costo unitario directo por: m2						22.20
OTROS BIENES Y SERVICIOS						
1687	SUBCONTRATO (COMPRA Y COLOCACIÓN DE GEOEMBRANA)	m2	1.0000	22.20	22.20	
						22.20
06.01.01 MONITOREO DE CALIDAD DE AGUA						
Rendimiento: 1 glb/DIA						
Costo unitario directo por: glb						1683.65
OTROS BIENES Y SERVICIOS						
1683	SUBCONTRATO (MONITOREO DE LA CALIDAD DEL AGUA)	glb	1.0000	1683.65	1683.65	
						1683.65
06.01.02 MONITOREO DE CALIDAD DE AIRE						
Rendimiento: 1 glb/DIA						
Costo unitario directo por: glb						3707.38
OTROS BIENES Y SERVICIOS						
1684	SUBCONTRATO (MONITOREO DE LA CALIDAD DEL AIRE)	glb	1.0000	3707.38	3707.38	
						3707.38
06.01.03 MONITOREO DE RUIDO						
Rendimiento: 1 glb/DIA						
Costo unitario directo por: glb						780.50
OTROS BIENES Y SERVICIOS						
1685	SUBCONTRATO (MONITOREO DE LA CALIDAD DEL RUIDO)	glb	1.0000	780.50	780.50	
						780.50
06.02.01 ACONDICIONAMIENTO DE MATERIAL EXCEDENTE EN DME						
Rendimiento: 250 m3/DIA						
Costo unitario directo por: m3						3.43
MANO DE OBRA						
1008	OFICIAL	hh	1	0.0320	17.51	0.56
1009	PEON	hh	2	0.0640	15.78	1.01
						1.57
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
3900	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.57	0.08
3984	TRACTOR DE ORUGAS D6GDE 140-160HP	hm	0.2	0.0084	277.43	1.78
						1.86

DETERMINACION DE LA FORMULA POLINOMICA

Proyecto : PUENTE YANUMAYO
Lugar : Distrito: NINABAMBA, Provincia: SANTA CRUZ, Departamento: CAJAMARCA
Elab. Por : LUIGI RANDU CHAMBA DEJO
Fecha : 27/05/219

AGRUPACION PRELIMINAR

N°	IU	ELEMENTO	PARCIAL	% INCID.	AGR. 1	COEF. ACUM.1	AGR. 2	COEF. ACUM.2	Orden. Mono m.
1	47	Mano de obra (incluido leyes sociales)	296503.94	8.172	1	0.082	J	0.082	1
2	49	Maquinaria y equipo importado	937811.56	25.848	3	0.268	M	0.268	2
3	30	Dólar mas inflación mercado USA	246582.62	6.796	4	0.068	D	0.068	3
4	03	Acero de construcción corrugado	80147.95	2.209	6	0.040	AC	0.063	4
5	21	Cemento portlan tipo I	83832.56	2.311	5	0.023	AC		4
6	39	Índice general de precios al consumidor	1815070.46	50.027	2	0.519	G	0.519	5
	04	Agregado fino	30717.50	0.847	2				
	48	Maquinaria y equipo nacional	26265.53	0.724	6				
	13	Asfalto	19010.61	0.524	3				
	05	Agregado grueso	18402.15	0.507	2				
	55	Pintura temple	16144.39	0.445	2				
	37	Herramienta manual	14301.34	0.394	6				
	61	Plancha galvanizada	13126.32	0.362	6				
	54	Pintura látex	11970.00	0.330	3				
	02	Acero de construcción liso	5531.45	0.152	6				
	57	Plancha de acero LAF	3384.19	0.093	6				
	43	Madera nacional para encofrado y carpintería	3293.96	0.091	2				
	71	Tubería de fierro fundido	2440.70	0.067	6				
	72	Tubería de PVC para agua	2257.14	0.062	3				
	34	Gasolina	786.95	0.022	3				
	53	Petróleo diesel	606.44	0.017	3				
TOTAL			3628167.76	100.000		1.000		1.000	

CONFORMACION DE MONOMIOS

N°M	N° IU	IU	ELEMENTO	COEF. INICIAL	SIMB. AGRUP	% INCID.	COEF. ACUM.
1	1	47	Mano de obra (incluido leyes sociales)	0.082	J	100.00	0.082
2	2	49	Maquinaria y equipo importado	0.268	M	100.00	0.268
3	3	30	Dólar mas inflación mercado USA	0.068	D	100.00	0.068
4	4	03	Acero de construcción corrugado	0.040	AC	63.49	0.063
	5	21	Cemento portlan tipo I	0.023	AC	36.51	
5	6	39	Índice general de precios al consumidor	0.519	G	100.00	0.519
TOTAL				1.000			1.000

FORMULA POLINOMICA:

K=	0.082	-----	+	0.268	-----	+	0.068	-----	+	0.063	-----	+	0.519	-----
		Jo			Mo			Do			ACo			Go

DETALLE DE GASTOS GENERALES

PROYECTO: **PUENTE YANUMAYO**

DURACION: **3 Meses**

Costo Directo de Obra: **2687924.06**

ITEM	E8P. GASTO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	COEF. PARTICIPACION	P.PARCIAL	% del C.D.
A	GASTOS FIJOS							
	I	CAMPAMENTO						
	1.01	Oficina (Inc.Tópico)	m2	20	240.00		4800.00	
	1.02	Almacenes	m2	15	120.00		1800.00	
	1.03	Talleres	m2	40	120.00		4800.00	
	1.04	Laboratorios (Inc. Pozas)	m2	15	240.00		3600.00	
	1.05	Comedor	m2	30	180.00		5400.00	
	1.06	Vivienda Ingenieros	m2	20	240.00		4800.00	
	1.07	Vivienda Empleados y Técnicos	m2	40	240.00		9600.00	
	1.08	Oficina de la Supervisión	m2	10	200.00		2000.00	
		Monto Asignado a la Obra			1.00		38800.00	1.37%
		Movilización y Desmovilización de Campamento	Vje	2	3680.00		7360.00	0.27%
		Armado y Desarmado	m2	190	12.50		2375.00	0.09%
		Mantenimiento (Inc. Servicios)	m2	190	12.50		2375.00	0.09%
	II	EQUIPAMIENTO						
	2.01	Oficina (Inc.Tópico)	glb	20	120.00		2400.00	
	2.02	Almacenes	glb	15	15.00		225.00	
	2.03	Talleres	glb	40	15.00		600.00	
	2.04	Laboratorios (Inc. Pozas)	glb	15	60.00		900.00	
	2.05	Comedor	glb	30	80.00		2400.00	
	2.06	Vivienda Ingenieros	glb	20	120.00		2400.00	
	2.07	Vivienda Empleados y Técnicos	glb	40	120.00		4800.00	
	2.08	Oficina de la Supervisión	glb	10	120.00		1200.00	
		Monto Asignado a la Obra			0.20		2985.00	0.11%
		Movilización y Desmovilización de Campamento	Vje	2	1492.50		2985.00	0.11%
	III	COSTOS AMBIENTALES FIJOS						
	3.01	Programa de Prevención, Mitigación y/o Manejo						
	3.01.01	Manejo de Residuos Sólidos						
		Boisas para basura de capacidad de 25 L	und	2	6.00		12.00	0.00%
		Boisas para basura capacidad entre 180-220 L	und	2	33.00		66.00	0.00%
		Recipientes de residuos sólidos	und	10	60.00		600.00	0.02%
		Parihuela	und	4	30.00		120.00	0.00%
		Losa de concreto e = 10 cm - f'c (140 kg/cm ²)	m3	0.4	272.06		108.82	0.00%
		Disposición final de residuos domésticos	glb	1	500.00		500.00	0.02%
		Transporte con furgón hasta 5 Tn	viaje	1	2200.00		2200.00	0.08%
		Disposición final de residuos peligrosos	Tn	2	435.00		870.00	0.03%
	3.01.02	Manejo y Control de Residuos Sólidos						
		Trampa de Grasa	und	1	1000.00		1000.00	0.04%
		Pozo Séptico	und	1	1750.00		1750.00	0.07%
		Pozo de Percolación	und	1	1750.00		1750.00	0.07%
	3.01.03	Señalización Informativa Ambiental y de Seguridad Ambiental						
		Señalización Temporal	und	8	100.00		800.00	0.03%
	3.02	Programa de Asuntos Sociales						
		Subprograma de Contratación de mano de obra local	glb	1	550.00		550.00	0.02%
		Capacitación Ambiental y Seguridad para el Trabajador	und	24	500.00		12000.00	0.45%
		Capacitación Ambiental y Seguridad para el Poblador	und	3	2500.00		7500.00	0.28%
	3.03	Plan de Contingencia						
		Equipos de primeros auxilios y socorro	glb	1	2700.00		2700.00	0.10%
		Equipos contra incendio	glb	1	4000.00		4000.00	0.15%
		Equipos para los derrames de sustancias químicas	glb	1	1800.00		1800.00	0.07%
		Capacitación y Simulacros	glb	1	6000.00		6000.00	0.22%
	IV	GASTOS ADMINISTRATIVOS						
	4.01	Gastos de Licitación y Elaboración de Propuesta	est	1	3500.00		3500.00	0.13%
	4.02	Gastos Notariales	est	1	1250.00		1250.00	0.05%
	4.03	Cartel de Obra	und	2	1500.00		3000.00	0.11%
	4.04	Gastos Varios (fotocopias, etc)	est	1	12780.04		12780.04	0.48%
	V	LIQUIDACION DE OBRA						

5.01	Ingeniero Residente	mes	1	15000.00		15000.00	0.58%
5.02	Ingeniero Asistente	mes	1	5000.00		5000.00	0.18%
5.03	Contador	mes	0.5	4000.00		2000.00	0.07%
5.04	Secretaria	mes	0.5	1500.00		750.00	0.03%
5.05	Dibujante	mes	1	2500.00		2500.00	0.08%
5.06	Leyes Sociales	glb	49%	25250.00		12372.50	0.48%
5.07	Utiles de Oficina, fotocopias Planos y documentos y otros	est	100%	1500.00		1500.00	0.08%
5.08	Comunicaciones	est	1	200.00		200.00	0.01%
5.09	Movilización Coordinaciones	est	1	500.00		500.00	0.02%
VI	IMPUESTOS						
6.01	SENSICO (0.2% presupuesto sin IGV)	%	0%	3125934.32		6251.87	0.23%
B	GASTOS VARIABLES						
I	PERSONAL DE OBRA						
	INGENIERIA						
1.01	Ingeniero Residente de Obra	mes	6	15000.00		90000.00	3.36%
1.02	Ingeniero Asistente	mes	6	5000.00		30000.00	1.12%
1.03	Especialista Socio Ambiental y de Seguridad de Obra	mes	6	9000.00		54000.00	2.01%
1.04	Topógrafo	mes	6	2500.00		15000.00	0.58%
1.05	Técnico de Laboratorio	mes	6	2500.00		15000.00	0.58%
1.06	Beneficios Sociales	%	49%	204000.00		99960.00	3.72%
	ADMINISTRACIÓN (PERSONAL DE LA ZONA)						
1.07	Administrador de Obra	mes	3	3000.00		9000.00	0.33%
1.08	Contador	mes	3	2500.00		7500.00	0.28%
1.09	Encargado de Almacén	mes	6	1200.00		7200.00	0.27%
1.1	Personal de Limpieza	mes	6	700.00		4200.00	0.18%
1.11	Guardianes 1 x 3 Turnos	mes	18	800.00		14400.00	0.54%
1.12	Beneficios Sociales	%	49%	42300.00		20727.00	0.77%
	EQUIPOS (PERSONAL DE LA ZONA)						
1.13	Mecánico Equipo Pesado	mes	6	2000.00		12000.00	0.46%
1.14	Ayudantes	mes	6	800.00		4800.00	0.18%
1.15	Beneficios Sociales	%	49%	16800.00		8232.00	0.31%
II	ALIMENTACIÓN Y VIÁTICOS						
2.01	Personal Profesional	glg	1	10800.00		10800.00	0.40%
2.02	Personal Técnico	glb	1	5400.00		5400.00	0.20%
III	EQUIPOS NO INCLUIDOS EN LOS COSTOS DIRECTOS						
3.01	Equipos de Laboratorio Suelos	mes	6	1000.00		6000.00	0.22%
3.02	Equipos de Laboratorio Concreto	mes	6	1500.00		9000.00	0.33%
3.03	PC (Incl. Software)	mes	12	350.00		4200.00	0.18%
3.04	Impresora Láser	mes	6	150.00		900.00	0.03%
3.05	Grupo Electrógeno 100 kw	mes	6	3000.00		18000.00	0.87%
3.06	Equipo Taller y Herramientas menores	mes	6	375.00		2250.00	0.08%
IV	VEHICULOS						
4.01	Camionetas Pick Up Doble Cabina 4x4	mes	6	7500.00		45000.00	1.87%
4.02	Camión Abastecedor	mes	3	4500.00		13500.00	0.50%
V	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DEL PERSONAL						
5.01	Transporte Terrestre del Personal Profesional	est	1	4500.00		4500.00	0.17%
5.02	Transporte Terrestre del Personal Técnico	est	1	3000.00		3000.00	0.11%
5.03	Mov. Desmov. De equipos no incluido en los Costos Derechos	est	1	1000.00		1000.00	0.04%
VI	COSTOS AMBIENTALES VARIABLES						
6.01	Movilidad y traslados de equipos de muestreo	glb	1	2000.00		2000.00	0.07%
6.02	Examen Ocupaciones en Salud (Ingreso y de retiro)	glb	1	12080.00		12080.00	0.46%
6.03	Equipos de Protección Personal (EPP)	glb	1	6663.22		6663.22	0.26%
VII	GASTOS FINANCIEROS						
7.01	Garantía de Seriedad de Propuesta	mes	1	135.31		135.31	0.01%
7.02	Garantía de Fiel Cumplimiento del Contrato	mes	1	3608.35		3608.35	0.13%
7.03	Garantía del Adelanto Efectivo	mes	1	4059.40		4059.40	0.16%
7.04	Garantía del Adelanto para Materiales	mes	1	8118.80		8118.80	0.30%
7.05	Garantía de los Beneficios Sociales de los Trabajadores	mes	1	676.57		676.57	0.03%
7.06	Gastos Bancarios (ITF)	glb	0.0001	3508353.41		350.84	0.01%
VIII	SEGUROS						
8.01	Seguro Complementario de Trabajos de Riesgo					23737.57	0.88%
8.02	Seguro de VIDA LEY					2277.10	0.08%
8.03	Seguro contra Topo Riesgo					16273.70	0.61%
8.04	Costo de emisión de Poliza					1268.65	0.05%
	TOTAL					762629.74	28.37%

04 SEÑALIZACIÓN Y SEGURIDAD VIAL																					
04.01	SENALES PREVENTIVAS (0.60mx0.60m)	uni	8.00	3321.44	1.33	1	57CC	1													
04.02	SENALES REGLAMENTARIOS (0.60mx0.60m)	uni	2.00	1491.92	0.33	1	64FC	1													
04.03	SENALES INFORMATIVAS (2.5mx1.5m)	uni	2.00	2082.28	0.33	1	65FC	1													
04.04	MARCAS EN EL PAVIMENTO	m	1041.90	9658.41	1.3	1	60FC	1													
05 OBRAS DE DEFENSA																					
05.01	EXCAVACION PARA OBRAS DE DEFENSA	m3	8818.15	82978.8	1.42	20	40FC	20													
05.02	AFIRMADO EN TERRAPLEN	m3	1198.65	23541.5	0.63	5	69CC+2	5													
05.03	ROCA (UÑA)	m3	928.80	140351	0.31	10	70FC	10													
05.04	TALUD DE ROCA	m3	767.52	115980	0.43	6	71FC	6													
05.05	GEOTEXTIL IMPERMEABLE	m2	1557.28	34571.6	1	13	72FC	13													
06 PROTECCIÓN AMBIENTAL																					
06.01 PROGRAMA DE MONITOREO AMBIENTAL																					
06.01.01	MONITOREO DE CALIDAD DE AGUA	glb	1.00	1683.65	0.01	150	10CC	150	1	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
06.01.02	MONITOREO DE CALIDAD DE AIRE	glb	1.00	3707.38	0.01	150	10CC	150	1	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
06.01.03	MONITOREO DE RUIDO	glb	1.00	780.5	0.01	150	10CC	150	1	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
06.02 PROGRAMA DE CIERRE DE OBRA																					
06.02.01	ACONDICIONAMIENTO DE MATERIAL EXCEDENTE EN DME	m3	555.57	1905.61	0.01	150	10CC	150	1	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
PROGRAMADO		AVANCE MENSUAL(%)		10.91%		23.04%		36.41%		5.14%		11.68%		9.73%							
		AVANCE ACUMULADO(%)		10.91%		33.95%		70.36%		75.50%		87.18%		96.91%							

PROGRAMACION DE TAREAS NO CRITICAS

PROGRAMACION DE TAREAS CRITICAS

ANEXO N° 07: DOCUMENTOS

DOCUMENTO N° 1.1: Solicitud de autorización de acceso de información y permiso para estudios



"AÑO DEL BUEN SERVICIO AL CIUDADANO"

Chiclayo, 21 de Setiembre de 2017.

SR. ANIBAL VARGAS GUEVARA
ALCALDE DE LA MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE NINABAMBA

ASUNTO: Solicito autorización de acceso a la información y permiso para poder realizar diversos estudios como Levantamientos Topográficos, Mecánica de Suelos y Estudios Hidrológicos.

REFERENCIA: Proyecto de tesis denominado:

DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE YANAMAYO, DISTRITO NINABAMBA - PROVINCIA DE SANTA CRUZ - DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA, 2017

De mi consideración:

Es grato dirigirse a usted para saludarlo y a la vez manifestarle lo siguiente:

Que, en calidad de alumno de la carrera profesional de Ingeniería Civil Ambiental de la "Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo" de la ciudad de Chiclayo, Departamento de Lambayeque, he decidido desarrollar el proyecto de tesis denominado "**Diseño Del Puente Carrozable Yanamayo, Distrito Ninabamba - Provincia De Santa Cruz - Departamento De Cajamarca, 2017**", motivo por el cual solicito a usted una **AUTORIZACIÓN** respectiva para el acceso a la información que se requiera y el permiso correspondiente para poder realizar diversos estudios como hidrológicos, topográficos y suelos, en la zona donde se desarrollará el proyecto.

Por lo expuesto ruego a usted acceder a la solicitud por el motivo antes mencionado.

Atentamente.

A handwritten signature in blue ink, appearing to read "Luigi Randú Chamba Dejo", is written over a horizontal line.

Luigi Randú Chamba Dejo
DNI: 71563510

**DOCUMENTO N° 1.2: Constancia Emitida Por La Gerencia Municipal De La
Municipalidad Distrital De Ninabamba De La No Existencia Del Proyecto En
Archivos Municipales**



Municipalidad Distrital Ninabamba
PLAZA DE ARMAS - NINABAMBA
SANTA CRUZ - REGIÓN CAJAMARCA

Dirección Turística: Las Cruces de Urco, El
Tragalero, Piedras Preciosas y la Laguna Santa
Luz

"AÑO DEL BUEN SERVICIO AL CIUDADANO"

CONSTANCIA

El alcalde de la Municipalidad Distrital de Ninabamba Anibal Vargas Guevara emite el presente a favor del señor Luigi Randú Chamba Dejo identificado con D.N.I.N° 71563510, Haciendo constar que el proyecto denominado: "ELABORACIÓN DEL EXPEDIENTE TECNICO DEL PUENTE CARROZABLE EN EL RIO YANUMAYO, DISTRITO DE NINABAMBA – PROVINCIA DE SANTA CRUZ - DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA, 2017" no se encuentra en el Banco de proyecto de la Municipalidad Distrital de Ninabamba.

Se otorga la presente constancia para fines pertinentes.

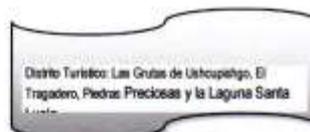
Ninabamba, 23 de octubre del 2017

 MUNICIPALIDAD DISTRITAL
DE NINABAMBA
Anibal Vargas Guevara
Mg. Anibal Vargas Guevara
ALCALDE

**DOCUMENTO N° 1.3: Carta De Autorización Por Parte De La Municipalidad
Distrital De Ninabamba Para Acceder A La Información De Archivos Municipales
Y Permiso Para La Realización De Estudios.**



Municipalidad Distrital Ninabamba
PLAZA DE ARMAS - NINABAMBA
SANTA CRUZ - REGIÓN CAJAMARCA



"AÑO DEL BUEN SERVICIO AL CIUDADANO"

CARTA DE AUTORIZACION

El alcalde de la Municipalidad Distrital de Ninabamba Anibal Vargas Guevara hace la autorización al señor Luigi Randú Chamba Dejo identificado con D.N.I. N° 71563510 para que pueda acceder a la información que habrá en los archivos municipales así como el permiso correspondiente para que pueda realizar estudios como: Levantamientos topográficos, Mecánica de suelos, estudios hidrológicos en la zona de influencia donde se desarrollará el proyecto denominado: "ELABORACION DEL EXPEDIENTE TECNICO DEL PUENTE CARROZABLE EN EL RIO YANUMAYO, DISTRITO DE NINABAMBA – PROVINCIA DE SANTA CRUZ – DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA, 2017".

Se otorga la presente constancia para fines pertinentes.

Ninabamba, 23 de octubre del 2017

MUNICIPALIDAD DISTRITAL
DE NINABAMBA
Anibal Vargas Guevara
ALCALDE

ANEXO N° 08: CUADROS

CUADRO N°8.1: Datos generales del Distrito de Ninabamba

Departamento	Cajamarca
Provincia	Santa Cruz
Distrito	Ninabamba
Altura (m.s.n.m)	2175
Extensión Territorial (km ²)	60.04
Densidad Poblacional (Hab/km ²)	51
Caseríos	La Iraca, El Hualte, La Laguna, Achiramayo, Santa Rosa, La Alfombrilla, Tunaspampa, Polulo, El Chito y El Chileno

Fuente: Elaboración Propia

CUADRO N°8.2: Población económicamente activa de 15 años a más por categoría de ocupación

OCUPACION	HABITANTES
Distrito Ninabamba	691
Agric., ganadería, caza y silvicultura	414
Industrias manufactureras	24
Suministro de electricidad, gas y agua	1
Construcción	7
Comerc., rep. veh. autom.,motoc. efect. Pers.	31
Hoteles y restaurantes	9
Trans., almac. y comunicaciones	8
Actividad. inmóvil., empres. y de alquiler	3
Admin.pub. y defensa; p. segur.soc.afil	19
Enseñanza	112
Servicios sociales y de salud	6
Otras activ. serv.comun.soc y personales	7
Hogares privados con servicio doméstico	2
Actividad económica no especificada	4
Desocupado	44

Fuente: INEI, Censos Nacionales 2007

CUADRO N°8.3: Población del distrito de Ninabamba por grupos de edad

POBLACIÓN DISTRITO DE NINABAMBA			
Edad	Hombre	Mujer	Total
0 - 14	548	497	1045
15 -64	773	837	1610
65 +	169	197	366
Total	1490	1531	3021

Fuente: INEI, Censos Nacionales 2007

CUADRO N°8.4: Producción Ganadera del Distrito de Ninabamba

PRODUCCIÓN GANADERA DISTRITO NINABAMBA	
GANADO	CANTIDAD
Vacuno	324
Porcino	122
Equino	81
Aves de Corral	1620

Fuente: Oficina de Desarrollo Agropecuario
– Municipalidad Distrital Ninabamba

CUADRO N°8.5: Costo de venta de la producción agrícola del Distrito de Ninabamba

COSTO DE VENTA DE LA PRODUCCIÓN AGRÍCOLA		
CULTIVOS	UNIDAD	COSTOS S/.
Papa	Quintal	S/. 80.00
Arracacha	Quintal	S/. 75.00
Maíz	Quintal	S/. 60.00
Chiuche	Kilogramo	S/. 3.00

Fuente: Datos de Campo

CUADRO N°8.6: Estructuras de Puentes

ESTRUCTURAS DE PUENTES		
Concesionadas	553	24.83%
No Concesionadas	1674	75.17%
Total	2227	100.00%

Fuente: Vargas Avendaño, 2012

CUADRO N°8.7: Estructuras de Puentes No Concesionadas

ESTRUCTURAS NO CONCESIONADAS			
ESTADO	CANTIDAD		PORCENTAJE %
Buen estado - Carga 48 Ton		164	7.36%
Cargas de Diseño Previa		473	21.24%
Rehabilitar	108		4.85%
Cambiar	365		16.39%
Estructuras Modulares		140	6.29%
Ultima Generación	40		1.80%
Antiguas	100		4.49%
Estructuras Provisionales		897	40.28%
TOTAL		1674	75.17%

Fuente: Vargas Avendaño, 2012

CUADRO N°8.8: Número de Nacimientos

NUMERO DE NACIMIENTOS	
DISTRITO DE NINABAMBA	
Hospital/Clínica	0
Centro de Salud	0
Puesto de Salud	11
Consultorio	0
Domicilio	6
Otro	0
TOTAL	17

Fuente: Ministerio de Salud, 2014

**CUADRO N°8.9: Causa de Mortalidad en
el Distrito de Ninabamba**

CAUSA DE MORTALIDAD	
ACCIDENTES DE TRANSPORTE	
MASCULINO	63
FEMENINO	17
TOTAL	80

**CUADRO N°8.10: Personal de Ministerio de Salud
y Gobiernos Regionales**

PERSONAL DEL MINISTERIO DE SALUD Y GOBIERNOS REGIONALES	
DISTRITO DE NINABAMBA	
Medico	
Enfermero	3
Odontólogo	1
Obstetra	1
Psicologo	0
Nutricionista	0
Químico Farmacéutico	0
Tecnólogo Médico	0
Otros	0
Profesionales Administrativos	0
Técnicos Asistenciales	5
Técnico Administrativo	0
Auxiliares Asistenciales	0
Auxiliares Administrativos	0
TOTAL	10

CUADRO N°8.11: Área activa de producción agrícola en el Distrito de Ninabamba

AREA ACTIVA DE PRODUCCION AGRICOLA			
LOCALIDAD	CULTIVOS	HECTAREAS	PARCIAL
SANTA ROSA	PAPA	35	83
	PASTOS	15	
	ARRACACHA	3	
	MAIZ	20	
	CHIUCHE	10	
ACHIRAMAYO	PAPA	40	148
	PASTOS	20	
	ARRACACHA	8	
	CHIUCHE	15	
	MAIZ	65	
EL HUALTE	PAPA	36	84
	PASTOS	20	
	ARRACACHA	8	
	MAIZ	15	
	CHIUCHE	5	
LA LAGUNA	PAPA	10	25
	ARRACACHA	15	
NINABAMBA	PAPA	15	37
	ARRACACHA	4	
	MAIZ	10	
	PASTOS	8	
LA IRACA	MAIZ	38	54
	PASTOS	16	
TUNASPAMPA	MAIZ	25	60
	PAPA	15	
	PASTOS	20	
EL CHITO	ARRACACHA	3	78
	PAPA	40	
	PASTOS	35	
EL CHILENO	MAIZ	11	41
	PASTOS	25	
	CHIUCHE	5	
POLULO	MAIZ	25	73
	PAPA	10	
	PASTOS	38	
TOTAL		683	

Fuente: Oficina de Desarrollo Agropecuario – Municipalidad Distrital de Ninabamba

CUADRO N°8.12: Sector Educación del Distrito de Ninabamba

Nombre de IE	Nivel / Modalidad	Dirección de IE	Alumnos (2016)	Docentes (2016)
LOS CLAVELES	Inicial No Escolarizado	LA IRACA	3	0
LOS AMANTES	Inicial No Escolarizado	EL CHILENO	6	0
LAS AVECILLAS	Inicial No Escolarizado	EL CHITO	1	0
TRIUNFADORES	Inicial No Escolarizado	ACHIRAMAYO	9	0
LOS HUACHARITOS	Inicial No Escolarizado	LA LAGUNA	7	0
AMOR DE BEBES	Inicial No Escolarizado	LA PLAYA	10	0
TERNURA DE BEBE	Inicial No Escolarizado	EL ESPINO	10	0
455	Inicial - Jardín	JIRON BURGA LARREA S/N	23	2
457	Inicial - Jardín	POLULO	8	1
456	Inicial - Jardín	ACHIRAMAYO	14	2
458	Inicial - Jardín	TUNASPAMPA	7	1
538	Inicial - Jardín	EL HUALTE	5	1
		SANTA ROSA		
544	Inicial - Jardín	CASERIO	14	1
1442	Inicial - Jardín	ALFOMBRILLA	6	1
10672	Primaria	POLULO	32	3
10674	Primaria	TUNASPAMPA	14	4
10675	Primaria	ACHIRAMAYO	61	6
10715	Primaria	LA IRACA	23	3
10894	Primaria	LA ALFOMBRILLA	36	4
11171	Primaria	CAMINO REAL	37	3
10669	Primaria	JIRON MANUEL A ODRIA S/N	88	9
101169	Primaria	LA PALMA	6	1
821595	Primaria	EL HUALTE	11	1
CESAR A. VALLEJO MENDOZA	Secundaria	POLULO	43	8
JOSE CARLOS MARIATEGUI	Secundaria	ACHIRAMAYO	146	17
SEÑOR DE LOS MILAGROS	Secundaria	CALLE BURGA LARREA S/N	135	17
NUESTRA SEÑORA DE LAS MERCEDES	Superior Pedagógica	CALLE PRINCIPAL	4	7
NUESTRA SEÑORA DE LAS MERCEDES	Superior Tecnológica	CALLE PRINCIPAL	49	3

Fuente: Escala, 2016 - Ministerio de Educación

CUADRO N°8.13: Producción Agrícola del Distrito de Ninabamba

PRODUCCION AGRICOLA POR LOCALIDADES - NINABAMBA				
LOCALIDAD	CULTIVOS	HECTAREAS	Tn/Ha	PRODUCCIÓN (tn)
Santa Rosa	Papa	35.00	15.00	525.00
	Arracacha	3.00	15.70	47.10
	Maiz	20.00	10.50	210.00
	Chiuche	10.00	4.00	40.00
Achiramayo	Papa	40.00	15.00	600.00
	Arracacha	8.00	15.70	125.60
	Chiuche	15.00	4.00	60.00
	Maiz	65.00	10.50	682.50
El Hualte	Papa	30.00	15.00	450.00
	Arracacha	8.00	15.70	125.60
	Maiz	15.00	10.50	157.50
	Chiuche	5.00	4.00	20.00
La Laguna	Papa	10.00	15.00	150.00
	Arracacha	15.00	15.70	235.50
Ninabamba	Papa	15.00	15.00	225.00
	Arracacha	4.00	15.70	62.80
	Maiz	10.00	10.50	105.00
La Iraca	Maiz	38.00	10.50	399.00
Tunaspampa	Maiz	25.00	10.50	262.50
	Papa	15.00	15.00	225.00
El Chito	Arracacha	3.00	15.70	47.10
	Papa	40.00	15.00	600.00
El Chileno	Maiz	11.00	10.50	115.50
	Chiuche	5.00	4.00	20.00
Polulo	Maiz	25.00	10.50	262.50
	Papa	10.00	15.00	150.00

Fuente: Oficina de Desarrollo Agropecuario – Municipalidad Distrital de Ninabamba

CUADRO N°8.14: Formato de Clasificación Vehicular

 																					
FORMATO DE CLASIFICACION VEHICULAR ESTUDIO DE TRAFICO																					
TRAMO DE LA CARRETERA: _____ SENTIDO: _____ E ← _____ S → _____ UBICACIÓN: _____ DIA: 1						ESTACION: _____ CODIGO DE LA ESTACION: _____ DIA Y FECHA: _____															
HORA	SEN- TI- DO	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS		CAMION			SEMI TRAYLER				TRAYLER				
				PICK UP	PANEL	RURAL Combi		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>=3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3	
																					
00-01	E																				
	S																				
01-02	E																				
	S																				
02-03	E																				
	S																				
03-04	E																				
	S																				
04-05	E																				
	S																				
05-06	E																				
	S																				
06-07	E																				
	S																				
07-08	E																				
	S																				
08-09	E																				
	S																				
09-10	E																				
	S																				
10-11	E																				
	S																				
11-12	E																				
	S																				
PARCIAL:		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ENCUESTADOR:	JEFE DE BRIGADA:			ING. RESPON:			SUPERV. MTC:														

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicación

CUADRO N°8.15: Estudio de clasificación vehicular durante 7 días, de la carretera Ninabamba – Yauyucan

DIAS TIPO DE VEHÍCULO	VIERNES		SABADO		DOMINGO		LUNES		MARTES		MIERCOLES		JUEVES	
	E	S	E	S	E	S	E	S	E	S	E	S	E	S
AUTO		1	1			1			1					1
STATION WAGON	8	5	6	4	8	7	6	7	5	8	4	8	2	3
PICK - UP	6	2	2	5	9	2	4	5	6	3	3	5	3	3
MINIVAN	3		1		3		1			2		2		1
COMBI	8	4	5	3	9	11	6	5	4	3	6	4	4	2
CAMION 2E	9	9	6	4	5	6	4	3	2	4	4	2	3	1
CAMION 3E	2	3	4	3	8	7	2	3	1	2	5	2	3	4
SUB TOTAL	36	24	25	19	42	34	23	23	19	22	22	23	15	15
TOTAL	60		44		76		46		41		45		30	

Fuente: Municipalidad Distrital de Ninabamba, viernes 3 de febrero – jueves 9 de febrero del 2017.

CUADRO N°8.16: Determinación del tránsito actual, vía Ninabamba Yauyucan

TIPO DE VEHÍCULO	Tráfico Vehicular en dos Sentidos por Día							TOTAL SEMANA	IMD
	VIERNES	SABADO	DOMINGO	LUNES	MARTES	MIERCOLES	JUEVES		
AUTO	1	1	1	0	1	0	1	5	1
STATION WAGON	13	10	15	13	13	12	5	81	9
PICK - UP	8	7	11	9	9	8	6	58	6
MINIVAN	3	1	3	1	2	2	1	13	1
COMBI	12	8	20	11	7	10	6	74	8
CAMION 2E	18	10	11	7	6	6	4	62	9
CAMION 3E	5	7	15	5	3	7	7	49	7
TOTAL	60	44	76	46	41	45	30	342	41

Fuente: Elaboración Propia.

CUADRO N°8.17: Trafico actual por tipo de vehículo, vía Ninabamba Yauyucan

TIPO DE VEHÍCULO	IMD	Distribución (%)
AUTO	1	2.44%
STATION WAGON	9	21.95%
PICK - UP	6	14.63%
MINIVAN	1	2.44%
COMBI	8	19.51%
CAMION 2E	9	21.95%
CAMION 3E	7	17.07%
IMD	41	100.00%

Fuente: Elaboración Propia.

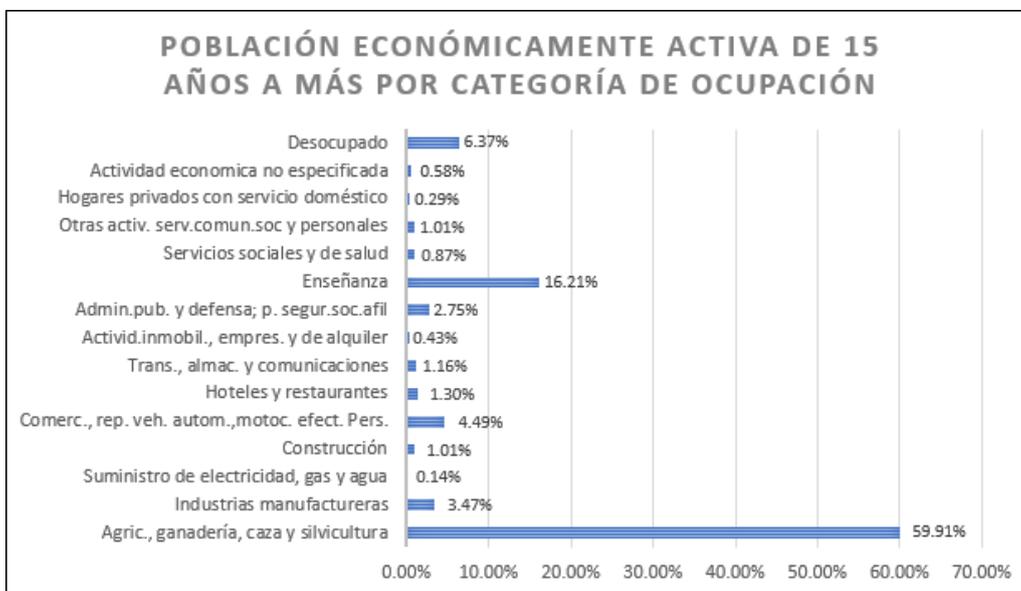
CUADRO N°8.18: Localidades en costa y sierra con mayor precipitación acumulada semanal

DISTRITO DE CHUGUR - NINABAMBA			
FECHA		NUM	LLUVIA/SEMANA MM
02-Ene	08-Ene	9	82.2
06-Feb	12-Feb	2	117.8
27-Feb	05-Mar	3	110.8
06-Mar	12-Mar	8	161.6
03-Abr	09-Abr	10	59.9

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú

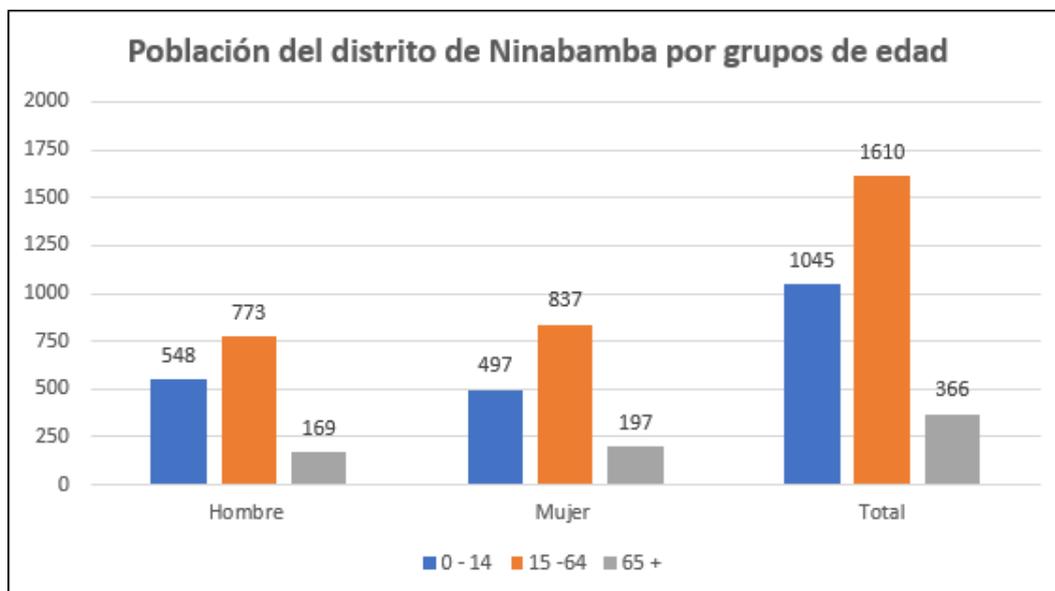
ANEXO N° 09: GRÁFICOS

GRÁFICO N° 9.1: Población económicamente activa de 15 años a más por categoría de ocupación



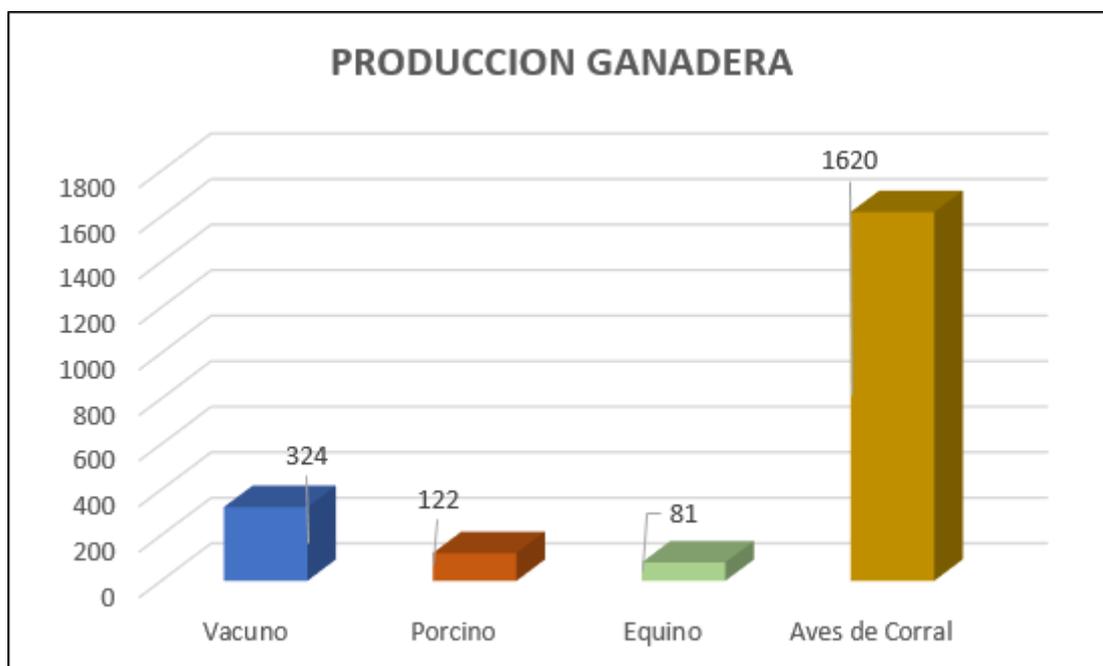
Fuente: INEI, Censos Nacionales 2007

GRÁFICO N° 9.2: Población del distrito de Ninabamba por grupos de edad



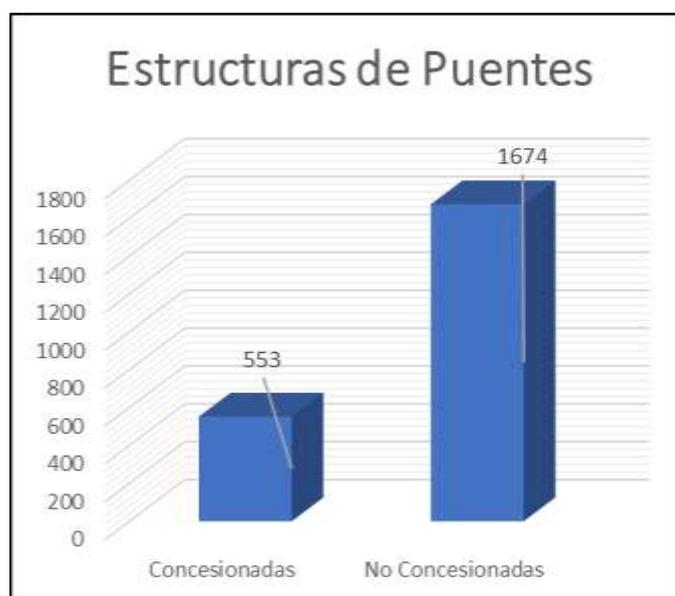
Fuente: INEI, Censos Nacionales 2007

GRÁFICO N° 9.3: Producción Ganadera del Distrito de Ninabamba



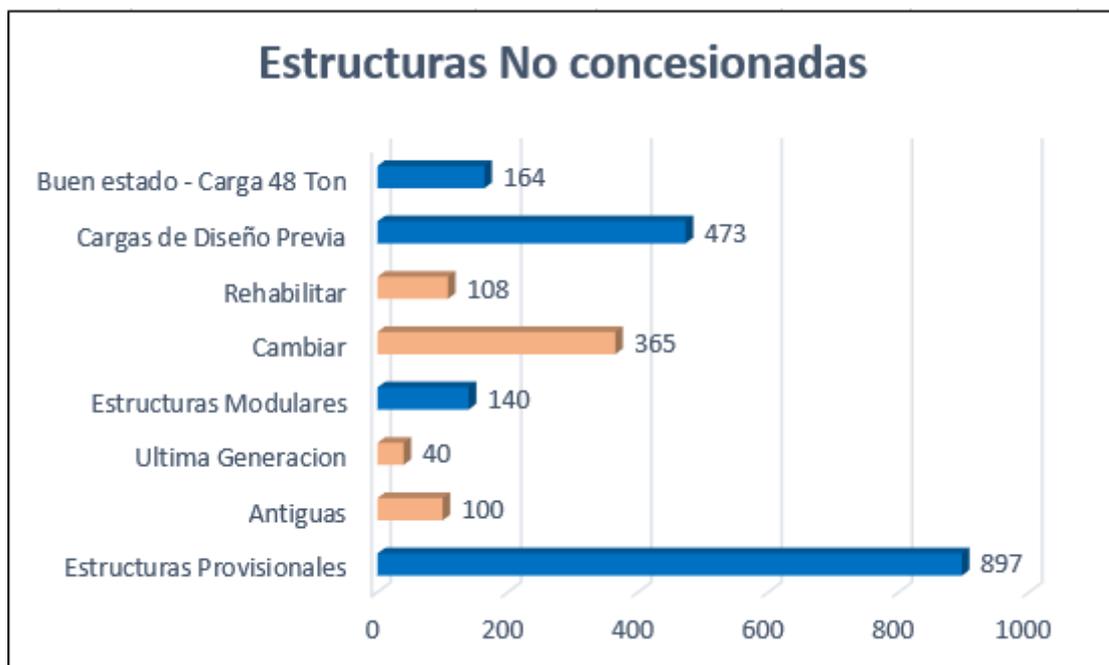
Fuente: Oficina de Desarrollo Agropecuario – Municipalidad Distrital Ninabamba

GRÁFICO N° 9.4: Estructuras de Puentes



Fuente: Vargas Avendaño, 2012

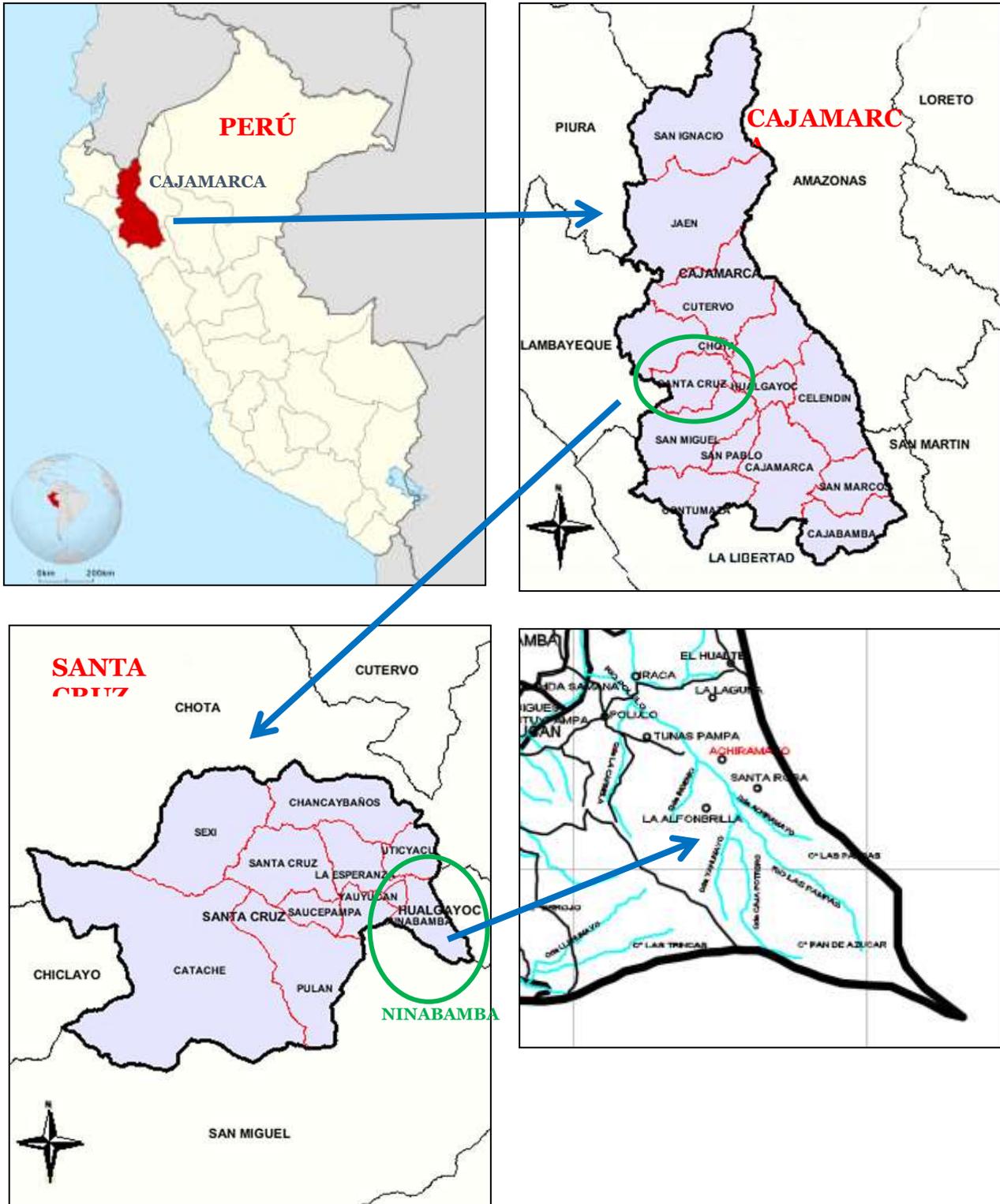
GRÁFICO N° 9.5: Estructuras de Puentes No Concesionadas



Fuente: Vargas Avendaño, 2012

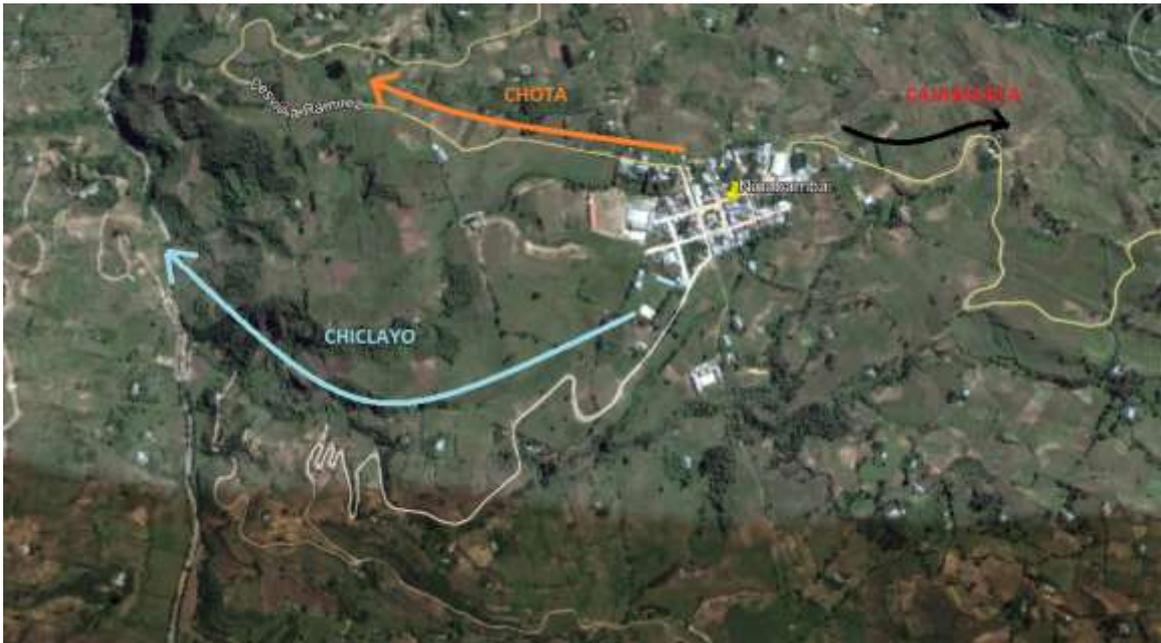
ANEXO N° 10: IMÁGENES

IMAGEN N° 10.1: Mapa De Ubicación A Nivel Nacional, Provincial Y Distrital



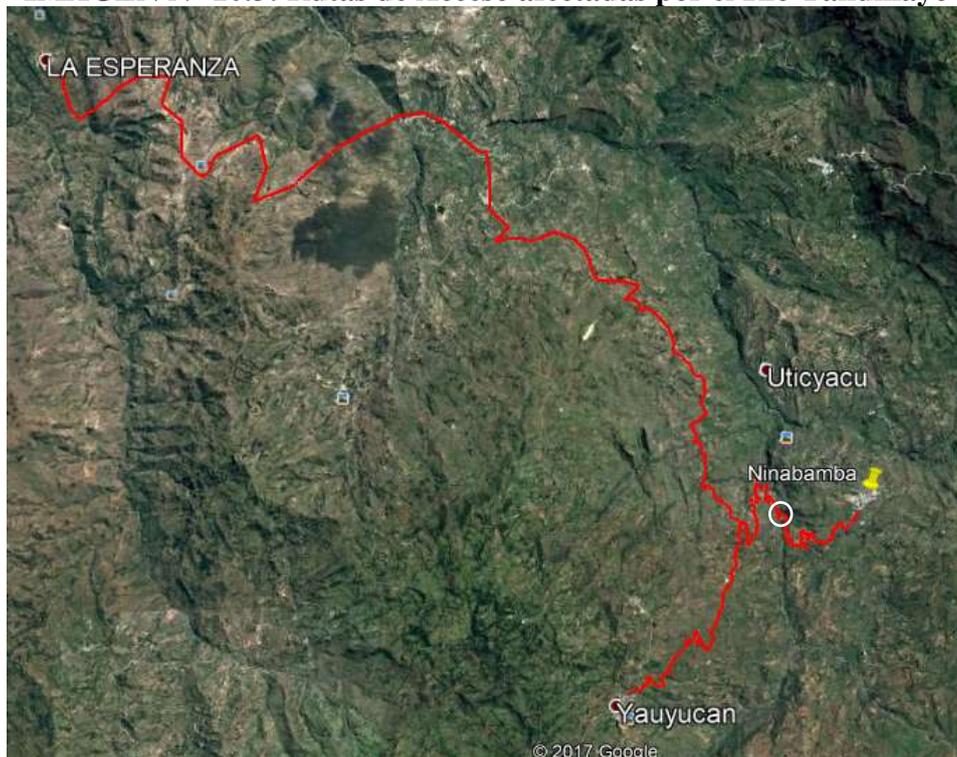
Fuente: Google Imágenes

IMAGEN N° 10.2: Accesos hacia el Distrito de Ninabamba



Fuente: Google Earth

IMAGEN N° 10.3: Rutas de Acceso afectadas por el Rio Yanumayo



Fuente: Google Earth

IMAGEN N° 10.4: Río Yanumayo



Fuente: Google Earth

ANEXO N° 11: FOTOGRAFÍAS

FOTOGRAFÍA N° 11.1: Distrito de Ninabamba



Fuente: Elaboración Propia

FOTOGRAFÍA N° 11.2: Río Yanumayo



Fuente: Elaboración Propia

FOTOGRAFÍA N° 11.3: Río Yanumayo



Fuente: Elaboración Propia

FOTOGRAFÍA N° 11.4: Río Yanumayo



Fuente: Elaboración Propia

FOTOGRAFÍA N° 11.5: Municipalidad Distrital de Ninabamba



Fuente: Elaboración Propia

FOTOGRAFÍA N° 11.6: Topografía



Fuente: Elaboración Propia

FOTOGRAFÍA N° 11.7: Topografía



Fuente: Elaboración Propia

FOTOGRAFÍA N° 11.8.: Realización de Calicatas



Fuente: Elaboración Propia

FOTOGRAFÍA N° 11.9: Ensayos en Laboratorio



Fuente: Elaboración Propia

FOTOGRAFÍA N° 11.10: Sondeo Geométrico



Fuente: Elaboración Propia