



El futuro
es de todos

Agencia de
Renovación
del Territorio

FACTIBILIDAD
MUNICIPIO DE
TARAZA –
CORREGIMIENTO DE
GUAIMARO



CONSORCIO
TERRITORIAL 2019



CONSTRUCCIÓN DE PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA
URALES EN LA VÍA QUE CONDUCE DEL MUNICIPIO DE TARAZÁ A EL
CORREGIMIENTO EL GUAIMARO, DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA.

VOLUMEN X – DISEÑOS DE ESTRUCTURAS

Diciembre de 2019

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIO GEOLÓGICO PROYECTO TARAZÁ – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NTT No. 901.283.923-9</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic. 2019	

DESTINATARIOS

DESTINATARIO	COPIA DIGITAL	COPIA IMPRESA
AGENCIA DE RENOVACIÓN DEL TERRITORIO (ART)	01	01

EJECUCIÓN, REVISIÓN Y APROBACIÓN

VERSIÓN	MODIFICACIÓN	FECHA
01		



TÍTULO DEL DOCUMENTO:	DISEÑOS DE ESTRUCTURAS - CONSTRUCCIÓN DE PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA URALES EN LA VÍA QUE CONDUCE DEL MUNICIPIO DE TARAZÁ A EL CORREGIMIENTO EL GUAIMARO, DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA.			
DOCUMENTO No.:	305790302646			
RESPONSABLES DE LA ELABORACIÓN	Nombres:	Ing. Civil LUIS VIDES		
	Firma:	<i>Luis Vides</i>		
	Matrícula Profesional:	08202-270984 ATL		
	Fecha:			
RESPONSABLE POR REVISIÓN, APROBACIÓN Y ASEGURAMIENTO DE CALIDAD	Nombres:	Ing. Civil JOSÉ LARA		
	Firma:	<i>José Lara</i>		
	Matrícula Profesional:	13202-19729BLV		
	Fecha:			
APROBACIÓN CLIENTE	Fecha	Nombre	Cargo	Firma

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	9
2. ALCANCE Y OBJETIVOS	10
2.1. ALCANCE	10
2.2. OBJETIVO GENERAL	10
2.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	10
3. CARACTERÍSTICAS DEL SITIO Y DEL PROYECTO	11
3.1. GENERALIDADES	11
3.2. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	13
3.2.1. UBICACIÓN DE LA VÍA RESPECTO A VÍAS PRINCIPALES	14
3.2.2. SECTORIZACIÓN DE LA VÍA A INTERVENIR.....	15
3.3. OBRAS PROYECTADAS	15
4. METODOLOGÍA O PLAN DE TRABAJO	16
4.1. FUENTES DE INFORMACIÓN.....	16
4.2. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.....	16
5. ESTUDIO GEOLÓGICO.....	17
5.1. GEOLOGÍA.....	17
5.1.1. LITOGRAFIA DEL MUNICIPIO.....	17
5.2. ESTRATIGRAFÍA LOCAL.....	19
5.2.1. POBLACIÓN Y VÍAS DE ACCESO.....	21
5.3. GEOMORFOLOGÍA.....	21
5.3.1. RELIEVE	21
5.3.2. DRENAJE	21
5.3.2.1. SUBCUENCA DE LOS RÍOS TARAZÁ - RAYO ARAZÁ - RAYO..	22
5.3.2.2. SUBCUENCA DEL RÍO 4.2.2. SUBCUENCA DEL RÍO4.2.2.	23
5.3.2.3. SUBCUENCA DE LAS 4.2.3. SUBCUENCA DE LAS4.2.3.	23
5.3.2.3. SUBCUENCA DE LAS QUEBRADAS NOÁ - CACHÚA QUEBRADAS NOÁ -	23
5.3.2.3. SUBCUENCA DE LAS QUEBRADAS NOÁ - CACHÚA	23
5.3.3. EROSION.....	24
5.3.3.1. TRANSPORTE	25
5.3.3.2. INFLUENCIA HUMANA.....	25

5.4. ESTRATIGRAFÍA	25
5.4.1. ROCAS METAMÓRFICAS Y ÍGNEAS Y METAMORFISMO.....	26
5.4.1.1. CARACTERÍSTICAS FOTOGEOLÓGICAS DE LAS ROCAS METAMÓRFICAS.....	26
5.4.2. ROCAS ÍGNEAS.....	28
5.4.2.1. CARACTERÍSTICAS FOTOGEOLÓGICAS	29
5.4.2.2. COMPLEJO DE URÉ	29
5.4.3. ROCAS SEDIMENTARIAS	31
5.5. GEOLOGÍA ECONÓMICA.....	33
5.5.1. ORO	33
5.5.2. CARBÓN.....	34
5.5.3. NÍQUEL.....	34
5.5.4. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN	34
5.6. SUELOS	35
5.7. PRECIPITACIÓN.....	35
6. FUERZAS SÍSMICAS	37
6.1. MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO	37
6.2. ESTIMACIÓN DEL PERFIL DE SUELO EN FUNCIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE.....	38
7. CAMION DE DISEÑO NORMATIVA CCP-14	44
7.1. CARGAS POR SOPORTAR.....	44
8. DISEÑO DE ESTRUCTURAS.....	45
8.1. NORMAS DE REFERENCIA.....	45
8.2. PUENTE L = 35 METROS (K14+590)	45
8.3. DIMENSIONES ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	46
8.3.1. PUENTE L=35 METROS (K14+590).....	46
8.4. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA Y ESTRIBO DEL PUENTE DE L=35 M SOBRE LA QUEBRADA URALES (K14+590 HASTA K14+625).	48
8.4.1. REVISION DE VIGAS POSTENSADAS TIPO PARA CONSTRUCCIÓN DE VIAS SECUNDARIAS O TERCARIAS PROPUESTAS POR EL INVIA.48	
8.4.2. SOLICITACIONES SOBRE LAS VIGAS INTERIOR Y EXTERIOR	50
8.4.3. CALCULO DE FACTORES DE DISTRIBUCIÓN	55
8.4.4. CÁLCULO DE DEFLEXIONES	58

8.4.5. CALCULO DE REFUERZO LONGITUDINAL – REVISIÓN REFUERZO PASIVO.....	63
8.5. DISEÑO DE ESTRIBOS SOBRE PILOTES	70
8.6. CARGAS VERTICALES PROVENIENTES DE LA SUPERESTRUCTURA	71
8.6.1. CARGA SOBRE EL ESTRIBO DEBIDO AL PESO PROPIO DE LA SUPERESTRUCTURA.	71
8.6.2. CARGA SOBRE EL ESTRIBO DEBIDO A LA CARPETA ASFALTICA	71
8.6.3. CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA CARGA VIVA VEHICULAR (LL) DE DISEÑO CCP-14.....	72
8.7. CARGAS DEBIDA AL PESO PROPIO DEL ESTRIBO DC.	72
8.8. CARGA VERTICAL DEBIDA AL PESO DEL SUELO	72
8.9. CARGAS HORIZONTALES DEBIDAS AL EMPUJE ESTATICO DEL TERRENO EH.	72
8.10. SOBRECARGA HORIZONTAL Y VERTICAL.....	73
8.11. FUERZA DE FRENADO	73
8.12. FUERZA SISMICA.....	74
8.12.1. FUERZA SISMICA PROVENIENTE DEL PESO DC DEL ESTRIBO, DEL PESO EV DE RELLENO Y DE EMPUJE DE MATERIAL DETRÁS DEL ESTRIBO.	74
8.12.2. FUERZA SISMICA H _{bu} PROVEIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	76
8.13. LONGITUD DE APOYO.....	76
8.14. ESTADO LIMITE Y SOLICITACIONES MAXIMAS.....	77
9. DISEÑO A FLEXIÓN DEL ESTRIBO	79
9.1. MOMENTO MAXIMO EN LA ZARPA TRASERA DE LA ZAPATA	79
9.2. MOMENTO FLECTOR MINIMO DE ACUERDO CON 5.7.3.3.2.1	80
9.3. VERIFICACIÓN DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DEL ACERO C.5.5.4.2-1.....	81
9.4. DISEÑO DE LA ARMADURA INFERIOR DE LA ZARPA DELANTERA.....	81
9.5. VERIFICACIÓN DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DEL ACERO	82
9.6. DISEÑO DE LA ARMADURA TRANSVERAL DE LA ZAPATA	82
9.7. MOMENTO MAXIMO EN LA UNIÓN ESPALDAR CAJA DEL ESTRIBO ...	84
10. DISEÑO DE PILOTE	87
10.1. ARMADURA LONGITUDINAL.....	87
10.2. DISEÑO A CORTANTE DEL PILOTE	87

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIO GEOLÓGICO PROYECTO TARAZÁ – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>WT. No. 901.283.823-6</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic. 2019	

10.3. ARMADURA TRANSVERSAL A CORTANTE PARA LA MÀXIMA FUERZA DE COMPRESIÒN	89
10.4. REQUISITOS DE REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO.....	91
10.5. CUANTIA VOLUMETRICA MINIMA EN LA ZONA DE CONFINAMIENTO DEL PILOTE (5.10.11.41).....	91
10.6. CANTIDAD DE REFUERZO TRANSVERSAL HELICOIDAL DEL PILOTE	92
11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	94
12. REFERENCIAS	96
13. ANEXOS	97
13.1. MEMORIAS	97
13.2. PLANOS	97

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1. Quebrada Urales.....	11
Figura 3.2. Identificación de la zona de la intervención.....	12
Figura 3.3. Quebrada Urales.....	12
Figura 3.4. Localización del Proyecto.....	13
Figura 3.5. Corregimiento El Guáimaro y la cabecera municipal.....	14
Figura 3.6. Identificación de la Red Vial Cercana al Proyecto, RUTA 25, TARAZÁ-CAUCASIA.....	14
Figura 3.7. Sectorización de la Intervención Vial.....	15
Figura 8. Mapa Geológico del Municipio de Tarazá.	20
Figura 5.9. Localización de La Plancha 93-Caceres.	22
Figura 5.10. Localización de La Plancha 93-Caceres.	24
Figura 5.11. Geología del sector donde se desarrollará el proyecto	26
Figura 5.12. Probabilidad Diaria de Precipitación.....	36
Figura 5.13. Precipitación de Lluvia Mensual Promedio.....	36
Figura 6.1 Ubicación de zona sísmica.....	37
Figura 6.2 Velocidad Promedio de Onda Cortante según Profundidad y Perfil de suelos -sondeo 1.....	40
Figura 6.3 Velocidad Promedio de Onda Cortante según Profundidad y Perfil de suelos -sondeo 2.....	40
Figura 6.4 Clasificación de los Perfiles de Suelos según el número promedio N obtenido en en ensayo SPT y la Velocidad Promedio de Onda Cortante (Tabla A.2.4-1 NSR-10).	41
Figura 6.5 Efectos locales de la Respuesta Sísmica en el lugar del Proyecto.	42
Figura 6.6. Coeficiente de amplificación Fa del suelo para zonas de periodos cortos del espectro (Figura A.2.4-1, NSR-10)	43





 <p>El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIO GEOLÓGICO PROYECTO TARAZÁ – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>	 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NTT: No. 901.283.823-6</small></p>	
	<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic. 2019</p>	<p>Versión: 01</p>

Figura 6.7. Coeficiente de amplificación F_v del suelo para zonas de periodos intermedios del espectro (Figura A.2.4-2, NSR-10)..... 43

Figura 7.1. Vehículo tipo de diseño..... 44

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas geográficas tramo a intervenir.....	15
Tabla 2. Definición de la Zona de Amenaza Sísmica de los Municipios Colombianos.	38
Tabla 3. Correlaciones para determinar el perfil de suelos en función del número de golpes N obtenidos en el ensayo SPT.	39
Tabla 4. Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E (Tabla A.2.4-2 NSR-10).	39
Tabla 5. Características básicas del proyecto.	45
Tabla 6. Características puente.....	46
Tabla 7. Dimensiones elementos estructurales puente.....	47

	ESTUDIO GEOLÓGICO PROYECTO TARAZÁ – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic. 2019	

1. INTRODUCCIÓN



El Gobierno Nacional tiene como propósito fundamental trabajar por la paz con base en los principios de legalidad y emprendimiento en aras de obtener estándares de equidad para toda la población nacional. Este ejercicio permitirá superar progresivamente las disparidades y desigualdades existentes, especialmente en los territorios rurales, víctimas del conflicto armado, creando espacios que permitan mejorar la calidad de vida de las personas y generando condiciones de desarrollo económico a través de una agenda de estabilización de territorios en posconflicto.

Es así como se trabaja por fortalecer la presencia del Estado en aquellas regiones donde diversas circunstancias históricas han sido generadoras de violencia y han deteriorado las condiciones de seguridad y de progreso. En este sentido, la implementación de estrategias de intervención en las zonas mencionadas, por parte del Gobierno Nacional, debe estar enfocada en establecer las condiciones óptimas para el desarrollo social y económico sostenible, acelerando la inclusión productiva en las zonas rurales del país a través de la presencia institucional coordinada que permita superar la pobreza.

Con el fin de dar trámite a esta iniciativa, se generaron políticas públicas enfocadas a proteger los derechos humanos, haciendo énfasis en las zonas rurales del país, donde se evidencian las consecuencias del conflicto armado y, por tanto, se requieren procesos de reincorporación y sustitución.

En este contexto, se hace necesario entonces la formulación, implementación y seguimiento de las iniciativas identificadas en cada zona de interés. Para alcanzar este objetivo, se vincula la Agencia de Renovación del territorio (ART) en aras de dar cumplimiento al punto 1 del Acuerdo de Paz con las FARC donde se establece que se debe llevar a cabo una Reforma Rural Integral (RRI), razón por la que se crearon los Programas de Desarrollo con Enfoque Territorial (PDET) como herramientas que se utilizarán para atender de forma prioritaria a los territorios más afectados.

El presente documento muestra los estudios y diseños de estructuras para el proyecto de construcción de puente vehicular sobre la quebrada Urales en la vía que conduce del municipio de Tarazá a el corregimiento El Guáimaro, departamento de Antioquia.

 <p>El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIO GEOLÓGICO PROYECTO TARAZÁ – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>	 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019 NIT. No. 901.283.823-6</p>	
	<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic. 2019</p>	<p>Versión: 01</p>

2. ALCANCE Y OBJETIVOS

2.1. ALCANCE

El presente documento muestra los diseños de estructuras para el proyecto de construcción de puente vehicular sobre la quebrada Urales en la vía que conduce del municipio de Tarazá a el corregimiento El Guáimaro, departamento de Antioquia. Específicamente, con la construcción de un puente vehicular de 35 metros, para mejorar la intercomunicación terrestre en parte del territorio rural del municipio.

2.2. OBJETIVO GENERAL

Realizar los estudios correspondientes a los volúmenes de Estudio de Estructuras, a nivel de Fase III – Factibilidad, para el proyecto de construcción de puente vehicular sobre la quebrada Urales en la vía que conduce del municipio de Tarazá a el corregimiento El Guaimaro, departamento de Antioquia.

2.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

A continuación, se presentan los objetivos específicos asociados a cada una de las áreas que componen el presente informe:

- Recopilación de información de estudios previos a nivel regional o nacional.
- Diseño de estructuras correspondientes a la iniciativa del proyecto, teniendo en cuenta las normativas correspondientes.
- Producir recomendaciones en el ámbito de las cimentaciones, de tal manera que se garantice la estabilidad de la obra a construir.
- Verificar si se puede aplicar directamente el Cartilla Guía para Evaluación de Cantidades y Ejecución de Presupuesto.

3. CARACTERÍSTICAS DEL SITIO Y DEL PROYECTO

3.1. GENERALIDADES

El presente proyecto consiste en la construcción de puente vehicular sobre la quebrada Urales en la vía que conduce del municipio de Tarazá a el corregimiento El Guaimaro, departamento de Antioquia.

La vía en estudio tiene una longitud aproximada de 15 kilómetros; actualmente en la zona del proyecto con las siguientes coordenadas 7°34'5.73"N - 75°28'8.35"O, se encuentra el cruce de la quebrada Urales; en esta no se encuentra una obra transversal que comunique el corregimiento del Guaimaro con la cabecera municipal del municipio de Tarazá, dificultando la movilidad, aumentando los tiempos de viajes y haciendo efecto en el incremento de los costos en la economía de las familias.

Figura 3.1. Quebrada Urales.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 3.2. Identificación de la zona de la intervención.



Fuente: Elaboracion propia.

Figura 3.3. Quebrada Urales.



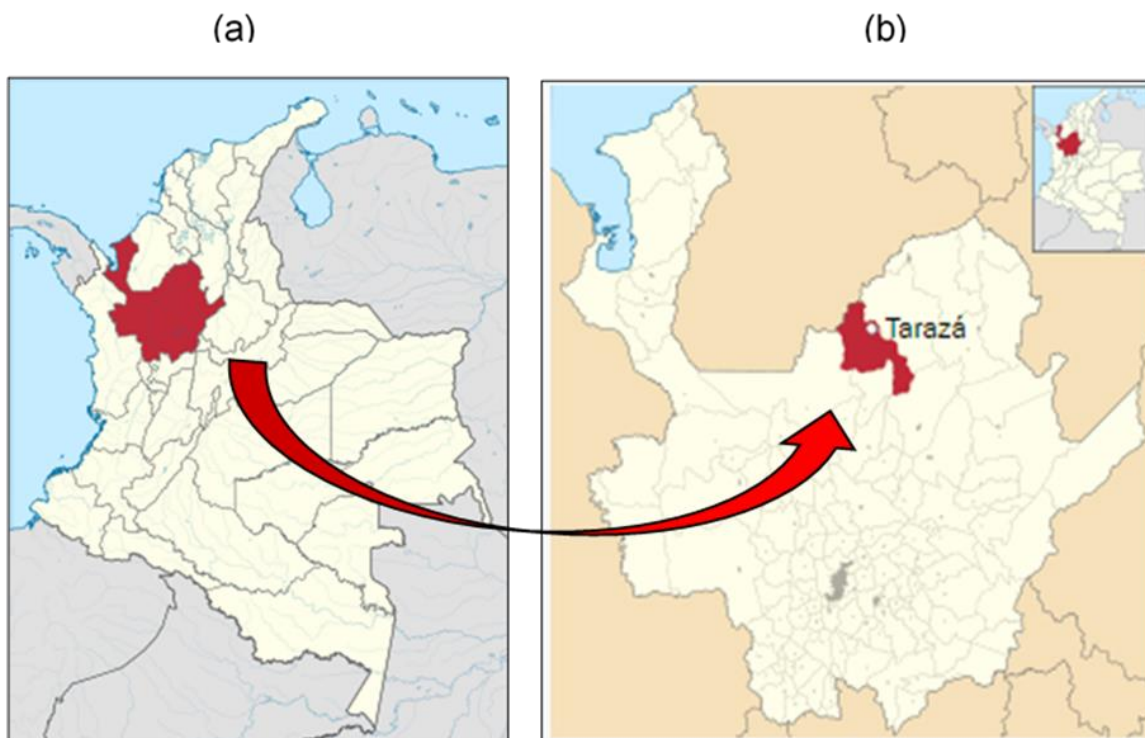
Fuente: Elaboración propia.

3.2. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

Tarazá es un municipio de Colombia, localizado en la subregión del Bajo Cauca del departamento de Antioquia. Limita por el norte con el departamento de Córdoba y el municipio de Cáceres, por el este con el municipio de Cáceres, por el sur con los municipios de Valdivia e Ituango, y por el oeste con el departamento de Córdoba. Su cabecera dista 222 kilómetros de la ciudad de Medellín, capital de Antioquia. El municipio posee una extensión de 1560 kilómetros cuadrados de los cuales 1.2 kilómetros cuadrados corresponden a la cabecera urbana y 1558 kilómetros cuadrados corresponden al área rural. Su territorio está constituido por la cuenca del río Tarazá en cuyas partes altas se tienen sistemas montañosos de hasta 3000 msnm, especialmente en los límites con el departamento de Córdoba, que los define la Serranía de Ayapel y la cuchilla de planadas. El resto del territorio está conformado por las planicies aluviales bajas del río Cauca.

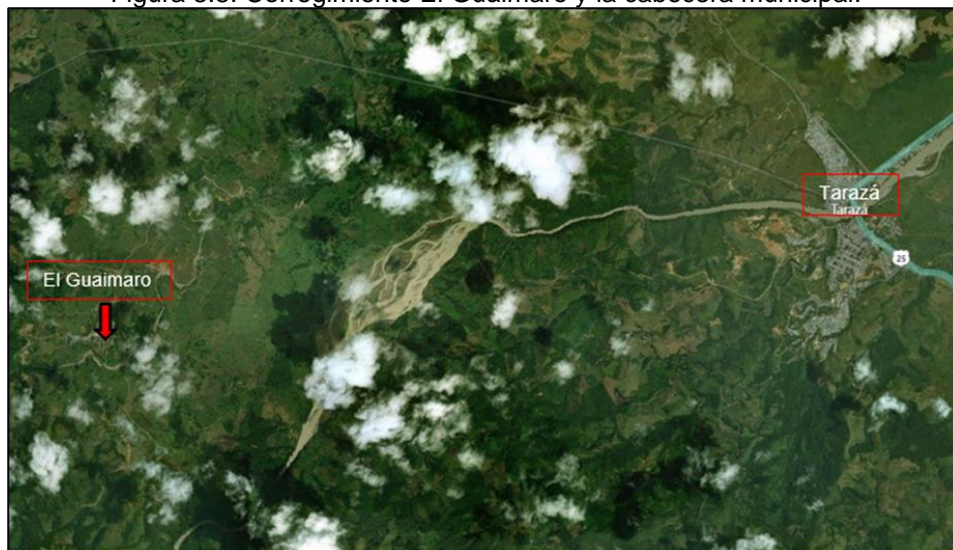
En la siguiente figura se observa la ubicación del departamento de Antioquia con respecto a Colombia, y a su vez, la ubicación del municipio de Tarazá con respecto a Antioquia; posteriormente, se observa la ubicación del corregimiento El Guaimaro con respecto a la cabecera municipal.

Figura 3.4. Localización del Proyecto.



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.5. Corregimiento El Guáimaro y la cabecera municipal.

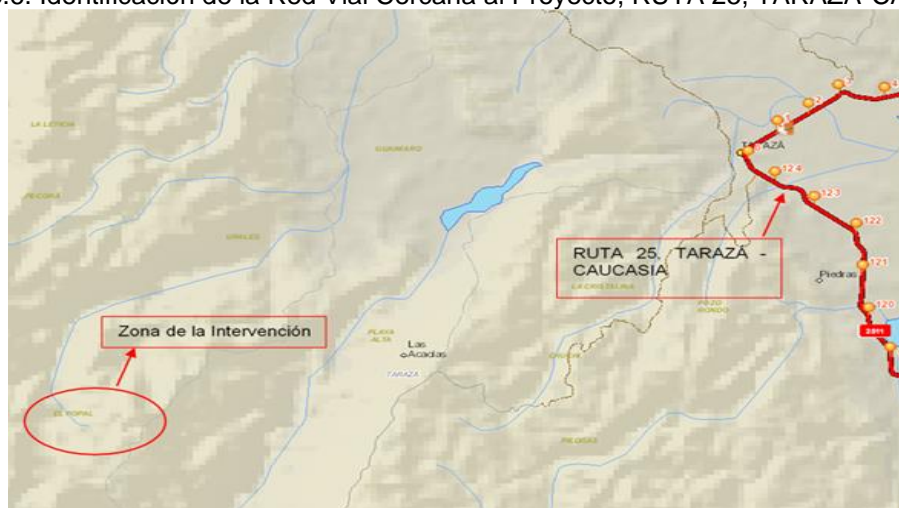


Fuente: Adaptado de Google Earth.

3.2.1. UBICACIÓN DE LA VÍA RESPECTO A VÍAS PRINCIPALES

En este subnumeral se realiza la descripción general de los corredores viales aledaños y existentes a la zona objeto de estudio. En la siguiente figura se identifica, de acuerdo con información nacional de la red vial, que El corregimiento El Guaimaro y la cabecera municipal de Tarazá, se encuentran cercanos a la RUTA 25, TARAZÁ – CAUCASIA de primer orden. De acuerdo con la RESOLUCIÓN 1530 del 2017, adoptando los criterios técnicos, la matriz y la guía metodológica para la categorización de las vías se identifica que la vía a intervenir está contemplada como una vía “veredal o de tercer orden”.

Figura 3.6. Identificación de la Red Vial Cercana al Proyecto, RUTA 25, TARAZÁ-CAUCASIA.



Fuente: <http://sinc.mintransporte.gov.co/visores/>

3.2.2. SECTORIZACIÓN DE LA VÍA A INTERVENIR

En la siguiente figura se puede identificar una longitud total de 15 kilómetros aproximadamente que conecta la cabecera municipal de Tarazá hasta el corregimiento El Guáimaro, del municipio de Tarazá, Departamento de Antioquia.

Figura 3.7. Sectorización de la Intervención Vial.



Fuente: Adaptado de Google Earth.

La vía para intervenir en el análisis de esta iniciativa se localiza entre las coordenadas que se muestra en la Tabla 1.



Tabla 1. Coordenadas geográficas tramo a intervenir.

Longitud Aproximada (m)	Coordenada Inicio	Coordenada Final
15034	7°35'31.35"N 75°24'16.70"O	7°34'10.41"N 75°28'10.41"O

Fuente: Elaboración propia.

3.3. OBRAS PROYECTADAS

De acuerdo con los volúmenes hidrológicos e hidráulicos en los diferentes tramos de vía a intervenir la construcción de un puente de longitud de 35 metros en la abscisa K14+590, para mejorar la intercomunicación terrestre en parte del territorio rural del municipio y mejorar la movilidad peatonal y vehicular en la zona rural.

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIO GEOLÓGICO PROYECTO TARAZÁ – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>WT. No. 901.383.823-6</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic. 2019	

4. METODOLOGÍA O PLAN DE TRABAJO

Para el desarrollo de este informe, se estableció la siguiente metodología:

- Recopilación de información secundaria (antecedentes).
- Análisis de las características geotécnicas de la zona.
- Recorrido de campo con el fin de realizar un diagnóstico detallado de la zona.
- Elaboración de un programa de exploración en campo y análisis de muestras en el laboratorio.
- Definición de modelos geotécnicos y estructurales que permitan proporcionar conclusiones y recomendaciones para garantizar la estabilidad de las estructuras propuestas.

La información principal corresponde a la obtenida de la directa observación, la toma de muestras, los ensayos sobre las mismas y la geomorfología de la zona. A partir de esta información se han definido los modelos geotécnicos y estructurales. Todos los cálculos se hacen asistidos por programas especializados que permiten modificar y variar los modelos, generando diferentes alternativas de solución.

A lo largo del estudio se van desarrollando conceptos, métodos y sistemas a fin de lograr los objetivos propuestos.

4.1. FUENTES DE INFORMACIÓN



En la elaboración de este plan se analizaron dos tipos de fuentes de informaciones: información primaria y secundaria.

- Información primaria: Un reconocimiento directo de la zona para estimar los problemas presentes, para lo cual se realiza toma fotográfica, recolección de información por parte de las personas que viven aledaños de los puntos críticos, entre otras.
- Información secundaria: Estudios anteriores, memorias de cálculos, estudio de suelos, estimaciones geológicas y geotécnicas, planchas IGAC, fuentes varias de Internet, etc.

4.2. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

Los datos se procesan en concordancia con los lineamientos y directrices del proyecto para definir y caracterizar los estratos de suelo que conforman los depósitos estudiados. La modelación del problema se realiza utilizando los siguientes softwares:

- Novo SPT de Novo Tech: Interpretación de resultados de ensayo SPT
- AutoCAD Civil 3D: Topografía y geolocalización.
- GEO5: análisis geotécnico de estructuras.

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIO GEOLÓGICO PROYECTO TARAZÁ – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NT: No. 901.283.823-6</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic. 2019	

5. ESTUDIO GEOLÓGICO

5.1. GEOLOGÍA

De estudio de Geología de este proyecto se extraen aspectos importantes a considerar en el desarrollo de este volumen:

La parte oriental del municipio de Tarazá se localiza principalmente sobre rocas blandas y recientes, como las terrazas depositacionales del río Cauca, conformadas por niveles definidos de arcillas, limos y gravas (con guijarros de rocas metamórficas neises y esquistos), rocas volcánicas y rocas plutónicas ácidas y básicas; cuarzo, y chert negro; en las llanuras de inundación del río Tarazá, y de las quebradas Chuichuí al occidente y Pozo Hondo al sur.



El municipio de Tarazá se encuentra litológicamente ubicado sobre depósitos aluviales del río Cauca, los que conforman varios niveles de terrazas (seis hasta ahora reconocidos), la terraza número 2, sobre la cual se localiza la cabecera es la terraza mejor representada y con los mejores afloramientos, aunque ha sido explotada en gran parte en la Mina Los Colonos (Puerto Antioquia), y en la Mina Tenerife, todavía hoy se conservan algunos remanentes. Presenta una altura entre 15 y 20 m en promedio sobre el nivel actual del río Cauca; en un nivel superior se localiza la terraza número 3; esta se distribuye también sobre Tarazá y el corregimiento de Puerto Antioquia, tiene una altura promedio de 25 a 30 m sobre el actual cauce del río Cauca, sus mejores afloramientos se encuentran en los alrededores de las Canarias, El Quince, en la Hacienda El Rayo (3 km al occidente de Puerto Antioquia, donde todavía se realizan labores mineras).

Subyaciendo las unidades sedimentarias terciarias, se encuentran en la parte occidental y sur rocas ígneas cretácicas en contactos fallados con rocas metamórficas paleozoicas propias de la cordillera central. Estos contactos fallados, sumados a los esfuerzos tectónicos que han sufrido las rocas en la orogenia, hacen que el territorio sea susceptible a fenómenos como movimientos en masa, reptación y caída de rocas, dado el alto grado de fracturamiento y meteorización.



5.1.1. LITOGRAFIA DEL MUNICIPIO.

Geológicamente el municipio de Tarazá está conformado por las siguientes unidades litológicas:

- **Complejo de Puquí (PCAp):** el rasgo característico de este complejo, en el que los grupos litológicos migmatitas, anfíbolitas, neises y granulitas se presentan en forma de capas de espesor variable y sin límites definidos, es la dificultad de separar las diferentes unidades- rocas, aunque localmente pueden presentarse como secuencias estratificadas, regionalmente no es posible separarlas.

 <p>El futuro es de todos</p> <p>Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIO GEOLÓGICO PROYECTO TARAZÁ – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>		 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019 WT. No. 901.383.823-6</p>
	<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic. 2019</p>	

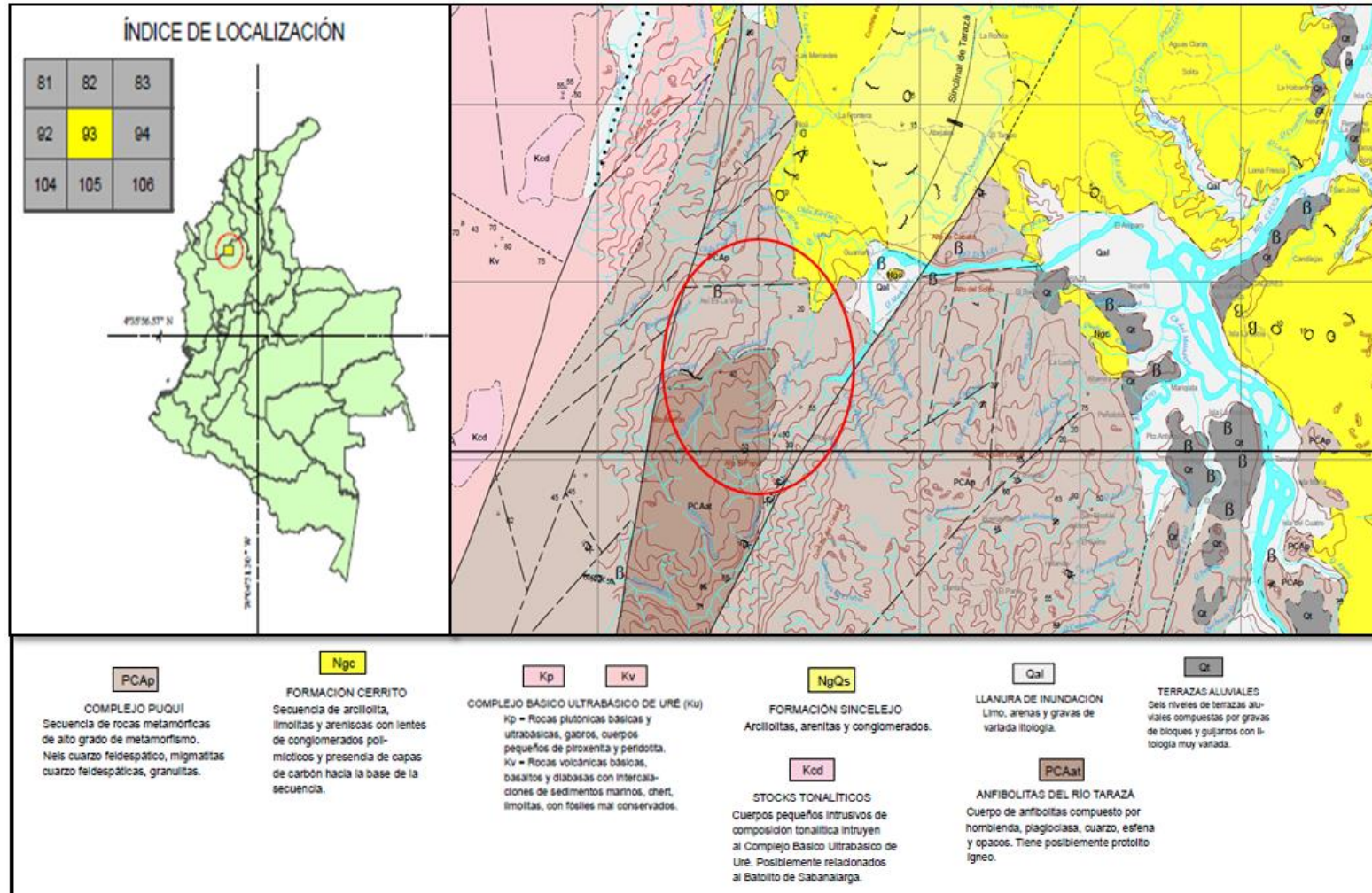
- **Anfibolitas del río Tarazá (PCAat):** recibe este nombre un cuerpo de anfibolitas que afloran a lo largo del Río Taraza, con contactos bien definidos que en Álvarez et al. (1975) se ha cartografiado como metagabros.
- **Complejo Básico Ultrabásico de Uré (ku) (kp, kv):** este conjunto está conformado por grabos, peridotitas y diques de piroxenita. Afloran al occidente de la Falla Cauca – Almaguer (Falla Santa Rita).
- **Stock Tonalíticos del Río Man (Kdc):** stock de cuarzodiorita afloran en el borde suroccidental, intruyen al Complejo de Uré y ocupan un área no mayor de 5 km².
- **Formación Cerrito (Ngc):** representada por una secuencia de arcillolitas con intercalaciones de areniscas de grano medio a fino, de color amarillo. Las arcillolitas son abigarradas de colores variables, rojizos, amarillos, pardos y grises, con intercalaciones de mantos de carbón de poco espesor.
- **Formación Sincelejo (NgQs):** esta unidad está conformada en la base por arcillolitas de color gris claro, con pequeñas intercalaciones de areniscas de grano medio a grueso, que localmente llegan a ser calcáreas. En la parte media y superior se presentan areniscas de grano medio grueso, de color amarillo, poco consolidadas.
- **Terrazas Aluviales (Qt):** las terrazas de origen aluvial son acumulaciones de gravas, arenas y limos que se encuentran a lo largo de los Ríos Cauca, Pquí, Rayo, Taraza, Corrales y Tamaná. Representan antiguos niveles de fondo del valle o llanuras de inundación, los cuales fueron cortados posteriormente por el río debido a levantamientos tectónicos regionales o cambios climáticos.
- **Llanuras de Inundación (Qal):** Son zonas estrechas que se presentan sobre ambas márgenes de los ríos. En algunos sectores es posible encontrar hasta tres zonas de llanura de inundación. De las tres zonas, la más baja se caracteriza por la ausencia de vegetación, se presenta como barras en los bordes del canal y es la más sometida a inundaciones periódicas. La zona intermedia presenta pastos y pequeños arbustos. La zona más alta se caracteriza por presentar árboles de gran tamaño, arbustos y matorrales bajos.
- **Grupo Valdivia (Pes, Pec, Pnf, Pni):** es un extenso conjunto de rocas metasedimentarias, este grupo comprende tres unidades de esquistos y tres de neises.
- **Serpentita (ks):** la mayoría de las rocas de esta unidad son serpentinitas, aunque también se encuentran peridotitas frescas o parcialmente serpentinizadas y algunas rocas de composición gabroide. Son rocas moteadas de color gris oscuro verdoso o a veces negras, finogranulares, comúnmente, aunque no siempre, laminadas o foliadas y tienen líneas orientadas de minerales claros y oscuros.

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIO GEOLÓGICO PROYECTO TARAZÁ – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>WT. No. 901.283.823-6</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic. 2019	



5.2. ESTRATIGRAFÍA LOCAL

- Se presentan estratigrafías pertenecientes a las rocas metamórficas, rocas ígneas, rocas sedimentarias a lo largo de todo el municipio. En edades que van del precámbrico hasta el cuaternario.
- La formación cerrito se observa en la quebrada Noá, flanco occidental del Sinclinal de Tarazá, se levantó una sección de aproximadamente 320 m de espesor, compuesta por interestratificaciones de capas delgadas a medias de arcillolitas, limolitas y areniscas de grano medio a grueso, con cuatro mantos de carbón con espesores entre 0,3 y 2 m.
- Las Serpentitas se derivan de dunitas, periododitas y rocas ultrabásicas similares, algunas de las cuales, al tener en cuenta la presencia de saussurita, pudieron haber sido picritas.
- Los delgados cinturones de rocas de grano grueso (arenitas y conglomerados) que afloran en los flancos de los sinclinales de Tarazá y de La Trinidad (en la parte superior de la Formación Cerrito no se ha descrito conglomerados) que sí están presentes en la Formación Sincelejo.
- En los Stocks Tonalíticos del Río Man se presentan textura alotriomórfica a hipidiomórfica granular y localmente gráfica. Se observan cuarzo, plagioclasa, ortosa, hornablenda y biotita como minerales esenciales, piritita, apatito y circón como minerales accesorios, y clorita, epidota y sericita como minerales de alteración. La plagioclasa (35%) es oligoclasa (An28), euhedral a subhedral, con macla de albita y Carlsbad, alterada a sericita.

Figura 8. Mapa Geológico del Municipio de Tarazá.



Fuente: Zapata, G. Cossío, U. Geología de la Plancha 93 Cáceres. 2010. Escala 1:100 000. Servicio Geológico Colombiano. Bogotá.

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIO GEOLÓGICO INICIATIVA MARÍA LA BAJA		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NT. No. 901.383.823-8</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Sept. 2019	

5.2.1. POBLACIÓN Y VÍAS DE ACCESO.

En el área de estudio la población está concentrada, según Censo 1993 (El Colombiano, 1997), en la parte rural de los municipios de Cáceres (21.073 habitantes) y Tarazá (15.997 habitantes), situación que es comprensible por ser la minería y la ganadería las principales actividades de la población. No se cuenta en la región con industrias desarrolladas.

La Troncal de Occidente, que comunica a Medellín con la Costa Atlántica, es la vía principal; algunas carreteras secundarias, sin pavimentar, tales como Tarazá - Uré, El Jardín - Manizales, Cáceres - Zaragoza y Tarazá - Las Acacias, atraviesan el área y enlazan las cabeceras municipales y veredas con la troncal. Ocasionalmente se utilizan como vías fluviales los ríos Cauca, Tarazá y Corrales. Las cabeceras municipales ubicadas dentro de la Plancha 93 son: Cáceres con 5.601 habitantes, según censo de 1993 (F-5), Tarazá con 9.619 (F-4) y los corregimientos de Puerto Antioquia (G-6), El Encanto (F-5), Uré (B-1), La Caucana (E-2), Puerto Bélgica (D-7), Jardín (C7) y Manizales (A-4).

5.3. GEOMORFOLOGÍA

Las características geomorfológicas de la Plancha 93 Cáceres se describen con base en el análisis de las fotografías aéreas y las observaciones de campo.

5.3.1. RELIEVE

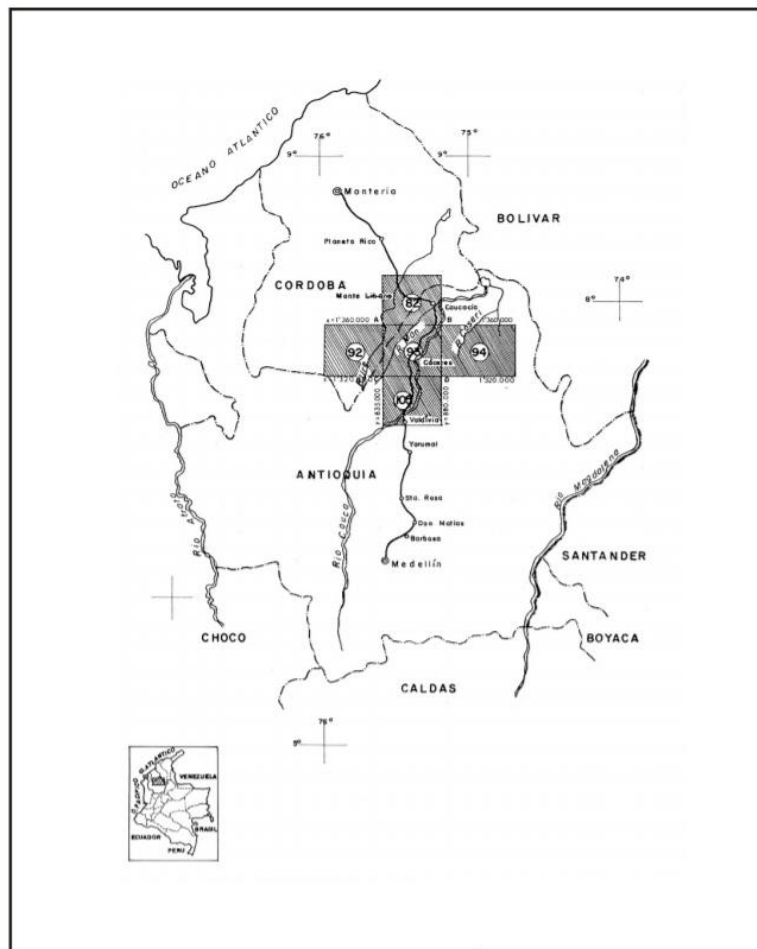
El relieve está formado por un perfil montañoso en las partes sureste y suroeste de la plancha y por una zona suavemente ondulada a plana en la parte central. Las cuchillas del Caballo, Noá y San José, en el suroeste del área, hacen parte de lo que geográficamente se ha llamado Cordillera Occidental. Estas presentan alturas máximas de 850 m sobre el nivel del mar. En el extremo sureste se destaca la cuchilla del Indio, que pertenece a la Cordillera Central y alcanza alturas de 700 m sobre el nivel del mar. Entre las dos cordilleras, con una ocupación aproximada de 50% del área total de la plancha, se encuentra una zona de pequeñas colinas, con alturas entre 50 y 100 m, formadas por material arenoso, arcilloso y de gravas, con cimas redondeadas o agudas que producen un relieve ondulado.

5.3.2. DRENAJE

Todo el drenaje del área pertenece a la cuenca del río Cauca, con características de dendrítica a subparalela y que por su magnitud se divide en subcuencas, al tomar en cuenta el patrón de drenaje, la morfología y la influencia litoestructural en su aspecto actual. Los afluentes más importantes del río Cauca son los ríos Rayo, Tarazá, Man, Corrales, Tamaná y las quebradas Noá y Cachúa.

¹Fuente: Ingeominas, Mapa fotológico con control de campo de la Plancha 93 Cáceres. Gilberto Zapata y Ubaldo Cossio.

Figura 5.9. Localización de La Plancha 93-Caceres.




Fuente: Servicio Geológico de Colombia – INGEOMINAS

5.3.2.1. SUBCUENCA DE LOS RÍOS TARAZÁ - RAYO ARAZÁ - RAYO

Los ríos Tarazá y Rayo son los principales captadores de aguas en la parte suroeste de la plancha; tienen fuerte control estructural que produce patrones de formas angulares de los cauces principales; drenan una zona compuesta por rocas metamórficas. Sus afluentes forman una red subparalela espaciada y son oblicuos al cauce principal y paralelos entre sí. Los principales afluentes son las quebradas Urales (F-3), Chuchuí (G-3-4), Piedras (H-G-5), Jalisco (H-5) y Curumaná (H-5).

¹Fuente: Ingeominas, Mapa fotológico con control de campo de la Plancha 93 Cáceres. Gilberto Zapata y Ubaldo Cossio.

 <p>El futuro es de todos</p> <p>Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS</p> <p>PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>	 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019</p> <p>NTF. No. 901.283.823-5</p>
<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic 2019.</p>	<p>Versión: 01</p>

5.3.2.2. SUBCUENCA DEL RÍO 4.2.2. SUBCUENCA DEL RÍO 4.2.2. SUBCUENCA DEL RÍO MAN

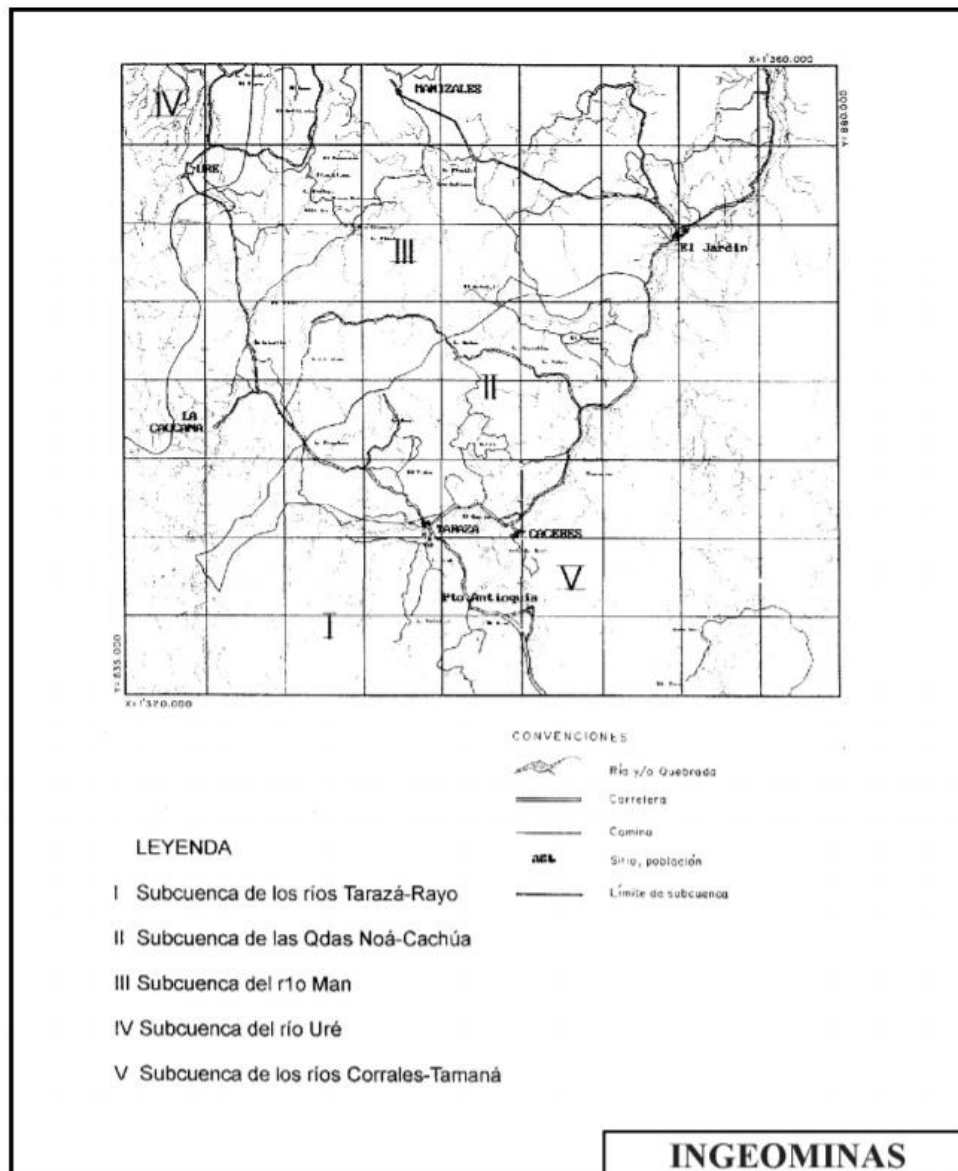
El río Man capta las aguas del sector occidental y noroccidental de la plancha; corre en sentido suroeste a noreste hasta las coordenadas X= 1'345.000, Y= 843.000, donde bruscamente cambia el rumbo hacia el noreste.

Forma una red subparalela con los tributarios paralelos entre sí, hasta las coordenadas mencionadas; en este tramo el principal afluente es la quebrada Piedra Brava (F-1). A partir del cambio de rumbo, que coincide con el cambio litológico de rocas volcánicas a sedimentarias, la red de drenaje es dendrítica, se aumenta la densidad y se convierte en una red bien densa y ramificada. En este segundo tramo se encuentran varios afluentes de importancia, tales como las quebradas Pecorá (C-3), Achizales (B-4), Quebradona (B-5), El Cedro (B6) y La Monada (B-5).

5.3.2.3. SUBCUENCA DE LAS 4.2.3. SUBCUENCA DE LAS 4.2.3. SUBCUENCA DE LAS QUEBRADAS NOÁ - CACHÚA QUEBRADAS NOÁ - CACHÚA

La quebrada Noá, en las cabeceras, forma una red subparalela espaciada y drena rocas metamórficas; luego, con el cambio litológico a rocas sedimentarias blandas, se convierte en una red dendrítica espaciada, al igual que en la quebrada Cachúa. El principal afluente es la quebrada Quebradona (E-4), la cual posee un leve control estructural.


Figura 5.10. Localización de La Plancha 93-Caceres.



Fuente: Servicio Geológico de Colombia – INGEOMINAS

5.3.3. EROSION

Las formas de relieve no se encuentran totalmente estabilizadas; las rocas están sujetas a erosión. El comportamiento de las rocas frente a la acción erosiva es muy diverso, puesto que depende de múltiples combinaciones posibles entre los factores que determinan su permeabilidad y alterabilidad.

 <p>El futuro es de todos</p> <p>Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS</p> <p>PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>		 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019</p> <p>NIT. No. 901.283.823-5</p>
	<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic 2019.</p>	

5.3.3.1. TRANSPORTE

Se presenta en el área desplazamiento de materiales debido a la erosión superficial, por lixiviación y transporte en solución. Los deslizamientos tienen amplio desarrollo en la zona, pero con efectos de poca importancia, principalmente en las carreteras Tarazá - Uré y Tarazá - Las Acacias, donde se presenta principalmente la caída de rocas de pequeño tamaño, producidas por inestabilidad en las vertientes de las montañas.

5.3.3.2. INFLUENCIA HUMANA

Desde la aparición del Hombre, éste se convirtió en un agente erosivo; en la zona de estudio el principal efecto es producido por la minería sin control, especialmente en los últimos diez años. También se debe destacar la tala indiscriminada de bosques en los últimos 30 años. Con esta actividad se están destruyendo suelos y acumulando materiales no fértiles, esterilizando así amplios espacios y afectando principalmente las riberas de los ríos Cauca, Rayo, Man y Tarazá. Además de la carga de sedimentos provenientes de la erosión superficial y partículas en suspensión a lo largo de estos años, se han arrojado grandes cargas de material aluvial, lo que limita el poder de evacuación durante las crecientes, y produce la transformación de las vegas en pantanos, y en el caso del río Cauca, impide la navegación. Otras de las causas de la erosión antrópica son la degradación y tala de la vegetación primaria por las actividades colonizadoras y agrícolas. La erosión antrópica no modifica sustancialmente el aspecto del relieve, pero es notable en las fotografías aéreas el aumento de la erosión superficial, debido a la construcción de carreteras, aumento de población y a la eliminación del bosque primario; son evidentes, al comparar las fotografías de 1955 y 1980, los cambios en los patrones de los cauces principales, así como sus perfiles transversales, debido principalmente al aumento de las explotaciones mineras en sus riberas y a la dinámica natural del río.

¹Fuente: Ingeominas, Mapa fotologico con control de campo de la Plancha 93 Cáceres. Gilberto Zapata y Ubaldo Cossio.

5.4. ESTRATIGRAFÍA

En la Plancha 93 Cáceres afloran rocas metamórficas, ígneas y sedimentarias con edades que varían desde el Precámbrico, en el caso de algunos cuerpos de rocas metamórficas, hasta el Cuaternario, representado por las terrazas aluviales.


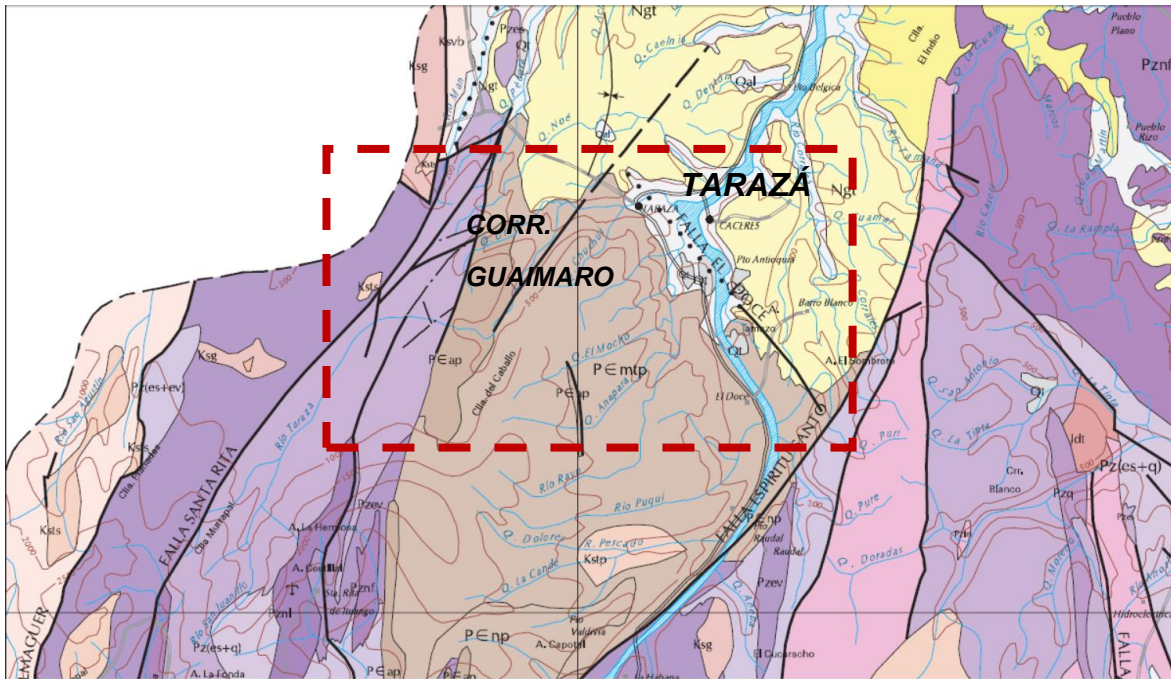
	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

Figura 5.11. Geología del sector donde se desarrollará el proyecto



Fuente: Servicio Geológico de Colombia – INGEOMINAS

5.4.1. ROCAS METAMÓRFICAS Y FICAS Y METAMORFISMO

Rocas metamórficas de diferente edad y grado de metamorfismo afloran en la parte sur del área de trabajo y hacen parte del Terreno Puquí (Etayo et al., 1983) o del Terreno Tahamí (Restrepo & Toussaint, 1989). Al occidente de la Falla Espíritu Santo se encuentran las rocas metamórficas de alto grado del Complejo Puquí y al oriente de la misma falla afloran rocas metamórficas de bajo grado del Grupo Valdivia (Hall et al., 1972), estas últimas hoy en día agrupadas en el Complejo Cajamarca (Maya & González, 1995).

¹Fuente: Ingeominas, Mapa fotológico con control de campo de la Plancha 93 Cáceres. Gilberto Zapata y Ubaldo Cossio.

5.4.1.1. CARACTERÍSTICAS FOTOGEOLÓGICAS DE LAS ROCAS METAMÓRFICAS

Las siguientes son las características fotogeológicas observadas en las rocas metamórficas de la Plancha 93 Cáceres: los neises presentan crestas suaves y

 <p>El futuro es de todos</p> <p>Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS</p> <p>PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>	 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019</p> <p>NTT. No. 901.283.823-5</p>
<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic 2019.</p>	<p>Versión: 01</p>

alargadas en la dirección de orientación, el drenaje es dendrítico tupido con la terminación en curvas y las vertientes rectilíneas tienen rasgos estructurales pronunciados; presentan un color gris de tono claro. Los esquistos tienen una morfología de crestas alargadas de altura más o menos constante; el drenaje es espaciado, dendrítico con fuerte control estructural; color gris medio y tono claro en las fotografías aéreas.

Esquistos Cuarzo-Sericíticos (Pzes). Unidad constituida por intercalaciones de esquistos cuarzo sericíticos, cuarzo moscovíticos, cloríticos actinolíticos, cuarcitas micáceas y a veces filitas, de color gris plateado, con cantidades variables de grafito; finamente bandeados, foliados y friables. Se observan lentes de cuarzo lechoso concordantes con la foliación de unos pocos centímetros a varios metros de espesor. Microscópicamente los esquistos están conformados por cuarzo moscovita, biotita, plagioclasa y, ocasionalmente, porfidoblastos de andalucita sericitizada, granate y estaurolita; por circón, esfena y opacos como accesorios, clorita y sericita como minerales de alteración.

El cuarzo es el mineral más abundante (30% - 50%); se presenta en bandas concordantes con la foliación, extinción ondulatoria y localmente con textura granoblástica. La plagioclasa es oligoclasa - andesina; junto al cuarzo se observa en bandas e igualmente a los minerales micáceos, con maclas de albita y Carlsbad, deformada y alterada a sericita. Moscovita y biotita se encuentran en bandas orientadas y plegadas, que definen la foliación de la roca.

Los esquistos cloríticos actinolíticos están conformados por clorita, actinolita, plagioclasa y cuarzo.

¹Fuente: Ingeominas, Mapa fotológico con control de campo de la Plancha 93 Cáceres. Gilberto Zapata y Ubaldo Cossio.

Las cuarcitas micáceas están conformadas en su mayoría por cuarzo (85%), moscovita y biotita como minerales principales, circón y minerales opacos como secundarios. En general, la textura de los esquistos cuarzo moscovíticos biotíticos es lepidoblástica por orientación de los minerales micáceos. En las cuarcitas la textura es granoblástica, con leve orientación de las micas. En los esquistos es corriente observar texturas polifásicas con desarrollo de dos foliaciones. Los

 <p>El futuro es de todos</p> <p>Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS</p> <p>PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>	 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019</p> <p>NIT. No. 901.283.823-5</p>
<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic 2019.</p>	<p>Versión: 01</p>

esquistos biotíticos de esta unidad se presentan parcialmente a totalmente alterados, y forman suelos de color rojo oscuro a amarillo oscuro, por alteración de la biotita. Son de grano fino a medio, con esquistosidad fina bien definida (Figura 8), están conformados por biotita, cuarzo, feldespato y moscovita (posiblemente retrógrada por alteración de la biotita). Esporádicamente se presentan bandas de cuarzo y feldespato que se alternan con bandas de biotita. Son rocas conformados por biotita, cuarzo, plagioclasa y en algunas ocasiones sillimanita, con foliación lepidoblástica por orientación de biotita y sillimanita, con bandas concordantes de cuarzo y plagioclasa. La sillimanita puede presentarse como inclusiones prismáticas y aciculares en plagioclasa y biotita.

Anfibolitas del Río Tarazá (P_{ea}). Recibe este nombre un cuerpo de anfibolitas que aflora a lo largo del río Tarazá, con contactos bien definidos, que en Álvarez et al. (1975) se ha cartografiado como metagabros. Macroscópicamente son rocas de color gris verdoso oscuro, de grano medio a grueso, foliadas, parcialmente meteorizadas, conformadas por hornblenda y plagioclasa.

Microscópicamente la textura general de la roca es nematoblástica, definida por orientación de hornblenda. Está conformada por hornblenda, plagioclasa y algo de cuarzo, como minerales principales, esfena, epidota y opacos como secundarios, clorita y saussurita como minerales de alteración. La hornblenda es subeuhedral a anhedral, con pleocroismo de verde amarillento a verde oliva oscuro, alterada a epidota y clorita. En algunos sectores se observan núcleos de piroxeno dentro de la hornblenda. La plagioclasa, oligoclasa a andesina, es subeuhedral a anhedral, con macla de albita y Carlsbad, alterada a sericita, con extinción ondulatoria. El cuarzo, con extinción ondulatoria, presenta numerosas lamellas de deformación; en algunas partes presenta textura mosaico y en otras, bordes de subgranos. Factores como la uralitización del piroxeno, sus contactos intrusivos con las demás rocas del Complejo de Puquí, son indicios para considerar el protolito de esta roca como ígneo.

¹Fuente: Ingeominas, Mapa fotológico con control de campo de la Plancha 93 Cáceres. Gilberto Zapata y Ubaldo Cossio.

5.4.2. ROCAS ÍGNEAS

Rocas ígneas afloran en la parte occidental de la Plancha 93 Cáceres, en el flanco este de la Serranía de Ayapel, al oeste de la Falla Cauca - Almaguer (Falla Santa Rita). Están representadas por rocas básicas y ultrabásicas del Complejo de Uré y stocks tonalíticos.

 <p>El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>	 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019 NIT. No. 901.283.823-5</p>
<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic 2019.</p>	<p>Versión: 01</p>

5.4.2.1. CARACTERÍSTICAS FOTOGEOLÓGICAS

El Complejo de Uré, en las fotografías aéreas, tiene colores en tonos grises claros a medios. Es difícil identificar todas las unidades roca que lo conforman, en especial los cuerpos de gabro. Las rocas básicas - ultrabásicas presentan un relieve bajo, ondulado de colinas elongadas en dirección norte-sur, con alturas que no sobrepasan los 150 m sobre el nivel del mar (msnm). En la región de Mogambo (C-1), en las estribaciones de la Serranía de Ayapel, muestra una geomorfología abrupta, con elevaciones que alcanzan 550 msnm. En general, el drenaje tiene un fuerte control estructural, es espaciado (de baja densidad) y angular. En las rocas volcánicas, en fotografías aéreas, el color es gris oscuro. Tiene un relieve de grandes escarpes fuertemente contrastantes con los valles cuaternarios adyacentes, forman colinas aisladas de forma redondeada, el drenaje es angular espaciado, los cauces secundarios caen a los principales en ángulo casi recto, con cierto paralelismo entre ellos.

5.4.2.2. COMPLEJO DE URÉ

Se agrupan con este nombre las rocas volcánicas básicas con intercalaciones de chert y rocas intrusivas básicas - ultrabásicas que afloran al occidente de la Falla Cauca - Almaguer, al occidente de la plancha, con una extensión de 38 km de sur a norte y de 8 km en su parte más ancha.

Rocas Volcánicas Básicas. Afloran al oeste de la Falla Cauca - Almaguer (Falla Santa Rita) y corresponden a basaltos, diabasas, brechas volcánicas, tobas y aglomerados con intercalaciones de rocas sedimentarias marinas (chert y limolitas).

Basaltos y Diabasas. Son rocas de color gris verdoso, masivas, afaníticas y localmente porfiríticas, con fenocristales de plagioclasa y piroxeno. Microscópicamente son rocas holocristalinas, con textura inequigranular. La matriz varía entre 50% y 70%, compuestas por plagioclasa y piroxeno. La plagioclasa con fuerte extinción ondulatoria, parcialmente alterada a saussurita y algo de carbonato, con macla de albita y Carlsbad. El piroxeno es augita, con extinción ondulatoria y alterado a clorita, epidota y en algunas ocasiones a anfíbol.

¹Fuente: Ingeominas, Mapa fotológico con control de campo de la Plancha 93 Cáceres. Gilberto Zapata y Ubaldo Cossio.

Rocas Piroclásticas. Corresponden básicamente a tobas y aglomerados. Las tobas son de cristales y vítreas, de color gris verdoso, rojo y violáceo. Están compuestas por fragmentos cristalinos de feldespatos caolinizados, con algo de vidrio y fragmentos de roca volcánica. Los aglomerados están compuestos por cantos subangulares a subredondeados en su mayoría de basaltos y diabasas, con diámetro en su eje mayor del orden del centímetro al metro y matriz de composición

 <p>El futuro es de todos</p> <p>Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS</p> <p>PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>	 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019</p> <p>NIT. No. 901.283.823-5</p>
<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic 2019.</p>	<p>Versión: 01</p>



basáltica. Las rocas piroclásticas se encuentran pseudoestratificadas con rocas sedimentarias marinas como chert y limolitas.

Rocas Plutónicas Básicas y Ultrabásicas. Este conjunto está conformado por gabros, peridotitas y diques de piroxenita. Afloran al occidente de la Falla Cauca - Almaguer (Falla Santa Rita). Las peridotitas y piroxenitas están meteorizadas y serpentinizadas y han generado suelos de color rojo intenso, lateríticos, con concentraciones locales de ferroníquel (Naciones Unidas - Ingeominas, 1976). Las peridotitas corresponden principalmente a hazburgitas serpentinizadas, de color verde oscuro e intensamente fracturadas. Microscópicamente se observa el piroxeno alterado a pseudomorfos de bastita, el olivino no es abundante y está alterado a minerales de serpentina. Los minerales accesorios son espinela, magnetita y cromita. La mayoría de los cristales de olivino y piroxeno se encuentran rotos y deformados por los efectos dinámicos. Las piroxenitas están formadas principalmente por enstatita, alterada a serpentina, clorita y anfíbol. Macroscópicamente, los gabros son rocas masivas, faneríticas, de grano medio a grueso, de color verde oscuro, compuestas por plagioclasa, hornblenda y piroxeno. Microscópicamente son rocas de textura hipidiomórfica granular, compuestas por plagioclasa, clinopiroxeno y anfíbol como minerales esenciales y opacos (magnetita) como secundarios y clorita, serpentina y anfíbol como minerales de alteración. La plagioclasa (20-70%), está alterada a saussurita y carbonato; se presenta en cristales alargados euhedrales, maclada según albita y Carlsbad. Clinopiroxeno, augita, en cristales prismáticos alargados anhedrales y subhedrales, de color verde amarillento, ligeramente pleocroica. Presenta alteración a clorita y algo de serpentina. Hornblenda, pleocroica con colores que varían de verde amarillento pálido a verde oliva, alterada a clorita. Los gabros son de grano muy fino y difíciles de distinguir de los basaltos, están asociados con ellos y a menudo forman facies de transición.

Contactos. El contacto del Complejo de Uré es fallado con las rocas del Complejo Cajamarca, a través de la Falla Cauca - Almaguer (Falla Santa Rita), y discordante con las rocas sedimentarias terciarias. A su vez, es intruido por stocks cuarzodioríticos.

¹Fuente: Ingeominas, Mapa fotológico con control de campo de la Plancha 93 Cáceres. Gilberto Zapata y Ubaldo Cossio.

Edad. Las rocas del Complejo de Uré, como se mencionó, son intruidas por stocks cuarzodioríticos, considerados como apófisis del Batolito de Sabanalarga (descritos abajo); este batolito por dataciones K/Ar (Tabla 3) es de edad Albiano (Cretácico Inferior). Teniendo en cuenta lo anterior, este complejo sería pre-Albiano o mejor, preBatolito de Sabanalarga. 5.2.3. Stocks T 5.2.3. Stocks T5.2.3. Stocks Tonalíticos

 <p>El futuro es de todos</p> <p>Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS</p> <p>PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>		 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019</p> <p>NTT. No. 901.283.823-5</p>
	<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic 2019.</p>	

onalíticos del Río Man del Río Mandel Río Man Stocks de cuarzodiorita afloran en el borde suroccidental de la plancha (H-1 y F-1), intruyen al Complejo de Uré y ocupan un área no mayor de 5 km² . Macroscópicamente están constituidos por una roca masiva.

5.4.3. ROCAS SEDIMENTARIAS



Un alto porcentaje del área, cerca al 60%, está cubierta por rocas sedimentarias de edad terciaria a cuaternaria reciente, representadas por arcillolitas, limolitas, areniscas, conglomerados y gravas. Las terrazas aluviales de los ríos Cauca, Tarazá y Man, fueron estudiadas con mayor detalle por Cossio (1991) y sus resultados se incluyen en este informe.

Características fotogeológicas. Las áreas donde afloran las unidades neógenas tienen tonos que varían de gris claro a oscuro, una topografía casi horizontal y pequeñas colinas con pendientes suaves, que no superan los 50 m de altura. En general, presentan un patrón de drenaje erosional dendrítico que en ocasiones llega a tener formas arborescentes, en donde los tributarios son ramificados sin orientación preferencial. Estas características son típicas de materiales de granulometría fina y de baja permeabilidad. Forman la parte central de los sinclinales de Tarazá y La Trinidad, y resaltan en las fotografías aéreas unos escarpes de poca altura, de forma de cuchillas alargadas en dirección norte sur. El patrón de drenaje en estos sitios es paralelo a subparalelo poco desarrollado, característico de rocas de grano medio a grueso.

Neógeno. En la Plancha 93 Cáceres se utilizó para las unidades sedimentarias neógenas, la nomenclatura empleada por Dueñas & Duque (1981) en el cuadrángulo F-8 Planeta Rica, localizado al norte del área. Afloran las formaciones Cerrito y Sincelejo, con edades entre el Mioceno superior y Plioceno.

¹Fuente: Ingeominas, Mapa fotologico con control de campo de la Plancha 93 Cáceres. Gilberto Zapata y Ubaldo Cossio.

Formación Cerrito. Representada por una secuencia de arcillolitas con intercalaciones de areniscas de grano medio a fino, de color amarillo. Las arcillolitas son abigarradas de colores variables, rojizos, amarillos, pardos y grises, con intercalaciones de mantos de carbón de poco espesor. En la quebrada Noá, flanco occidental del Sinclinal de Tarazá, se levantó una sección de aproximadamente 320


	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO	
Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	Versión: 01

m de espesor, compuesta por interestratificaciones de capas delgadas a medias de arcillolitas, limolitas y areniscas de grano medio a grueso, con cuatro mantos de carbón con espesores entre 0,3 y 2 m . Otra sección levantada en la carretera Cáceres - Zaragoza está conformada en la base por intercalaciones de arcillolitas abigarradas y areniscas con algunos mantos delgados de carbón; hacia la parte intermedia predominan las areniscas con lentes conglomeráticos y cuñas de arcillolitas; y en el tope, intercalaciones de arcillolitas, limolitas y areniscas meteorizadas. Ospina & Oquendo (1989), en el estudio de los carbones en la cuenca del Alto San Jorge al noroeste del área, dividen la Formación Cerrito en tres miembros. El Miembro Superior, areno - arcilloso, con niveles de arenitas calcáreas fosilíferas, con algunos mantos de carbón, y espesor de 300 m. El Miembro Medio, primordialmente limo - arcilloso con capas de areniscas calcáreas fosilíferas hacia la parte media, presenta 54 mantos de carbón y espesor de 850 m. El Miembro Inferior, conformado por areniscas, conglomerados y calizas, se caracteriza por la ausencia de mantos de carbón y el espesor es de 400 m. Espesor. En este trabajo, en la carretera Cáceres Zaragoza se calculó un espesor de 1.800 m. Ospina & Oquendo (1989) en el Alto San Jorge midieron un espesor de 1.500 m. Ambiente de Depósito. Las características litológicas de esta parte de la Formación Cerrito indican un ambiente de depósito marino somero a continental, con predominio de este último, caracterizado por poseer mantos de carbón Contactos. Al norte de la Plancha 93, la Formación Cerrito reposa discordantemente sobre las rocas volcánicas del Complejo de Uré. En los alrededores del Municipio de Tarazá (F-4) yace también discordantemente sobre las rocas del Complejo de Puquí.

Cuaternario. El Cuaternario de la Plancha 93 Cáceres fue estudiado en detalle por Cossio (1991) en el trabajo “Cartografía de las Terrazas Aluviales del área de Puerto Antioquia-Tarazá-Cáceres” del cual se retoma la información. Aunque los distintos niveles de terraza no se separaron en el mapa 1:100.000 debido a sus dimensiones, los mapas correspondientes, a escala 1:25.000, se encuentran en Cossio (1991). Terrazas. Las terrazas de origen aluvial son acumulaciones de grava, arenas y limos que se encuentran a lo largo de los ríos Cauca, Puquí, Rayo, Tarazá, Corrales y Tamaná. Estas terrazas representan antiguos niveles del fondo del valle o llanuras de inundación, los cuales fueron cortados posteriormente por el río debido a levantamientos tectónicos regionales o cambios climáticos.

¹Fuente: Ingeominas, Mapa fotológico con control de campo de la Plancha 93 Cáceres. Gilberto Zapata y Ubaldo Cossio.

Terrazas del río Tarazá. Con este río se relaciona una extensa llanura de inundación, cerca de su desembocadura al río Cauca. Sin embargo, las terrazas no son claramente diferenciales de las terrazas originadas por el río Cauca. Llanuras de Inundación. Se encuentra cerca a la desembocadura del río Tarazá al río Cauca. Esta llanura es sometida en épocas de intenso invierno a inundaciones. La

 <p>El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>	 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019 NIT. No. 901.283.823-5</p>
<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic 2019.</p>	<p>Versión: 01</p>

profundidad de esta llanura, al igual que la llanura del río Rayo, no se conoce, pero por información de los habitantes del lugar, con base en perforaciones realizadas por algunas compañías, se considera una profundidad del orden de 10 a 15 m. Sobre esta llanura de inundación se ha identificado fotogeológicamente varios paleocanales, que se podría evaluar con perforaciones, para conocer con exactitud sus posibilidades económicas, ya que éstas son altas si se considera que este río drena una secuencia de rocas metamórficas, en la cual se encuentran numerosos diques mineralizados de poco espesor. El área de esta llanura de inundación es del orden de 4'500.000 m² (450 ha).

5.5. GEOLOGÍA ECONÓMICA



Exceptuando las explotaciones de los aluviones de los ríos Cauca, Tarazá y Man, es poco lo que se conoce sobre los recursos minerales de la Plancha 93 Cáceres. Otros recursos aprovechados son carbón, níquel, oro de filón y materiales de construcción.

5.5.1. ORO

La minería aluvial tiene un gran desarrollo en esta zona, principalmente en las terrazas aluviales de los ríos Cauca, Tarazá, Man, Corrales y Tamaná. De las terrazas analizadas anteriormente, la más explotada es la terraza número 2 del río Cauca, por ser la más rica en cuanto a contenido de oro. Según Cossio (1991), este nivel es explotado en Puerto Antioquia, mina Los Colonos, con tenores ponderados que oscilan entre 207 mg/m³ y 325 mg/m³; mina Barajas, con tenores entre 128 mg/m³ y 190 mg/m³; mina Tenerife, con tenores entre 196 mg/m³ y 319 mg/m³. La zona entre Tarazá y Jardín, donde aflora la terraza 2, ha sido explotada, y quedan pequeños remanentes que son explotados por grupos de barequeros. El nivel de terraza es explotado en la mina Cutuco, al frente de Puerto Antioquia, con tenores hasta de 275 mg/m³. Los demás niveles de terraza son explotados esporádicamente por grupos de barequeros, con escaso rendimiento económico.

¹Fuente: Ingeominas, Mapa fotológico con control de campo de la Plancha 93 Cáceres. Gilberto Zapata y Ubaldo Cossio.

La explotación de los aluviones auríferos del Bajo Cauca se hace a nivel de mediana minería relativamente mecanizada, donde es común el uso de retroexcavadoras y volquetas hasta de 30 toneladas y donde al mismo tiempo trabajan numerosos barequeros. Es también común en los afluentes pequeños de estos ríos la extracción con motobombas y bateas. Se conoce la explotación de algunas minas

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NTT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

de oro de filón en el río Tarazá, cerca a El Guaimaro, en pequeños filones encajados en rocas metamórficas del Complejo de Puquí.

5.5.2. CARBÓN

Se encuentran algunos afloramientos dispersos de carbón a lo largo de la cuenca del río Man (Sarmiento & Arce, 1951; Hubach, 1951), en las quebradas Noá (F-3), Pecorá (E-3), San Francisco (B-2) y río Corrales (E7); no se conoce explotaciones de este material a escala comercial. Las reservas probables fueron calculadas por Sarmiento & Arce (1951) en 49'400.000 toneladas.


5.5.3. NÍQUEL

Los depósitos de lateritas níquelíferas en el área de Uré fueron descubiertos en 1966 y han sido objeto de estudios por parte de Velázquez (1969) y Naciones Unidas -Ingeominas (1976). Este yacimiento está ubicado en el sur del departamento de Córdoba, en los límites con Antioquia. Según la localización de los cuerpos ultrabásicos hecha por Naciones Unidas - Ingeominas (1976), estas manifestaciones están ubicadas en el extremo oeste de la Plancha 93. Los resultados obtenidos en ese trabajo de evaluación económica fueron: • Tonelaje total 23'500.000 T.M secas. • Tenor promedio 0,77% Ni, 28% Fe.

¹Fuente: Ingeominas, Mapa fotológico con control de campo de la Plancha 93 Cáceres. Gilberto Zapata y Ubaldo Cossio.

5.5.4. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Recursos como arenas y gravas son poco explotados en el área. Estos solamente se extraen en algunos puntos del río Tarazá en cercanías de la cabecera municipal (F-4) y del río Man cerca al caserío de La Caucana (E-2), aunque se cuenta con materiales de playa en otros sitios aledaños al río Cauca.

 <p>El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>	 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019 NIT. No. 901.283.823-5</p>
<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic 2019.</p>	<p>Versión: 01</p>

5.6. SUELOS

El estudio de suelos es un componente fundamental en proyectos de infraestructura debido a que resulta necesario identificar la calidad de los materiales que van a servir como fundación de las obras a ejecutar. Específicamente se verificará la capacidad portante o resistencia del material o capa que va a funcionar como soporte mediante ensayos de laboratorio, para usar como criterio de evaluación de la calidad de esta, y posteriormente, como parámetro de diseño en de las estructuras, además es información de salida de estos estudios los perfiles estratigráficos y niveles freáticos.

Son objetivos principales del estudio de suelos evaluar capacidad portante de los suelos de soporte basados en ensayos de laboratorio, además de predecir asentamientos de las estructuras y generar recomendaciones de cimentaciones y excavaciones para la fase de diseño y construcción.

5.7. PRECIPITACIÓN

se definen características estimadas de la hidrología de la zona, considerando los valores de precipitación típicos y su variación a lo largo del año. Estos estudios permitirán la definición de estrategias adecuadas para el manejo de las aguas lluvias, de tal forma que se garantice la integridad estructura de la alternativa de solución propuesta para la vía.

Considerando un periodo mojado como un día con por lo menos 1 milímetro de líquido o precipitación equivalente a líquido. La probabilidad de días mojados en esta zona varía muy considerablemente durante el año.

La temporada de mayores precipitaciones dura aproximadamente 8,2 meses, de 2 de abril a 9 de diciembre, con una probabilidad de más del 53 % de que cierto día será un día mojado. La temporada más seca dura 3,8 meses, del 9 de diciembre al 2 de abril.

Figura 5.12. Probabilidad Diaria de Precipitación.

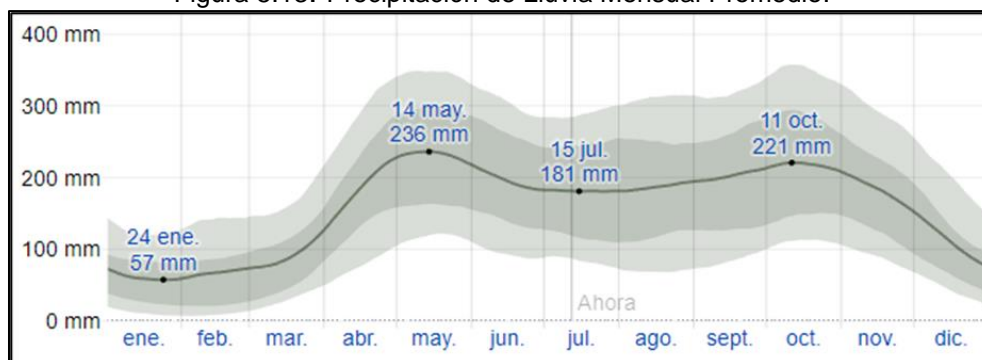


Fuente: Weatherspark.com

La siguiente gráfica muestra la precipitación de lluvia acumulada durante un período móvil de 31 días centrado alrededor de cada día del año. Tarazá tiene una variación extrema de lluvia mensual por estación.

La temporada de lluvia en esta zona se extiende durante todo el año. La mayoría de la lluvia cae durante los 31 días centrados alrededor del 14 de mayo, con una acumulación total promedio de 236 milímetros. La fecha aproximada con la menor cantidad de lluvia es el 24 de enero, con una acumulación total promedio de 57 milímetros.

Figura 5.13. Precipitación de Lluvia Mensual Promedio.



Fuente: Weatherspark.com

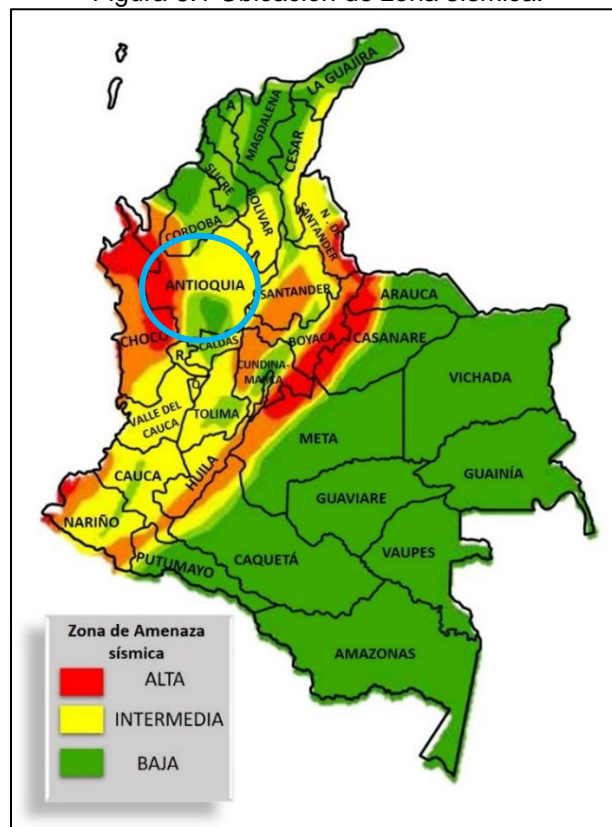
6. FUERZAS SÍSMICAS

6.1. MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO

Los movimientos sísmicos de diseño se definen en función de la aceleración pico efectiva, representada por el parámetro A_a , y de la velocidad pico efectiva, representado por el parámetro A_v , para una probabilidad del diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años. Los valores de estos coeficientes, para efectos de este Reglamento.

Se determina el número de la región en donde está localizada la construcción usando para A_a el mapa de la gráfica y el número de la región donde está localizada la construcción para A_v , en el mapa de la siguiente figura.

Figura 6.1 Ubicación de zona sísmica.



Fuente: Elaboración propia.

En este orden de ideas, de acuerdo con el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR – 10), la amenaza sísmica intermedia corresponde a aquellas zonas en las que los coeficientes de aceleración horizontal pico efectiva (A_a) y velocidad horizontal pico efectiva (A_v), se encuentran dentro del rango entre 0.10 y 0.20. En el caso particular del municipio de Mutatá, los valores para los coeficientes mencionados se presentan en la siguiente tabla.



 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NIT. No. 901.283.823-8</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

Tabla 2. Definición de la Zona de Amenaza Sísmica de los Municipios Colombianos.

Departamento de Antioquia						
Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
San Luis	05660	0.15	0.25	Alta	0.12	0.06
San Pedro	05664	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
San Pedro de Urabá	05665	0.15	0.20	Intermedia	0.06	0.04
San Rafael	05667	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
San Roque	05670	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
San Vicente	05674	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Santa Bárbara	05679	0.20	0.25	Alta	0.16	0.09
Santa Rosa de Osos	05686	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Santafé de Antioquia	05042	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Santo Domingo	05690	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Santuario	05697	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Segovia	05736	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Sonsón	05756	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Sopetrán	05761	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.08
Támesis	05789	0.25	0.25	Alta	0.16	0.09
Tarazá	05790	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Tarso	05792	0.25	0.25	Alta	0.16	0.09
Titiribí	05809	0.20	0.20	Intermedia	0.15	0.08
Toledo	05819	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Turbo	05837	0.25	0.25	Alta	0.13	0.07
Uramita	05842	0.25	0.25	Alta	0.12	0.07
Urrao	05847	0.30	0.30	Alta	0.17	0.10
Valdivia	05854	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Valparáiso	05856	0.25	0.25	Alta	0.15	0.09
Vegachí	05858	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Venecia	05861	0.20	0.25	Alta	0.15	0.08
Vigía del Fuerte	05873	0.35	0.35	Alta	0.22	0.12
Yalí	05885	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Yarumal	05887	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Yolombó	05890	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Yondó	05893	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Zaragoza	05895	0.15	0.20	Intermedia	0.05	0.03

Fuente: Adaptado de Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR – 10).

6.2. ESTIMACIÓN DEL PERFIL DE SUELO EN FUNCIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE.

Basados en la tabla A.2.4.-1 de la NSR-10 Título A, el parámetro fundamental que define el perfil de suelo es la velocidad promedio de onda de onda de cortante, la cual se estimó con distintas correlaciones empíricas de diferentes autores, en función del número de golpes obtenidos del ensayo SPT:


 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NTT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

Tabla 3. Correlaciones para determinar el perfil de suelos en función del número de golpes N obtenidos en el ensayo SPT.

Investigadores	Ecuación	Observaciones
Imai y Yoshimura (1970)	$V_s = 76 N^{0.33}$	
Ohba y Toriumi (1970)	$V_s = 84 N^{0.31}$	
Imai (1977)	$V_s = a N^b$	a=102, b=0.29 Arcilla Holoceno a= 81, b=0.33 Arena Holoceno a=114, b=0.29 Arcilla Pleistoceno a= 97, b=0.32 Arena Pleistoceno
Ohta y Goto (1978)	$V_s = 61.62 H^{0.222} N^{0.254}$	Para todo tipo de suelo H=Profundidad del ensayo
	$V_s = 62.14 H^{0.230} N^{0.219}$	Para Arcillas H=Profundidad del ensayo
Okamoto (1989)	$V_s = 125 N^{0.3}$	Arena del Pleistoceno
Japan Road Association (2002)	$V_s = 80 N^{1/3}$	Para Arenas
	$V_s = 100 N^{1/3}$	Para Arcillas
Alfaro (2007)	$V_s = 91.44 H^{0.291} N^{0.298}$	Para Arcillas de Bogotá H=Profundidad del ensayo

Fuente: Elaboración propia.

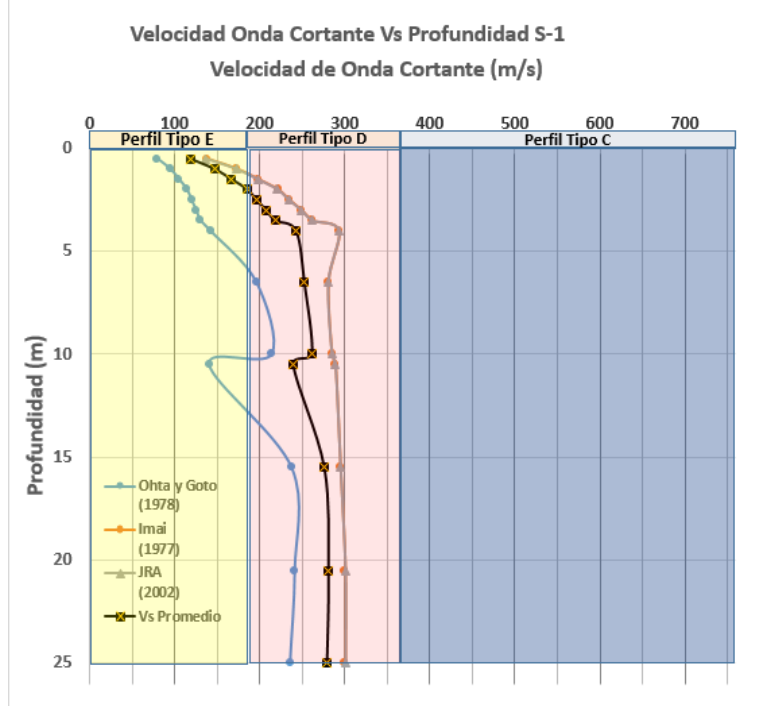
Tabla 4. Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E (Tabla A.2.4-2 NSR-10).

Tipo de perfil	\bar{v}_s	\bar{N} o \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa ($\approx 1 \text{ kgf/cm}^2$)
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm^2)
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa ($\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2$)

Fuente: NSR-10, Capítulo A.2 Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño.

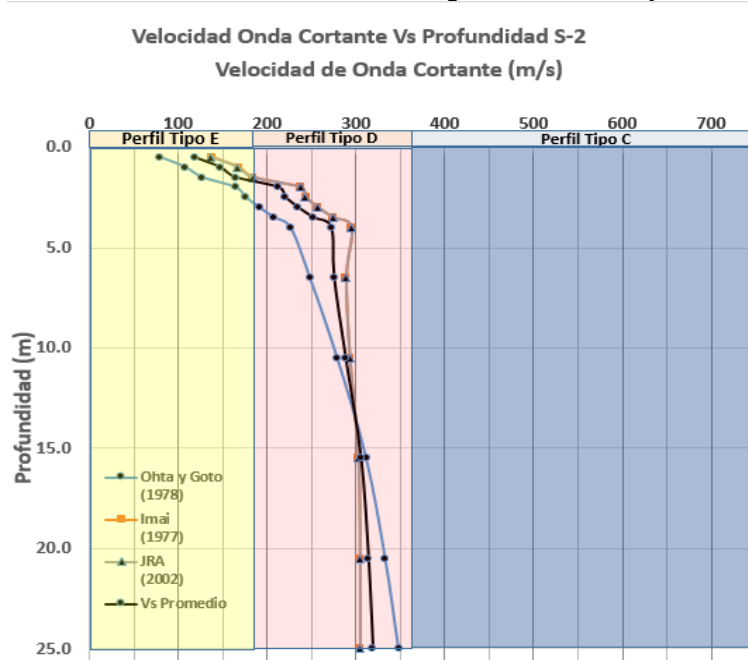
A efecto de establecer la velocidad características para definir el perfil de suelos en base a este parámetro se asume como parámetro los resultados de JRA (Japan Road Association).

Figura 6.2 Velocidad Promedio de Onda Cortante según Profundidad y Perfil de suelos -sondeo 1.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 6.3 Velocidad Promedio de Onda Cortante según Profundidad y Perfil de suelos -sondeo 2.



Fuente: Elaboración propia.

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 NIT. No. 901.283.823-8
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

Figura 6.4 Clasificación de los Perfiles de Suelos según el número promedio N obtenido en en ensayo SPT y la Velocidad Promedio de Onda Cortante (Tabla A.2.4-1 NSR-10).

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s > $\bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{\sigma}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 \geq \bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²) > $\bar{\sigma}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > \bar{v}_s
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ 50 kPa (≈ 0.50 kgf/cm ²) > $\bar{\sigma}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3$ m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con Índice de Plasticidad $IP > 75$) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36$ m)	

Fuente: NSR-10, Capítulo A.2 Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño.

De conformidad a lo establecido en el título A de la norma colombiana de diseño sísmo resistente NSR-10, capítulo A.2 en el aparte A-2-4 zonas de amenaza y movimientos sísmicos de diseño, se resumen los efectos locales de respuesta sísmica del proyecto, los cuales deben evaluarse utilizando los siguientes parámetros para construcción del puente o de cualquier estructura adicional proyectada:



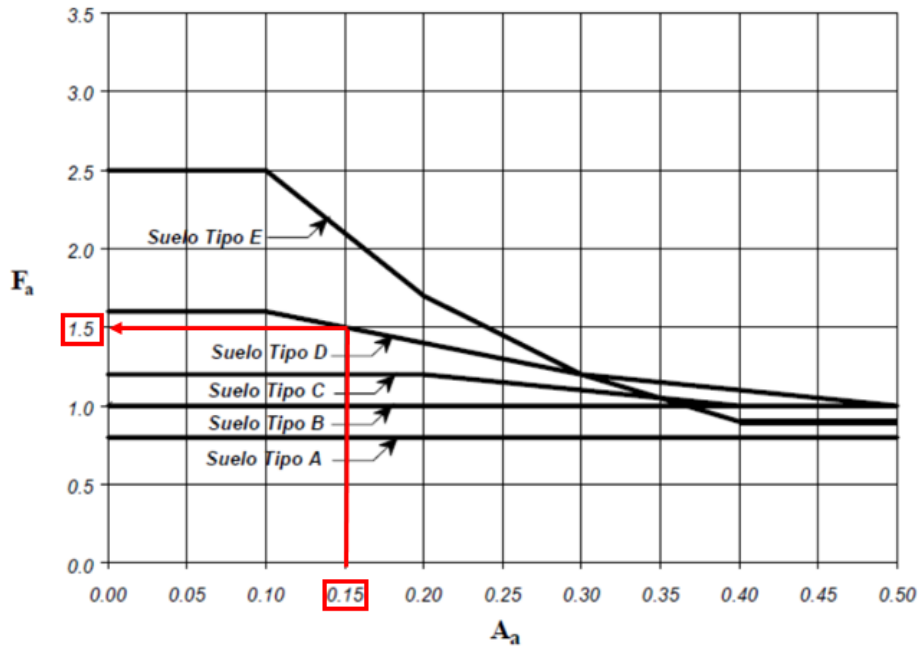
 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NTT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

Figura 6.5 Efectos locales de la Respuesta Sísmica en el lugar del Proyecto.

Características	Valor
Municipio	Tarazá (Antioquia)
Zona de amenaza sísmica	Intermedia
Coeficiente de Aceleración Pico Esperado para diseño (A_a)	0.15
Coeficiente de Velocidad Pico Efectiva (A_v)	0.20
Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva para el umbral de daño, A_d (Tabla NSR-10 A.2.4-3)	0.04
Coeficiente de aceleración pico efectiva para diseño con seguridad limitada, A_e (Tabla NSR-10 A.2.4-4)	0.08
Tipo de Perfil	D
Coeficiente F_a para la zona de periodos cortos del espectro	1.5
Coeficiente F_v para la zona de intermedios del espectro	2.0
Grupo de uso	IV
Coeficiente de importancia, I	1.5

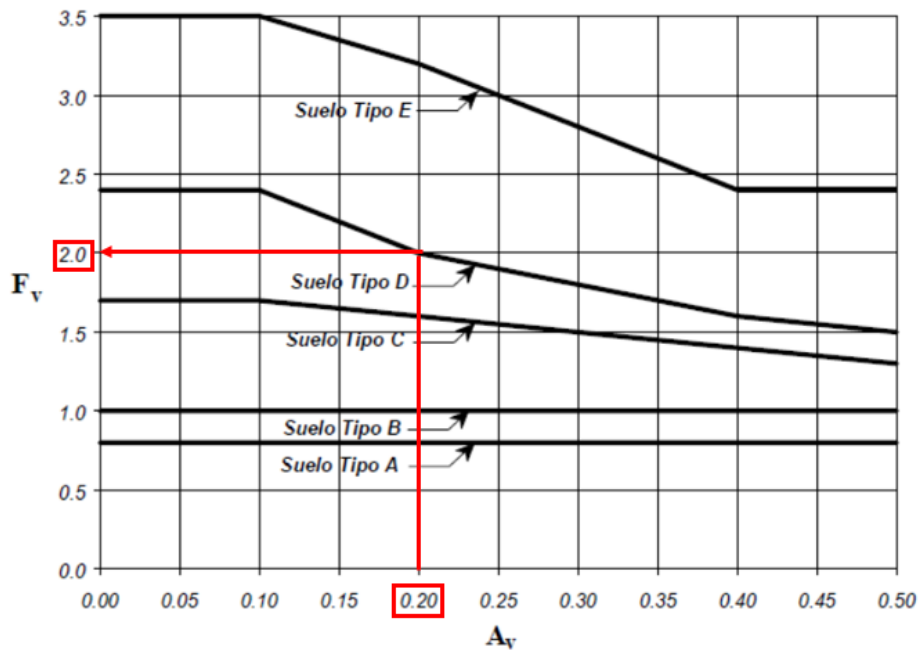
Fuente: Elaboración propia.

Figura 6.6. Coeficiente de amplificación F_a del suelo para zonas de periodos cortos del espectro (Figura A.2.4-1, NSR-10)





Fuente: NSR-10, Capítulo A.2 Zonas de amenaza y movimientos sísmicos de diseño.

Figura 6.7. Coeficiente de amplificación F_v del suelo para zonas de periodos intermedios del espectro (Figura A.2.4-2, NSR-10)



Fuente: NSR-10, Capítulo A.2 Zonas de amenaza y movimientos sísmicos de diseño.

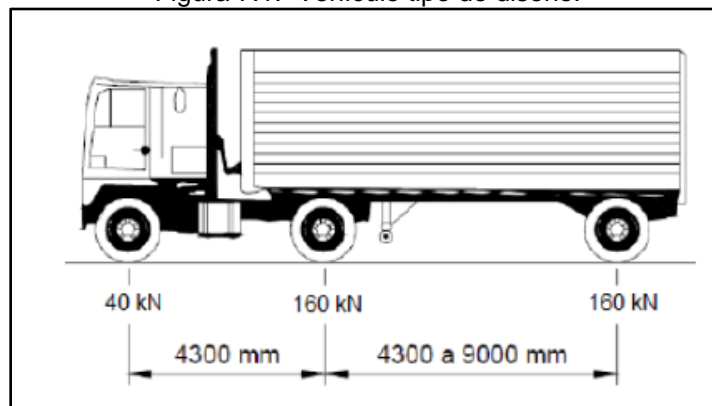
 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NIT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

7. CAMION DE DISEÑO NORMATIVA CCP-14

7.1. CARGAS POR SOPORTAR

Las cargas máximas por soportar para el puente l=35 metros (K14+590), será mínimo la de un vehículo tipo C3 o el que determine la Norma Colombiana de Diseño de Puentes - LRFD – CCP.

Figura 7.1. Vehículo tipo de diseño.



Fuente: Normal De Puentes Del Invias

La carga máxima para distribuir será entonces de 200 kN (20,395.0 kg) en dos apoyos y en la posición que produzca mayor reacción en el suelo.

Además de la carga máxima, se comparará la capacidad admisible del suelo con el valor mínimo permisible para la utilización de la “*Cartilla Guía para la evaluación de cantidades y ejecución de presupuesto para la construcción de obras menores y de contención de la Red Terciaria y Férrea*”, adoptada por el Ministerio del Transporte, por intermedio del Instituto Nacional de Vías (INVIAS) con resolución No. 10133 del 28 de diciembre del 2017. La capacidad admisible mínima corresponde a un valor de $q_{adm} = 13 \text{ tonf/m}^2$ (127.5 kPa).

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NIT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

8. DISEÑO DE ESTRUCTURAS

Para el caso del puente en concreto preesforzado ubicado en la abscisa PK014+590, se realiza un análisis y diseño estructural para su construcción.

8.1. NORMAS DE REFERENCIA

- Especificaciones generales de construcción de carreteras, adoptado mediante la resolución No. 8068, del 19 de diciembre de 1996 y actualizadas con resoluciones No. 1375 y 1376 del 26 de mayo de 2014
- Norma Colombiana de diseño de puentes (CCP-14), adoptada mediante la resolución No.0000108, del 26 de enero de 2015.
- Reglamento Colombiano de Construcción sismo-Resistente NSR-10, contenida en la ley 400 de 1997.
- Norma “**ACI 318M-14 (USA)**”.
- AASHTO LRFD Bridge design specifications, cuarta edición 2007 Unidades S.I.
- AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design. 2da Edition 2011.

8.2. PUENTE L = 35 METROS (K14+590)

El puente será simplemente apoyado ubicado en un extremo una restricción móvil y fijado en el otro extremo. El diseño contempla una estructura recta en planta con una longitud total de 35 metros. La superestructura está conformada por un tablero de losa sobre vigas de concreto postensadas, el ancho del tablero es de 7.7 m conformado por dos carriles de 3 m, con dos andenes peatonales ubicados en cada costado del tablero con un ancho de 0.85 m. En los andenes se provee barandas metálicas tipo *pingüino* empotradas a una base con ancho de 0.2 m.

La subestructura está conformada por dos apoyos extremos. Los apoyos corresponden a estribos que soportan el tablero, cimentados con pilotes (caissons) a una profundidad indicada por las recomendaciones geotécnicas.

Tabla 5. Características básicas del proyecto.

Aspecto	Detalle	Requisito
Tipo de Vía	Pavimento	Terciaria
Dimensión	Ancho de calzada	7.7 m
Suelos	Perfil del Suelo	Tipo D
Velocidad de Diseño	Velocidad Máxima	60 km/h

A partir de los estudios hidrológicos e hidráulicos y suelos de acuerdo con las recomendaciones del CCP-14, se determina la configuración de la estructura que mejor se ajusta a las condiciones del sitio.

En la siguiente tabla se observa las características principales del puente:


 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NTT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

Tabla 6. Características puente.

ASPECTO	DETALLE	REQUISITO
Tipo de vía	Pavimento rígido, flexible o Placa huella	Terciaria
Estado	Transitabilidad	Restringida
Pendiente Longitudinal	Inclinación del tramo vial	<6%
Dimensión	Longitud	35 m
	Ancho de Calzada	7.7 m
Suelos	Perfil de Suelo	Tipo D
Carga Viva	CCP-14	
Velocidad de Diseño	Velocidad máxima	40 km/h

Para la superestructura del puente se utilizaron vigas postensadas, previamente calculadas y obtenidas por el Departamento Nacional de Planeación. La losa del tablero se ajustó a un ancho de 7.70 metros y su diseño estructural se encuentra en la memoria de cálculos teniendo en cuenta las cargas y sus respectivas combinaciones. La subestructura fue analizada y diseñada siguiendo las recomendaciones geotécnicas.

8.3. DIMENSIONES ELEMENTOS ESTRUCTURALES

8.3.1. PUENTE L=35 METROS (K14+590)

Se presenta la geometría de los elementos diseñados para el puente siguiendo la cartilla de puentes tipo de la DNP (Departamento Nacional de Planeación), se verifico que todos los diseños cumplieran con los lineamientos de la normativa CCP-14.





 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NIT. No. 901.283.823-8</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

Tabla 7. Dimensiones elementos estructurales puente.

DIMENSIÓN DEL PUENTE		Longitud = 35 m
Infraestructura	Excavaciones	Definida por la ubicación del puente
Apoyos	Almohadilla de Neopreno	4 de apoyo y 2 de topes sísmicos por cada estribo
Vigas Postensadas	Altura	h= 2.0 m
	Longitud	L= 35 m
Diafragmas	Extremos (2)	w= 2.15 m h= 1.75 m L= 0.25 m
	Intermedios (1)	w= 2.30 m h= 1.30 m L= 0.25 m
Tablero de Concreto	Ancho	w= 7.70 m
	Longitud	L= 35 m
	Espesor	e= 0.20 m
Barandas Metálicas	Costado derecho o izquierdo	L= 35 m
Drenes	Costado derecho o izquierdo	Drenes 7 separados cada 5m
Losa de acceso	Ancho	w= 7.70 m
	Longitud	L= 35 m
	Altura promedio	h _{prom} = 0.25 m
Cimentación Profunda	Pilotes	Cantidad= 3
		Diámetro= 1.20 m
		L= Variable
Viga Cabezal	Ancho	w= 1.20 m
	Longitud	L= 7.70 m
	Altura	h= 3.30 m
Tope Sísmico	Ancho	w= 0.60 m
	Longitud	L= 0.70 m
	Altura	h= 1.00 m

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NIT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

8.4. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA Y ESTRIBO DEL PUENTE DE L=35 M SOBRE LA QUEBRADA URALES (K14+590 HASTA K14+625).



8.4.1. REVISIÓN DE VIGAS POSTENSADAS TIPO PARA CONSTRUCCIÓN DE VIAS SECUNDARIAS O TERCARIAS PROPUESTAS POR EL INVIAS.

Se realiza la revisión de las propiedades geométricas del puente para saber si cumple con los requisitos propuestos por la normativa colombiana de puentes CPP-14.

GEOMETRIA DE LA VIGA POSTENSADA

A continuación se definen las dimensiones que componen la estructura del puente y las resultantes vigas a diseñar.

<i>Luz del Puente</i>	<i>L</i>	35.00	<i>m</i>
<i>Ancho Puente</i>	<i>b_{Puente}</i>	7.70	<i>m</i>
<i>Alto de la Viga</i>	<i>h</i>	2.00	<i>m</i>
<i>Espesor Losa de Concreto</i>	<i>t_s</i>	0.20	<i>m</i>
<i>Alto de la Viga + Losa</i>	<i>H</i>	2.20	<i>m</i>
<i>Separación entre Vigas</i>	<i>S</i>	1.70	<i>m</i>
<i>Ancho del Voladizo</i>	<i>b_v</i>	1.30	<i>m</i>
<i>Ancho Barrera de Trafico</i>	<i>b_{barrera}</i>	0.00	<i>m</i>
<i>Separación de la barrera de tráfico</i>	<i>S_{barrera}</i>	0.00	<i>m</i>
<i>Número de Vigas</i>	<i>N_b</i>	4.00	-
<i>Número de Carriles</i>	<i>N_c</i>	2.00	-
<i>Ancho Riostra</i>	<i>b_r</i>	0.25	<i>m</i>
<i>Espesor Carpeta Asfáltica</i>	<i>e_s</i>	0.05	<i>m</i>

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NIT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCIÓN SIMPLE

PROPIEDADES GEOMETRICAS SECCION SIMPLE EN LA LUZ

Área	A	0.56	m ²
Distancia al E. N. Elastico (Inferior)	Y _i	0.97	m
Distancia al E. N. Elastico (Superior)	Y _s	1.03	m
Momento de Inercia	I _{xx}	0.26336	m ⁴
Módulo Elastico Inferior	S _i	0.2724	m ³
Módulo Elastico Superior	S _s	0.2549	m ³

PROPIEDADES GEOMETRICAS SECCION SIMPLE SOBRE APOYO

Área	A	1.300	m ²
Distancia al E. N. Elastico (Inferior)	Y _i	1.00	m
Distancia al E. N. Elastico (Superior)	Y _s	1.00	m
Momento de Inercia	I _{xx}	0.43364	m ⁴
Módulo Elastico Inferior	S _i	0.4336	m ³
Módulo Elastico Superior	S _s	0.4336	m ³

Eficiencia ρ de la sección simple en el centro de la luz

$$\rho = \frac{I_C}{A_g \cdot Y_s \cdot Y_i} = \frac{0.26336}{0.558 \cdot 1.033 \cdot 0.967} = 0.473$$

ANCHO EFECTIVO DE LA LOSA

De acuerdo con 4.6.2.6. "el ancho de la aleta efectiva de la losa en un sistema de viga y/o sistemas de largueros o en cuerdas de tablero en celosía compuestas, se puede tomar como la mitad de la distancia al larguero o viga adyacente en cada lado de la componente o la mitad de la distancia a a viga o larguero adyacente mas el ancho del voladizo"

Ancho Efectivo Aleta Viga Interior	b _{efectivo VI}	1.70	m
Ancho Efectivo Aleta Viga Exterior	b _{efectivo VE}	2.15	m

RELACIÓN MODULAR

Resistencia del concreto de la losa 28 MPa

Resistencia del concreto de la viga 35 MPa

$$n = \frac{E_{viga}}{E_{losa}} = \frac{\sqrt{35}}{\sqrt{28}} = 1.118$$

Ancho Efectivo de Losa Viga Interior	b _{diseño VI}	1.52	m
Ancho Efectivo de Losa Viga Exterior	b _{diseño VE}	1.92	m

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NIT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCIÓN COMPUESTA

PROPIEDADES GEOMETRICAS SECCIÓN COMPUESTA EN LA LUZ

Área	A	0.862	m ²
Distancia al E. N. Elástico (Inferior)	Y _i	1.37	m
Distancia al E. N. Elástico (Superior)	Y _s	0.83	m
Momento de Inercia	I _{xx}	0.51710	m ⁴
Módulo Elástico Inferior	S _i	0.3784	m ³
Módulo Elástico Superior	S _s	0.6205	m ³

PROPIEDADES GEOMETRICAS SECCION COMPUESTA EN EL APOYO

Longitud de Sección Sobre Apoyo	L _{ap}	3.50	m
Área	A	1.604	m ²
Distancia al E. N. Elástico (Inferior)	Y _i	1.21	m
Distancia al E. N. Elástico (Superior)	Y _s	0.99	m
Momento de Inercia	I _{xx}	0.73286	m ⁴
Módulo Elástico Inferior	S _i	0.6064	m ³
Módulo Elástico Superior	S _s	0.7392	m ³

Eficiencia ρ de la sección simple en el centro de la luz

$$\rho = \frac{I_c}{A_q \cdot Y_s \cdot Y_i} = \frac{0.51710}{0.862 \cdot 0.83 \cdot 1.37} = 0.527$$

8.4.2. SOLICITACIONES SOBRE LAS VIGAS INTERIOR Y EXTERIOR

A partir de la verificación de la geometría del puente, se evalúan las diferentes cargas que puede actuar en el puente, tanto las cargas de servicio como las diferentes combinaciones. Cabe resaltar, que la carga viva es transitoria y depende del camión de diseño propuesto por la normativa y la longitud del puente.



El futuro es de todos

Agencia de Renovación del Territorio

ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS
PROYECTO TARAZA –
CORREGIMIENTO EL GUAIMARO



Contrato: SC 01521 19

Fecha: Dic 2019.

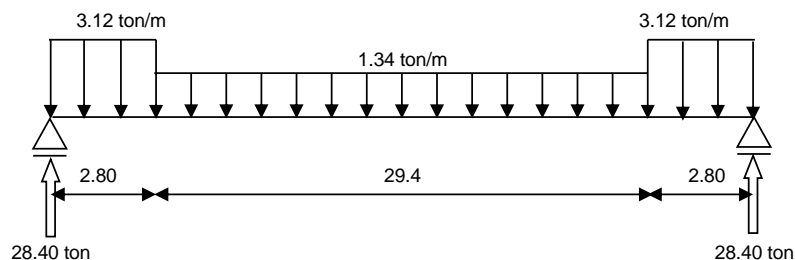
Versión: 01

SOLICITACIONES SOBRE LA SECCIÓN SIMPLE

Peso Propio de la Viga

Cargas Sobre la Sección Simple

DC, Seccion Simple en la Luz	1.34	ton/m	13.13	kN/m
DC, Seccion Simple en la Luz	3.12	ton/m	30.61	kN/m



Reacción en apoyo A	28.40	ton	278.65	kN
Reacción en apoyo B	28.40	ton	278.65	kN

La tabla a continuación muestra el valor del momento flector (ton.m) en secciones cada 1/10 producido por el peso propio de la sección simple

		Momentos debidos al peso propio de la sección simple (ton.m)									
X (m)	0	3.5	7	10.5	14	17.5	21	24.5	28	31.5	35
M _{bc} (ton.m)	0.0	80.7	138.1	179.1	203.7	211.9	203.7	179.1	138.1	80.7	0.0

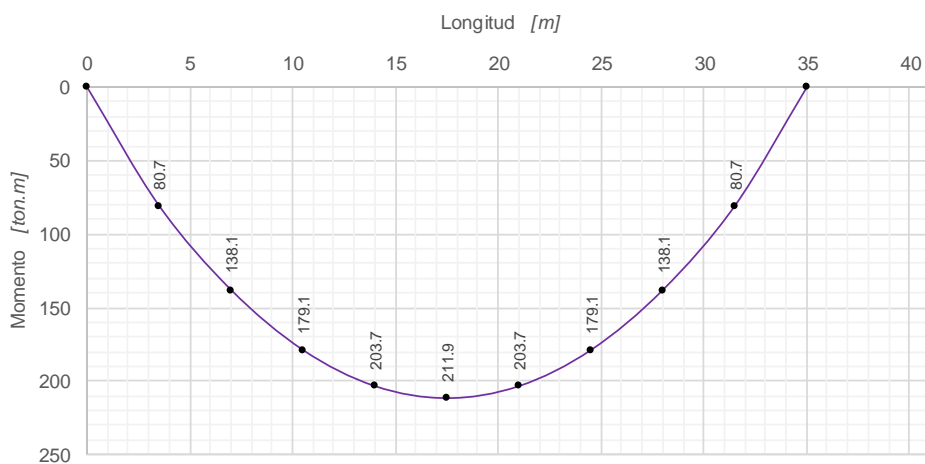


DIAGRAMA DE MOMENTO DEBIDO AL PESO PROPIO DE LA VIGA

PESO PROPIO DE LA LOSA; DE LA RIOSTRA CENTRAL, DE LA FORMAleta, DE LOS EQUIPOS Y DE LAS PERSONAS QUE CONSTRUYEN LA LOSA

Espesor Promedio de la Losa 0.22 m

$$DC_{losa} = \frac{7.70 \cdot 0.22 \cdot 2.4}{4} = 1.02 \quad \text{ton/m}$$

Peso Propio del Diafragma

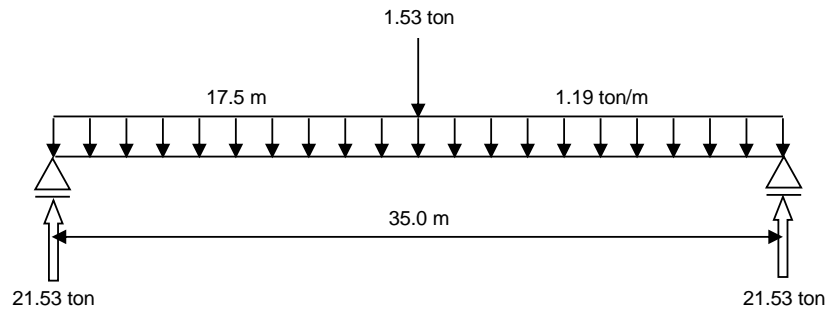
Espesor Promedio del Diafragma 0.25 m
 Altura del Diafragma 1.75 m
 Área por panel del Diafragma 2.56 m²

Carga Puntual en Centro de la Luz	1.53	ton	15.05	kN
-----------------------------------	------	-----	-------	----

Peso Propio de los equipos, formaleta y personas que funden la losa

Para una carga debida a los equipos y personas, (EL) que construyen la losa, supuesta igual a 0.1 t/m² se tiene una carga por viga de longitud aferente de 1.70 m

$$EL_{equipos} = 1.70 \cdot 0.10 = 0.17 \quad \text{m}$$



Reacción en apoyo A	21.53	ton	211.20	kN
Reacción en apoyo B	21.53	ton	211.20	kN



El futuro es de todos

Agencia de Renovación del Territorio

ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS
PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO



Contrato: SC 01521 19

Fecha: Dic 2019.

Versión: 01

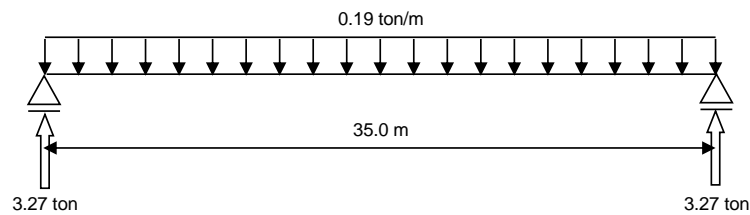
SOLICITACIONES SOBRE LA SECCIÓN COMPUESTA

Sobre la sección compuesta actúan las cargas sobreimpuestas, esto es: la carpeta asfáltica, DW y las barreras de concreto DCs, así como la carga debida a la carga viva vehicular de diseño CC-14 (LL+ IM)

Peso DW de la Carpeta Asfáltica

Espesor Promedio del Diafragma	0.05	m
Ancho Aferente de Losa	1.70	m
Peso Especifico del Asfalto	2.20	ton/m ³

$$DW = 1.70 \cdot 2.20 \cdot 0.05 = 0.19 \text{ ton/m}$$



Reacción en apoyo A	3.27	ton	32.10	kN
Reacción en apoyo B	3.27	ton	32.10	kN

$$M_{DW} = \frac{0.19 \cdot 35^2}{8} = 28.63 \text{ ton.m} \quad 280.90 \text{ kN.m}$$

Momentos debidos al peso de la carpeta asfáltica (ton.m)

X (m)	0	3.5	7	10.5	14	17.5	21	24.5	28	31.5	35
M _{DC} (ton.m)	0.0	10.3	18.3	24.1	27.5	28.6	27.5	24.1	18.3	10.3	0.0

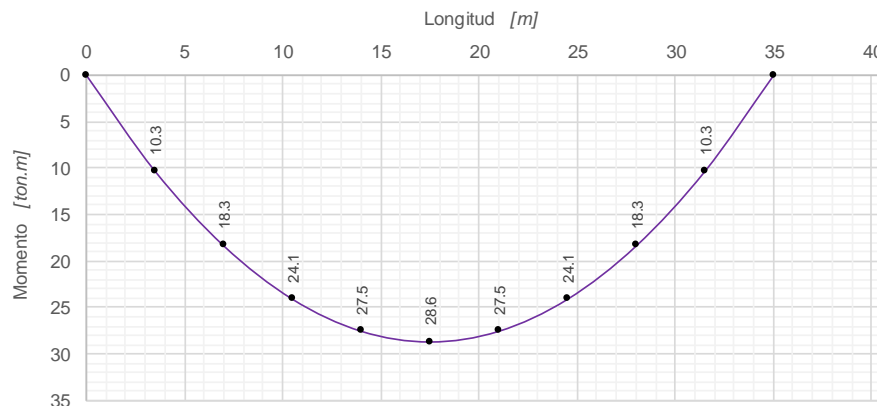


DIAGRAMA DE MOMENTO DEBIDO AL PESO DE LA CARPETA ASFALTICA



El futuro es de todos

Agencia de Renovación del Territorio

ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS
PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO

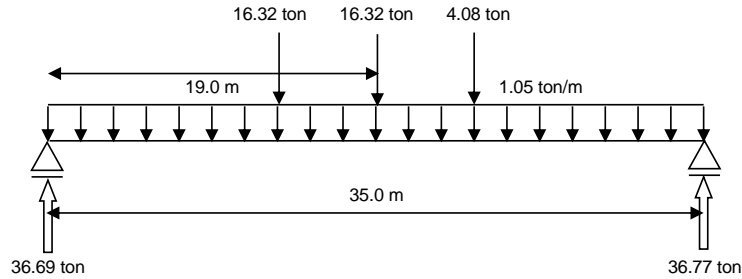


Contrato: SC 01521 19

Fecha: Dic 2019.

Versión: 01

SOLICITACIONES POR CARGA VIVA



Reacción en apoyo A CAMION	18.31	ton	179.67	kN
Reacción en apoyo B CAMION	18.39	ton	180.45	kN
Reacción en apoyo A CARRIL	18.37	ton	180.25	kN
Reacción en apoyo B CARRIL	18.37	ton	180.25	kN

La tabla a continuación muestra el valor del momento flector (ton.m) en secciones cada 1/10 producido por la carga vehicular

X (m)	Momentos debidos al peso de la barrera de concreto (ton.m)										
	0	3.5	7	10.5	14	17.5	21	24.5	28	31.5	35
M _{CAM} (ton.m)	0.0	64.1	128.2	192.3	256.4	274.4	248.3	193.2	128.8	64.4	0.0
M _{LL} (ton.m)	0.0	57.9	102.9	135.0	154.3	160.8	154.3	135.0	102.9	57.9	0.0
M _(LL+IM) (ton.m)	0.0	143.1	273.4	390.8	495.4	525.7	484.6	392.0	274.2	143.6	0.1

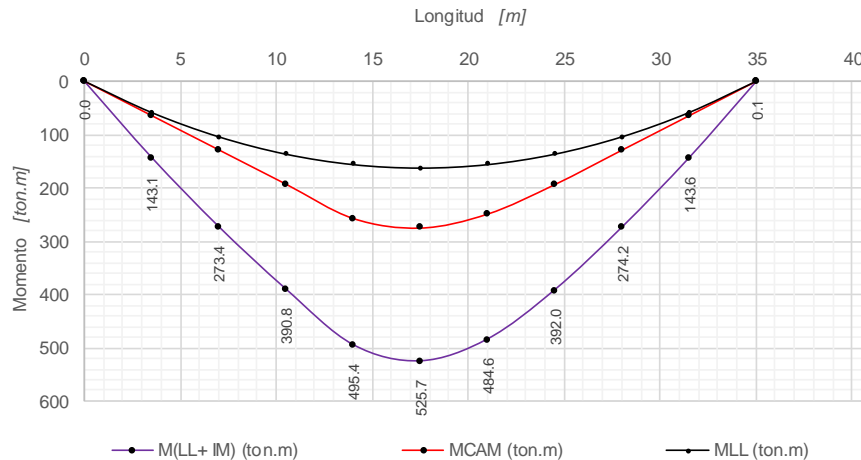




DIAGRAMA DE MOMENTO DEBIDO AL CAMIÓN DE DISEÑO YAL CARRIL DE DISEÑO

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NIT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

La carga viva vehicular de diseño CC-14 produce, en la viga los siguientes momentos máximos

Camión de Diseño

$$M_B = \frac{360}{35} \left(\frac{35}{2} + 0.717 \right)^2 - 688 = 2725.4 \text{ kN.m} \quad 277.8 \text{ ton.m} \quad \text{RIGE}$$

Tandem de Diseño

$$M_B = \frac{250}{35} \left(\frac{35}{2} + 0.30 \right)^2 - 150 = 2113.1 \text{ kN.m} \quad 215.4 \text{ ton.m}$$

Carrill de Diseño


$$M_{max} = \frac{10.30 \cdot 35^2}{8} = 1577.2 \text{ kN.m} \quad 160.8 \text{ ton.m}$$

Momento máximo debido a la carga vehicular de diseño CC-14 para todos los estados límites excepto fatiga

$$M_{(LL+IM)} = 1.33 \cdot 2725 + 1577 = 5202.0 \text{ kN.m} \quad 530.3 \text{ ton.m}$$

8.4.3. CALCULO DE FACTORES DE DISTRIBUCIÓN

Debido a que las cargas vivas del camión de diseño y el tándem de diseño depende del numero de carriles cargados y el tipo de viga que se este analizando, se deben de calcular los factores de distribución de carga para tener una mejor aproximación de la carga que se va a transmitir al tablero del puente y posterior a las vigas postensadas.

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NIT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

CÁLCULO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCIÓN

FACTORES DE DISTRIBUCIÓN MG PARA LA VIGA INTERIOR

Notación propuesta para los factores de distribución

- mg_{Mi}^{1C} = Factor de distribución para momentos en la viga interior. Un carril cargado
- mg_{Mi}^{2C} = Factor de distribución para momentos en la viga interior. Dos o mas carriles cargados
- mg_{ME}^{1C} = Factor de distribución para momentos en la viga exterior. Un carril cargado
- mg_{ME}^{2C} = Factor de distribución para momentos en la viga exterior. Dos o mas carriles cargados
- mg_{Vi}^{1C} = Factor de distribución para cortante en la viga interior. Un carril cargado
- mg_{Vi}^{2C} = Factor de distribución para cortante en la viga interior. Dos o mas carriles cargados
- mg_{VE}^{1C} = Factor de distribución para cortante en la viga exterior. Un carril cargado
- mg_{VE}^{2C} = Factor de distribución para cortante en la viga exterior. Dos o mas carriles cargados

De acuerdo con la tabla 4.6.2.2.1-1, para secciones transversales tipo K se tiene

VIGA INTERIOR

Rango de Aplicación

<i>Separación Entre Vigas</i>	S	1.70	m	OK
<i>Espesor Losa de Concreto</i>	t_s	0.20	m	OK
<i>Luz del Puente</i>	L	35.00	m	OK
<i>Número de Vigas</i>	N_b	4.00	-	OK
<i>Excentricidad</i>	e_g	1.13	m	
<i>Parámetro de Rigidez Longitudinal</i>	K_g	1.09	m^4	OK

Las dimensiones de los parametros de diseño se encuentran dentro de los rangos indicados en la Tabla 4.6.2.2.2b-1

Factor de Distribución de Momentos - Un Carril Cargado

$$mg_{Mi}^{1C} = 0.06 + \left(\frac{S}{4.3}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{lt_s^3}\right)^{0.1}$$

Factor de Distribución de Momentos - Dos o Más Carriles Cargados



$$mg_{Mi}^{1C} = 0.06 + \left(\frac{S}{4.3}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{lt_s^3}\right)^{0.1}$$

Factor de Distribución de Cortante - Un Carril Cargado

$$mg_{Vi}^{1C} = 0.36 + \frac{S}{7.6}$$

Factor de Distribución de Momentos - Dos o Más Carriles Cargados

$$mg_{Vi}^{2C} = 0.2 + \frac{S}{3.6} - \left(\frac{S}{10.7}\right)^2$$

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NIT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

CÁLCULO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCIÓN

FACTORES DE DISTRIBUCIÓN MG PARA LA VIGA INTERIOR

Notación propuesta para los factores de distribución

- mg_{Mi}^{1C} = Factor de distribución para momentos en la viga interior. Un carril cargado
- mg_{Mi}^{2C} = Factor de distribución para momentos en la viga interior. Dos o mas carriles cargados
- mg_{Me}^{1C} = Factor de distribución para momentos en la viga exterior. Un carril cargado
- mg_{Me}^{2C} = Factor de distribución para momentos en la viga exterior. Dos o mas carriles cargados
- mg_{Vi}^{1C} = Factor de distribución para cortante en la viga interior. Un carril cargado
- mg_{Vi}^{2C} = Factor de distribución para cortante en la viga interior. Dos o mas carriles cargados
- mg_{Ve}^{1C} = Factor de distribución para cortante en la viga exterior. Un carril cargado
- mg_{Ve}^{2C} = Factor de distribución para cortante en la viga exterior. Dos o mas carriles cargados

De acuerdo con la tabla 4.6.2.2.1-1, para secciones transversales tipo K se tiene

VIGA INTERIOR

Rango de Aplicación

<i>Separación Entre Vigas</i>	<i>S</i>	1.70	<i>m</i>	OK
<i>Espesor Losa de Concreto</i>	<i>t_s</i>	0.20	<i>m</i>	OK
<i>Luz del Puente</i>	<i>L</i>	35.00	<i>m</i>	OK
<i>Número de Vigas</i>	<i>N_b</i>	4.00	-	OK
<i>Excentricidad</i>	<i>e_g</i>	1.13	<i>m</i>	OK
<i>Parámetro de Rigidez Longitudinal</i>	<i>K_g</i>	1.09	<i>m⁴</i>	OK

Las dimensiones de los parametros de diseño se encuentran dentro de los rangos indicados en la Tabla 4.6.2.2.2b-1

Factor de Distribución de Momentos - Un Carril Cargado

$$mg_{Mi}^{1C} = 0.06 + \left(\frac{S}{4.3}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{lt_s^3}\right)^{0.1}$$

Factor de Distribución de Momentos - Dos o Más Carriles Cargados

$$mg_{Mi}^{1C} = 0.06 + \left(\frac{S}{4.3}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{lt_s^3}\right)^{0.1}$$

Factor de Distribución de Cortante - Un Carril Cargado

$$mg_{Vi}^{1C} = 0.36 + \frac{S}{7.6}$$

Factor de Distribución de Momentos - Dos o Más Carriles Cargados

$$mg_{Vi}^{2C} = 0.2 + \frac{S}{3.6} - \left(\frac{S}{10.7}\right)^2$$

8.4.4. CÁLCULO DE DEFLEXIONES

Para evitar la fisuración de los elementos estructurales, en este caso las vigas, se debe de verificar la deflexión debido a las cargas actuantes y las propiedades mecánicas de los materiales.

CÁLCULO DE LAS DEFLEXIONES

De acuerdo con 5.7.3.6.2 "a falta de analisis mas exhaustivos puede calcular la deflexión instantanea usando el módulo de elasticidad del concreto especificado en el Artículo 5.4.2.4, tomado el momento de inercia como momento de inercia bruto, I_g , o por el momento de inercia I_e "

DEFLEXIONES DEBIDAS AL PESO PROPIO SOBRE LA SECCIÓN SIMPLE

Debida a una carga uniformemente repartida

Peso propio de la seccion simple, supuesto igual en toda la luz

DC_{VIGA}	1.34	ton/m	13.13	kN/m
-------------	------	-------	-------	------

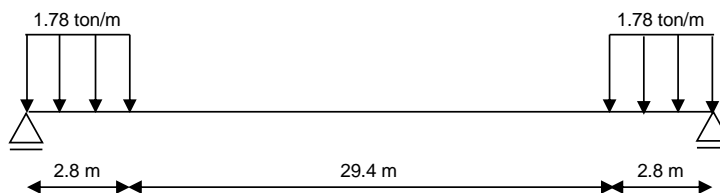
Módulo de elasticidad del concreto

E_{ci}	25098.01	MPa	2558410
----------	----------	-----	---------

$$\delta_w = \frac{5 DC_{VIGA} L^4}{384 EI_g} = \frac{5 \cdot 1.34 \cdot 35^4}{384 \cdot 2558410 \cdot 0.2634} = 0.039 \text{ m} \downarrow$$

NOTA: Se ignora, conservadoramente, el aumento del momento de inercia de la sección en los apoyos

Debida a una carga uniformemente repartida, igual a $3.12 - 1.34 = 1.78 \text{ ton/m}$



Del análisis estructural

$$\delta_{a,max} = \frac{W}{24 EI} (a^4 - 4La^3 + 4.5a^2L^2 - aL^3 + 0.125 L^4)$$



Sustituyendo los valores numericos

$$\delta_{a,max} = \frac{1.78}{24 \cdot 2558410 \cdot 0.2634} (61.47 - 3073 + 43218 - 1E+05 + 2E+05)$$

$$\delta_{a,max} = 0.0119 \text{ m} \downarrow$$

Deflexión total debido al peso propio de la sección simple

$$\delta_{total, simple} = 0.0388 + 0.0119 = \mathbf{0.0507} \text{ m} \downarrow$$

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NIT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

DEFLEXIÓN DEBIDA AL PREESFUERZO DURANTE LA TRANSFERENCIA. PRIMER TENSIONAMIENTO

Carga equivalente del Cable 1. Fuerza en el centro de la luz: 172.0 ton

$$W_{p,1} = \frac{8Pf}{L^2} = \frac{8 \cdot 172 (0.83 - 0.14)}{35^2} = 0.771 \text{ ton/m} \uparrow$$

Carga equivalente del Cable 2. Fuerza en el centro de la luz: 172.0 ton

$$W_{p,2} = \frac{8Pf}{L^2} = \frac{8 \cdot 172 (1.13 - 0.14)}{35^2} = 1.108 \text{ ton/m} \uparrow$$

Carga equivalente del Cable 3. Fuerza en el centro de la luz: 172.0 ton

$$W_{p,3} = \frac{8Pf}{L^2} = \frac{8 \cdot 172 (1.43 - 0.14)}{35^2} = 1.445 \text{ ton/m} \uparrow$$

Deflexión en el centro de luz durante la transferencia debida a las cargas equivalentes de preesfuerzo

$$\delta_{p,1,2,3} = \frac{5 W_p L^4}{384 EI} = \frac{5 (0.77 + 1.11 + 1.45) 35^4}{384 \cdot 2558410 \cdot 0.2634} = 0.096 \text{ m} \uparrow$$

Momentos sobre apoyo. Primer tensionamiento. Fuerza en el anclaje

$$M_{p1} = 177 (0.83 - 0.97) = -24.8 \text{ ton.m}$$

$$M_{p2} = 179 (1.13 - 0.97) = 28.6 \text{ ton.m}$$

$$M_{p3} = 181 (1.43 - 0.97) = 83.0 \text{ ton.m}$$

Fuerza axial resultante sobre apoyo

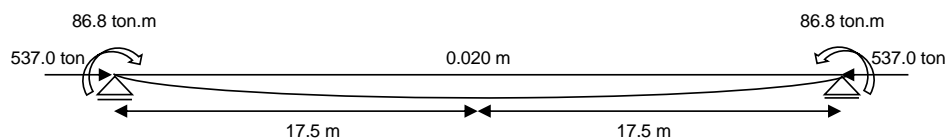
$$177 + 179 + 181 = 537 \text{ ton}$$

Momento resultante sobre apoyo

$$-25 + 29 + 83 = 87 \text{ ton.m}$$

Deflexión debida al momento de preesfuerzo sobre apoyo



$$\delta_{p,1,2,3} = \frac{PeL^2}{8EI_g} = \frac{M_p L^2}{8EI_g} = \frac{87 \cdot 35^2}{8 \cdot 2558410 \cdot 0.2634} = 0.020 \text{ m} \downarrow$$



EFEECTO DE FUERZA DE PREESFUERZO EN LOS APOYOS. PRIMER TENSIONAMIENTO

Deflexión Total debida al Primer Tensionamiento

$$\delta_{p,1,2,3} = 0.0964 - 0.0197 = \mathbf{0.0767 \text{ m}} \uparrow$$

 <p>El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>	 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019 NIT. No. 901.283.823-5</p>
<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic 2019.</p>	<p>Versión: 01</p>

DEFLEXIÓN EN EL CENTRO DE LA VIGA DEBIDA A LAS CARGAS PERMANENTES Y AL PREESFUERZO

Deflexión en el centro de la luz debida al preesfuerzo

Se supone que la deflexión debida al preesfuerzo, en etapa de servicio, experimentalmente misma disminución que las pérdidas diferidas de los materiales, iguales en este ejemplo a 12%. En consecuencia

$$\delta_{P,t=\infty} = (0.0767 + 0.0293) / 1.12 = 0.0947 \text{ m } \uparrow$$

Deflexión en el centro de la luz debida a las cargas permanentes

Deflexión Instantanea debida a las cargas permanentes

$$\delta_{permanentes,t=0} = 0.0507 + 0.0181 = 0.0688 \text{ m } \downarrow$$

Deflexión total (preesfuerzo mas cargas permanentes en etapa de servicio)

$$\delta_{TOTAL,t=\infty} = 0.0947 - 0.0688 = 0.0258 \text{ m } \uparrow$$



El futuro es de todos

Agencia de Renovación del Territorio

ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS
PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO



Contrato: SC 01521 19

Fecha: Dic 2019.

Versión: 01

DEFLEXIÓN DEBIDO A LA CARGA VIVA

Para calcular la deflexión en el centro de la luz, debida a la carga vehicular de diseño, se toman las dos combinaciones prescritas en 3.6.1.2.1 y se escoge aquella que causa la máxima deflexión. Para la determinación de la deflexión producida por el camión de diseño y por el tandem de diseño se recurre a la línea de influencia de la deflexión en el centro de la luz.

Teorema: La influencia de influencia de la deflexión en un punto P de una viga, corresponde a la ecuación de la deflexión de la viga, producida por una carga unitaria aplicada en el punto P (del Teorema de Maxwell)

Factor de Rigidez

$$E_c I_{sc} = 28060.4 \times 0.5171 \times 10^3 = 14510022 \text{ kN.m}^2$$

Ecuación de la línea de influencia de la deflexión en el centro de la luz

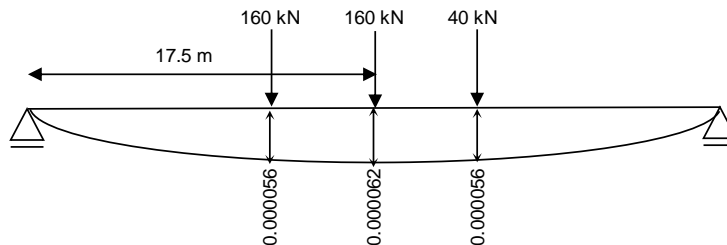
$$L. I. \delta_p = \frac{X}{48E I_{sc}} (3L^2 - 4X^2) = 1.44E-09 X (3675 - 4X^2)$$

Nota: Se toma el momento centrodial de inercia de la sección en el centro de la luz. Se ignora el aumento de sección de la viga hacia los apoyos.

Combinaciones para el estado limite de servicio I:


$$\delta_{10.3 \text{ kN/m}} = \frac{5 \cdot 10.3 L^4}{384 E I_g} = \frac{5 \cdot 10.30 \cdot 35^4}{384 \cdot 14510022} = 0.014 \text{ m} \downarrow$$

La combinación del camión de diseño, con una amplificación por carga dinámica IM de carga del 33%, mas carril de diseño causa una deflexión igual a



DEFLEXION DE LA VIGA EN EL CENTRO DE LA LUZ, SOMETIDA A LA ACCION DE LA CARGA DEL CAMIÓN DE DISEÑO

$$\delta_{camión} = 160 (0.000056 + 0.000062) + 40 \cdot 0.000056 = 0.0211 \text{ m}$$

 <p>El futuro es de todos</p> <p>Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS</p> <p>PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>		 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019</p> <p>NIT. No. 901.283.823-5</p>
	<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic 2019.</p>	

De acuerdo con C2.5.2.6.2 "para puentes de múltiples vigas rectas, esto equivale a decir que el factor de distribución para deflexiones es igual al número de carriles dividido por el número de vigas" En consecuencia.

$$mg_{deflexión} = \frac{2.0}{4.0} = 0.5$$

De acuerdo con 2.5.2.6.2 pueden considerarse los siguientes límites para puentes vehiculares:

$$\text{Carga viva, general: } L/800 = 3500 / 800 = 4.375 \text{ cm}$$

Además, la Norma CCP-14 específica en 3.6.1.3.2, que la carga viva para la evaluación opcional de la deflexión, se deberá tomar como la mayor de:

- La que resulta del camión de diseño solo.
- La que resulta del 25% del camión de diseño tomado en conjunto con la carga del carril de diseño.

En estas condiciones la deflexión máxima es:

Acción del camión:

$$\delta_{camión} = 0.5 (1.33 \times 0.0211) = 0.014 \text{ m} \quad \text{RIGE}$$

La acción del 25% del camión más la carga de carril de diseño:

$$\delta_{25\%camión+carril} = 0.25 \cdot 0.014 + 0.5 \cdot 0.014 = 0.0104 \text{ m}$$

$$0.014 \text{ m} < 0.044 \text{ m}$$

OK

8.4.5. CALCULO DE REFUERZO LONGITUDINAL – REVISIÓN REFUERZO PASIVO

REFUERZO MÍNIMO

Momento de fisuración

De acuerdo con 5.7.3.3.2. es necesario suministrar un refuerzo mínimo en las secciones de concreto preesforzado

Este refuerzo debe estar en capacidad de resistir un momento mayor o igual M_r

$$M_{CR} = \gamma_3 \left[[\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}] \gamma_1 S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

$$\gamma_1 = 1.6 \quad \text{Para estructuras de concreto}$$

$$\gamma_2 = 1.1 \quad \text{Para torones adheridos}$$

$$\gamma_3 = 1.0 \quad \text{Para acero de preesfuerzo}$$

$$f_r = 0.62 \sqrt{f'_c} = 0.62 \cdot \sqrt{35} = 3.67 \text{ MPa}$$

S_c = Módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas

$$= 0.3784 \text{ m}^3$$

S_{nc} = Módulo de sección para la fibra extrema de la sección monolítica o simple donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas

$$= 0.2724 \text{ m}^3$$

M_{dnc} = Momento total no mayorado de carga muerta que actúa sobre una sección monolítica o no compuesta

Solicitaciones sobre la sección simple, en el centro de la luz,

Momentos debidos al peso propio de la sección simple 209.5 ton.m

Momentos debidos al peso propio de la losa, del diafragma central, equipos y personas 195.1 ton.m

$$M_{dnc} = 209.5 + 195.1 = 404.6 \text{ ton.m} \quad 3969.2 \text{ kN.m} \quad 3.97 \text{ MN.m}$$

f_{cpe} = Esfuerzo de compresión en el concreto debido solo a las fuerzas efectivas de preesfuerzo (después de descontar las pérdidas) en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas (MPa)

La fuerza efectiva del preesfuerzo, en el centro de la luz, una vez descontadas las pérdidas, por cable es:

Para el primer tensionamiento

$$P_1 = 142 \text{ ton}$$

$$P_2 = 143 \text{ ton}$$

$$P_3 = 144 \text{ ton}$$

Para el segundo tensionamiento

$$P_4 = 202 \text{ ton}$$

$$P_5 = 202 \text{ ton}$$

Distancia entre la fuerza resultante de los cables 4 y 5 y el borde inferior de la viga

$$d = \frac{202 \cdot 0.29 + 202 \cdot 0.44}{403.6} = 0.37 \text{ m}$$

Excentricidad de la fuerza resultante de los cables 4 y 5

$$e = 1.37 - 0.37 = 1.00 \text{ m}$$

En consecuencia, el esfuerzo f_{cpe} es (propiedades geometricas referidas a la sección bruta de concreto)

$$f_{cpe} = \frac{430}{0.56} + \frac{430 \cdot 0.83}{0.2724} + \frac{2 \cdot 202}{0.8616} + \frac{2 \cdot 202 \cdot 1.00}{0.3784}$$

$$f_{cpe} = 3610.9 \text{ ton/m}^2 \quad 35.4 \text{ MPa}$$

Reemplazando los valores numericos, se obtiene

$$M_{CR} = 1 \left[(1.6 \cdot 3.67 + 1.1 \cdot 35.4) \cdot 1.6 \cdot 0.3784 - 3.97 \left(\frac{0.3784}{0.2724} - 1 \right) \right] = 25.60 \text{ MN.m} \quad 2609 \text{ ton.m}$$

Momento ultimo que resiste la sección

$$2609.4 \text{ ton.m} \geq 2506.4 \text{ ton.m} \quad \text{X}$$

Como el momento es ligeramente mayor que el momento ultimo que resiste la sección, se tiene una diferencia de

$$102.9 \text{ ton.m}$$

Esta diferencia no resulta significativa como se muestra a continuación

Se proyecta armadura no tensionada para resistir este momento adicional



$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

Se proyecta armadura no tensionada para resistir este momento adicional

$$A_s = \frac{M_n - A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)}{f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{25.60 - 0.00714 \cdot 1780 \left(2.06 - \frac{0.25}{2} \right)}{420 \left(2.06 - \frac{0.25}{2} \right)} = 0.00124 \text{ m}^2$$

$$A_s = 1243 \text{ mm}^2 \quad \text{En barras \#4} \quad \frac{1243}{129} \approx 10 \text{ Barras \#4 (Armadura Pasiva)}$$

 <p>El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio</p>	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019 NIT. No. 901.283.823-5</p>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

DISEÑO A CORTANTE

REFUERZO TRANSVERSAL A CORTANTE

De acuerdo con 5.8.2.4. debe proporcionarse refuerzo transversal a cortante cuando.

$$V_u = 0.50 \emptyset (V_c + V_p) = 0.50 \cdot 0.90 (V_c + V_p) = 0.45 (V_c + V_p)$$

REFUERZO TRANSVERSAL MÍNIMO

$$A_{v.min} = 0.083 \frac{b_v s}{f_y} \sqrt{f'_c}$$

TIPO DE REFUERZO TRANSVERSAL

Se emplean estribos en U perpendiculares al eje longitudinal de la viga

ESPACIAMIENTO MÍNIMO DE LOS ESTRIBOS

v_u es el esfuerzo cortante calculado de acuerdo con 5.8.2.9. en MPa y d_v es la profundidad efectiva de cortante, definida en el artículo 5.8.2.9.

- Si $v_u \leq 0.125 f'_c$ entonces $S_{MAX} = 0.80 d_v \leq 600 \text{ mm}$
- Si $v_u > 0.125 f'_c$ entonces $S_{MAX} = 0.40 d_v \leq 300 \text{ mm}$

RESISTENCIA NOMINAL DE CORTANTE

La resistencia nominal de cortante debe determinarse como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p$$

En las ecuaciones precedentes

$$V_c = 0.083 \beta b_v d_v \sqrt{f'_c}$$

Se emplean a continuación los procedimientos indicados en los artículos 5.8.3.4.1 y 5.8.3.4.2.

Fuerza resistida por el refuerzo transversal

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta - \cot \alpha) \sin \alpha}{S}$$

SEPARACIÓN DE LOS ESTRIBOS EN LA SECCIÓN CRÍTICA

La sección crítica se encuentra localizada a una distancia de la cara interna del apoyo igual a d_v (5.8.3.2). La determinación del brazo interno de palanca d_v implica un proceso iterativo pues este depende del momento flector de la sección crítica, cuya posición es desconocida. Se recurre entonces al criterio geométrico que indica, de acuerdo con 5.8.2.9 que d_v puede ser tomado como la mayor distancia entre $0.9d_a$ y $0.72h$. Se toma

$$d_v = 0.72h = 0.72 \cdot 2.20 = 1.60 \text{ m}$$

El espesor del alma de la viga, sobre apoyo, es 0.65 m Por otra parte, el artículo 5.8.2.9. estipula:

"Para determinar, el ancho del alma debe restarse del ancho del alma un cuarto del diámetro de los ductos en ese nivel"

$$b_v = 0.65 - 0.25 \cdot 0.08 = 0.63 \text{ m}$$

CALCULO DE LA COMPONENTE VERTICAL DE PREESFUERZO EN UNA SECCIÓN A 1.8 M DEL APOYO

Puesto que la pendiente de la curva equivale a la derivada de la función que la describe, se obtiene para los cables 1, 2, 3 las siguientes ecuaciones que indican la pendiente de a trayectoria de los cables

$$\text{CABLE 1} \quad \frac{dy_1}{dx} = \tan \alpha_1 \approx \alpha_1 = 0.002242 \quad (35 - 2X)$$

$$\text{CABLE 2} \quad \frac{dy_2}{dx} = \tan \alpha_2 \approx \alpha_2 = 0.003222 \quad (35 - 2X)$$

$$\text{CABLE 3} \quad \frac{dy_3}{dx} = \tan \alpha_3 \approx \alpha_3 = 0.004201 \quad (35 - 2X)$$

Se toman los siguientes valores para los coeficientes de fricción, y curvatura involuntaria, respectivamente

$$\mu = 0.25 \qquad K = 0.00066 \text{ /m}$$

La pendiente de los cables en la seccion critica es:

$$\text{CABLE 1} \quad = 0.00224 \quad (35 - 2 \cdot 1.8) = 0.070 \quad \frac{rad}{d}$$

$$\text{CABLE 2} \quad = 0.00322 \quad (35 - 2 \cdot 1.8) = 0.101 \quad \frac{rad}{d}$$

$$\text{CABLE 3} \quad = 0.00420 \quad (35 - 2 \cdot 1.8) = 0.132 \quad \frac{rad}{d}$$

Fuerza del preesfuerzo en el apoyo, una vez han ocurrido todas las pérdidas, se tiene que la fuerza efectiva en los cables es:

$$\begin{aligned} \text{Cable 1} &= 137.8 \quad \frac{to}{n} \\ \text{Cable 2} &= 137.6 \quad \frac{to}{n} \\ \text{Cable 3} &= 137.6 \quad \frac{to}{n} \end{aligned}$$

Sumando las componentes verticales de los cables se obtiene,

$$P_{YP} = 137.8 \cdot 0.070 + 137.6 \cdot 0.101 + 137.6 \cdot 0.132 = 41.8 \quad \frac{to}{n} \uparrow = 410 \text{ kN} \uparrow$$

Fuerza cortante en la sección crítica debida a:

- El peso propio de la sección simple: $= 26.7 - 2.52 \cdot 1.8 = 22.2 \quad \frac{to}{n}$
- El peso propio de la losa: $= 21.5 - 1.19 \cdot 1.8 = 19.4 \quad \frac{to}{n}$
- El peso propio de las cargas sobrepuestas: $= 4.4 - 0.25 \cdot 1.8 = 3.9 \quad \frac{to}{n}$
- El peso propio de la carpeta asfáltica: $= 7.9 - 0.45 \cdot 1.8 = 7.0 \quad \frac{to}{n}$

CAMIÓN DE DISEÑO



160 kN	160 kN	40 kN
0.949	0.826	0.703

$$x = 1.8 \text{ m}$$

TANDEM

125 kN	125 kN
0.949	0.914

$$x = 1.8 \text{ m}$$

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NIT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

$$V_{LC} = 160 (0.95 + 0.83) + 40 \cdot 0.70 = 312.0 \text{ kN} = 32 \frac{\text{ton}}{\text{n}} \quad \text{CAMIÓN} \quad \text{RIGE}$$

$$V_{LT} = 125 (0.95 + 0.91) = 232.9 \text{ kN} = 24 \frac{\text{ton}}{\text{n}} \quad \text{TANDEM}$$

$$V_{Lcarril} = 10.3 \cdot 33.2 \cdot 0.95 \cdot 0.50 = 162.2 \text{ kN} = 17 \frac{\text{ton}}{\text{n}} \quad \text{CARRIL}$$

Fuerza cortante debida a la carga viva vehicular de diseño CC-14 para el estado limite de resistencia I

$$V_{(LL+IM)} = 1.33 \cdot 32 + 17 = 59 \frac{\text{ton}}{\text{n}} = 577.1 \text{ kN}$$

Factores de Distribución Fuerza Cortante

Del calculo de los factores de distribución realizado anteriormente se tiene

VIGA INTERIOR

ECUACION DE LA TABLA 4.6.2.2.2b - 1	mg_{vi}^{1C}	0.584	Un Carril Cargado	RIGE
	mg_{vi}^{2C}	0.647	Dos Carriles Cargados	

VIGA EXTERIOR

ECUACION DE LA TABLA 4.6.2.2.2b - 1	mg_{ve}^{1C}	1.482	Un Carril Cargado	RIGE
	mg_{ve}^{2C}	0.669	Dos Carriles Cargados	

La maxima fuerza cortante debida a la carga viva vehicular de diseño CC-14

$$V_{(LL+IM)} = 1.48 \cdot 59 = 87 \frac{\text{ton}}{\text{n}} = 855.5 \text{ kN}$$

Retomando las solicitaciones en la sección crítica se obtiene la siguiente fuerza cortante ultima.

$$V_u = \eta (1.25 V_{DC} + 1.50 V_{DW} + 1.75 V_{(LL+IM)})$$

$$= 1 (1.25 \cdot 45.5 + 1.50 \cdot 7.0 + 1.75 \cdot 87.2) = 220 \frac{\text{ton}}{\text{n}}$$

De la ecuación 5.8.2.9.1. se concluye

$$v_u = \frac{[V_u - \emptyset V_p]}{\emptyset b_v d_v} = \frac{220 - 0.9 \times 41.8}{0.9 \times 0.63 \times 1.60} = 201.1 \text{ ton/m}^2 = 1.97 \text{ MPa}$$


Verificación, Este refuerzo cortante debe ser menor que $0.18 f'_c = 0.18 \cdot 35 = 6.3 \text{ MPa}$

OK

Revisión del máximo espaciamiento de los estribos

$$0.125 f'_c = 0.125 \cdot 35 = 4.375 \text{ MPa}$$

$$S_{MAX} = 0.80 \cdot 1.60 = 0.6 \text{ m}$$

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NIT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

Momentos flectores en la sección crítica debida a:

- El peso propio de la sección simple: $= 26.7 \cdot 1.8 - 1.71 \cdot 1.8^2 = 42.6 \text{ ton.m}$
- El peso propio de la losa: $= 21.5 \cdot 1.8 - 0.90 \cdot 1.8^2 = 35.8 \text{ ton.m}$
- El peso propio de las cargas sobrepuestas: $= 4.4 \cdot 1.8 - 0.13 \cdot 1.8^2 = 7.5 \text{ ton.m}$
- El peso propio de la carpeta asfáltica: $= 7.9 \cdot 1.8 - 0.22 \cdot 1.8^2 = 13.4 \text{ ton.m}$

Empleando las combinaciones del estado limite de resistencia I, se obtiene

$$M_u = \eta (1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.75 M_{(LL+IM)})$$

$$= 1 (1.25 \cdot 85.9 + 1.50 \cdot 13.4 + 1.75 \cdot 159.4) = 406 \text{ ton.m} = 3986 \text{ kN.m}$$

Cálculo de d_v para 3 Cables de 9 Torones c/u y un esfuerzo promedio en el acero de de preesfuerzo de 1780 MPa

$$d_p = \frac{M_n}{A_{sp} f_{ps}} = \frac{406 / 0.9}{0.00378 \cdot 1780 \cdot 102} = 0.66 \text{ m}$$

Cuantía de acero de preesfuerzo para el primer tensionamiento

$$\rho = \frac{A_{sp}}{d_p b_w} = \frac{0.00378}{0.66 \cdot 0.63} = 0.0091 \text{ m}$$

Por consiguiente

$$a = \frac{\rho d f_y}{0.85 f'_c} = \frac{0.0091 \cdot 0.66 \cdot 420}{0.85 \cdot 35} = 0.085 \text{ m}$$

Calculo "exacto" de la distancia d_v

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} = 1.60 - \frac{0.085}{2} = 1.558 \text{ m} \approx 1.60 \text{ m} \quad \text{Valor supuesto}$$

Para el efecto se recurre a la ecuación 5.8.3.4.2-4 como se muestra a continuación

$$f_{po} = 0.7 \cdot 1860 = 1302 \text{ MPa} = \text{#### ton/m}^2$$

$$E_p = 197 \text{ GPa} = 20081549 \text{ ton/m}^2$$



$$A_{sp} = 0.00378 \text{ m}^2$$

Deformación unitaria del acero

$$\epsilon_s = \frac{406 / 0.66 + |220 - 41.8| - 0.004 \cdot \text{####}}{20081549 \cdot 0.00378} = 0.00387 \text{ m}$$

$$\theta = 29 + 3500 \cdot 0.0039 = 42.6^\circ$$

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750 \cdot 0.0039} = 1.23^\circ$$

 <p>El futuro es de todos</p> <p>Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS</p> <p>PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>		 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019</p> <p>NIT. No. 901.283.823-5</p>
	<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic 2019.</p>	

Momentos flectores en la sección crítica debida a:

- El peso propio de la sección simple: $= 26.7 \cdot 1.8 - 1.71 \cdot 1.8^2 = 42.6 \text{ ton.m}$
- El peso propio de la losa: $= 21.5 \cdot 1.8 - 0.90 \cdot 1.8^2 = 35.8 \text{ ton.m}$
- El peso propio de las cargas sobrepuestas: $= 4.4 \cdot 1.8 - 0.13 \cdot 1.8^2 = 7.5 \text{ ton.m}$
- El peso propio de la carpeta asfáltica: $= 7.9 \cdot 1.8 - 0.22 \cdot 1.8^2 = 13.4 \text{ ton.m}$

Empleando las combinaciones del estado limite de resistencia I, se obtiene

$$M_u = \eta (1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.75 M_{(LL+IM)})$$

$$= 1 (1.25 \cdot 85.9 + 1.50 \cdot 13.4 + 1.75 \cdot 159.4) = 406 \text{ ton.m} = 3986 \text{ kN.m}$$

Cálculo de d_v para 3 Cables de 9 Torones c/u y un esfuerzo promedio en el acero de de preesfuerzo de 1780 MPa

$$d_p = \frac{M_n}{A_{sp} f_{ps}} = \frac{406 / 0.9}{0.00378 \cdot 1780 \cdot 102} = 0.66 \text{ m}$$

Cuánta de acero de preesfuerzo para el primer tensionamiento

$$\rho = \frac{A_{sp}}{d_p b_w} = \frac{0.00378}{0.66 \cdot 0.63} = 0.0091 \text{ m}$$

Por consiguiente

$$a = \frac{\rho d f_y}{0.85 f'_c} = \frac{0.0091 \cdot 0.66 \cdot 420}{0.85 \cdot 35} = 0.085 \text{ m}$$

Calculo "exacto" de la distancia d_v

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} = 1.60 - \frac{0.085}{2} = 1.558 \text{ m} \approx 1.60 \text{ m} \text{ Valor supuesto}$$

Para el efecto se recurre a la ecuación 5.8.3.4.2-4 como se muestra a continuación

$$f_{po} = 0.7 \cdot 1860 = 1302 \text{ MPa} = \text{####} \text{ ton/m}^2$$

$$E_p = 197 \text{ GPa} = 20081549 \text{ ton/m}^2$$



$$A_{sp} = 0.00378 \text{ m}^2$$

Deformación unitaria del acero

$$\varepsilon_s = \frac{406 / 0.66 + |220 - 41.8| - 0.004 \cdot \text{####}}{20081549 \cdot 0.00378} = 0.00387 \text{ m}$$

$$\theta = 29 + 3500 \cdot 0.0039 = 42.6^\circ$$

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750 \cdot 0.0039} = 1.23^\circ$$

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NTT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

Fuerza cortante resistida por el concreto

$$V_c = 0.083 \cdot 1.23 \cdot 0.63 \cdot 1.60 \cdot \sqrt{35} = 0.608 \text{ MN} = 62 \text{ ton}$$

Por otra parte

$$V_u = 220 \text{ ton} \qquad V_n = 245 \text{ ton}$$

De acuerdo con, 5.8.3.3 se debe tomar el menor entre

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_s = 245 - 62 - 41.8 = 141 \text{ ton}$$

Separación de los estribos en la sección crítica a cortante (estribos # 4 de 2 ramas)

$$s = \frac{0.0003 \cdot 42000 \cdot 0.66 (\cot 42.6^\circ - \cot 90^\circ) \sin 90^\circ}{141} = 0.06$$

Además:

$$V_n = 0.25 b_v d_v f'_c + V_p$$

$$V_n = 0.25 \cdot 0.63 \cdot 0.66 \cdot 3500 + 41.8 = 404.6 \text{ ton} > 220 \text{ ton}$$

Se toma, conservadoramente, en la zona crítica a cortante, un estribo de 2 ramas # 4 c/ 0.20 m

lo que equivale a una cuantía del refuerzo a cortante, por m de longitud de viga igual a:

$$2 \cdot 0.0129 / 0.20 = 0.129 \text{ m}^2/\text{m}$$

Por otra parte, es claro que las solicitaciones por fuerza cortante son menores en secciones hacia el centro de la luz. Sin embargo debe tenerse en cuenta la disminución de la sección transversal de la viga hacia centro de la luz

8.5. DISEÑO DE ESTRIBOS SOBRE PILOTES



El diseño estructural se realizó a partir de la geometría y recomendaciones determinadas en los diseños geotécnicos.

Debido a la solución planteada en el estudio geotécnico, se realizó un dimensionamiento de los estribos del puente y se seleccionó la cimentación más adecuada, teniendo en cuenta las condiciones del terreno y el proceso constructivo. Además, se analizó la capacidad del suelo y sus condiciones para el diseño estructural debido a las cargas de empuje por el terreno y la acción sísmica.

Normas de diseño

Se siguieron las recomendaciones mínimas indicadas en las normas nacionales aplicables a este tipo de estructuras. Se emplearon los siguientes códigos y normas:

- Reglamento Colombiano de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10.
- Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCP-14)

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NTT. No. 901.283.823-S</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

Materiales

Las especificaciones generales de los materiales empleados se resumen a continuación.

Concreto:

- Vastago, Viga Cabezal y Pilotes: $f_c = 28$ MPa.
- Peso unitario: 2.4 Ton/m³.
- Módulo de elasticidad: $E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$ [MPa]

Acero de refuerzo:

- NTC 2289 (ASTM A706) – Esfuerzo de fluencia $f_y = 420$ MPa.
- Módulo de elasticidad: $E_s = 200.000$ MPa

Consideraciones para el análisis y diseño

El análisis estructural se realizó empleando la teoría elástica lineal, considerando que los materiales son elásticos.

8.6. CARGAS VERTICALES PROVENIENTES DE LA SUPERESTRUCTURA

8.6.1. CARGA SOBRE EL ESTRIBO DEBIDO AL PESO PROPIO DE LA SUPERESTRUCTURA.

Corresponde a las cargas provenientes de la superestructura.

CARGAS	DC (Ton)
4 VIGAS	106.49
LOSA DEL PUENTE	78.54
3 DIAFRAGMAS	9.87
BARANDA	5.25
SUMA	200.15

8.6.2. CARGA SOBRE EL ESTRIBO DEBIDO A LA CARPETA ASFALTICA

Se supone un espesor de carpeta asfáltica de 0.05 m aplicada a lo ancho de 2 carriles (Cada uno de 3 m).

CARGAS	DW (Ton)
ASFALTO	11.7

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NTT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

8.6.3. CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA CARGA VIVA VEHICULAR (LL) DE DISEÑO CCP-14

Las solicitudes por carga viva se determinan aplicando una carga móvil a partir del camión de diseño, el tándem de diseño y el carril de diseño. Se toma el mayor valor entre el camión y el tándem de diseño mayorado por el factor de impacto, además se debe de sumar el carril de diseño.

En la siguiente imagen se observa los valores de la reacción en la viga para los tres casos y el valor tomado para el análisis. El factor de impacto corresponde a 0.33, según la CCP-14.

CARGAS	LL+IM (Ton)
CAMIÓN	89.7
CARRIL	36.75
SUMA	126.4

Para dos carriles cargados se debe multiplicar la carga viva total por un factor de mayoración, en este caso es igual a 1, tal como indica CCP-14 Tabla 3.6.1.1.2-1.1

8.7. CARGAS DEBIDA AL PESO PROPIO DEL ESTRIBO DC.

Se determina el peso total del estribo como carga muerta que se transmite a los pilotes, en este caso, el peso del estribo estará conformado por el vástago, la ménsula y la viga cabezal. Además, se calcula los respectivos momentos en la dirección X y Y en el punto O, escogido para el análisis de momentos.

ELEMENTO	AREA (m ²)	LONGITUD (m)	PESO (Ton)	Xo (m)	Yo (m)	Mxo (Ton.m)	Myo (Ton.m)
VASTAGO	0.92	7.70	17.02	1.38	2.22	23.40	37.84
MENSULA	0.23	7.70	4.16	1.85	2.79	7.69	11.62
ZAPATA	2.28	7.70	42.13	0.95	0.60	40.03	25.28
SUMA	3.43		63.31			71.12	74.73


8.8. CARGA VERTICAL DEBIDA AL PESO DEL SUELO

El peso del suelo detrás del estribo equivale al volumen de suelo retenido por la longitud que sobre sale de la viga cabezal por el peso específico del terreno, para este caso es igual a:

$$EV = 9.161Ton$$

8.9. CARGAS HORIZONTALES DEBIDAS AL EMPUJE ESTÁTICO DEL TERRENO EH.

De la teoría de Coulomb para muros de contención y de acuerdo con la ecuación 3.11.5.3-1 se tiene el siguiente coeficiente de presión lateral activa K_a :

 <p>El futuro es de todos</p> <p>Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS</p> <p>PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>		 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019</p> <p>NIT. No. 901.283.823-5</p>
	<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic 2019.</p>	

$$k_a := \frac{(\sin(\theta + \phi))^2}{\left((\sin(\theta))^2 \cdot \sin(\theta - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \cdot \sin(\theta + \beta)}} \right)^2 \right)}$$

Donde:

ϕ = Angulo de fricción interna (°)

θ = Angulo de la cara trasera del muro con respecto a la horizontal.

δ = Angulo de fricción entre el relleno y el muro. Tabla 3.11.5.3-1 (°)

β = Angulo del relleno con respecto a la horizontal. Tabla 3.11.5.3-1 (°)

Por lo tanto, al reemplazar los parámetros de la ecuación el valor de K_a es:

$$K_a = 0.333$$

De la ecuación 3.11.5.2-1 se determina la presión lateral en la base del estribo y se calcula el valor del empuje activo del relleno sobre el estribo que es igual a:

$$EH = 26.2 \text{ Ton}$$

8.10. SOBRECARGA HORIZONTAL Y VERTICAL

De acuerdo con 3.11.6.4 el incremento en la presión horizontal debida a la sobrecarga por carga viva puede estimarse como:

$$\Delta p = K_a \gamma_s h_{eq} = 0.379 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

La fuerza horizontal por sobrecarga por carga viva es igual a:

$$LSx = \Delta p \cdot hx = 9.50 \text{ Ton}$$

La fuerza vertical por sobrecarga por carga viva es igual a:


$$LSy = \Delta p \cdot hy = 5.27 \text{ Ton}$$

8.11. FUERZA DE FRENADO

De acuerdo con 3.6.4 la fuerza de frenado debe ser la mayor entre:

- 25% del peso de los ejes del camión (360kN) o tándem de diseño (250kN)
- 5% del camión o tándem de diseño más la carga del carril.

Para este caso, se presenta el siguiente resultado:

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NTT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

FUERZA DE FRENADO (Ton)

25% del peso de los ejes del camión (360 kN)			
BR (kN) -360	180	18.36	OK Rige
BR (kN) -250	125	12.75	
5% del camión de diseño mas carga de carril			
BR (kN) -360	72.05	7.3491	
BR (kN) -250	61.05	6.2271	

8.12. FUERZA SISMICA

8.12.1. FUERZA SISMICA PROVENIENTE DEL PESO DC DEL ESTRIBO, DEL PESO EV DE RELLENO Y DE EMPUJE DE MATERIAL DETRÁS DEL ESTRIBO.

De acuerdo con 11.6.5.1 la fuerza lateral total aplicada al muro (Estribo) debida al sismo y presión de tierra, debe determinarse considerando el efecto combinado de las fuerzas sísmica activa y debido al peso.

La fuerza sísmica activa de acuerdo con 11.6.5.3 es:

$$P_{AE} = 0.50 \gamma_s H^2 K_{AE}$$

El coeficiente de empuje activo sísmico K_{AE} puede ser calculado de acuerdo con la teoría de Mononobe Okabe, tal como se indica en el Apéndice A.11.3, ecuación A.11.3.1-1 y cuya expresión es:

$$k_{ae} := \frac{(\cos(\phi - \theta_{MO} - \beta))^2}{\left(\cos(\theta_{MO}) \cdot (\cos(\beta))^2 \cdot \cos(\delta + \beta + \theta_{MO}) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta_{MO} - \iota)}{\cos(\delta + \beta + \theta_{MO}) \cdot \cos(\iota - \beta)}} \right)^2 \right)}$$

Donde θ_{MO} es igual a:

$$\theta_{MO} = \arctan \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right]$$

De acuerdo con 11.6.5.2.2 donde el muro (estribo) pueda desplazarse de 25 mm a 50 mm durante un sismo, puede suponerse que $k_h = 0.5k_{ho}$, donde k_{ho} es el coeficiente sísmico de aceleración horizontal que se obtiene suponiendo que el estribo no puede desplazarse. Además:

$$k_{ho} = F_{PGA} PGA$$

 <p>El futuro es de todos</p> <p>Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS</p> <p>PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>		 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019</p> <p>NTF. No. 901.283.823-5</p>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

De la tabla 3.10.3.2-1 se tiene para Taraza, $PGA = 0.20$ y de la tabla 3.10.3.2-1 para un perfil de suelo tipo D, se obtiene un factor de sitio $F_{PGA} = 1.40$.

Por consiguiente:

$$k_{ho} = F_{PGA} PGA = 0.28$$

$$k_h = 0.5k_{ho} = 0.14$$

Se supone el valor de $k_v = 0$, por lo que:

$$\theta_{MO} = \arctan \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right] = 7.96^\circ$$

Entonces, el valor del coeficiente de empuje activo es igual a:

$$K_{AE} = 0.425$$

En consecuencia, la fuerza sísmica debida al empuje del terreno en toda la longitud del estribo es igual a:

$$P_{AE} = 0.50 \gamma_s H^2 K_{AE} = 33.4 \text{ Ton}$$

La diferencia entre el empuje activo estático y el empuje debido al sismo es:

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - EH = 7.22 \text{ Ton}$$

Para el cálculo de la fuerza P_{IR} debido al peso de la estructura y el peso del suelo es igual a:

$$P_{IR} = k_h (W_s + W_w) = 10.76 \text{ Ton}$$

Se toma la condición más desfavorable:

- 100% del empuje activo sísmico ΔP_{AE} mas el 50% de la fuerza sísmica P_{IR} debida al peso del suelo de relleno.
- 50% del empuje activo sísmico ΔP_{AE} (Pero no menos que el empuje estático del terreno), mas el 100% de la fuerza sísmica P_{IR} debida al peso del suelo de relleno.


Entonces:

$$P1 = \Delta P_{AE} + 0.5P_{IR} = 12.61 \text{ Ton}$$

En este caso como $EH > \Delta P_{AE}$, la carga P2 es igual a:

$$P2 = 0.5EH + P_{IR} = 23.87 \text{ Ton}$$

Nota: Puesto que la combinación del estado límite de evento extremo I incluye el empuje estático EH, se emplea la diferencia de empujes ΔP_{AE} para la valoración de la fuerza sísmica sobre el estribo.

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NTT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

8.12.2. FUERZA SISMICA H_{bu} PROVEIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA

De acuerdo con C.11.6.5.1 “cuando un muro soporta la estructura de un puente, las fuerzas sísmicas de diseño también deben incluir las fuerzas sísmicas transferidas al puente a través de los elementos de apoyo que no se deslizan libremente, por ejemplo, apoyos elastómeros, de acuerdo con el artículo 14.6.3”.

A su vez la fuerza de fricción por desplazamiento H_{bu} es igual a:

$$H_{bu} = \mu P_u$$

Donde

H_{bu} = Es la carga lateral transmitida a la superestructura y a la infraestructura por los apoyos, obtenida a partir de las combinaciones de carga de resistencia, aplicables y de evento extremo de la tabla 3.4.1-1.

P_u = Fuerza de compresión, obtenida a partir de las combinaciones de carga de resistencia aplicables y evento extremo de la tabla 3.4.1-1.

μ = Coeficiente de fricción. El valor del coeficiente depende del esfuerzo aplicado al apoyo elastomérico y de la temperatura del medio ambiente, se supone de manera simplificada que $\mu = 0$, valor promedio empleado para dispositivos elastoméricos apoyados sobre acero o concreto.

En consecuencia, la fuerza horizontal, proveniente del estado límite de evento extremo I es:

$$H_{bu} = 66.18 \text{ Ton}$$

8.13. LONGITUD DE APOYO

De acuerdo con 4.7.4.4 la longitud mínima de apoyo es:

$$N = (200 + 0.0017 L + 0.0067 H)(1 + 0.000125 S^2)$$

Donde,

N = Longitud mínima de apoyo en mm, medida perpendicularmente al eje del apoyo.

L = Longitud del puente (mm).

H = Altura promedio de las columnas que soportan el tablero del puente. En puentes de una luz, $H=0$.

S = Angulo de sesgo del puente. En este caso $S=0$.

Sustituyendo los valores numéricos en la ecuación 4.7.4.4-1, se obtiene:

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NIT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

$$N = 0.26 \text{ m}$$

Mayoración del valor N de acuerdo con la tabla 4.7.4.4-1 para un puente ubicado en la zona sísmica 3 y 4 se tiene un porcentaje del 150%.

En consecuencia,



$$N_{ESTRIBO} = 1.5 * N = 0.389 \text{ m} < 1.15 \text{ m} \text{ "OK CUMPLE"}$$

8.14. ESTADO LIMITE Y SOLICITACIONES MAXIMAS

Para el diseño del estribo se consideran los siguientes estados limites: resistencia ultima I, servicio y evento extremo I.



FUERZAS VERTICALES (Ton). CASO DE CARGA: ESRIBO MÁS SUPERESTRUCTURA								
ORIGEN	DC,super	DC, estribo	DW	EV	LL+IM	LSy	SUMA	
Fy	200.15	63.31	11.7425	9.161	126.42	5.27		ESTADO LIMITE
	1.25	1.25	1.5	1.35	1.75	1.75		
Caso máximo	250.18	79.14	17.61	12.37	221.24	9.22	589.76	
	0.9	0.9	0.65	1	0	0		
Caso mínimo	180.13	56.98	7.63	9.16	0.00	0.00	253.91	RESISTENCIA I
	1.25	1.25	1.5	1.35	0.5	0.5		
Caso máximo	250.18	79.14	17.61	12.37	63.21	2.63	425.15	
	0.9	0.9	0.65	1	0	0		
Caso mínimo	180.13	56.98	7.63	9.16	0.00	0.00	253.91	EVENTO EXTREMO I
	1	1	1	1	1	1		
Factores= 1	200.15	63.31	11.74	9.16	126.42	5.27	416.05	SERVICIO I

MOMENTOS DE ESTABILIZACIÓN (Ton.). CASO DE CARGA: ESRIBO MÁS SUPERESTRUCTURA								
ORIGEN	DC,super	DC, estribo	DW	EV	LL+IM	LSy	SUMA	
May	115.08	71.12	6.75	16.03	72.69	9.22		ESTADO LIMITE
	1.25	1.25	1.5	1.35	1.75	1.75		
Caso máximo	143.86	88.90	10.13	21.64	127.21	16.13	407.87	
	0.9	0.9	0.65	1	0	0		
Caso mínimo	103.58	64.01	4.39	16.03	0.00	0.00	188.01	RESISTENCIA I
	1.25	1.25	1.5	1.35	0.5	0.5		
Caso máximo	143.86	88.90	10.13	21.64	36.35	4.61	305.48	
	0.9	0.9	0.65	1	0	0		
Caso mínimo	103.58	64.01	4.39	16.03	0.00	0.00	188.01	EVENTO EXTREMO I
	1	1	1	1	1	1		
Factores= 1	115.08	71.12	6.75	16.03	72.69	9.22	290.90	SERVICIO I

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NIT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

FUERZAS HORIZONTALES (Ton). CASO DE CARGA: ESRIBO MÁS SUPERESTRUCTURA								
ORIGEN	EH	LS	BR	EQ,estribo	Hbu	EQ,total	SUMA	
Fx	26.21	9.50	18.36	23.87	66.18	90.05		ESTADO LIMITE
Caso máximo	1.5	1.75	1.7	0	0	0		RESISTENCIA I
	39.32	16.62	31.21	0.00	0.00	0.00	87.15	
Caso mínimo	0.9	0	0	0	0	0		
	23.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.59	
Caso máximo	1.5	0.5	0.5	1	1	1		EVENTO EXTREMO I
	39.32	4.75	9.18	23.87	66.18	90.05	143.29	
Caso mínimo	0.9	0	0	1	1	1		
	23.59	0.00	0.00	23.87	66.18	90.05	113.64	
Factores= 1	26.21	9.50	18.36	0.00	0.00	0.00	54.07	SERVICIO I

MOMENTOS DE ESTABILIZACIÓN (Ton.m). CASO DE CARGA: ESRIBO MÁS SUPERESTRUCTURA								
ORIGEN	EH	LS	BR	EQ,estribo	Hbu	EQ,total	SUMA	
Fx	28.37	15.42	92.66	31.00	152.21	183.22		ESTADO LIMITE
Caso máximo	1.5	1.75	1.7	0	0	0		RESISTENCIA I
	42.55	26.99	157.53	0.00	0.00	0.00	227.07	
Caso mínimo	0.9	0	0	0	0	0		
	25.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	25.53	
Caso máximo	1.5	0.5	0.5	1	1	1		EVENTO EXTREMO I
	42.55	7.71	46.33	31.00	152.21	183.22	279.81	
Caso mínimo	0.9	0	0	1	1	1		
	25.53	0.00	0.00	31.00	152.21	183.22	208.75	
Factores= 1	28.37	15.42	92.66	0.00	0.00	0.00	136.45	SERVICIO I

 <p>El futuro es de todos</p> <p>Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS</p> <p>PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>		 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019</p> <p>NIT. No. 901.283.823-5</p>
	<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic 2019.</p>	

9. DISEÑO A FLEXIÓN DEL ESTRIBO

Diseño de la armadura superior longitudinal de la zarpa de la viga cabezal

9.1. MOMENTO MAXIMO EN LA ZARPA TRASERA DE LA ZAPATA

- Peso del relleno del peso especifico $1,9 \text{ Ton}/\text{m}^3$ por m de zapata

$$EV = 0,3m \times 2.047m \times 1,9 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} = 1,19 \text{ Ton}/m$$

- Momento flector producido por el peso del relleno EV en la sección $a - a$

$$M_{EV} = 0,15m \times 1,19 \frac{\text{Ton}}{m} = 0,1785 \text{ Ton} \cdot m/m$$

- Peso del concreto de la zapata por m de zapata

$$D_C = 1,20 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \times 2,4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} = 0,864 \text{ Ton}/m$$

Momento flector producido por el peso del concreto de la zapata D_C en la sección $a - a$ es:


$$M_{DC} = 0,15m \times \frac{0,89 \text{ Ton}}{m} = 0,129 \text{ Ton} \cdot m/m$$

Momento máximo estado limitado resistencia ultima I

$$Mu = 1,25M_{DC} \times 1,35M_{EV} = 1,25 \times 0,1296 + 1,35 \times 0,1785 = 0.403 \text{ Ton} \cdot m/m$$

Del análisis de cargas, sobre los pilotes se tiene, del caso mínimo, la siguiente carga del pilote:

$$M_{pilote} = \frac{63.48 \text{ Ton} \cdot (1m)}{2.05 \text{ m}} = 30.96 \text{ Ton} \cdot m/m$$

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NTT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

El momento flector máximo producido por la carga sobre el pilote (hacia abajo) más el momento flector debido al peso del estribo y de la zapata, de acuerdo con el estado límite de evento extremo I es:

$$Mu = 1,25M_{DC} \times 1,35M_{EV} + Mpilote = 31.37 \text{ Ton.m/m}$$

9.2. MOMENTO FLECTOR MINIMO DE ACUERDO CON 5.7.3.3.2.1

$$M_{CR} = \gamma_3 C \gamma_1^2 f_a S_c$$

$$I_n = \frac{1 \times (1.20m)^3}{12} = 0,144 \text{ m}^4$$

$$S_c = \frac{0,144 \text{ m}^4}{(1,20 \text{ m})/2} = 0,24 \text{ m}^3$$

Se tomo un factor de fisuración por flexión de $\gamma_1 = 1,6$ y un factor $\gamma_2 = 0,75$ para acero A706 de acuerdo con 5.73.32

$$f_r = 0,6\sqrt{fcC\text{Mpa}} = 0,6\sqrt{21 \text{ MPa}} = 2,34 \text{ MPa} = 290 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_{CR} = 0,75 \times 1,6^2 \times \frac{290 \text{ ton}}{\text{m}^2} \times 0,24 \text{ m}^3 = 133.6 \text{ Ton.m}$$

$$d = 1,20 \text{ m} - 0,10 \text{ m} = 1.10 \text{ m}$$

A partir de los cálculos realizados el valor de $M_{CR} > Mu$. Además, se verifica el criterio de $1.33 Mu$ y se compara con M_{CR} , tomando el menor valor.


$$1.33 Mu = 41.725 \text{ Ton.m}$$

$$\rho = 0,0033$$

$$As = 36.3 \text{ cm}^2$$

En barras #8

$$As = \frac{36.3 \text{ cm}^2}{5,1 \text{ cm}^2} = 7.11$$

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>INT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

$$S_{ep} = \frac{100}{7} = 14 \text{ cm}$$

Armadura en sentido transversal 1#8@15 cm superior

9.3. VERIFICACIÓN DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DEL ACERO C.5.5.4.2-1

$$C = \frac{Asf_y}{0.85f'cb\beta_1} = \frac{33,33 \times 10^{-4}m^2 \times 420}{0,85 \times 21 \times 1m \times 0,85m} = 0,101m$$

$$\epsilon_z = (d - c) \left(\frac{e_c}{C} \right) = (1.10 - 0,101) \left(\frac{0,003}{0,101} \right) = 0,03 > \epsilon_z = 0,005$$

9.4. DISEÑO DE LA ARMADURA INFERIOR DE LA ZARPA DELANTERA

Resistencia Ultima:

$$Pa = 147.4 \text{ Ton}$$

$$M_{pilote} = \frac{147.4 (0.3m)}{2,05m} = 21.57 \text{ Ton. m/m}$$

Momento crítico:

$$M_{CR} = \gamma_3 C \gamma_1^2 f_a S_c$$

$$I_n = \frac{1 \times (1.20m)^3}{12} = 0,144 \text{ m}^4$$


$$S_c = \frac{0,144 \text{ m}^4}{(1,20 \text{ m})/2} = 0,24 \text{ m}^3$$

Se tomo un factor de fisuración por flexión de $\gamma_1 = 1,6$ y un factor $\gamma_2 = 0,75$ para acero A706 de acuerdo con 5.73.32

$$f_r = 0,6\sqrt{fcMpa} = 0,6\sqrt{21 \text{ MPa}} = 2,34 \text{ MPa} = 290 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_{CR} = 0,75 \times 1,6^2 \times \frac{290 \text{ ton}}{m^2} \times 0,24m^3 = 133.6 \text{ Ton. m}$$

$$d = 1,20 \text{ m} - 0,10m = 1.10 \text{ m}$$

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NTT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

A partir de los cálculos realizados el valor de $M_{CR} > Mu$. Además, se verifica el criterio de $1.33 Mu$ y se compara con M_{CR} , tomando el menor valor.

$$1.33 Mu = 28.697 \text{ Ton.m}$$

$$\rho = 0,0033$$

$$As = 36.3 \text{ cm}^2$$

En barras #8

$$As = \frac{36.3 \text{ cm}^2}{5,1 \text{ cm}^2} = 7.11$$

$$S_{ep} = \frac{100}{7} = 14 \text{ cm}$$

Armadura en sentido transversal 1#8@15 cm inferior

9.5. VERIFICACIÓN DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA DEL ACERO

$$C = \frac{Asfy}{0.85f'cb\beta_1} = \frac{7 \times 5.10 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \times 420}{0,85 \times 21 \times 1 \text{ m} \times 0,85 \text{ m}} = 0,099 \text{ m}$$

$$\epsilon_z = (d - c) \left(\frac{e_c}{C} \right) = (1.10 - 0,099) \left(\frac{0,003}{0,099} \right) = 0,030 > \epsilon_z = 0,005$$

9.6. DISEÑO DE LA ARMADURA TRANSVERAL DE LA ZAPATA


Un modelo aproximado para la determinación de la armadura transversal de la zapata, en las caras superior e inferior, es suponer que la zapata es una viga continua apoyada sobre los pilotes, sometida a una carga uniformemente repartida, resultado de dividir la carga vertical máxima entre la longitud de la zapata.

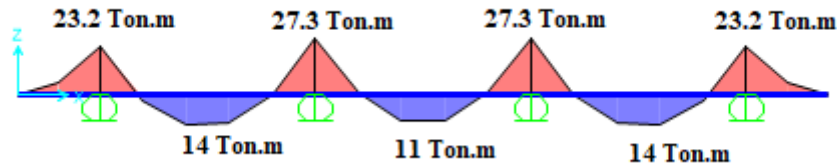
La máxima resultante de cargas verticales es 590 Ton proveniente del estado límite de resistencia I, caso máximo.

Esta resultante de cargas verticales dividida por la longitud de la zapata 7.70 metros produce una carga repartida de magnitud:

$$W_u = \frac{590 \text{ Ton}}{7.70 \text{ m}} = 76.6 \text{ Ton/m}$$

De acuerdo con los principios del análisis estructural es posible mostrar que el diagrama de momentos producidos por la carga repartida es el siguiente:

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NTT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	



Del diagrama de momentos se concluye que el máximo momento en el sentido transversal de la zapata, referido a un ancho de zapata de 1.90 m, es:

$$M_u = 27.30 \text{ Ton. m}$$

Se calcula el valor del momento mínimo 5.7.3.3.2:

$$S_c = \frac{1,9m \times (1,2m)^2}{6} = 0,456 \text{ m}^3 ;$$

$$f_r = 0,62\sqrt{f'c(Mpa)} = 290 \text{ ton/m}^2$$

$$M_{CR} = \gamma_3 C \gamma_1^2 \times f_r \times S_c = 0,75 \times 1,6^2 \times 0,456 \text{ m}^3 = 253.6 \text{ Ton. m}$$

$$M_u = 27,30 \text{ Ton. m} < M_{CR}$$

$$1.33M_u = 1,33 \times 27,30 \text{ Ton. m} = 36.3 \text{ Ton. m/m}$$

$$d = 1,2 \text{ m} - 0,10 \text{ m} = 1.1 \text{ m}$$

$$k = \frac{36.3 \text{ Ton. m}}{1.90 \text{ m} \times (1.10 \text{ m})^2} = 15.8 \text{ ton/m}^2$$

$$\ell = 0,0425 \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 47 \times 15.8}{37800}} \right] = 0,00042$$

$$A_s = 0,00042 \times 190cm \times 110cm = 8.77cm^2$$

 <p>El futuro es de todos</p> <p>Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS</p> <p>PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>		 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019</p> <p>NIT. No. 901.283.823-5</p>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

En barras # 5

$$A_s = \frac{8,77 \text{ cm}^2}{1,99 \text{ cm}^2} = 4.4008$$

$$Sep = 100 / 4,402 \approx 23 \text{ cm}$$

Armadura en sentido transversal de la viga cabezal 1#5 @0,15 abajo y arriba.

9.7. MOMENTO MAXIMO EN LA UNIÓN ESPALDAR CAJA DEL ESTRIBO

Determinación de la armadura para el espaldar del estribo. El ancho del espaldar del estribo es 0,45 m y su altura 2.05 m

- Estado límite de resistencia ultima

$$EH = 0,5 \times K_a \gamma_{Suelo} \times H^2$$

$$EH = 0,5 \times 0,333 \times 1,9 \text{ ton/m}^3 \times (2.05)^2 = 1.329 \text{ Ton}$$

$$M_{EH} = \frac{1.329 \text{ Ton} \times 2.05 \text{ m}}{3} = 0,908 \text{ Ton.m}$$



- Fuerza horizontal debido a la sobrecarga

$$LS = \frac{0,38 \text{ Ton}}{\text{m}^2} \times 2.05 \text{ m} = 0,779 \text{ Ton}$$

$$M_{LS} = 0,779 \times \frac{2.05 \text{ m}}{2} = 0,798 \text{ Ton.m}$$

$$M_u = 1,5M_{EH} + 1,75 \times M_{LS} = 2.7585 \text{ Ton.m}$$

Se verifica con el momento mínimo:

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>INT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

$$S_c = \frac{2.05 \times 0,45^2}{6} = 0,069m^3$$

$$M_{CR} = 0,75 \times 1,6^2 \times \frac{290 \text{ ton}}{m^2} \times 0,069 m^3 = 38.41 \text{ Ton.m Rige}$$

$$\text{Criterio 1,33} \quad M_u = 1,33 \times 2.758 \text{ Ton.m} = 3.67 \text{ Ton.m}$$

$$d = 0,45m - 0,10m = 0,35m$$

$$M_u = 38.41 \text{ Ton.m} ; \quad \rho_{dis} = 0,0090 ; \quad A_s = 32.56 \text{ cm}^2$$

En barras # 8:

$$\frac{32.56 \text{ cm}^2}{5.10 \text{ cm}^2} = 6.38$$

$$Sep = \frac{100}{6.38} \approx 15 \text{ cm}$$



1#8@0,15: Cara interior del espaldar del estribo que se encuentra en contacto con el suelo.

Armadura de temperatura de retracción de fraguado del espaldar del estribo

las dimensiones del espaldar del estribo son:

$$b = 0,45m ; \quad h = 2.05 m$$

En consecuencia, la armadura por retracción de fraguado es:

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NTT. No. 901.283.823-8</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

$$A_s > \frac{750 b \times h}{2(b + h)f_y}; \left(\frac{mm^2}{m} \right)$$

$$A_s = \frac{750 \times 450mm \times 2050mm}{2(450mm + 2050mm) \times 420} = 329.46 \frac{mm^2}{m}$$


En barras # 4

$$A_s = 129 \text{ mm}^2 \rightarrow \frac{329.46}{129} = 2.553$$

Separación

$$\frac{100}{2.553} \approx 40cm \quad \text{Se Toma}$$

Cara exterior del espaldar y armadura horizontal en ambas caras 1 #4@ 0,20 m

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NTT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

10. DISEÑO DE PILOTE

Evento extremo I caso máximo = 143.3 Ton

Fuerza horizontal resistida por cada pilote = $\frac{143.3 \text{ Ton}}{4} = 35.82 \text{ ton}$

10.1. ARMADURA LONGITUDINAL

Pre-dimensionamiento, para un diámetro de 1.30 metros:

$$A_s = 0,0075 \left(\frac{\pi \times 1300^2}{4} \right) = 9955 \text{ mm}^2$$

En barras # 8 se tiene $\frac{9955 \text{ mm}^2}{510 \text{ mm}^2} = 20 \text{ barras \#8}$

10.2. DISEÑO A CORTANTE DEL PILOTE

Se supone el refuerzo transversal a cortante conformado por barras #5 helicoidales en estas condiciones se tiene:

Diámetro interno D_r del pilote para un recubrimiento de (75cm), un diámetro de la barra #5 igual a (1,59 cm) y para el radio de la barra #8 (0,5× 2,54).



$$D_r = 130 \text{ cm} \times 2(7.5 + 1,59 + 0,5 \times 2,54) = 109.28 \text{ cm} \approx 109 \text{ cm}$$

Altura Efectiva d_e

$$d_e = \frac{D D_r}{2 n} = \frac{1.30 \text{ m}}{2} + \frac{1.09 \text{ m}}{\pi} = 1.00 \text{ m} \quad (\text{c. 5.8.2.9.2})$$

$$d_v = 0,90d_e = 0.90 \text{ m}$$

Verificación de la armadura transversal (helicoidal) a cortante para la mínima fuerza de compresión.

 <p>El futuro es de todos</p> <p>Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS</p> <p>PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>		 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019</p> <p>NIT. No. 901.283.823-5</p>
	<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic 2019.</p>	

$$N_{pilote B} = 63.48 \text{ Ton} \quad ; \quad b_v 1.30 \text{ m} \quad ; \quad N_u = 63.48 \text{ Ton} \quad ; \quad V_u = 35.82 \text{ Ton}$$

Def. unitaria del concreto

$$E_s = \frac{\left| \frac{M_u}{d_v} \right| + 0,5N_u + |V_u \times V_p| - A_{ps}f_p}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

$$E_s = \frac{-0,5 \times 63.48 \text{ Ton} + 35.85 \text{ Ton}}{20400000 \times 10 \times 5.10 \times 10^{-4} m^2} = 0,0000393$$

$$\theta = 29 + 3500 * (E_s) = 29.1$$

Sustituyendo en la ecuación 5.8.3.4.2-1 se obtiene

$$\beta = \frac{4,8}{1 + 750 \times 0,0000393} = 4.66^\circ$$

Fuerza cortante resistido por el concreto

$$V_C = 0,083 \times \beta \sqrt{f_c} b_v d_v$$



$$V_C = 0,083 \times 4.66^\circ \sqrt{28} \times 1.30 m \times 0,90 m = 238.9 \text{ ton}$$

Fuerza cortante Nominal

$$V_n = V_C + V_S$$

$$V_S = \frac{35.82 \text{ Ton}}{0,90} - 238.9 \text{ Ton} = -199.1 \text{ Ton}$$

Separación de los pilotes para la mínima fuerza de compresión

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NTT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

$$S = \frac{f_y \times d_v \times f_v (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \text{sen}(\alpha)}{V_s}$$

$$S = \frac{420 \times 0,91m \times 3,98 \times 10^{-4}m^2 (\cot 29.1^\circ + \cot 90^\circ) \times \text{sen } 90^\circ}{1.953 MN} = 0,15m$$

#5 de 2 ramas

$$A_v = 2 \times 1,29cm^2 = 3.98cm^2 = 3.98 \times 10^{-4}m^2 ; \alpha = 90^\circ \text{ y } \theta = 29.1^\circ ;$$

$$S = 0,15m = 15 \text{ cm}$$

10.3. ARMADURA TRANSVERSAL A CORTANTE PARA LA MÁXIMA FUERZA DE COMPRESIÓN

$$N_{pilote B} = 63.48 \text{ Ton} \quad ; \quad b_v = 1.30 \text{ m} \quad ; \quad N_u = 63.48 \text{ Ton} \quad ; \quad V_u = 35.82 \text{ Ton}$$



Def. unitaria del concreto

$$E_s = \frac{\left| \frac{M_u}{d_v} \right| + 0,5N_u + |V_u \times V_p| - A_{ps}f_p}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

$$E_s = \frac{-0,5 \times 63.48 \text{ Ton} + 35.85 \text{ Ton}}{20400000 \times 10 \times 5.10 \times 10^{-4}m^2} = 0,0000393$$

$$\theta = 29 + 3500 * (E_s) = 29.1$$

Sustituyendo en la ecuación 5.8.3.4.2-1 se obtiene

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NTT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

$$\beta = \frac{4,8}{1 + 750 \times 0,0000393} = 4.66^\circ$$

Fuerza cortante resistido por el concreto

$$V_C = 0,083 \times \beta \sqrt{f_c} b_v d_v$$

$$V_C = 0,083 \times 4.66^\circ \sqrt{28} \times 1.30m \times 0,90m = 238.9 \text{ ton}$$

Fuerza cortante Nominal

$$V_n = V_C + V_S$$

$$V_S = \frac{35.82 \text{ Ton}}{0,90} - 238.9 \text{ Ton} = -199.1 \text{ Ton}$$

Separación de los pilotes para la mínima fuerza de compresión

$$S = \frac{f_y \times d_v \times f_v (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \text{sen}(\alpha)}{V_s}$$

$$S = \frac{420 \times 0,91m \times 3,98 \times 10^{-4}m^2 (\cot 29.1^\circ + \cot 90^\circ) \times \text{sen} 90^\circ}{1.953 \text{ MN}} = 0,15m$$

#5 de 2 ramas

$$A_v = 2 \times 1,29cm^2 = 3.98cm^2 = 3.98 \times 10^{-4}m^2 ; \alpha = 90^\circ \text{ y } \theta = 29.1^\circ ;$$

$$S = 0,15m = 15 \text{ cm}$$

 <p>El futuro es de todos</p> <p>Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS</p> <p>PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>		 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019</p> <p>NIT. No. 901.283.823-5</p>
	<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic 2019.</p>	

10.4. REQUISITOS DE REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO

- En los primeros 2.6 m se proyecta un refuerzo helicoidal correspondiente a 1 #5@0,075m.
- En los 17.4 m instantes se proyecta un refuerzo helicoidal con una reparación igual a #5@0,15.

Verificación del refuerzo mínimo a cortante

Se debe verificar que:

$$A_v \geq 0,083\sqrt{f_c} \frac{Sb_v}{f_y} \quad ; \quad (5.8.2.5 - 1)$$

- Para un paso del refuerzo helicoidal igual a $S = 7.50 \text{ cm}$ un refuerzo de #5 = 3.98 cm^2

$$A_v = 3.98 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \geq 0,083\sqrt{28 \text{ Mpa}} \times \frac{0,075 \times 1.30 \text{ m}}{420 \text{ Mpa}} = 0.000102 \text{ m}^2 \text{ Cumple}$$

- Para un paso del refuerzo helicoidal igual a $S = 15 \text{ cm}$ un refuerzo de #5 = 3.98 cm^2

$$A_v = 3.98 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \geq 0,083\sqrt{28 \text{ Mpa}} \times \frac{0,15 \times 1.30 \text{ m}}{420 \text{ Mpa}} = 0.000204 \text{ m}^2 \text{ Cumple}$$

10.5. CUANTIA VOLUMETRICA MINIMA EN LA ZONA DE CONFINAMIENTO DEL PIILOTE (5.10.11.41)



Recubrimiento pilote = 7.5 cm

$$D_c = 130 \text{ cm} - 2 \times 5 \text{ cm} = 115 \text{ m}$$

$$\ell_s = \frac{\text{Volumen de acero helicoidal} - \text{Una vuelta}}{\text{Volumen del nucleo del concreto} - \text{una vuelta}} = \frac{A_v \times f_r}{\frac{\pi \times D_c^2}{4} \times S}$$

Para un paso de $S = 7,5 \text{ cm}$ y $A_v = 1,99 \text{ cm}^2$ $D_c = 1.20 \text{ m}$

$$L_r = \sqrt{S^2 + (\pi \times D_c^2)}$$

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NIT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

$$L_r = \sqrt{(7,5cm)^2 + (\pi \times 115cm)^2} = 361.4 \text{ cm}$$

Sustituyendo los valores numéricos en la ecuación de la cuantía se obtiene la siguiente cuantía volumétrica suministrada

$$\ell_s = 0,12 \frac{f'c}{f_Y} = 0,12 \times \frac{28}{420} = 0,008 < 0,00923 \rightarrow \text{Cumple}(5.10.11.4.1.d - 1)$$

Cuantía volumétrica mínima en la zona de confinamiento

$$\ell_s \geq 0,45 \left(\frac{A_v}{A_c} - 1 \right) \frac{f'c}{f_Y} ; \quad (5.7.4.6. -1)$$

$$\ell_s \geq 0,45 \left(\frac{(1.30 \text{ m})^2}{(1.15 \text{ m})^2} - 1 \right) \frac{28 \text{ Mpa}}{420 \text{ Mpa}} = 0,00834 < 0,00885 \rightarrow \text{Cumple}$$

10.6. CANTIDAD DE REFUERZO TRANSVERSAL HELICOIDAL DEL PILOTE

Zona de confinamiento, incluyendo 2.6 m mas 0,90 m que el acero penetra dentro de la viga cabezal para S del refuerzo, para $S = 0,075m$ # total de pasos



$$S = \frac{2.6 \text{ m} + 0,90m}{0,075m} = 47 \text{ pasos}$$

$$L_{\text{Confinamiento}} = 47 \sqrt{(0,075)^2 + (\pi \times 1.30)^2} = 178 \text{ m}$$

$$\text{Peso del acero helicoidal de confinamiento} = 1.55 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 178 \text{ m} = 276 \text{ kg}$$


Zona no confinada: Para S del refuerzo helicoidal 0,225 m, $L_{\text{No conf}} = 17.4 \text{ m}$

$$\# \text{ de pasos} = \frac{17.4 \text{ m}}{0,15 \text{ m}} = 116 \text{ pasos}$$

 <p>El futuro es de todos</p> <p>Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS</p> <p>PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>	 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019</p> <p>NIT. No. 901.283.823-5</p>
<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic 2019.</p>	<p>Versión: 01</p>

$$L_{No\ conf} = 78\sqrt{0,225^2 + (\pi \times 1.30)^2} = 420\ m\ de\ refuerzo\ \#5$$

Peso del acero helicoidal de la longitud no confinada = $1.55 \frac{kg}{m} \times 420\ m = 651\ kg$

 El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO		 CONSORCIO TERRITORIAL 2019 <small>NIT. No. 901.283.823-5</small>
	Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente informe se desarrolló los diseños de estructurales para el proyecto de construcción de puente vehicular sobre la quebrada Urales en la vía que conduce del municipio de Tarazá a el corregimiento El Guáimaro, departamento de Antioquia. Específicamente, se identifica 1 tramo crítico a intervenir en el presente proyecto, solucionados con la construcción de un puente de 35 metros, para mejorar la intercomunicación terrestre en parte del territorio rural del municipio.

A partir de los aspectos geotécnicos y estructurales analizados en cada caso, se plantearon las siguientes soluciones de ingeniería:

- En la abscisa K14+590 se planteó el reemplazo del puente de madera existente por la construcción de uno en concreto de 35 metros de largo. La cimentación del puente es de tipo profunda, específicamente se proponen pilotes en concreto pre-excavados.

El diseño de la superestructura del puente, esta basada en vigas postensadas diseñadas por el DNP (Distrito Nacional de Planeación) como obras tipo, se realizó una verificación de las vigas propuestas a partir de las memorias de cálculo presentados en este documento y se garantiza el diseño de los elementos estructurales. Todos los cálculos realizados fueron verificados con la normativa de puentes colombiana la CCP-14 y se tuvieron en cuenta las condiciones del sitio.

Las cimentaciones propuestas para los estribos corresponden a pilotes de 20m de longitud, según tabla 8-4 (tres pilotes en la viga cabezal).



La profundidad de desplante mínima es de 1.50m y de acuerdo a las cotas de los esquemas del plano constructivo.

Las cimentaciones de las aletas de contención son superficiales tipo zapata. Para las aletas se contempla las memorias de cálculo como documentos anexos.



Se anexan cantidades relativas al Estudio estructural

El diseño de la cimentación de los puentes se realizó de acuerdo con diferentes metodologías reconocidas en la literatura y detalladas en el presente informe. La estabilidad de los muros de contención que confinan los terraplenes o rampas de acceso a los puentes se evaluaron por medio del programa GEO5-Muro en voladizo.

Se recomienda que la cimentación, en caso de que se requiera, tenga protección con bolsacretos a efectos de prevenir socavaciones y que los taludes se protejan contra la erosión hídrica o por las alternancia de las corrientes del río con colchonetas en gaviones.

	ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO	
Contrato: SC 01521 19	Fecha: Dic 2019.	Versión: 01

Todos los materiales y procesos constructivos asociados a las soluciones presentadas en este informe deberán cumplir las normas y especificaciones establecidas en los pliegos. Además, se recomienda seguir las especificaciones INVIAS y controlar la calidad de los materiales por las mismas normas de esta Entidad.

 <p>El futuro es de todos</p> <p>Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS</p> <p>PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>	 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019</p> <p>NIT. No. 901.283.823-5</p>
<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic 2019.</p>	<p>Versión: 01</p>

12. REFERENCIAS

Foundation Analysis an Design – Bowles 2001



Ingeniería de Cimentaciones – Peck , Hanson y Thornburn

Manual de Cimentaciones - INVIAS

Manual de Drenaje – INVIAS

CCP-14 – Normativa de Puentes Colombiana 2014

Cartilla Guía para la evaluación de cantidades y ejecución de presupuestos – INVIAS

 <p>El futuro es de todos Agencia de Renovación del Territorio</p>	<p>ESTUDIOS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS PROYECTO TARAZA – CORREGIMIENTO EL GUAIMARO</p>	 <p>CONSORCIO TERRITORIAL 2019 NIT. No. 901.283.823-5</p>
<p>Contrato: SC 01521 19</p>	<p>Fecha: Dic 2019.</p>	<p>Versión: 01</p>

13. ANEXOS

13.1. MEMORIAS

Ver memorias del diseño estructural en carpeta de Anexos – Estructuras – Archivos:

- ANEXO MEMORIAS DE CALCULO ALETAS 1 Y 2.PDF
- ANEXO MEMORIAS DE CALCULO ALETAS 3 Y 4.PDF

13.2. PLANOS

Ver planos en carpeta de Anexos – Estructuras – Archivos:

- EST_Taraza_1_de_7_PuenteUrales.pdf
- EST_Taraza_2_de_7_PuenteUrales.pdf
- EST_Taraza_3_de_7_PuenteUrales.pdf
- EST_Taraza_4_de_7_PuenteUrales.pdf
- EST_Taraza_5_de_7_PuenteUrales.pdf
- EST_Taraza_6_de_7_PuenteUrales.pdf
- EST_Taraza_7_de_7_PuenteUrales.pdf

13.3. CANTIDADES DE OBRA ESTRUCTURAS

Ver memoria en la carpeta anexo