

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



DISEÑO DE REHABILITACION DEL PUENTE EN EL RIO TUMBES
CARRETERA CORRALES - PAMPAS DE HOSPITAL, PROVINCIA Y REGION
TUMBES 2021

TESIS:
PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

AUTOR:
Bach. Orlando Guillermo Quispe Mendoza
Bach. Marino Mamani Mamani

ASESOR:
ING. Enrique Manuel Durand Bazán

TRUJILLO – PERÚ
2021

HOJA DE FIRMAS

Diseño de Rehabilitación del Puente en el rio Tumbes carretera Corrales - Pampas de Hospital provincia y
Región, Tumbes 2021

Autores:

Bachiller. Orlando Guillermo Quispe Mendoza

Bachiller. Marino Mamani Mamani

Ing. Enrique Durand Bazán
PRESIDENTE

Ing. Guido Marín Cubas
SECRETARIO

Ing. Elton Javier Galarreta Malaver
VOCAL

DEDICATORIA

“Dedicamos este trabajo con gran amor a toda nuestra familia por el apoyo incondicional, por siempre impulsarnos a ser mejores y lograr con éxito nuestra carrera”.

“A nuestros padres, por ser pilar fundamental en la vida, por habernos traído a este mundo, inculcarnos buenos valores y darnos la mejor educación”.

Orlando Guillermo Quispe Mendoza
Marino Mamani Mamani

AGRADECIMIENTO

Queremos agradecer a toda nuestra familia, a nuestros padres, por el apoyo incondicional que siempre nos han brindado en todos los proyectos y demás metas que nos hemos trazado en la vida, a pesar de la distancia, siempre sentir su mano protectora y su voz de aliento y respaldo, siempre los hemos sentido aquí a nuestro lado. Ellos nos han brindado las fuerzas y los medios suficientes para poder desarrollarnos intelectual y moralmente, sus consejos siempre oportunos y en el momento indicado.

“Gracias a la Universidad Privada de Trujillo, casa de estudio que nos permitió crecer académicamente y tener una educación de calidad”.

Los autores.

INDICE DE CONTENIDOS

HOJA DE FIRMAS.....	2
RESUMEN.....	10
ABSTRACT.....	11
I. INTRODUCCION.....	12
1.1. Realidad Problemática.....	12
1.2. Formulación del Problema.....	13
1.3. Justificación.....	13
1.4. Objetivos.....	15
1.4.1. TEORÍAS RELACIONADAS AL TEMA.....	15
1.4.1.1. Puentes.....	15
1.4.2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN PUENTE.....	22
1.4.2.1. La superestructura.....	22
1.4.2.2. La subestructura.....	22
1.4.2.3. Apoyos.....	23
1.4.2.4. Cargas de diseño.....	23
1.5. Antecedentes.....	25
1.6. Bases Teóricas.....	28
1.7. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	30
1.8. Definición de Términos Básicos.....	30
1.9. MARCO TEÓRICO.....	32
1.10. Formulación de Hipótesis.....	33
1.11. PROPUESTA DE APLICACIÓN PROFESIONAL.....	33
1.12. METAS FÍSICAS.....	33
II. MATERIALES Y METODOS.....	35
2.1. Material de Estudio.....	35
2.1.1. Población.....	35
2.1.2. Muestra.....	35
2.1.3. Para recolectar datos Técnicas.....	36
2.1.4. Metodología y procedimientos.....	36
2.1.5. Software empleado.....	37
2.1.6. Confiabilidad y validez del instrumento.....	37
III. RESULTADOS.....	39
3.1. Aspectos Generales.....	39
3.1.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	39
3.1.2. Aspectos demográficos.....	41
3.1.3. CONTEXTO GEOLOGICO REGIONAL.....	44
3.1.4. CONTEXTO TECTONICO – ESTRUCTURAL.....	48
3.1.5. GEOLOGIA DEL AREA DE CIMENTACION DEL PUENTE EN EL KM. 0+246.00 EN EL RIO TUMBES.....	51
3.1.6. GEODINAMICA.....	54
3.1.7. RIESGO SISMICO.....	58
3.1.8. GEOTECNIA DEL PROYECTO.....	61
3.1.9. HIDROLOGIA.....	71
3.1.9.1. ANALISIS DE LLUVIAS MÁXIMAS.....	71
3.1.9.2. ANÁLISIS DE CAUDALES HISTORICOS.....	72
3.1.9.3. CAUDALES MÁXIMOS EN LA ESTACION EL TIGRE.....	75
3.1.9.4. CAUDALES MÁXIMOS DE QUEBRADAS-TRAMO EL TIGRE.....	76
3.1.9.5. CAUDALES MÁXIMOS EN EL PUENTE EN EL RIO TUMBES.....	77
3.2. HIDRÁULICA FLUVIAL.....	79



3.2.1.	Coeficiente de rugosidad	79
3.2.2.	Perdidas locales	80
3.3.	CÁLCULO DE SOCAVACIÓN	81
3.3.1.	SOCAVACIÓN LOCAL EN PILARES.....	83
3.3.2.	SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS	84
3.3.3.	SOCAVACIÓN TOTAL	85
3.4.	HIDROLOGÍA.....	85
3.4.1.	Recopilación de la información hidrométrica	86
3.4.2.	Recopilación de la información de precipitación.....	86
3.4.3.	Método de Estadístico de Análisis de Descargas Máximas Instantáneas .	86
3.5.	CÁLCULO DE LAS DESCARGAS MÁXIMAS.....	114
3.5.1.	Método Regional de las Curvas Envolventes de Creager ¹	114
3.6.	ESTUDIO TOPOGRAFICO.....	119
3.6.1.	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE DISEÑO.....	119
3.6.2.	ASPECTOS TÉCNICOS DEL ESTUDIO.....	120
3.6.3.	Perfil longitudinal	121
3.6.4.	Secciones transversales.....	122
3.7.	PRESUPUESTO ESTIMADO	124
IV.	DISCUSIÓN.....	126
V.	CONCLUSIONES.....	127
VI.	RECOMENDACIONES.....	130
VII.	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	131
VIII.	ANEXOS PANEL FOTOGRAFICO.....	132

INDICE DE TABLAS

TABLA N° 01 Poblacion	35
TABLA N° 02 Operacionalizacion de variables	38
TABLA N° 03 Vias de acceso.....	41
TABLA N° 04 Sistema de fallamiento fracturamiento	51
TABLA N° 05 Parametros geotecnicos	61
TABLA N° 06 Precipitaciones maximas en 24 horas.....	72
TABLA N° 07 Descargas maximas estimadas	75
TABLA N° 08 Descargas maximas totales	77
TABLA N° 09 Descargas maximas transpuestas.....	78
TABLA N° 10 Descargas maximas calculadas para el puente	79
TABLA N° 11 Valores de manning asignados para el analisis hidraulico.....	80
TABLA N° 12 Coeficiente de perdidas locales	80
TABLA N° 13 Parametros hidraulicos en las inmediaciones del puente.....	81
TABLA N° 14 Comparacion de socavacion general	83
TABLA N° 15 Socavacion en pilares	84
TABLA N° 16 Comparacion de socavacion local en estribos	85
TABLA N° 17 Socavaciones totales	85
TABLA N° 18 Valor critico el estadistico.....	92
TABLA N° 19 Descargas maximas instantaneas	93
TABLA N° 20 Descargas medias mensuales	94
TABLA N° 21 Descargas medias mensuales	95
TABLA N° 22 Distribucion lognormal 2 parametros.....	96
TABLA N° 23 Caudales maximos para diferentes periodos de retorno.....	96
TABLA N° 24 Distribucion pearson tipo III.....	97
TABLA N° 25 Caudales maximos para diferentes periodos de retorno.....	97
TABLA N° 26 Distribucion logpearson III.....	98
TABLA N° 27 Caudales maximos para diferentes periodos de retorno.....	98
TABLA N° 28 Distribucion gumbel valor extremo tipo I	99
TABLA N° 29 Caudales maximos para diferentes periodos de retorno.....	99
TABLA N° 30 Prueba de bondad de ajuste	100

TABLA N° 31 Distribucion log normal 2.....	101
TABLA N° 32 Caudales maximos para diferentes periodos de retorno.....	101
TABLA N° 33 Distribucion pearson tipo III	102
TABLA N° 34 Caudales maximos para diferentes periodos de retorno.....	103
TABLA N° 35 Distribucion logpearson III.....	104
TABLA N° 36 Caudales maximos para diferentes periodos de retorno.....	104
TABLA N° 37 Distribucion gumbel-valor extemo tipo I	105
TABLA N° 38 Caudales maximos para diferentes periodos de retorno.....	105
TABLA N° 39 Prueba de bondad de ajuste.....	106
TABLA N° 40 Precipitaciones maximas en 24 horas	108
TABLA N° 41 Distribucion lognormal 2.....	109
TABLAN° 42 Precipitaciones maximas para difetentes preriodos de retorno.	109
TABLA N° 43 Distribucion pearson tipo III.....	110
TABLAN° 44 Precipitaciones maximas para difetentes preriodos de retorno.	110
TABLA N° 45 Distribucion logpearson III.....	111
TABLA N° 46 Precipitaciones maximas para difetentes preriodos de retorno .	111
TABLA N° 47 Distribucion gumbel valor extremo tipo I	112
TABLA N° 48 Precipitaciones maximas para difetentes preriodos de retorno .	112
TABLA N° 49 Prueba de bondad de ajuste	113
TABLA N° 50 Calculo de la erosion local	115
TABLA N° 51 Factor mayorante K del calado medio.....	116
TABLA N° 52 Calculo de erosion local por ecuacion de blench.....	116
TABLA N° 53 Calculo de erosion local por ecuacion de blench... ..	118
TABLA N° 54 Relacion y ubicación de BMs.....	121
TABLA N° 55 Relacion y ubicación de poligonal de apoyo.....	122
TABLA N° 56 Resumen de presupuesto.....	124

INDICE DE FIGURAS

FIGURA N° 01 Puente en arco apoyado.....	17
FIGURA N° 02 Puente continuo	17
FIGURA N° 03 Puente arco	18
FIGURA N° 04 Puente atirantado.....	18
FIGURA N° 05 Puente colgante	19
FIGURA N° 06 Puente de concreto apoyado	19
FIGURA N° 07 Puente arco de concreto.....	20
FIGURA N° 08 Puente apoyado de 3 tramos.....	20
FIGURA N° 09 Puente tipo portico	21
FIGURA N° 10 Elementos de un puente	21
FIGURA N° 11 Infraestructura de un puente	22
FIGURA N° 12 Tipo de cimentaciones de un puente	23
FIGURA N° 13 Partes de un puente.....	32
FIGURA N° 14 Ubicación geografica	40
FIGURA N° 15 Ubicación geografica de la zona de estudio	40
FIGURA N° 16 Cobertura vegetal	42
FIGURA N° 17 Accesos al puente.....	42
FIGURA N° 18 Columna estratigrafica	46
FIGURA N° 19 Dislocaciones disyuntivas	50
FIGURA N° 20 Diagrama de rosa	51
FIGURA N° 21 Afloramiento aguas arriba.....	52
FIGURA N° 22 Estratigrafia del rio	54
FIGURA N° 23 Surcos de erosion pluviometrica.....	55
FIGURA N° 24 Zonificacion sismica.....	60
FIGURA N° 25 Perfiles estratigraficos.....	62
FIGURA N° 26 Descargas medias mensuales	74
FIGURA N° 27 Descargas medias mensuales.....	74
FIGURA N° 28 Anchura proyectada de la pila.....	117
FIGURA N° 29 Ventaja de apoyo multiple con grandes angulos de ataque y longitudes de pila.....	117

RESUMEN

En el presente informe se ha previsto la Rehabilitación del Puente en el Rio tumbes Km.0+246.00 de la carretera Corrales Pampas de Hospital con el fin de dotar de una vía alterna a la ciudad de Tumbes. Con ello se mejorara el tránsito en este departamento fronterizo y se elimina o atenúa las posibilidades de aislamiento ante eventos extraordinarios como el fenómeno El Niño.

El Proyecto de rehabilitación del Puente en el Rio Tumbes Km.0+246.00 contempla la construcción de un puente de 2 tramos de sección compuesta de 40.0 m más un tramo tipo reticulado metálico Wagner Biro de 50.0 m, haciendo una longitud total de 130.0 m.

A inicios del año del año 1998 cuando se presentó el fenómeno del Niño (Diciembre 1997 – Mayo 1998), fue la causa del colapso del estribo derecho construido, de la superestructura, de los accesos y las obras de arte construidas.

El Proyecto contempla la construcción cuatro nuevos tramos de 40.55 m de luz cada uno entre ejes de Pilares, de sección mixta con vigas de acero de sección tipo I (plate girder) y losa de concreto, que sumados a los dos tramos existentes de longitud 40.30 y 40.85 m hacen una longitud total de 243.35 m de puente entre ejes de estribos.

Las características de la superestructura del nuevo proyecto son similares a las del existente para guardar armonía y conservar la estética de la estructura. Igualmente se ha previsto que los Pilares de la subestructura sean del tipo pórtico con columnas circulares para mantener la uniformidad en el diseño de estas.

Se han considerado el reforzamiento de la cimentación existente para proporcionarle estabilidad y prevenir cualquier asentamiento debido a fenómenos erosivos por incremento de caudales y/o avenidas máximas.

Teniendo en cuenta que se requiere el reforzamiento de la cimentación de los pilares existentes, se ha previsto la ejecución de dos pruebas de carga, una para la verificación de la capacidad de carga de la cimentación y otra para la superestructura existente con el fin de verificar el comportamiento de esta y la respuesta de la cimentación reforzada.

ABSTRACT

In this report, the Rehabilitation of the Bridge in the Tumbes River Km 0 + 246.00 of the Corrales Pampas de Hospital highway has been foreseen in order to provide an alternative road to the city of Tumbes. This will improve traffic in this border department and eliminate or lessen the possibilities of isolation in the face of extraordinary events such as the El Niño phenomenon.

The Project for the rehabilitation of the Bridge in the River Tumbes Km 0 + 246.00 contemplates the construction of a bridge with 2 sections of 40.0 m composite section plus a Wagner Biro metallic lattice-type section of 50.0 m, making a total length of 130.0 m.

At the beginning of the year 1998, when the El Niño phenomenon occurred (December 1997 - May 1998), it was the cause of the collapse of the right abutment built, the superstructure, the accesses and the works of art built.

The Project includes the construction of four new sections of 40.55 m span each between axes of Pillars, of mixed section with steel beams of type I section (plate girder) and concrete slab, which added to the two existing sections of length 40.30 and 40.85 m make a total length of 243.35 m of bridge between abutment axes.

The characteristics of the superstructure of the new project are similar to those of the existing one to keep harmony and preserve the aesthetics of the structure. Likewise, it has been foreseen that the pillars of the substructure are of the portico type with circular columns to maintain uniformity in their design.

The reinforcement of the existing foundation has been considered to provide stability and prevent any settlement due to erosive phenomena due to increased flows and / or maximum floods.

Taking into account that the reinforcement of the foundations of the existing pillars is required, it has been planned to carry out two load tests, one for the verification of the load-bearing capacity of the foundation and the other for the existing superstructure in order to verify its behavior and the response of the reinforced foundation.

I. INTRODUCCION

1.1. Realidad Problemática

El problema de sedimentación, en el mismo puente en el río Tumbes Km.0+246,00 de la carretera Corrales Pampas de Hospital como en el río, está obstaculizando el libre curso de las aguas, lo que afecta considerablemente la infraestructura.

El norte del país es una zona sísmica y muy vulnerable a las acciones del fenómeno del niño, donde últimamente, se han tenido muchos daños ocasionados por el niño costero. Por ejemplo, las ciudades de Piura, Tumbes y Chiclayo se encuentran en esta zona de alto riesgo sísmico (Comisión Multisectorial de Reducción de Riesgos en el Desarrollo, 2003). Por otro lado, los suelos en el norte del Perú son mayormente arenosos con presencia de limos o arcillas. Además, hay zonas con suelos arcillosos y alcalinos, especialmente en las zonas alejadas de la costa de Piura y en Tumbes (Ministerio de Agricultura y Riego, 1997). Es por eso, que a la hora de proyectar no se puede optar por cimentaciones superficiales debido a la pobreza de los suelos. Entonces, lo que se recomienda es una cimentación profunda. Estos últimos, han sido utilizados en diferentes proyectos de puentes a lo largo de la zona norte del país como lo son los puentes Bolognesi (Piura), Tocache (San Martín), Franco (Tumbes), etc. Sin embargo, muchas cimentaciones de puentes han fallado, teniéndose que reparar y construir nuevamente una serie de puentes a lo largo de los años debido a los fenómenos del Niño ocurridos en los años 1992, 1998 y al fenómeno del niño costero del 2017. Esto puede ser debido a que la cimentación utilizada no era la correcta debido a que no se contaba con la información necesaria para la elección de una correcta cimentación según las circunstancias de cada proyecto de puentes. Normalmente, las entidades responsables no realizan una buena gestión de estos conocimientos y no se tiene una recopilación y análisis de la información de los estudios que permita conocer los requerimientos para una cimentación adecuada.

1.2. Formulación del Problema

Pregunta General

¿Cuál es el diseño de la rehabilitación del puente en el rio Tumbes KM. 0+246.00, carretera Corrales, Pampas de Hospital distrito de Tumbes?

Problema Específico

A. Problema Especifico

¿Cuál es el estudio geológico y geotécnico del puente en el rio Tumbes Km. 0+246.00, carretera Corrales Pampas de Hospital?

B. Problema Especifico

¿Cuál es el estudio Hidrológico del puente en el rio Tumbes Km.0+246.00, carretera Corrales Pampas de Hospital?

D. Problema Especifico

¿Cuál es el estudio topográfico del puente en el rio Tumbes Km.0+246.00, carretera Corrales Pampas de Hospital?

E. Problema Especifico

¿Cuál es el costo estimado para el diseño de rehabilitación del puente en el rio Tumbes Km.0+246.00, carretera Corrales Pampas de Hospital?

1.3. Justificación

En la ejecución de la presente tesis, damos a conocer, el planteamiento y la propuesta de soluciones; Además hacemos un estudio de la concepción del proyecto, problemas encontrados al inicio de la construcción, ingeniería y detalles del mismo, así como la construcción propiamente dicha, en lo que se refiere a estribos, falso puente, vigas y losa del tablero, barandas, para finalmente hacer la prueba de carga del puente

Justificación técnica

Los puentes vehiculares son monumentos majestuosos en el mundo de la ingeniería, desde el sencillo puente de vigas, a los majestuosos puentes colgantes, atirantados, o los hechos en forma de arco, los puentes permiten comunicar a dos puntos geográficos de manera rápida y segura, trayendo con ellos una gran cantidad de beneficios de manera indirecta que se pueden resumir en comunicación, salud, trabajo y desarrollo. El proyecto y cálculo de los puentes, pertenecen a la ingeniería estructural, siendo numerosos los diseños que los ingenieros han diseñado y construido a lo largo de la historia, influenciados por los materiales disponibles, las técnicas desarrolladas, y los recursos económicos de cada época.

Justificación legal

Resolución Directoral n° 19-2018-Mtc/14 Lima, 20 de diciembre del 2018

CONSIDERANDO: Que, el artículo 16° de la Ley N° 27181 - Ley General del Transporte y Tránsito Terrestre establece que el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, es el órgano rector a nivel nacional en materia de transporte y tránsito terrestre, teniendo, entre otras, competencias normativas; Que, en ese marco, el Reglamento Nacional de Gestión de Infraestructura Vial, aprobado por Decreto Supremo N° 034-2008-MTC, ha señalado en el Numeral 4.1 de su artículo 4°, que el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, a través de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, es la autoridad competente para dictar las normas correspondientes a la gestión de la infraestructura vial, fiscalizar su cumplimiento e interpretar las normas técnicas contenidas en dicho reglamento. Asimismo; su artículo 19°, en concordancia con la Primera Disposición Complementaria Final de la misma norma, señala que este Ministerio, a través de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, elabora, actualiza y aprueba los manuales para la gestión de la infraestructura vial.

1.4. Objetivos

Objetivo General

Realizar el diseño para la rehabilitación del puente en el rio Tumbes Km.0+246.00, carretera Corrales, Pampas de Hospital.

Objetivos Específicos

A. Objetivo Especifico

Desarrollar el estudio geológico y geotécnico del puente en el rio Tumbes Km.0+246.00, carretera Corrales Pampas de Hospital.

B. Objetivo Especifico

Desarrollar el estudio hidrológico del puente en el rio Tumbes Km.0+246.00, carretera Corrales Pampas de Hospital.

C. Objetivo Especifico

Desarrollar el estudio topográfico del puente en el rio Tumbes Km.0+246.00, carretera Corrales Pampas de Hospital.

D. Objetivo Especifico

Determinar el costo estimado para el diseño de mejoramiento del puente en el rio Tumbes Km.0+246.00, carretera Corrales Pampas de Hospital.

1.4.1. TEORÍAS RELACIONADAS AL TEMA

Tipos de superestructuras

1.4.1.1. Puentes

La enciclopedia libre Wikipedia, señala que, “un puente es una construcción que permite salvar un accidente geográfico o cualquier otro obstáculo físico como un río, un cañón, un valle, un camino, una vía férrea un cuerpo de agua o cualquier otro obstáculo”.

El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y la naturaleza del terreno sobre el que el puente es construido. Su proyecto y su cálculo pertenecen a la Ingeniería Estructural, siendo numerosos los tipos de diseños que se han aplicado a lo largo de la historia, influidos por los materiales disponibles, las técnicas desarrolladas y las consideraciones económicas, entre otros factores.

Según **John Ampuero**, “el tipo transversal a adoptarse en cada caso es función de una gran cantidad de variables y muchas veces es necesario realizar croquis de diferentes alternativas, llevándolos hasta un nivel de diseño suficiente para poder determinar sus costos y de esta forma, adoptar la más conveniente”.

- Puentes metálicos
- Simplemente apoyados, reticulados o de alma llena.
- Continuos, reticulados o de alma llena.
- Arcos.
- Atirantados.
- Colgantes.

FIGURA N°01: PUENTE EN ARCO APOYADO

Puente Bolognesi, ubicado en la ciudad de Piura-Perú.



Fuente Elaboración propia

FIGURA 02: PUENTE CONTINUO

Puente Talagante ubicado sobre el río Mapocho, en la ciudad de Santiago-Chile.



Fuente Elaboración propia

FIGURA 03: PUENTE ARCO

Puente George ubicado en la ciudad de Virginia E.E.U.U.



Fuente Elaboración propia

FIGURA 04: PUENTE ATIRANTADO

Puente "Bellavista" Atirantado ubicado en la Región San Martín- Perú.



Fuente Elaboración propia

FIGURA 05: PUENTE COLGANTE

Puente Golden Gate ubicado en la ciudad de San Francisco E.E.U.U.



Fuente Elaboración propia

Puentes de Concreto

Simplemente Apoyados.

Continuos.

Pórticos.

Arcos.

FIGURA 06: PUENTE DE CONCRETO APOYADO

Puente de concreto armado simplemente apoyado, en la ciudad de Satipo - Perú.



Fuente Elaboración propia

FIGURA 07: PUENTE ARCO DE CONCRETO

Puente arco de concreto armado el cual se usa para salvar grandes luces de los ríos.



Fuente Elaboración propia

FIGURA 08: PUENTE APOYADO DE 3 TRAMOS

Puente Cumbaza, ubicado en la región San Martín –Perú.



Fuente Elaboración propia

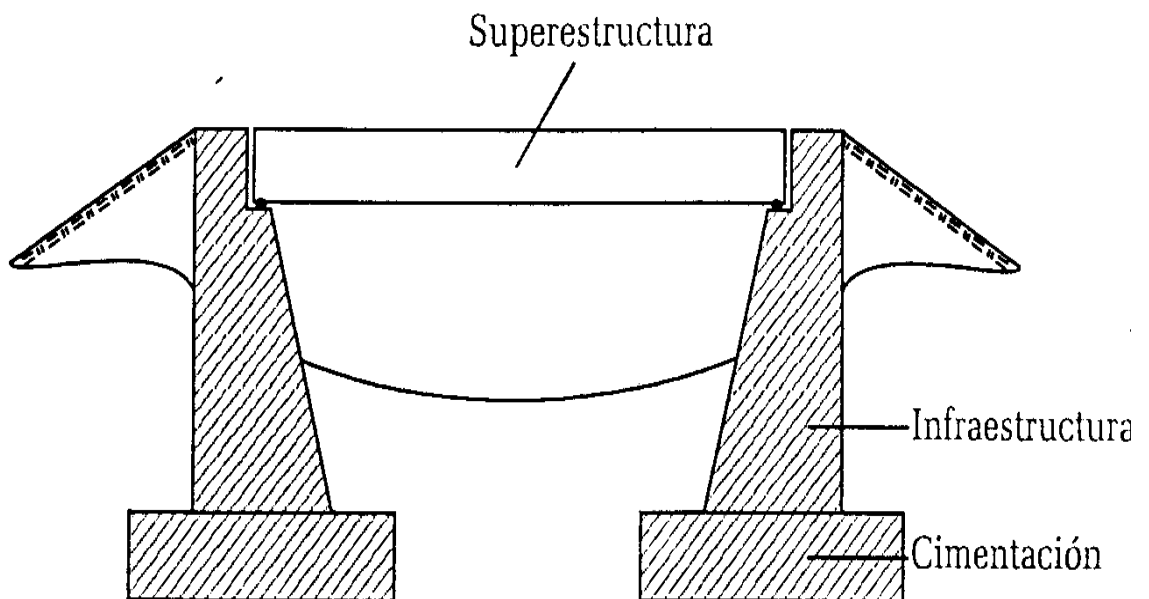
FIGURA 09: PUENTE TIPO PÓRTICO

Puente tipo pórtico de concreto armado ubicado en España.



Fuente Elaboración propia

FIGURA 10: ELEMENTOS DE UN PUENTE



Fuente Elaboración propia

1.4.2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN PUENTE

1.4.2.1. La superestructura

1.4.2.2. La subestructura

Mehdi nos dice que la superestructura, “es el conjunto de elementos que forman la parte superior del puente, y generalmente está compuesta por”:

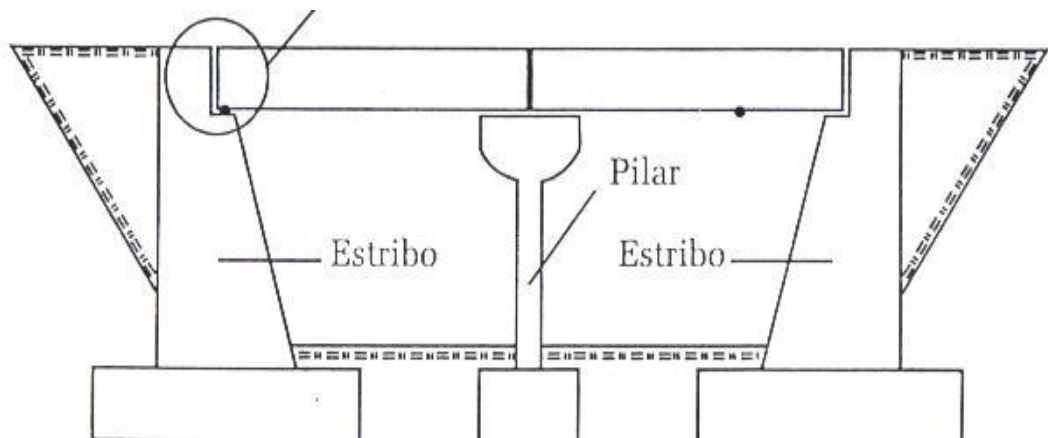
- **El tablero:** Constituido por los elementos estructurales que soportan las cargas de los vehículos para luego transmitir sus efectos a la estructura principal.
- **La estructura principal:** Es el sistema estructural que soporta el tablero y salva el vano entre apoyos, transmitiendo las cargas a la subestructura.

Asimismo Mehdi especifica que, “la Subestructura Está conformado por elementos estructurales que soportan las cargas procedentes de la superestructura y los transmiten a la cimentación”. Pudiendo ser:

a. Estribos: Son los apoyos extremos del puente y transmiten las cargas a la cimentación y soportan a su vez empuje de tierras.

b. Pilares: Son los apoyos intermedios en un puente, reciben las reacciones de dos tramos del puente transmitiéndola a la cimentación, sobre las cuales no actúa el empuje de los rellenos.

FIGURA 11: INFRAESTRUCTURA DE UN PUENTE



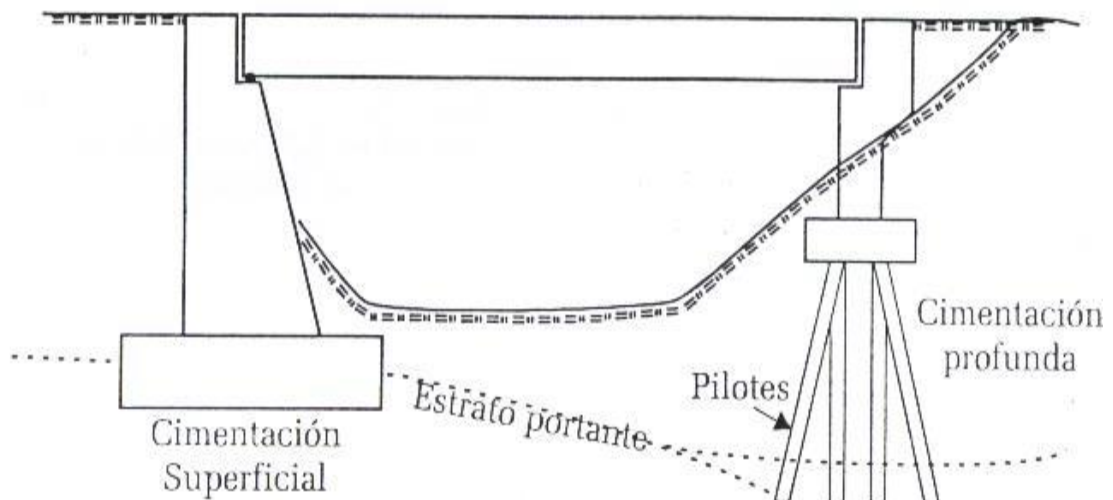
Fuente Elaboración propia

c. Cimentación: Es la parte enterrada en el terreno y sirve para alcanzar el estrato portante. Existen los siguientes tipos:

Cimentación Superficial: Conformada por zapatas que transmiten las cargas directamente al terreno. Este tipo de cimentación es posible debido a que el estrato portante se encuentra a pequeñas profundidades y es posible llegar mediante excavaciones.

Cimentación Profunda: En este tipo de cimentación es cuando el estrato se encuentra a una profundidad que no es posible llegar mediante excavaciones. Pudiendo ser: Pilotes, cajones de cimentación, o compuestos.

FIGURA 12: TIPOS DE CIMENTACIÓN DE UN PUENTE



Fuente Elaboración propia

1.4.2.3. Apoyos

1.4.2.4. Cargas de diseño

Según Mehdi, “los apoyos son ensambles estructurales instalados para garantizar la segura transferencia de todas las reacciones de la superestructura a la subestructura”.

El Manual de Diseño de Puentes del MTC establece que, “se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias”.

Cargas permanentes:

DD = Fuerza de arrastre hacia abajo.

DC = Carga muerta de Componentes estructurales y no estructurales.

DW = Carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.

EH = Presión de tierra horizontal.

ES = Sobrecarga del suelo.

EV = Presión vertical del relleno.

Cargas transitorias:

BR = fuerza de frenado vehicular.

CE = fuerza centrífuga vehicular.

CR = "creep" del concreto.

CT = fuerza de choque vehicular.

CV = fuerza de choque de barcos.

EQ = sismo.

FR = fricción.

IC = carga de hielo.

IM = carga de impacto.

LL = carga viva vehicular.

LS = carga viva superficial.

PL = carga viva de peatones.

SE = asentamiento.

SH = contracción.

TG = gradiente de temperatura.

TU = temperatura uniforme.

WA = carga de agua y presión del flujo.

WL = efecto de viento sobre la carga viva.

WS = efecto de viento sobre la estructura.

1.5. Antecedentes

“Durante el fenómeno del Niño Costero, que afectó principalmente a las zonas del norte del país, 242 puentes (vehiculares y peatonales) se desplomaron en todo el país y sólo en Lambayeque fueron 52. Por otro lado, 397 puentes tanto vehiculares como peatonales fueron severamente dañados a lo largo de todo el Perú, siendo 33 puentes de la región de Piura” (Cámara de Comercio de Lima, 2017). Es por eso que es importante reconstruir y reparar estos puentes de la mejor manera para que resistan los próximos desastres naturales que se avecinen.

Faress Hraib y Liu Hui (2019) redactaron un artículo donde describen y analizan la rotación de la viga exterior de un Puente durante su construcción, el objetivo de su investigación radica en encontrar los parámetros que afectan directamente la rotación de elementos exteriores de un puente sometido a cargas de construcción. Analizan fundamentalmente dos tipos de carga, el peso del concreto fresco y el peso de la máquina niveladora, los efectos que producen por ejemplo el peso del personal y el encofrado no son tan significativos en comparación a las primeras, es por eso que los autores solo toman esas dos variables para este estudio.

El artículo empieza con una breve introducción donde nos explican la importancia de incluir las cargas a las que está sometida la superestructura de un puente en la etapa de construcción, estas cargas generalmente no son incluidas en la etapa de diseño y esto puede perjudicar el desempeño futuro del puente afectando su vida útil y generando problemas en el caso de una futura rehabilitación.

Este antecedente es considerado para la investigación ya que explica que antes de que el concreto empiece a endurecerse las bridas de las vigas son más propensas a deformarse, por lo tanto, por este efecto que produce el concreto fresco, la sección transversal de la losa no será uniforme.

Velandia Garay (2013) en su tesis presentada para optar el grado de magister en ingeniería. denominada comparación técnica económica de puentes de dos y tres luces con losa de concreto reforzado vigas continuas de concreto preesforzado, hizo una investigación acerca de una comparación Técnico-Económica de puentes con el propósito de conocer que diseño estructural es el más económico para que durante el proceso de construcción y diseño se logre la mayor optimización de recursos y poder entregar el producto final al menor costo. Se analizó y se diseñaron cuatro tipos de diseño de la misma longitud para un puente ubicado en la ciudad de Bogotá – Colombia, los cuatro diseños presentaron diferencias en el número de luces y en las longitudes de estas. Los materiales que se utilizaron fueron vigas de concreto presforzado y los demás elementos estructurales fueron de concreto reforzado. Los diseños de los puentes se basaron en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCDSP95.

Este antecedente es considerado para la investigación, ya que se llegó a la conclusión que los cables de presfuerzo aumentan su eficiencia cuando sus luces tienden a tener una longitud del mismo tamaño, siempre y cuando se trate del diseño de un puente con tres luces ya que al tener luces más cortas las secciones son más esbeltas y necesitan una menor cantidad de acero de refuerzo para así contrarrestar la misma carga viva de la estructura a lo largo de su vida útil y otro factor importante al momento de realizar el diseño de un puente es el de analizar el estudio de suelos con el que se determina el número de luces a utilizar y la profundidad que deben tener los pilares y estribos en el diseño.

Fonseca Briceño y Linares Sánchez (2015) en su tesis presentada para optar el título de Ingeniero Civil, denominada Diseño de un puente con vigas prefabricadas en el cual hicieron una investigación acerca del diseño estructural de un puente con vigas prefabricadas con el propósito de estudiar y desarrollar el diseño estructural de todos los elementos de un puente de 30 metros de luz, utilizando como elementos principales vigas prefabricadas postensadas las cuales serán distribuidas uniformemente en todo el ancho del tablero. El diseño será elaborado según la metodología del Manual de Diseño

de Puentes. El puente se construiría encima de una carretera que cruza a la panamericana sur en la zona de San Bartolo – Lurín y así poder lograr que el tránsito de esa zona sea más fluido.

Este antecedente es considerado para la investigación ya que, se llega Como hallazgos importantes en el diseño de este puente se tiene que las vigas prefabricadas recibirán la mayor cantidad de esfuerzos en la etapa de tensado, en esta etapa se debe tener sumo cuidado para que los esfuerzos generados en el tensado no superen a los esfuerzos admisibles de la viga y por esto las vigas deben ser ayudadas a soportar los esfuerzos del tensado en la etapa de servicio. Por lo tanto, para este diseño se analiza una etapa de tensado en la cual se tendrá que verificar los esfuerzos iniciales para así poder asegurar un correcto tensado de las vigas.

Seminario Manrique (2004) en su tesis presentada para optar el título de Ingeniero Civil, denominada guía para el diseño de puentes con vigas y losa, realizó en su tema de investigación una guía para el diseño de puentes más comunes los cuales solo presentan vigas y losa, este estudio lo hizo con el único propósito de proveer los lineamientos generales del diseño de puentes con viga y losa de acuerdo a las normas vigente hasta el año de su investigación, como muestras utilizadas fueron la norma AASHTO y la norma peruana “Manual de Diseño de Puentes” del MTC-DGCF la cual se basó en “Standard Specifications for Highway Bridges” de la AASHTO. Para esta guía de diseño de puentes se explicó todo lo involucrado en puentes desde las combinaciones de cargas hasta todo lo referido a la superestructura, etc.

Este antecedente es considerado para la investigación ya que en los hallazgos más importantes son acerca de la prefabricación, esta resulta muy ventajosa porque disminuye el tiempo de construcción ya que las vigas pueden prefabricarse mientras que se construye la infraestructura del puente y de este modo se pueden eliminar los riesgos de trabajar en altura, y cuando se tratan de casos de concreto presforzado se llegan a evitar las dificultades debido al tensionamiento prematuro del concreto joven.

Se mejoran las características mecánicas del concreto debido a que las condiciones de fabricación son semi-industriales, y también se aumenta el rendimiento de la mano de obra ya que se establece un ritmo de construcción.

Sifuentes Celis y Zevallos Elizabeth (2013) en su tesis presentada para optar el título de Ingeniero Civil, denominada diseño y la construcción del puente Bellavista de la Red Vial Bellavista del distrito de Santa en Ancash. Hicieron el análisis y diseño de un puente tipo viga – losa con el propósito de hacer real la ejecución de un puente que permita la unión de los pueblos para fines comerciales, culturales, sociales y deportivos que generen fuentes de trabajo, así como también el difundir y aplicar los métodos conocidos para el análisis y diseño de un puente. El puente tipo viga – losa contiene los siguientes elementos estructurales: el diseño, análisis y detalles en la superestructura, la subestructura y los dispositivos de apoyo.

Este antecedente es considerado para la investigación ya que se tiene como hallazgos importantes se concluyó que para el diseño de puentes los estudios previos de la topografía, geotecnia, hidrología, etc.

Son requisitos indispensables para poder definir todas las características que el puente deberá tener en su diseño. Para esto hay que involucrar a los medios humanos y técnicos suficientes para permitir tener un conocimiento completo y actualizado del diseño, y de esta manera poder definir la cantidad de los recursos necesarios, garantizando un empleo óptimo y eficaz en dichos recursos. Sobre todo se deben proponer varios períodos cortos de supervisión para la construcción y el empleo óptimo de los recursos necesarios en la ejecución del puente.

1.6. Bases Teóricas

Tanto las teorías redactadas y estudiadas en las normas como las prácticas realizadas en campo han ido evolucionando de una manera muy importante, ya que han servido para demostrar todos los avances logrados a través de las distintas investigaciones de la AASHTO como las propiedades de los materiales, el uso de nuevos materiales, análisis más racionales y precisos del comportamiento estructural, así como también los avances tecnológicos de

maquinarias y de la informática, la cual ha ido creando los software de diseño estructural relacionados a puentes y que hasta la actualidad siguen actualizándose y sirviendo a todo aquel que se vea relacionado a investigar, aprender o aportar en la evolución del diseño de puentes basados en una norma conocida en la actualidad como la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.

Actualmente se han venido estudiando eventos extremos los cuales representen e involucren riesgos particulares para los puentes así como eventos o movimientos sísmicos, socavación, fatiga, corrosión, entre muchos otros eventos los cuales vienen aumentando cada vez más.

Historia de los Puentes.

Los puentes son estructuras muy importantes desde los tiempos antiguos ya que permiten salvar obstáculos como ríos, desniveles, carreteras, valles o simplemente para llegar más rápido de un lugar a otro. Los primeros puentes fueron construidos básicamente con elementos naturales, como el tronco de un árbol el cual se dejaba caer encima de un arroyo para así poder cruzarlo. Con el tiempo las tribus americanas supieron crear cuerdas las cuales les sirvieron para unir los elementos de los puentes de madera. De esta manera aprovechando mejor las cuerdas fueron naciendo poco a poco los precursores de los puentes colgantes.

La civilización romana fue innovando su estructura con el uso de arcos y bóvedas, siendo así la primera cultura que comenzó a construir puentes de manera generalizada pero de materiales como madera y piedra, de luces cortas. Los romanos también construyeron acueductos para el paso de canales, utilizando los arcos.

Los puentes de la edad media sustituyeron a los puentes de la antigua roma, ya que gran parte de los puentes estaban destruidos por la socavación ocasionada por la aceleración y el incremento de la corriente de los ríos. Por primera vez se usaron pilotes de madera en los pilares del puente. También se disminuyeron los tamaños de construcción de los arcos, en donde pasaron a ser arcos rebajados, incluyendo fortificaciones en las entradas de los arcos. Actualmente, los puentes han ido mejorando sus soluciones estructurales gracias al uso de recursos computacionales como los programas de diseño,

los cuales son de gran ayuda al momento de analizar los modelos matemáticos del diseño de los puentes. Así como los avances tecnológicos en computación mejoraron y se implementaron, también progresaron notablemente los materiales como es el caso del concreto de alto desempeño. Los reglamentos de diseño de puentes de distintos avances mundiales son de gran ayuda para el análisis y diseño de cualquier tipo de puentes, tal es el caso de la norma AASHTO LRFD, la cual es una de las normas más usadas para diseñar puentes.

1.7. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Para el presente informe está basado en el Manual de Puentes el cual brinda las pautas necesarias para el planeamiento, el análisis y el diseño, de puentes carreteros. Se especifican en cada caso los requisitos mínimos, quedando a criterio del ingeniero estructural utilizar los límites más estrictos o complementar estas Especificaciones en lo que resulte pertinente.

La AASHTO LRFD, ha sido tradicionalmente las más utilizadas, desde hace más de 70 años, por los profesionales peruanos dedicados al diseño y a la construcción de puentes. En aspectos tales como las sobrecargas de camiones se mantienen las ideas básicas de las Especificaciones AASHTO. La sobrecarga especificada en este Manual corresponde a la denominada AASHTO HL-93.

1.8. Definición de Términos Básicos

Arco: elemento estructural de directriz curva que, esencialmente, desarrolla su misión resistente mediante esfuerzos de compresión.

Arenisca: Roca sedimentaria detrítica de tipo arenácea, cuyo tamaño de grano varía entre grano muy fino a grano muy grueso (2 mm). El aspecto general de las areniscas varía ampliamente, aunque es frecuente el aspecto granular y un color ocre, que dependen, entre numerosos factores, del grado de alteración. Por lo general su talla y su labra son fáciles.

Barandilla: Elemento generalmente metálico dispuesto sobre la imposta de un puente para servir de apoyo y protección a los peatones pretil aligerado.

Cimentación: Parte de la construcción que está en contacto con el terreno natural y que constituye la base o apoyo del resto de la obra a través de la cual se transmiten las cargas al suelo. Puede ser superficial (constituida por zapatas, losas, vigas o emparrillados) o profunda (constituida por encepados, pilotes, cajones, pozos). Constituye la Infraestructura del puente. Clave: Punto más alto de un arco; también se denomina así a la dovela central que cierra en su punto más alto un arco o bóveda.

Pila-estribo: Pila de grandes dimensiones capaz de soportar, a modo de estribo, el empuje no compensado de una única bóveda cuando falta la contigua. La disposición de pilas-estribo en un puente evita la destrucción total del mismo en el caso de que se produzca el colapso de un arco.

Pilote: Madero rollizo, o pilar metálico o, más modernamente, de hormigón armado que se hinca en el terreno o se hormigona dentro de él para soportar en profundidad las cargas transmitidas por la superestructura de una construcción. Plataforma: Superficie de la superestructura de un puente sobre la que se apoyan los elementos necesarios para el cumplimiento de su misión funcional (aceras, arceles, pavimento, etc.).

Puente: Obra de paso de más de 10 metros de luz destinadas a salvar obstáculos, depresiones del terreno o a cruzar las vaguadas de los ríos. Ver puente-viaducto, viaducto, acueducto, pontón. Puentes en arco/puentes arco: Puentes cuyo elemento resistente estructural principal es la bóveda. Cada bóveda puede estar constituida por varios arcos independientes o trabados entre sí.

Zócalo: Una o varias hiladas de sillería que apoyan sobre los cimientos y desde donde arrancan los fustes de pilas o paramentos de estribos, con un resalto entre ambas partes. Este término se aplica más habitualmente cuando se refiere a un solo paramento, como es el caso de estribos, que cuando tiene un sentido perimetral, como es el caso de pilas.

1.9. MARCO TEÓRICO

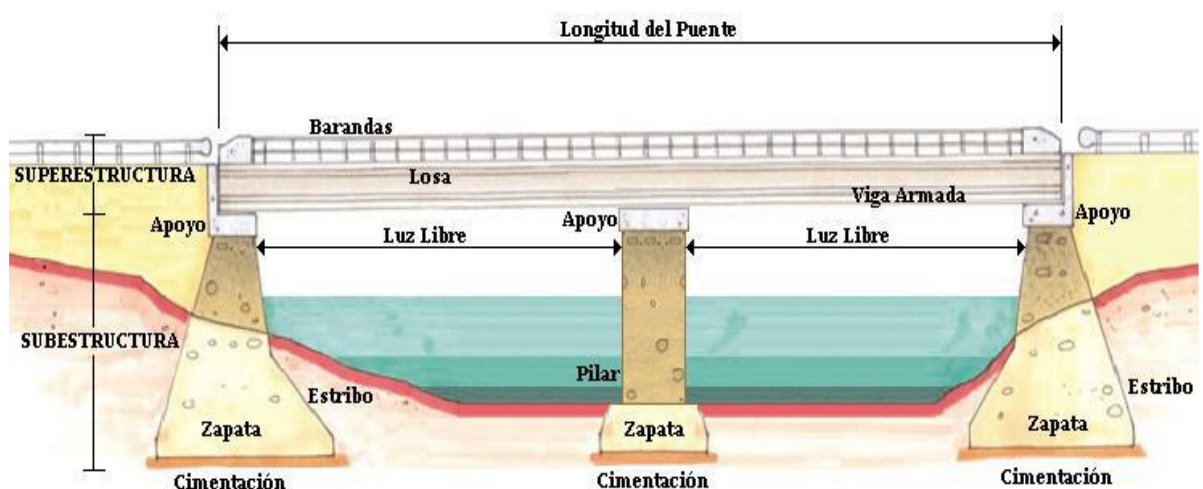
Introducción a Puentes.

Los puentes son un tipo de estructuras de gran envergadura que permiten atravesar un río, un desnivel, un abismo u otras estructuras, permitiendo un adecuado y seguro tránsito de vehículos, trenes y peatones. La estructura de un puente se divide en dos partes la superestructura y la subestructura. En la Figura se puede apreciar las partes y la estructura de un puente.

La superestructura está conformada por una losa o tablero que es la que soporta directamente las cargas; armaduras, vigas, cables, bóveda y arcos que son los que transmiten las cargas del tablero hacia los apoyos. La superestructura es la que soporta las cargas muertas (peso propio, losa, vigas, veredas, carpeta asfáltica, barandas, etc.) y las cargas vivas (vehículos, peatones, etc.).

La subestructura está conformada por columnas, torres, zapatas, estribos que son los apoyos extremos y por pilares que son los apoyos centrales, los cimientos son los encargados de transmitir al terreno los esfuerzos. La subestructura es la que soporta las cargas que aporta la superestructura, presión de suelo, fuerzas sísmicas, etc.

FIGURA N°13 PARTES DE UN PUENTE



Definición de variables

En la investigación se precisa variable única la cual se trabajara con los objetivos, Se establece a condición de variable única: Diseño y rehabilitación del puente en el río Tumbes, Carretera Corrales Pampas de Hospital.

1.10. Formulación de Hipótesis

Hipótesis General

El diseño de rehabilitación del puente en el río Tumbes Km.0+246 en la carretera Corrales en el distrito Pampas de Hospital es el más adecuado para las condiciones climáticas en la zona.

1.11. PROPUESTA DE APLICACIÓN PROFESIONAL

Metas del proyecto

El Proyecto contempla la construcción cuatro nuevos tramos de 40,65 m de luz cada uno entre ejes de Pilares, de sección mixta con vigas de acero de sección tipo I (plate girder) y losa de concreto, que sumados a los dos tramos existentes de longitud 40,30 y 40,80 m hacen una longitud total de 243.375 m de puente entre ejes de estribos.

1.12. METAS FÍSICAS

Descripción del proyecto

Superestructura:

Longitud: $40.30 + 40.80 + 40.65 \times 3 + 40.325 = 243.375$ m

Número de tramos: 6

Sistema Estructural Vigas simplemente apoyadas.

Tablero: Cuatro Vigas de acero A36 tipo Plate Girder trabajando como sección compuesta con una losa de concreto de espesor constante.

Ancho Total 8.80 m

Ancho de Vía: 7.20 m (Doble Vía)

Veredas: 2 de 0.80 m = 1.60 m

Materiales:

Vigas Acero ASTM A709 Grado 36 $F_y = 250$ MPa.

Diafragmas y otros Acero ASTM A709 Grado 36 $F_y = 250$ MPa.

Soldadura de Vigas Electrodo AWS E7018.

Losa del Tablero Concreto $f'c = 28$ MPa

Veredas Concreto $f'c = 21$ MPa

Acero de Refuerzo $f_y = 420$ MPa

Subestructura:

Estribo Izquierdo: Estribo existente tipo Muro, cimentado sobre un cajón de cimentación. No se ha previsto trabajos en este debido a su buena condición de conservación.

Pilar N° 1: Pilar existente, tipo pórtico con dos columnas circulares de 1.60 m de diámetro y una viga cabezal de sección 1.90x1.15. En este se ha previsto el reforzamiento de la cimentación, adicionando cuatro pilotes excavados para dotarlo de mayor estabilidad ante fenómenos erosivos.

Pilar N° 2: Antes estribo derecho, acondicionado para poder dar continuidad a la superestructura. Se ha previsto modificarlo como un pórtico con columnas circulares de 1.80 m de diámetro y viga cabezal de, las que envuelven a las columnas del estribo existente.

Pilares N° 3, 4 y 5: Pilares nuevos tipo pórtico con dos columnas circulares de 1.30 m de diámetro y una viga cabezal de sección rectangular 1.60x1.00.

Estribo Derecho: Estructura nueva, tipo pórtico con dos columnas circulares de 1.30 m de diámetro y una viga cabezal de sección rectangular 1.60x1.00. Para la contención del material de relleno se le ha colocado un macizo con muros laterales. Se ha previsto su trabajo como Pilar en caso de avenidas extraordinarias.

Materiales: Concreto $f'c = 21$ MPa Pilotes.

Concreto $f'c = 21$ MPa Pilares.

Concreto $f'c = 21$ MPa Estribos.

Concreto $f'c = 21$ MPa Losa de aprox.

Acero de Refuerzo $f_y = 420$ MPa

Se ha previsto que para la preparación de concreto se utilice cemento Pórtland tipo I y aditivos plastificantes y retardantes de fragua, para atenuar los efectos de las altas temperaturas.

Cimentación: Pilotes de excavados de concreto de 1.0 m de diámetro de sección y 18.0 m de profundidad.

Pilar N° 1: 12 pilotes de 406 mm de diámetro de fuste y L=13.0 m

Pilar Central 15 pilotes de 406 mm de diámetro de fuste y L=13.0 m

Estribo Derecho 12 pilotes nuevos de 406 mm de diámetro de fuste y L=7.0 m.

Los pilotes existentes de 406 mm de diámetro de fuste y L=7.0 m (aproximadamente) serán demolidos y aislados de la nueva cimentación.

II. MATERIALES Y METODOS

2.1. Material de Estudio

2.1.1. Población

Población beneficiaria

Según el Censo del INEI 2017 el distrito de pampas de hospital tiene una población de 7 050 hab.

2.1.2. Muestra

El tipo de investigación, no se atarea con datos comparativos, requiere trabajar con los objetivos proyectados, se asumirá en cálculos e informes hidrológicos como geológicos y geotecnicos.

La población beneficiaria son los pobladores del Distrito de Pampas de Hospital en un total de 7,050 habitantes.

TABLA N°01 POBLACION

DISTRITO	HABITANTES
Pampas de Hospital	7,050
Total de pobladores	7,050

Fuente: Elaboración propia

2.1.3. Para recolectar datos Técnicas

En virtud a desarrollar adecuadamente el estudio geológico, geotécnico hidráulico, con fines de alcanza los objetivos planteados se realizó la metodología de trabajo.

Primera etapa.

Recopilación evaluación y selección bibliográfica estudios geológicos geotécnicos regionales, hidráulicos en el rio tumbes informes, planos geológicos, planos topográficos, a diferentes escalas, fotografías, aéreas, etc. Todas estas relacionadas con el proyecto y las que fueron relativamente escasas y de carácter restringido.

Segunda etapa.

Mediante los datos recolectados en la fase de campo y mediante la recopilación de la primera etapa se procederá a la interpretación de las mismas y mediante ello con la redacción del presente informe

2.1.4. Metodología y procedimientos

A continuación se resume la metodología y procedimientos empleados para la estimación de las descargas máximas:

- Análisis de frecuencias de las descargas máximas instantáneas registradas en la estación El Tigre.
- Análisis de frecuencias de las precipitaciones máximas en 24 horas registradas en la estación El Tigre.
- Identificación y delimitación de quebradas ubicadas en el tramo Estación El Tigre –Puente en el Km.0+246.00, que ha sido realizada en base a las Cartas a escala 1/100,000 y 1/25,000.
- Para las quebradas, la estimación de los caudales máximos mediante el método de las Curvas Envolventes de Creager.

- Selección de los caudales máximos, utilizando la prueba estadística de Smirnov –Kolmogorov.

2.1.5. Software empleado

Para la aplicación del modelo matemático se ha empleado el Sistema de Análisis de Ríos del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos HEC – RAS versión 3.1.2.

Este software realiza cálculos hidráulicos de cursos naturales o artificiales en una dirección (unidimensional) y cuenta además con los procedimientos de cálculo para simular los efectos hidráulicos debido a estructuras hidráulicas ubicadas en el cauce del río (puentes, vertederos, alcantarillas, etc.).

2.1.6. Confiabilidad y validez del instrumento

La confiabilidad del instrumento se valida los resultados de los estudios geológicos , estudio de hidráulica e hidrología con informes de máximas avenidas en el río tumbes, así como los cálculos efectuados para la instalación estructural del puente.

Operacionalización de variable

a. Variable Independiente

Diseño y rehabilitación del puente en el río Tumbes

b. Variable Dependiente

Rehabilitación del puente en el río Tumbes.

TABLA N°02: OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Variables	Definición Conceptual	Definición Operación	Dimensiones		Ítems
				Indicadores	
Diseño del puente en el río Tumbes		Diseño basado en los parámetros de las normas de diseño de puentes MTC	Percepción de información	Antecedentes hidrológicos	Rutas y accesos
	Categorización puentes		Estudio geológico y geotécnico		
			Estudio hidráulico e hidrológico		
	características		socavación	Calculo de máximas avenidas	Normas de diseño
	Norma de diseño de puentes MTC				
				Curvas de nivel	
			Estudio topográfico		Levantamiento topográfico
			Presupuesto	Costos	S10

Fuente: Elaboración propia

Tipo de investigación:

Ya que solicita emplear ilustraciones proporcionados, software de cálculos, observación de investigación teórica. ES APLICADA en el cual encuadra al problema.

Diseño de investigación:

El diseño de la investigación fue no experimental – transversal. No experimental porque los estudios se realizaron con información recibida del estudio del proyecto. De esa forma, se observó los fenómenos que se presentaron en el proceso constructivo con las variables de deformaciones que posteriormente se analizaron; y transversal porque se recopiló los datos en un momento único.

III. RESULTADOS

3.1. Aspectos Generales

3.1.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

Se encuentra ubicado en el Distrito de Pampas de Hospital, Provincia de Tumbes, Departamento de Tumbes, cuyo inicio (Km. 00.00) se ubica en la margen izquierda del río Tumbes en la carretera Corrales – Vaquería y su final en la margen derecha a la entrada del poblado de Pampas de Hospital (Km. 1+500.00) localizado en las Coordenadas Este 562,400 y Norte 9'592,200, en la costa entre los 25 a 30 m.s.n.m.

El Puente en la carretera corrales Km.0+246.00 se ubica sobre el río Tumbes, en las inmediaciones de las localidades de Francos (Vertiente izquierda) y Pampas de hospital (Vertiente derecha), en el distrito de Pampas de Hospital, provincia de Tumbes, departamento de Tumbes, en el extremo septentrional del país.

Su ubicación geográfica se encuentra definida en términos de las coordenadas UTM: 561 289 E y 9 592 286 N, a una altitud de 30 m.s.n.m.

El acceso se realiza de acuerdo al itinerario detallado en el cuadro.

FIGURA N° 14: UBICACIÓN GEOGRÁFICA



Fuente: Elaboración propia

FIGURA N° 15: UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA ZONA DE ESTUDIO



Vías de acceso

A la zona de estudio, Puente en el río Tumbes Km. 0+246.00, se accede por dos vías terrestres, primero por Tumbes - Corrales - Pampa de Hospital y la segunda, vía por Tumbes -San Juan –Pampa de Hospital.

TABLA N° 03: VÍAS DE ACCESO

CARRETERA	TRAMO	TIPO	DISTANCIA Km
Tumbes - Cabuyal	Tumbes - Pampas de Hospital	Asfaltada	15.2
Pampas de Hospital - Puente	Pampas de Hospital – Puente km 0+246.00	Trocha Carrozable	1.2
Total Tumbes – Puente			16.4

Fuente: Elaboración propia

3.1.2. Aspectos demográficos

Clima y Cobertura Vegetal

Tratándose de una región costera y relativamente cercana al trópico, presenta un clima transicional entre las regiones calurosas y desérticas de la costa peruana y las regiones tropicales y húmedas que se desarrollan hacia el norte, en territorio ecuatoriano, en consecuencia, el área del proyecto se caracteriza por ser calurosa durante todo el año, con lluvias estacionales localizadas entre los meses de enero y marzo, las cuales presentan cíclicamente periodos anómalos de abundante pluviometría, tales eventos conocidos como fenómeno del Niño, suelen presentarse con gran intensidad, circunstancias en las que son particularmente destructivos ya que multiplican exageradamente el caudal del río Tumbes y de la esorrentía regional en general.

FIGURA N°16 COBERTURA VEGETAL



Fuente: Elaboración propia

Puesto que la ocurrencia de lluvias tiene un corto periodo de recurrencia anual, la vegetación desarrollada en la zona es de tipo arbustivo - espinosa y de árboles bajos del tipo algarrobo que constituyen un bosque seco y no muy denso que en este caso en particular no constituyen obstáculo para la observación de los afloramientos geológicos, excepto en la llanura de inundación de la vertiente derecha del río Tumbes, donde se proyecta cimentar parte de la estructura del puente.

FIGURA N°17 ACCESO AL PUENTE



Fuente: Elaboración propia

Fisiografía y Drenaje

Las geoformas positivas que dominan el paisaje en el área del proyecto, están constituidas por una serie de colinas suavemente onduladas y relativamente aisladas en contraposición con una cadena de montañas bajas que se observan a la distancia y que son parte de la Cordillera de la Costa.

La geoforma negativa fundamental la constituye el valle del río Tumbes que en este sector evoluciona morfológicamente sobre un relieve maduro, por consiguiente muestra un cause meandriforme y divagante lateralmente a lo ancho del fondo del valle que en este sector alcanza aproximadamente 1 Km.

Recursos y Suministros

Agua

La fuente más importante de agua la constituye el río Tumbes el cual tiene un régimen anual y un significativo grado de turbidez; en general, el área presenta déficit de este recurso por lo que los eventuales requerimientos tendrán que ser provistos a partir de pozos excavados para tal fin en la extensa playa que se localiza en la margen derecha del río Tumbes, en cualquier caso, la utilización de este recurso para fines del proyecto no afectará el requerimiento doméstico de los asentamientos urbanos y rurales de las inmediaciones.

Energía

A aproximadamente 1.5 Km, en la localidad de Pampas de Hospital se encuentra una red eléctrica local de media tensión cuyo usufructo eventualmente puede confrontar restricciones por lo que tal vez lo más aconsejable es prever el uso de grupos electrógenos en el área del proyecto a fin de satisfacer los requerimientos del mismo.

La demanda por otras fuentes energéticas como hidrocarburos ligeros (gasolina, diesel N° 2, diesel N° 6, etc) puede ser satisfecha en la ciudad de Tumbes.

Suministros

Los suministros en general, como equipos, partes mecánicas, insumos de manufactura para construcción (fierro, cemento, estructuras de metal, etc.), y materiales de uso administrativo que se requieren para la ejecución del proyecto pueden ser adquiridos en las principales ciudades de la región: Tumbes, Piura, Trujillo que cuentan con algunas sedes establecidas de casas proveedoras del rubro construcción civil; se hará excepción respecto a los materiales de manufactura específica que deberán ser adquiridos en la ciudad de Lima que es la que cuenta con parque industrial y actividad mercantil de la especialidad.

Suministros del tipo Vitualla pueden ser provistos desde la ciudad de Tumbes.

3.1.3. CONTEXTO GEOLOGICO REGIONAL

Marco Geológico Regional

La geología de la región circundante al área del proyecto, está definida por una secuencia litológica sedimentaria desarrollada a lo largo de los últimos 30 ma en una cuenca tectónicamente activa, con periodos alternos de subsidencia y emersión que condicionaron la formación de una cuenca sedimentaria epicontinental donde prevalecieron facies deltaicas y de marismas que se intercalan con niveles tobáceos que evidencian vulcanismo cercano, eventos coherentes con el estilo de tectónica distensiva que caracteriza la región.

La pila sedimentaria sobryace mediante discordancia erosional sobre un complejo de granitoides y sedimentos no diferenciados, de edad paleozoica, que han sido sollevados constituyendo una cadena montañosa conocida como Cordillera de la Costa.

Seguidamente describimos someramente, del tope al piso, las unidades estratigráficas que definen la columna regional, cuyos respectivos emplazamientos los podemos observar en el plano geológico adjunto.⁽¹⁾

Rocas Cenozoicas

- **Depósitos Cuaternarios** Están constituidos por material inconsolidado predominantemente de origen aluvial emplazado a lo largo del cauce del río Tumbes y tributario, así como en los paleocauces donde conforma terrazas de grava y arena limosa; se desarrollan de manera particular en los abanicos deyectivos.

- **Formación Tumbes** Consiste de una secuencia clástica de sedimentos pelíticos - arenosos que muestra horizontes conglomeráticos y tobáceos hacia el tope, con algunas intercalaciones de lutitas abigarradas y areniscas gruesas que gradan hacia el segmento medio a areniscas tobáceas bien clasificadas, de grano medio a grueso, poco consolidadas y de color beige y a lutitas arcillosas abigarradas, fisibles e intercaladas con niveles conglomeráticos y horizontes yesíferos, en la parte basal.

La serie descrita constituye el techo de la columna en las inmediaciones del proyecto, en áreas más distales se la observa subyaciendo a la secuencia arenácea de la Formación Mal Pelo, mientras que en el área del proyecto sobreyace mediante discordancia erosional a la Formación Cardalitos; la edad atribuida a esta formación en base a criterios paleontológicos es Miocénica Superior.

- **Formación Cardalitos** Está constituida por una serie areno - arcillosa que muestra, del tope al piso: bancos de arena arcillosa, lodolitas marrones y capas de arcilla plumiza con horizontes yesíferos que gradan hacia el segmento medio⁽³⁾ a argilitas de color gris claro, beige, marrón rojizo y gris - verdoso hospedando lentes pequeños de arenas gruesas, inconsolidadas y conglomerados finos bien clasificados que se intercalan con capas delgadas de arenas gruesas silíceas; hacia el piso se reportan⁽⁴⁾ arenas relativamente duras en capas delgadas intercaladas con arcillas arenosas y conglomerados. La secuencia descrita infrayace a la Formación Tumbes y sobreyace a la Formación Zorritos mediante discordancia erosional paralela y la edad que se le atribuye en base a criterios de datación paleontológica es del Mioceno Medio.

FIGURA N°18 COLUMNA ESTRATIGRAFICA

COLUMNA ESTRATIGRAFICA AREA TUMBES - PUENTE FRANCO			
EDAD	NOMBRE	COLUMNA	DESCRIPCION LITOLOGICA
CUATERNARIO			Material Inconsolidado de origen preferentemente aluvial: Cantos, Gravas, Arena y Limo.
	FORMACION TUMBES		Lutitas abigarradas con capas de arena gruesa y conglomerados.
TERCIARIO	FORMACION CARDALITOS		Lodolitas, capas de arcilla con lentes y estratos de arena gruesa y conglomerados finos.
	FORMACION ZORRITOS		Areniscas cuarzosas con lutitas bentoníticas y carbonosas con pirita.
	FORMACION HEATH		Lutitas arcillosas, yesíferas con areniscas cuarzosas y lutitas nodulares.
PALEOZOICO	INDIVISO		Complejo de sedimentos devónicos-carboníferos no diferenciados que sobreyacen a metamorfitas esquistosas y gnéisicas y se encuentran intruidos por granitoides antiguos y granitos pegmatíticos.

- **Formación Zorritos** Consiste de una secuencia lutácea - areniscosa que aflora hacia los sectores NE y S del proyecto y muestra, del tope al piso: Horizontes de areniscas cuarzosas de grano medio a grueso, intercaladas con horizontes de lutitas bentoníticas y carbonosas con pirita diseminada, que varían hacia el segmento intermedio a pisos de areniscas finas interstratificadas con conglomerados finos, lutitas y capas de carbón piritoso, observándose en la parte basal lutitas abigarradas, carbonosas, con lentes de areniscas cuarzosas.

Es interesante anotar, por la connotación tectónica implícita, que en el área continental se observa a la Formación Zorritos suprayaciendo concordantemente a la Formación Heath, mostrando una potencia entre 350 y 400 m mientras que en el subsuelo del zócalo continental presenta una potencia superior a los 2 500 m; la edad atribuida a esta unidad corresponde al Mioceno Inferior.

- **Formación Heath** Constituye el piso de la columna geológica regional y aflora hacia el sector Sur del proyecto a manera de una franja elongada W-E, paralela a la cadena de montañas de los Amotape y consiste en su afloramiento típico, del techo al piso, de una secuencia de lutitas arcillosas

marrones con abundante contenido de yeso que se intercalan en el segmento intermedio con niveles de areniscas cuarzosas gruesas con matriz arcillosa, las cuales pasan, hacia el piso de la unidad, a una serie de lutitas grises que contienen nódulos calcáreos (slumping - boudinage) y se intercalan con bancos de coquinas.

En las áreas periféricas al proyecto, se observa a la Formación Heat sobreyaciendo a la Formación Máncora; en base a criterios paleontológicos, se le atribuye una edad correspondiente al Mioceno Inferior - Oligoceno Superior.

Rocas Paleozoicas

El nivel de basamento que soporta la pila sedimentaria descrita, está conformado por una secuencia de rocas sedimentarias cuyas características litológicas así como su respectiva diferenciación geocronológica, no ha sido abordada por la carta geológica nacional, en la cual se ha graficado la región, que corresponde a los cerros de Amotape como un sector indiferenciado donde diversos autores reportan rocas carboníferas y devónicas sobreyaciendo a un complejo metamórfico del paleozoico inferior a precambriano en que se han identificado facies epi, meso y catazonales, rocas que se encuentran intruidas por un complejo de granitoides y granitoides pegmatíticos.

Como se puede deducir, se trata de una región aún no estudiada pero que influye en la cuenca sedimentaria donde se emplaza el proyecto, dado que constituye la fuente que aportó los sedimentos predominantemente arenáceos, arcillosos y conglomeráticos que constituyeron el material de colmatación de la cuenca occidental de los Amotapes.

3.1.4. CONTEXTO TECTONICO – ESTRUCTURAL

Estilo Tectónico

El patrón estructural regional que podemos observarlo graficado nos sugiere un estilo de deformación estructural propio de una tectónica de bloques, la cual se caracteriza por un predominio de esfuerzos tectónicos verticales que dan lugar a estructuras de ruptura con planos de alto ángulo y dispuestos entre sí en forma relativamente ortogonal, de tal manera que el resultado de la interacción de dichos esfuerzos es la disyunción cortical en bloques, los cuales experimentan movimientos relativos de elevación y hundimiento e incluso en sentido alterno, es decir, que un bloque que en un momento fue elevado, durante otra época puede ser hundido y viceversa.

En este contexto, los esfuerzos compresivos que eventualmente condicionan el desarrollo de pliegues de estratos, se encuentran muy subordinados y su efecto es despreciable, predominando los esfuerzos de tipo epirogenético que condicionaron las reiteradas transgresiones y regresiones marinas que depositaron las secuencias sedimentarias descritas en el capítulo precedente.

Según lo expuesto, identificamos la influencia tectónica en los rasgos topográficos del paisaje a través de altos estructurales o pilares tectónicos (horst) como la cadena montañosa de los Amotape, emplazada al SE del proyecto y de depresiones o cubetas tectónicas (graben) como la cuenca sedimentaria terciaria donde se ubica el proyecto, separados ambos por un fallamiento gravitacional, longitudinal y de alto ángulo.

El estilo tectónico es condicionante del patrón sismológico regional e incide significativamente el modelado del relieve, tal como podemos apreciar a lo largo del valle del río tumbes cuyo curso se encuentra controlado por estructuras semiortogonales, particularmente entre las localidades de San Jacinto y Pampas de Hospital donde el río divaga a lo ancho de un cauce labrado en zonas de debilidad estructural.

Neotectonia

El desarrollo de las terrazas marinas, morfológicamente conocidas como Tablazos, en la región situada al SW del proyecto así como la evidencia de trazos de escarpa de falla, como el lineamiento estructural observado en la fotografía aérea adjunta, el cual permanece visible, a pesar de encontrarse emplazado sobre afloramientos pobremente diagenizados, altamente susceptibles a ser erosionados, nos sugiere que la región experimenta actividad tectónica reciente, por consiguiente podemos referirnos al área donde se localiza el proyecto del Puente franco como una cubeta tectónica estructuralmente activa, apreciación cuyas implicancias guardan relación con el proyecto dado que el estribo del lado izquierdo se encuentra cimentado muy cerca al trazo de falla.

Dislocaciones Plicativas

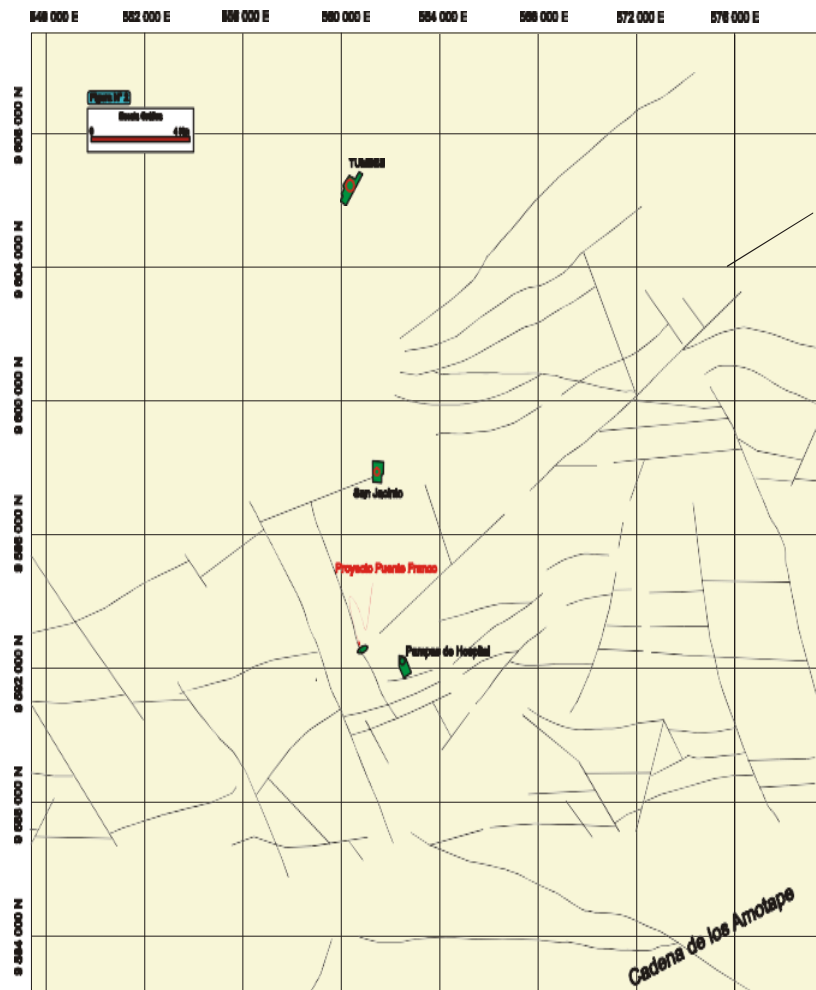
Se restringen a cambios locales de bajo ángulo en los planos de buzamiento de los estratos, generalmente entre $< 10^\circ$ y $< 20^\circ$ al NE, SW y NW, ya que la orientación de los planos de estratificación varía entre NW y NE, tendencias obviamente influenciadas por el estilo tectónico de bloques.

En términos cualitativos, podemos aseverar que las dislocaciones plicativas se encuentran condicionadas y subordinadas en importancia a las de tipo disyuntivo.

Dislocaciones Disyuntivas

Podemos apreciar los lineamientos estructurales relacionados con las estructuras disyuntivas que perfilan el estilo tectónico regional; en el cuadro podemos observar los principales sistemas de fallamiento - fracturamiento asociados.

FIGURA N°19 DISLOCACIONES DISYUNTIVAS



Concordantemente con lo que cabría esperar del tectonismo continental a la altura del paralelo 5°.

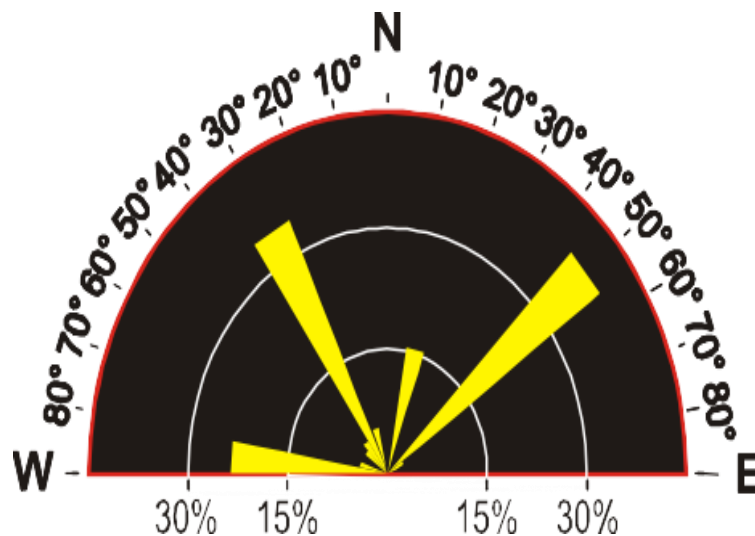
De lo graficado podemos observar que el proyecto se emplaza en las proximidades del punto de intersección de dos estructuras importantes relacionadas con los sistemas N 50°E y N 30°W, el primero de comportamiento básicamente gravitacional mientras que el segundo evidencia además de movimientos normales, componentes de desplazamiento de rumbo, predominantemente dextrales.

Se ha logrado identificar tres sistemas principales y uno secundario de fallamiento - fracturamiento asociado, los cuales se reseñan a continuación:

TABLA N°04 SISTEMAS DE FALLAMIENTO FRACTURAMIENTO

SISTEMA	RUMBO	BUZAMIENTO
Sistema Principal	N 30°W	90°
Sistema Principal	N 50°E	90° - 80°NW
Sistema Principal	W - E	90°
Sistema Secundario	N 15°E	90° - 70°NW

FIGURAN°20 DIAGRAMA DE ROSA



3.1.5. GEOLOGIA DEL AREA DE CIMENTACION DEL PUENTE EN EL KM. 0+246.00 EN EL RIO TUMBES

Afloramientos

Como podemos apreciar en las fotografías adjuntas, el área circundante al proyecto no es prolífica en afloramientos geológicos, debido al enmascaramiento parcial de la vegetación, que se extiende incluso a lo ancho de la ribera derecha la cual constituye una amplia llanura de inundación de aproximadamente 1 Km de ancho y fundamentalmente a que los pisos sedimentarios de la región consisten generalmente de horizontes no litificados, básicamente paquetes de arcillas con diferente grado de preconsolidación y capas de arenas gruesas y conglomerados finos, material

muy susceptible de ser afectado por los procesos de intemperismo físico, que en la región ha logrado muy eficientemente suavizar la topografía.

FIGURA N°21 AFLORAMIENTO AGUAS ARRIBA



Básicamente los afloramientos geológicos identificados en la zona, se emplazan en la margen izquierda del río Tumbes, confinando el curso de agua por el lado Sur y consisten de paquetes sedimentarios subhorizontales expuestos mediante taludes formados por cortes de carretera y, a lo largo de la ribera del río, mediante una escarpa de falla parcialmente erosionada.

La unidad estratigráfica aflorante corresponde a los niveles medios de la Formación Cardalitos cuyos horizontes se depositaron en la cuenca sedimentaria terciaria entre 10.5 y 14 ma, durante el Mioceno.

Estratigrafía de la Margen Derecha del Río Tumbes

Actualmente el espejo de agua del río Tumbes, a la altura del proyecto, tiene un ancho aproximado de 100m, discurre con dirección S-N y se encuentra temporalmente confinado entre los taludes de margen izquierda y una extensa playa aluvial que se extiende por la derecha, aproximadamente 1 Km hacia el E y que constituye una llanura de inundación durante las épocas de avenida, sobre dicha playa se proyecta cimentar el tramo del Puente en el Km.0+246.00 que se proyecta reconstruir.

La margen derecha, como podemos observar en la serie de fotografías adjuntas, constituye una superficie topográfica llana, apenas elevada por encima del nivel de la superficie del río, por consiguiente, en dicha área

localizamos el nivel freático muy cerca de la superficie; una calicata exploratoria excavada a aproximadamente 80 m con respecto al río, interceptó el nivel freático a 0.60 m, por tanto, nuestra exploración de la estratigrafía del subsuelo en este lugar estuvo limitada por la presencia de agua en el subsuelo.

El material observado en este sector corresponde muy típicamente a los depósitos de playas aluviales, mostrando una cobertura de aproximadamente 1.5 m de arena mal graduada y arena limosa, la cual sobreyace, a una serie de depósitos alternos de grava, arenas mal graduadas, bolonería y limos de baja plasticidad que profundizan por debajo de los 26 m.

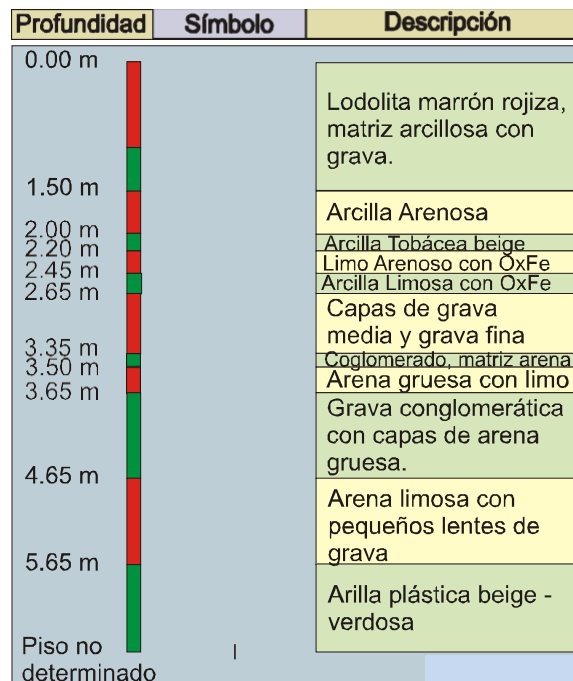
Por debajo del colchón aluvial, cuya profundidad no ha sido sondeada, estimamos que el subsuelo consiste de una alternancia de capas de arcilla preconsolidada de entre 1 y 4 m de potencia, con niveles más delgados de arenas gruesas y conglomerados finos bien clasificados.

Estratigrafía de la Margen Izquierda del Río Tumbes

Los afloramientos de la margen izquierda del río Tumbes corresponden a la serie sedimentaria de la Formación Cardalitos que en el sector del Puente consiste de una secuencia de material inconsolidado constituido por un nivel superior de lodolitas, seguido hacia la base por una intercalación de arcillas preconsolidadas, arcillas tobáceas - arenosas, limos, arenas gruesas y lentes conglomeráticos finos, bien clasificados y de composición polimíctica.

Las capas de arena tienen una composición cuarzo - feldespática y presentan estratificación cruzada e impregnaciones limoníticas por lixiviación de hidróxido ferroso, mientras que los niveles y lentes conglomeráticos depositados en paleocanales, presentan una geometría redondeada obloide, muy típica de los guijarros trabajados por acción fluvial, observándose cantos de traquiandesitas y de intrusivos dioríticos (< 0.15 Ø) m con pirita finamente diseminada (1%)

FIGURA N°22 ESTRATIGRAFIA DEL RIO



Los estratos yacen en posición subhorizontal, puntualmente se logró determinar un rumbo de N10°W con 10° de buzamiento al NE.

En las fotografías adjuntas es posible observar afloramientos típicos de la secuencia estratigráfica de los afloramientos circundantes a la zona del proyecto, mientras que en la figura segráfica la columna estratigráfica de una sección típica

3.1.6. GEODINAMICA

Geodinámica Externa

El concepto involucra a todos los fenómenos de transformación física y química que operan en la parte superior o externa de la corteza terrestre modificando de manera ininterrumpida su morfología y estructura, de tal manera que el paisaje de la región estudiada adquiere un carácter cambiante, en permanente evolución; constituyen por tanto, un conjunto de fenómenos exógenos susceptibles de ser observados.

Los procesos de geodinámica externa que eventualmente pueden incidir sobre el proyecto, básicamente se relacionan con fenómenos hidrológicos y sus implicancias son tratadas a continuación.

Flujos Hídricos

Constituyen todos los procesos de geodinámica que implican enérgico arrastre de materiales sólidos por acción del agua; como hicieramos mención en el capítulo I, la zona experimenta un periodo anual de incremento del índice pluviométrico y por consiguiente del nivel de esorrentía superficial, adicionalmente a este ciclo normal, se observan periodos de incremento anómalo en la pluviometría del área constituyendo fenómenos cíclicos de efectos catastróficos, conocidos como fenómeno del Niño.

En tales circunstancias se acentúan los desequilibrios naturales y subsecuentemente se generan condiciones que tienden a restituirlos, buscando una topografía más estable en concordancia con un nuevo perfil de equilibrio.

La consecuencia directa de tal dinámica se traduce en un incremento en la velocidad de erosión del suelo, tal como podemos observar en la fotografía adjunta; sin embargo, las implicancias para el proyecto se direccionan a través de la capacidad erosiva del volumen de agua que arrastra el río Tumbes, sobre todo durante los periodos anómalos.

FIGURA N°23 SURCOS DE EROSION PLUVIOMETRICA



Efectos Erosivos del Río Tumbes

La acción erosiva del río Tumbes se evidencia a través del impacto directo de sus aguas sobre el estribo izquierdo, en el desborde de sus aguas a través de la llanura de inundación de la ribera derecha y en la intensidad y nivel de socavación de los cimientos del Puente en el Km.0+246.00 en la carretera Corrales Pampas de Hospital.

El impacto erosivo sobre el estribo izquierdo del Puente y de la ribera del mismo lado del río Tumbes, se encuentra minimizado y adecuadamente controlado mediante un muro de protección de concreto armado construido en torno al estribo del puente y mediante una batería de gaviones disipadores de energía emplazados aguas abajo del Puente que brindan protección contra la erosión al coadyuvar a mantener encausada la corriente fluvial durante los periodos de avenidas que podemos considerar como normales, tal como se aprecia en las fotografías adjuntas.

El efecto erosivo sobre la ribera opuesta adquiere una connotación distinta puesto que se trata de una playa de topografía relativamente llana, que alcanza en sus puntos más elevados apenas 2 m por encima del nivel de aguas actual, por tanto, se trata de un área inundable durante los periodos de creciente máxima y puesto que en este sector dicha llanura alcanza un ancho que bordea el kilómetro, se generan condiciones para que el cauce del río Tumbes migre constantemente; generada a partir de fotografías aéreas tomadas en 1962 y de la cartografía actual nos grafica en forma comparativa la migración lateral en más de 600 m del curso principal del río Tumbes en los últimos 43 años, tal fenómeno que sin duda alguna se repetirá en un futuro próximo incidirá sobre la plataforma de acceso al Puente en el Km.0+246.00 que se proyecta construir a manera de un terraplén de aproximadamente 1.2 Km transversalmente al área inundable; en tales circunstancias dicho acceso se comportará como un dique el cual a pesar de que se deberá proteger adecuadamente, como se sugiere más adelante, en nuestra opinión no soportará la descarga hidráulica máxima esperada, por tanto, esta construcción deberá considerarse como un elemento fusible del proyecto.

Respecto al nivel de socavación, el correspondiente estudio hidráulico reporta un valor máximo esperado de 9.1 m, cifra significativa y concordante con los grandes volúmenes de descarga esperados durante los ciclos anómalos.

Geodinámica Interna

Este concepto está referido a los procesos endógenos de dinámica cortical originados en los niveles estructurales internos de la tierra y que no dependen de la interacción de los fenómenos atmosféricos; tales procesos en la zona del proyecto se restringen a los de naturaleza tectónica y consisten básicamente de eventuales movimientos relacionados con la reactivación de estructuras pre-existentes y manifestaciones sísmicas.

Reactivación de la Dinámica Estructural

La evidencia de procesos neotectónicos en el área circundante al proyecto nos sugiere un rango de probabilidad de reactivación estructural la cual constituye un fenómeno impredecible puesto que su ocurrencia involucra demasiadas variables al punto que puede considerarse como un fenómeno aleatorio, eventualmente, mediando un estudio estructural específico, podría ensayarse un estimado probabilístico que proporcione una cuantificación del problema, aunque siempre dentro de un valor probable.

Sismos

Conceptualmente sabemos que los sismos constituyen la expresión de la ruptura cortical de masas pétreas sometidas a enormes esfuerzos de deformación, durante estos procesos se acumulan grandes cantidades de energía la cual, superado el punto crítico del límite de deformación plástica, es liberada en forma de ondas elásticas que se perciben en la superficie como las vibraciones que dan lugar al fenómeno conocido como sismo.

El origen de los colosales esfuerzos involucrados en la génesis de este fenómeno, es explicado a través de la teoría de la tectónica de placas, la cual asume la corteza superior del planeta dividida en megabloques interactuando

dinámicamente a lo largo de sus bordes de contacto, básicamente mediante procesos de colisión y fricción que tienden a deformar, fallar y desplazar a lo largo de las superficies de ruptura los bloques comprometidos.

Se conocen varias maneras en que dos bloques tectónicos pueden interactuar, de las cuales, el mecanismo de la subducción por el cual el bloque más denso se subducta debajo del de menor densidad es el que corresponde al estilo tectónico del borde occidental del continente, sin embargo, una deflexión continental a la altura del paralelo 5°, genera una variación local en el estilo de deformación tectónica durante el Terciario de tal forma que en la zona del proyecto predomina una tectónica distensiva que condiciona la formación de bloques menores que desarrollan una dinámica estructural predominantemente vertical la cual a su vez condiciona el patrón sismológico regional.

El fenómeno sismo incide sobre el proyecto a través de una serie de ondas subsecuentes a un foco sísmico que se desplazan en todas direcciones hasta alcanzar el suelo localizado debajo de las estructuras, al pasar por los cuales, sufren una amplificación que depende del tipo de suelo y que tienen el efecto de generar fuerzas inerciales de una magnitud tal que si la estructura no es capaz de transmitir las, sufrirá daños o incluso colapsará.

Un sismo puede ser dimensionado en términos cualitativos mediante la medida de su intensidad que registra sus efectos en términos del grado de destrucción asociado y, en términos cuantitativos mediante la medida de su magnitud que registra la energía liberada, la cual varía en forma exponencial.

En la región de Tumbes se verifica la ocurrencia de dos tipos de sismicidad, discriminada en función de las profundidades focales:

- Sismos de Foco Superficial: 0-60 Km de profundidad.
- Sismos de Foco Intermedio: 60-300 Km de profundidad.

3.1.7. RIESGO SISMICO

Antecedentes Sismológicos de la Región

En concordancia con el informe del Instituto Geofísico del Perú, la región circundante al proyecto en un radio de 60 Km, registra desde el año de 1963

a la fecha, 232 sismos de magnitud ≥ 4.0 mb (escala de Richter), con una magnitud máxima histórica de 6.3 mb (escala de Richter); una magnitud media de 4.6 mb (escala de Richter) y una moda de 4.4 mb (escala de Richter), cuyos focos ohipocentros se localizan a niveles corticales superiores con una profundidad media de 56 Kmy una moda de 33 Km, los cuales muestran la distribución espacial (epicentros)

De la observación de dicha figura concluimos que la región está sometida a una significativa actividad sísmica (observación coherente con los fenómenos neotectónicos ya mencionados), aunque de intensidades moderadas.

Parámetros Para la Aplicación de la Norma E-0.30 Sobre Diseño Sismo Resistente

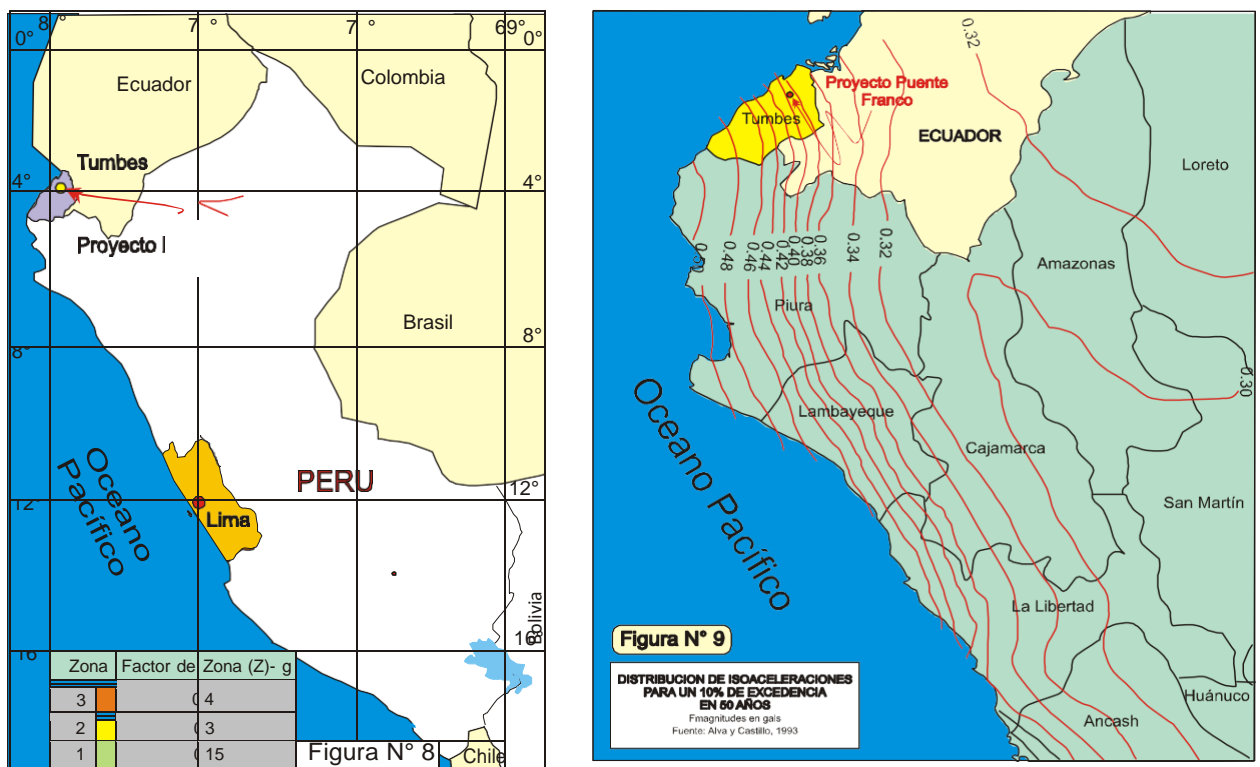
En este acápite consignamos los parámetros mínimos que proporcionan los elementos fundamentales para un eventual cálculo y diseño sismo resistente orientado a minimizar el riesgo de daño material y a asegurar la continuidad operativa luego de un sismo, de cualquier supraestructura que se proyecte. El marco conceptual básico que direcciona nuestro trabajo se refiere a la NTE-E0.30 del Reglamento Nacional de Construcción del Perú, por tanto, el contenido de este capítulo se orienta a proporcionar los parámetros necesarios para el cálculo de la fuerza total debida a un sismo, que eventualmente actúe sobre una estructura cualquiera que se diseñe como parte del proyecto, en este sentido, se buscará definir el factor de aceleración máxima de terreno (Z) que se relaciona con la ubicación geográfica y el factor S que involucra en el cálculo el efecto de amplificación del suelo.

Zonificación Sísmica

Para fines prácticos, en base a la distribución espacial de la sismicidad documentada en el país, así como a las características de los movimientos sísmicos y a las tendencias de intensidad decreciente según los epicentros se emplacen hacia el oriente con respecto a la fosa oceánica, la estadística sismológica nacional, permite que la norma E-0.30 asuma la división del

territorio nacional en tres zonas y les asigna sus correspondientes parámetros de aceleraciones máximas, dentro de un rango de probabilidad determinado. De esta manera, el territorio nacional queda segmentado tal como se muestra en el esquema adjunto, de donde se deduce que el proyecto se encuentra ubicado dentro del área de influencia de la **Zona 3**, correspondiéndole por tanto, un factor de aceleración máxima del terreno (**Z**) de **0.4g**, con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años, equivalente a un periodo de recurrencia de 475 años.

FIGURA N°24 ZONIFICACION SISMICA



Parámetros Geotécnicos

• Perfil Tipo

Desde la perspectiva de la respuesta sísmica, el sustrato y el suelo observado en los puntos de cimentación de los respectivos estribos, según los reportados en los ensayos de SPT consignados en el estudio geotécnico del Puente en el

Km0+246.00 en la carretera Corrales Pampas de Hospital, corresponden a un perfil de suelo del tipo II.

- **Periodo de Vibración T_p y Factor de Amplificación de Suelo (S)**

Referimos el parámetro a la tabla adjunta:

TABLA N°05 PARAMETROS GEOTECNICOS

Perfil Tipo	Características	T_p (seg)	S
II	Suelo no cohesivo, arena y grava	0.6	1.2

- **Coefficiente de Respuesta Sísmica Elástica (C_{sn})**

Está referido a la ampliación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo, para el "n-ésimo modo de vibración y lo definimos según la expresión:

$$C_{sn} = 1.2 (ZS/T_p^{2/3})$$

De donde:

Perfil Tipo	Z	T_p (seg)	S	C_{sn}
II	0.4	0.6	1.2	0.80

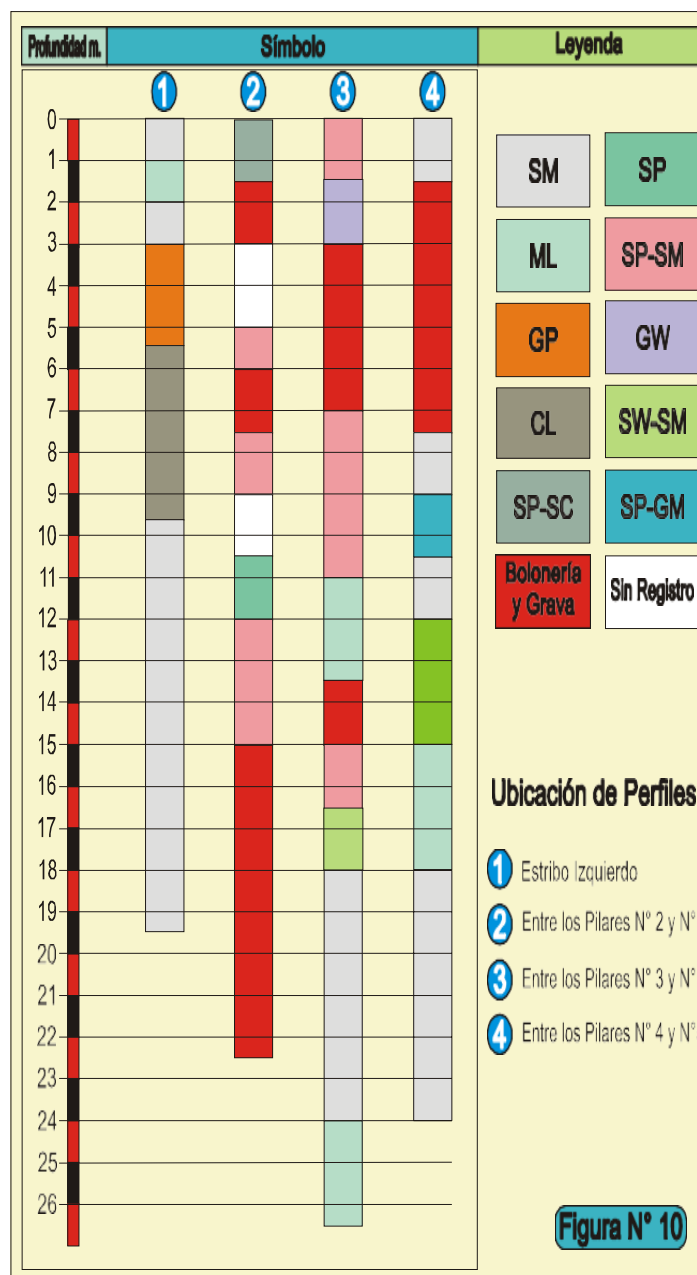
3.1.8. GEOTECNIA DEL PROYECTO

Cimentación del Puente en el Km.0+246.00 de la carretera Corrales Pampas de Hospital

Para efectos de definir el tipo de cimentación se tendrán en cuenta las premisas: conferir a la estructura estabilidad, perdurabilidad y un valor admisible de deformación por asentamientos, para lo cual tomamos como punto de partida las características geomecánicas del suelo y del subsuelo; en el primer caso nuestro marco de referencia se apoya en los perfiles estratigráficos y en los resultados de los ensayos de SPT reportados por la consultora Riverco SRL y para el segundo caso, nuestra investigación se sustenta en una inferencia estratigráfica a partir de la columna más próxima que nos permitió tomar dos muestras sobre estratos tipo que asumimos se

repite con cierta regularidad por debajo del material aluvial del lecho del río Tumbes; la figura nos grafica los respectivos perfiles estratigráficos, los cuadros nos remiten a los resultados de los ensayos SPT mientras que en el cuadro se consignan los parámetros geomecánicos de los estratos tipo que esperamos encontrar en el subsuelo; para efectos de identificación, las estructuras de cimentación se identifican de izquierda a derecha, como: Estribo Izquierdo, Pilar N° 1, Pilar N° 2, Pilar N° 3, Pilar N° 4, Pilar N° 5 y Estribo Derecho.

FIGURA N°25 PERFILES ESTRATIGRAFICOS



Recopilación de Muestras de Suelo: (A) Mediante Calicata
(B) Toma de Muestra Inalterada

• **Sondaje N° 2 Perfil N° 2**

PROFUNDIDAD (m)	SUELO (SUCS)	N (Campo)	N Corregido	ANGULO DE FRICCION (\emptyset)
00.00 – 01.50	SP-SC	-		
01.50 – 03.00	Bolonería	09	12	32°
03.00 – 05.00	No recuperado	18	16	33°
05.00 – 06.00	SP-SM	33	24	34°
06.00 – 07.50	Bolonería	23	19	33°
07.50 – 09.00	SP-SM	21	18	32°
09.00 – 10.50	No recuperado	25	20	33°
10.50 – 12.00	SP	32	23	33°
12.00 – 15.00	SP-SM	36	25	33°
15.00 – 22.50	Bolonería			

• **Sondaje N° 3 Perfil N° 3)**

PROFUNDIDAD (m)	SUELO (SUCS)	N (Campo)	N Corregido	ANGULO DE FRICCION (\emptyset)
00.00 – 01.50	SP-SM	-		-
01.50 – 03.00	GW	50	32	37°
03.00 – 04.50	Bolonería	22	16	33°
04.50 – 07.00	Bolonería	44	29	35°
07.00 – 09.00	SP-SM	25	20	33°
09.00 – 11.00	SP-SM	42	28	34°
11.00 – 13.50	ML			
13.50 – 15.00	Bolonería	>100		
15.00 – 16.50	SP-SM	42	28	33°
16.50 – 18.00	SW-SM	61	38	34°
18.00 – 21.00	SM	73	44	35°
21.00 – 24.00	SM	61	38	34°
24.00 – 26.50	ML	69	42	34°

- **Sondaje N° 4 Perfil N°4**

PROFUNDIDAD (m)	SUELO (SUCS)	N (Campo)	N Corregido	ANGULO DE FRICCION (Ø)
00.00 – 01.50	SP-SM			
01.50 – 07.50	Bolonería			
07.50 – 09.00	GP-GM	62	38	39°
09.00 – 10.50	SM	75	45	37°
10.50 – 12.00	SP-SM	75	45	36°
12.00 – 15.00	SW-SM	66	40	35°
15.00 – 18.00	ML	80	47	35°
18.00 – 21.00	SM			
21.00 – 24.00	SM			

- **Muestra M-FI 1**

CLASIFICACION SUCS	DENSIDAD	COHESION (C)	FRICCION (Ø)
SC	1.45	0.5 Kg / cm ²	20°

- **Muestra M-FI 2**

CLASIFICACION SUCS	DENSIDAD	COHESION (C)	FRICCION (Ø)
SC	1.92	0.15 Kg / cm ²	33.1°

Tanto la tipología de suelos como el valor de N reportado en los ensayos SPT, nos permiten concluir que el puente en el Km.0+246.00 se proyecta cimentar sobre un suelo y subsuelo bastante competente, sin embargo, los grandes volúmenes comprometidos en los procesos de descarga hídrica estacionalmente anómalos definen como la variable crítica el grado de socavación máxima esperada que se estima en 9.1 m, por lo que se requerirá de una cimentación profunda que a través de pilotes transmita las cargas de la estructura por debajo del nivel de socavación máximo esperado; la profundidad teórica ideal de los pilotes se sitúa en estratos cuya densidad relativa pueda ser correlacionada con valores de $N > 30$, en nuestra opinión, una equivalencia de $N = 40$ sería satisfactorio para pilotes diseñados para transmitir las cargas a través de sus respectivas puntas; valor que se reporta en promedio por debajo de 18 m.

Capacidad Portante del Suelo

Estimamos la capacidad portante del suelo que habrá de soportar la estructura del puente a efectos de conocer los parámetros que definirán un diseño de cimiento capaz de transmitir las sobrecargas, dispersándolas sobre una superficie óptima sin sobreesforzar al suelo, impidiendo por consiguiente, asentamientos por encima de los valores tolerables o la falla cortante local o general del mismo, lo cual obviamente generaría daños en la estructura.

Los elementos básicos del cálculo han sido reportados en el estudio Geológico - Geotécnico previo y que forma parte del presente expediente técnico; el fundamento teórico se apoya en las teorías de Terzaghi y Meyerhof quien plantea a posteriori una simplificación del cálculo y bajo el supuesto de que cuando los pilotes descansan en punta sobre suelos densos a muy densos ($N = 30-50$; $N > 50$) resulta lógico apelar al mismo fundamento teórico formulado para cimientos superficiales.

El procedimiento de cálculo se apoya en la expresión matemática

$$Q_c = cN'_c + \gamma D_f N'_q \text{ y puesto que } c = 0: q_c = \gamma D_f N'_q$$

La cual está referida a los siguientes parámetros:

- Pilotes de los Pilares N° 1 y N° 2:

q_c	=	Capacidad de carga
c	=	Cohesión: 0 Kg/cm² ⁽³¹⁾
γ	=	Peso Específico del Suelo Sumergido: 0.6 Ton/m³ ⁽³²⁾
D_f	=	5.9 m; 8.9 m y 10.9 m
N'_q	=	Factor de Capacidad de Carga: 99
ϕ	=	Angulo de Fricción Interna: 33.0°
F_s	=	Factor de Seguridad: 3

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE $q_{ca} = (q_c/F_s)$		
15 m	18 m	20 m
116 Ton/m ²	176 Ton/m ²	215 Ton/m ²

*

El Cálculo considera los primeros 9.1 m como no confinados por efectos de la socavación potencial

- Pilotes de los Pilares N° 3 y N° 4:

q_c	=	Capacidad de carga
c	=	Cohesión: 0 Kg/cm²

- γ = Peso Específico del Suelo Sumergido: **0.6 Ton/m³**
 D_f = **5.9 m; 8.9 m y 10.9 m**
 N'_q = Factor de Capacidad de Carga: **102**
 ϕ = Angulo de Fricción Interna: **34.0°**
 F_s = Factor de Seguridad: **3**

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE $q_{ca} = (q_c/F_s)$		
15 m	18 m	20 m
120 Ton/m ²	181 Ton/m ²	222 Ton/m ²

* El Cálculo considera los primeros 9.1 m como no confinados por efectos de la socavación potencial

• Pilotes de los Pilares N° 5 y del Estribo Derecho:

- q_c = Capacidad de carga
 c = Cohesión: **0 Kg/cm²**
 γ = Peso Específico del Suelo Sumergido: **0.6 Ton/m³**
 D_f = **5.9 m; 8.9 m y 10.9 m**
 N'_q = Factor de Capacidad de Carga: **103**
 ϕ = Angulo de Fricción Interna: **35.0°**
 F_s = Factor de Seguridad: **3**

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE $q_{ca} = (q_c/F_s)$		
15 m	18 m	20 m
121 Ton/m ²	183 Ton/m ²	224 Ton/m ²

* El Cálculo considera los primeros 9.1 m como no confinados por efectos de la socavación potencial

Capacidad de Carga de Grupo de Pilotes

Estimar la capacidad de carga conjunta del grupo de pilotes, constituye por ahora un problema insoluto para el cálculo teórico; un concepto que nos aproxima a la respuesta, es el de Eficiencia de trabajo del conjunto de pilotes que se apoya en el supuesto lógico que los esfuerzos transmitidos por los pilotes al suelo, dentro de determinada área de influencia se traslapan con lo cual se ve reducida la capacidad de carga del conjunto de los pilotes, de ahí que se hace necesario determinar un espaciamiento ideal que garantice que la capacidad portante del grupo de pilotes no sea menor que la sumatoria de las capacidades individuales; este es un problema resuelto empíricamente adoptando un espaciamiento entre centros de los pilotes de tres veces el diámetro de los mismos, sin embargo, en base a resultados obtenidos en pruebas para grupos de pilotes excavados en suelos granulares no cohesivos cimentados en condiciones de separación

convencional de tres veces su diámetro, recomendamos considerar un factor de eficiencia (Q_{gu}) que estaría determinado por la ecuación:

$$Q_{gu} = 0.66$$

Asentamientos Esperados

En teoría, los asentamientos esperados de la cimentación sobre un suelo granular no cohesivo y medianamente denso, como el identificado en el área del proyecto, son instantáneos y por tanto tienen un efecto secundario despreciable.

La aproximación cuantitativa de los niveles de asentamientos en estos casos, no encuentra una respuesta satisfactoria en el cálculo teórico, tal es así que los resultados más confiables se derivan de la extrapolación de los resultados de pruebas de carga efectuadas individualmente sobre un pilote, al conjunto de pilotes ya que resulta natural suponer que un eventual asentamiento del conjunto de pilotes será de mayor magnitud que el de un pilote individual debido a que en conjunto soportan una mayor carga.

Para efectos del cálculo de una aproximación al asentamiento esperado, asumiendo grupos de dos pilotes no friccionantes separados a distancias $e \approx 3D$ y bajo condiciones límite de la capacidad portante de un suelo relativamente homogéneo, recurrimos a la expresión matemática sugerida por la AASHTO, según se indica a continuación:

$$S_c = [q_o(1-v^2)\sqrt{A}] / E_s\beta_z$$

En donde:

S_c	=	Asentamiento Total
q_o	=	Presión de Sobrecarga Aplicada: 18 Kg/cm²
v	=	Ratio de Poisson: 0.35
A	=	Area de cimentación: 4 m²
E_s	=	Módulo de Young: 1200 Kg/cm²
β_z	=	Factor de Rigidez: 1.13

Desarrollando la ecuación con los parámetros indicados obtenemos el resultado mostrado a continuación:

ASENTAMIENTO TOTAL
2.33 cm

Valor que se encuentra por debajo del límite tolerable comúnmente aceptado de una pulgada (2.54cm), lo cual nos indica que una sobrecarga de 18 Kg/cm² representa un límite extremo seguro.

Aspectos Críticos Observados

Básicamente guardan relación con los procesos de geodinámica que afectan la zona del proyecto y se refieren al asentamiento del pilar N° 1, a eventuales desbordes del cauce del río Tumbes a través de la llanura de inundación de la margen derecha durante los ciclos de avenidas críticas y a una eventual reactivación de la dinámica estructural de la zona.

- **Asentamiento del Pilar N° 1:-** Durante nuestro reconocimiento de campo pudimos observar que el pilar N° 1 ha sufrido un asentamiento diferencial aparente con respecto al estribo izquierdo y con respecto al pilar N° 2 que constituyen los elementos laterales de soporte de la estructura existente del puente Franco, sin embargo, los trabajos de nivelación reportan que dicho asentamiento es de apenas 2.2 cm, valor considerado dentro del rango de lo tolerable.

El grupo de tres pilotes que soporta la estructura del pilar N° 1 se encuentra cimentado en la cota 8.5, a menos de 11.5 m por debajo del lecho del río, lo cual implica que para un nivel de socavación máximo de 9.1 m, coherente con un Fenómeno del Niño particularmente intenso, la longitud confinada de los pilotes se reduciría a menos de 2.5 m, tal circunstancia, desde nuestra perspectiva, eventualmente puede haber incidido sobre el asentamiento sufrido por el pilar N° 1, por consiguiente se trata de un asentamiento por socavación y no por falla del suelo que soporta la cimentación; las profundidades de cimentación de los pilotes sugeridas en el presente estudio, por debajo de los 18 m, en nuestro

concepto, eliminan el riesgo de colapso por socavación del cimiento de la estructura.

Con respecto al pilar N° 2, observamos que los niveles de cimentación se encuentran cerca al punto crítico de estabilidad para condiciones de extrema descarga que supone niveles de socavación de 9.1 m, por lo que se requiere tomar medidas para evitar asentamientos extra- límite por socavación.

- **Desborde de Cauce del Río Tumbes:-** Como explicáramos en acápite precedentes, la margen derecha del río Tumbes, a la altura del puente en el Km.0+246.00 y de su plataforma de acceso desde la localidad de Pampas de Hospital, constituye una extensa playa fluvial de aproximadamente 1 Km de ancho, la cual es en esencia, una llanura de inundación que es cubierta por las aguas durante las épocas de descarga máxima, evento cíclico de rigurosidad documentada, por tanto, es de esperar que en un futuro cercano se repita este fenómeno afectando la plataforma de acceso al puente que en tal circunstancia se comportaría como un dique artificial el cual, por obvias razones de diseño, no constituiría una estructura capaz de embalsar ni de drenar adecuadamente, sin riesgo de erosión destructiva, el gran volumen de agua eventualmente embalsado ya que para efectos de drenaje solo cuenta con un pontón de 10 m de luz y de dos pequeñas alcantarillas que por efectos de la topografía del lugar actuarían como sifones que obviamente serían rápidamente obstruidos por la elevada carga hidráulica que arrastra el río bajo tales condiciones.
- **Reactivación de la Dinámica Estructural:-** Constituye una eventualidad impredecible cuya ocurrencia solo puede estimarse mediante la teoría de las probabilidades; en términos cualitativos sabemos que la región presenta cierto grado de actividad neotectónica, por consiguiente, las estructuras identificadas en las cercanías del puente, constituyen estructuras eventualmente activas, por lo que en nuestra opinión sería deseable un estudio geofísico que determine los niveles reales de potenciales aceleraciones del suelo ante la eventualidad de un sismo de

foco superficial generado por la reactivación de cualquiera de las estructuras cercanas al puente.

Medidas Correctivas

A efectos de eliminar o en caso contrario minimizar el impacto de los eventuales inconvenientes con los que se pueda enfrentar el proyecto, a continuación se sugieren algunas medidas correctivas:

- Para efectos de brindar estabilidad al pilar N° 1, consideramos conveniente reforzar la cimentación mediante un conjunto de dos pilotes laterales cimentados a no menos de 18 m de profundidad y, en prevención de efectos desestabilizantes por socavación, sugerimos igualmente reforzar la cimentación del pilar N° 2 mediante dos pilotes laterales cimentados a no menos de 18 m. de profundidad.
- Para efectos de mitigar el impacto erosivo de los eventuales desbordes del río Tumbes sobre la plataforma de acceso al puente en el Km.0+246.00 desde la localidad de pampas de Hospital, así como para proteger el estribo derecho del puente, se sugiere rellenar la plataforma de acceso manteniendo un talud 1:1, impermeabilizarla con geomembrana para evitar erosión por tubidificación y protegerla con un enrocado que deberá mantener un talud de 1:1.5.

Tales medidas consideramos que deberán brindar protección a la plataforma durante avenidas moderadas, sin embargo somos escépticos de que sean capaces de protegerla durante los periodos en los cuales los volúmenes de descarga sean particularmente críticos, por consiguiente, en nuestra opinión, la plataforma de acceso, al menos en su tramo anterior al Puente en el Km.0+246.00, debe considerarse como una construcción fusible y concentrar las obras de protección en el tramo comprendido entre el estribo derecho del Puente en el Km.0+246.00, particularmente en lo concerniente al enrocado que procurará mantener solidez en solución de continuidad con la estructura de concreto armado.

3.1.9. HIDROLOGIA

Debido a la naturaleza del estudio, los análisis hidrológicos se orientarán al cálculo de máximas descargas en el puente, considerada como la sección de interés. En los casos donde se cuenten con datos de caudales máximos, se obtendrán las estadísticas de manera directa, de no ser así será necesario calcular los caudales máximos a partir de los datos de precipitaciones máximas en 24 horas.

El uso de metodologías para el cálculo de máximas en zonas de influencia del Fenómeno El Niño, aun no es estándar en el Perú. Así, el presente estudio hidrológico, se ha iniciado con métodos tradicionales que son conservadores, analiza resultados de estudios anteriores específicos para la zona y toma consideración de las estadísticas directas de los datos históricos. Por otro lado se ha investigado alguna metodología de análisis de extremos tipo Niño para comprobar los datos de las conclusiones para el diseño.

3.1.9.1. ANALISIS DE LLUVIAS MÁXIMAS

Para el análisis de precipitaciones máximas se ha utilizado datos de la Estación hidrometeorológica El Tigre cuyas coordenadas geográficas son 03°46'01" de latitud sur, 80°27'01" de longitud oeste y 40 m.s.n.m. de altitud. Dicha estación cuenta con información para el periodo 1964-1999. Ver datos básicos en el Anexo H-I.

El año hidrológico comienza en el mes de Octubre y finaliza en el mes de Septiembre, con lluvias que van desde el mes de febrero a mayo, según el registro histórico la máxima precipitación en 24 horas se presentó en el año 1998 (año Niño) y su valor fue de 220 milímetros.

En la tabla se muestran los valores de precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno calculadas para la estación el Tigre en función de los registros existentes. Dichos valores fueron obtenidos mediante la distribución LogNormal, habiéndose comprobado la bondad de su ajuste mediante la prueba estadística de "Smirnov-Kolmogorov".

**TABLA N° 06 PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS
CALCULADAS PARA LA ESTACIÓN EL TIGRE.**

Tr (años)	Prec. Max. 24 horas (mm)
200	293
100	235
50	184
20	128
10	92
5	62
2	29

Estos valores servirán para calcular los caudales máximos en las secciones que no cuenten con mediciones de caudal.

3.1.9.2. ANÁLISIS DE CAUDALES HISTORICOS

Las descargas del río Tumbes han sido registradas a lo largo del tiempo en dos estaciones hidrológicas; El Tigre ubicada aguas arriba del Puente en el Km.0+246.00 y Puente Tumbes ubicada 29 km aguas abajo del Puente en el Km.0+246.00.

La estación Puente Tumbes posee registros para los periodos 1940 – 1942 y 1950 – 1979, esta estación sería una fuente importante de información, sin embargo, dada la baja pendiente del río y su cercanía a la desembocadura (14 kilómetros) puede ser influenciada por el remanso. Debido a que no se ha podido comprobar la calidad de sus datos se ha optado por no usar el registro de esta estación.

La estación El Tigre cuyas coordenadas geográficas son 3°46'01" latitud sur y 80°27'01" longitud oeste, posee un periodo de registro que va desde 1963 hasta 2004, esta estación controla un área de drenaje de 4350Km² . El registro de esta estación que posee valores máximos instantáneos y medios mensuales, será usado para el estudio hidrológico presente.

El caudal máximo instantáneo registrado en la estación corresponde al mes de febrero del año Niño 1983 y su valor fue 3712.5 m³/s, el mínimo valor registrado para la misma serie corresponde al mes de noviembre del año 1996 y su valor fue de 10 m³/s; el valor medio es 386.2 m³/s.

En la serie de descargas medias mensuales tenemos que los valores máximos se presentan entre los meses de enero – mayo, presentando un valor máximo de 1244.2 m³/s el cual corresponde al mes de marzo del año hidrológico 1982/83. El valor mínimo registrado fue de 7.7 m³/s y corresponde al mes de noviembre del año 1968/69, el valor promedio de la serie es 116.4 m³/s.

En la gráfica se han identificado los años que presentan los valores más altos para las descargas líquidas; siguiendo el orden de magnitud: 1982/83, 1986/87, 1997/98, 1988/89 y 1971/72 (años húmedos).

FIGURA N°26 DESCARGAS MEDIAS MENSUALES MEDIDAS EN LA ESTACIÓN EL TIGRE PARA EL PERIODO 1963/64 – 2003/04.

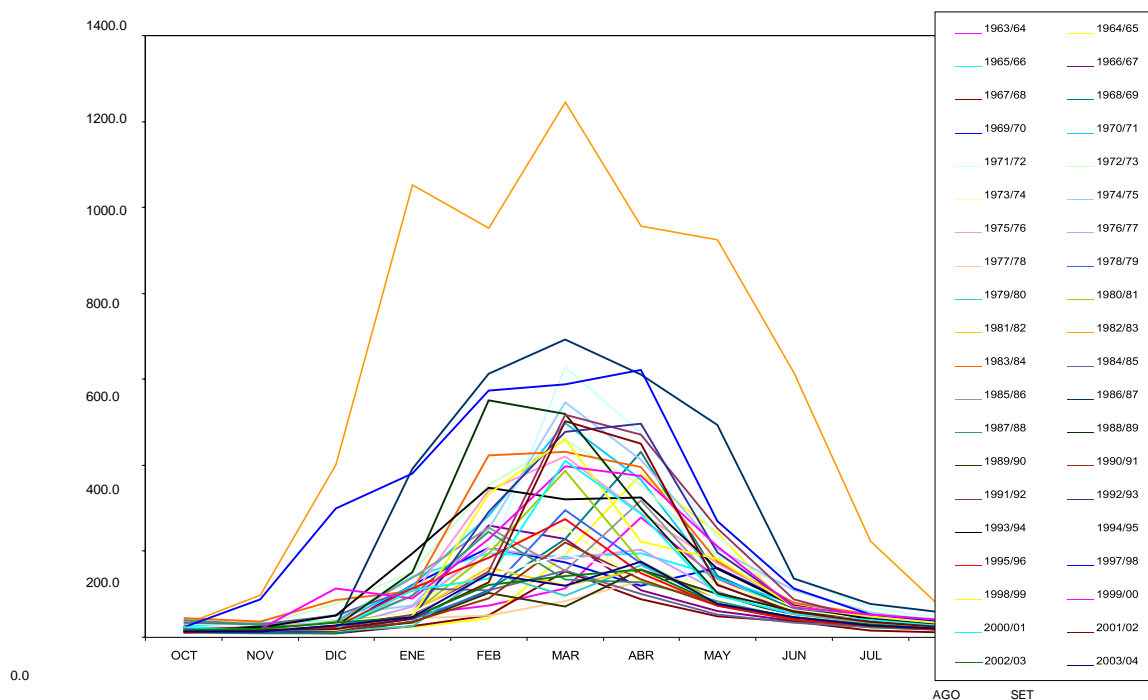
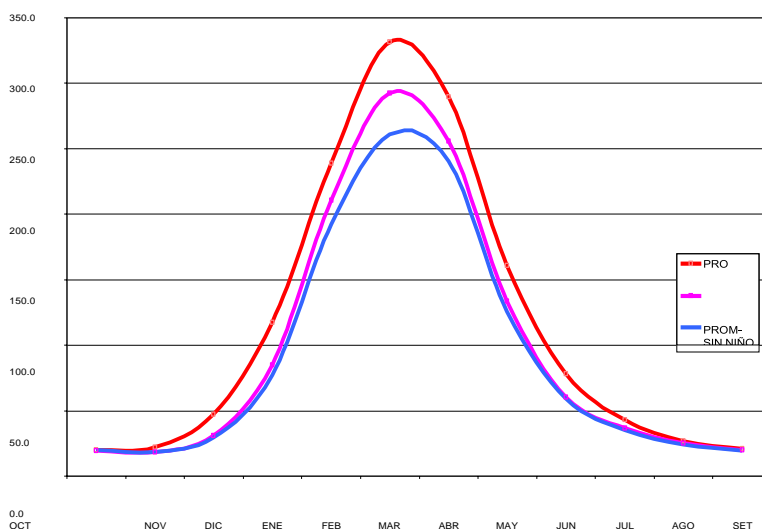


FIGURA N° 27 DESCARGAS MEDIAS MENSUALES PROMEDIO PARA LA ESTACIÓN EL TIGRE



Se observa de la gráfica anterior que la variación entre valor promedio de la serie completa y la serie sin considerar eventos Mega Niño es de un 20%, este porcentaje es mayor cuando se compara con la serie que no considera años húmedos (30%).

ANALISIS DE CAUDALES MÁXIMOS

Hasta la ubicación del Puente, en el río Tumbes drena una cuenca de 4850 km² de extensión. La cuenca del río Tumbes es una cuenca Binacional, que abarca territorios de Ecuador (62%) y Perú (38%).

La estación hidrométrica más cercana al puente en el Km.0+246.00, es la estación El Tigre que se emplaza a 14 Km. aguas arriba. Cuenta con registros de descargas líquidas instantáneas para el periodo 1979 a 2004. Entre la estación el Tigre y el Puente en el río Tumbes recibe las descargas de varias quebradas de caudal variable. Entre estas, las quebradas Angostura, Higuérón y Vaquería son las que podrían contribuir con las mayores descargas líquidas.

3.1.9.3. CAUDALES MÁXIMOS EN LA ESTACION EL TIGRE

Las descargas máximas instantáneas registradas en la estación El Tigre han sido procesadas estadísticamente a fin de obtener valores de caudal de diseño para diferentes periodos de retorno.

En la tabla se ha resumido los valores de caudal de diseño estimado mediante diferentes distribuciones probabilísticas para el periodo de retorno de 100 años. Se ha realizado el análisis para los escenarios “Con” el Fenómeno El Niño y “Sin” el Fenómeno El Niño.

TABLA N°07 DESCARGAS MÁXIMAS ESTIMADAS PARA LA ESTACIÓN EL TIGRE PARA EL PERÍODO DE RETORNO DE 100 AÑOS CON DIFERENTES DISTRIBUCIONES PROBABILÍSTICAS.

Estación	Periodo de registro	Años de registros	Análisis de Frecuencia			
			Log Normal 2 parámetros	Pearson III	Pearson III	Gumbel
El Tigre	1979 - 2004	26	5561	4000	5267	4287
El Tigre sin considerar años Niño	1979 - 2004	24	4725	3384	4520	3737

Fuente: Elaboración propia

Se observa que la diferencia entre los valores calculados “Con” Fenómeno El Niño y “Sin” Fenómeno El Niño no supera el 20%.

Tomando en cuenta la Prueba de Bondad de Ajuste de Smirnov-Kolmogorov se obtiene que la distribución probabilística que mejor se ajusta a los registros empleados en el cálculo es la de Valores Extremos Tipo I también llamada Gumbel. Las tablas con los cálculos se encuentran en el anexo Hidrología.

3.1.9.4. CAUDALES MÁXIMOS DE QUEBRADAS-TRAMO EL TIGRE

En el tramo comprendido entre el tramo Estación El Tigre - Puente en el río Tumbes drena una cuenca intermedia de 273 km² de extensión. El 85 % de dicha extensión se distribuye en tres quebradas importantes: Higuerón, sobre la margen izquierda, con 31 km², Angostura, sobre la margen derecha, con 176 km², y Vaquería, sobre la margen izquierda, con 28 km². El 15 % restante se distribuye en pequeñas quebradas. Ver plano H-01 de localización de quebradas.

Si bien no se cuenta con registros de caudales líquidos en dichas quebradas, se han estimado los valores de las descargas máximas en función las precipitaciones máximas en 24 horas registradas para la estación El Tigre.

Utilizándose el método de la Onda Cinemática mediante el modelo Hidrológico HEC-HMS del cuerpo de Ingeniero de los Estados Unidos, y asumiendo una distribución de tormenta del Tipo I del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos, se estimó las máximas descargas de las quebradas.

**TABLA N°08 DESCARGAS MÁXIMAS TOTALES CALCULADAS PARA
DIFERENTES PERIODO DE RETORNO EN LAS QUEBRADAS QUE
DESCARGAN EL RÍO TUMBES EN EL TRAMO ESTACIÓN EL TIGRE.**

Periodo deretorno (Años)	Caudales Máximos (m ³ /s) : Quebradas Intermedias			Descarga Total (m ³ /s)
	Quebrada Higuerón	Quebrada Angostura	Quebrada Vaquería	
2	2	6	2	10
5	16	65	15	96
10	39	155	36	230
50	166	565	154	885
100	247	872	235	1354
200	367	1272	345	1984

Los valores nos muestran los aportes totales de las quebradas, si bien cada quebrada tiene un tiempo de concentración diferente y por lo tanto los caudales totales no se superponen directamente, la tabla nos da una idea de los caudales totales capaces de producirse por las mismas.

3.1.9.5. CAUDALES MÁXIMOS EN EL PUENTE EN EL RIO TUMBES

Se ha analizado dos escenarios para la determinación de las descargas de diseño en el puente en el rio Tumbes Km.0+246.00. La factibilidad de ocurrencia de los escenarios está en función de aceptar o no la posibilidad coincidencia de máximas precipitaciones tanto en la parte alta como en la parte baja de la cuenca.

**A.- ESCENARIO 1: TRANSPOSICIÓN DE DESCARGAS DE LA
ESTACION ELTIGRE AL PUENTE EN EL RIO TUMBES Km. 0+246.00**

En el escenario 1 las descargas líquidas en el puente Franco se determinan transponiendo los caudales máximos obtenidos para el río Tumbes.

**TABLA N°09 DESCARGAS MÁXIMAS TRANSPUESTAS PARA LA
DISTRIBUCIÓN GUMBEL**

TR (años)	El Tigre Qmax (m3/s)	Puente Qmax (m3/s)
5	2126	2179
10	2649	2715
20	3151	3229
50	3800	3894
100	4287	4393
200	4772	4890
500	5412	5546
1000	5895	6041

B.- ESCENARIO 2: ADICION DE LAS DESCARGAS OBTENIDAS EN LA ESTACION EL TIGRE MAS LAS DESCARGAS DE LAS QUEBRADAS DEL TRAMO ESTACION EL TIGRE

En el escenario 2, las descargas en el Puente en el rio Tumbes Km.0+246.00 son obtenidas adicionando los máximos caudales estimados para la estación El Tigre con los máximos caudales estimados para las quebradas del tramo Estación El Tigre Los valores son mostrados .

**TABLA N°10 DESCARGAS MÁXIMAS CALCULADAS PARA EL
PUENTE EN EL Km.0+246**

Periodo de retorno (años)	El Tigre Qmax (m ³ /s)	Quebradas Intermedias Qmax (m ³ /s)	puente Franco Qmax (m ³ /s)
5	2126	96	2222
10	2649	230	2879
50	3800	885	4685
100	4287	1354	5641
200	4772	1984	6756

Es necesario mencionar que este escenario es bastante conservador ya que asume la de ocurrencia de los máximos caudales en la estación El Tigre y en las quebradas intermedias.

3.2. HIDRÁULICA FLUVIAL

Como base para la evaluación de los requerimientos de las obras de rehabilitación de la estructura del Puente y accesos, se ha realizado la caracterización hidráulica del tramo en estudio.

3.2.1. Coeficiente de rugosidad

Los coeficientes de Manning han sido adoptados sobre la base de publicaciones técnicas reconocidas para casos similares y la experiencia del Consultor. Además fueron evaluados teniendo en cuenta la vegetación de las márgenes, el área de inundación y las características granulométricas del terreno en el cauce principal del río.

En la tabla se indican los valores adoptados para el cauce principal y las llanuras de inundación:

**TABLA N°11 VALORES DE MANNING ASIGNADOS PARA EL
ANÁLISIS HIDRÁULICO**

Rugosidad según Manning (n)		
Llanura de inundación sin cultivos	Cauce principal	Llanura de inundación con cultivos
0.065	0.03	0.12

3.2.2. Perdidas locales

Para el cálculo de pérdidas locales, que aparecen como pérdidas de contracción y expansión de la sección mojada debido a la variabilidad de las características geométricas, se ha adoptado los valores de la tabla:

TABLA N°12 COEFICIENTES DE PÉRDIDAS LOCALES

	Contracción	Expansión
Secciones comunes	0.1	0.3
Secciones con puente	0.3	0.5

Condiciones de borde

La longitud del curso modelado es de aproximadamente 3 kilómetros: 1 Km aguas arriba y 2 km, distribuidos de la siguiente forma: 1 Km. aguas arriba y 2 Km. aguas abajo. La extensión aguas abajo toma en cuenta la existencia de la bocatoma La Peña, ubicada a 1.5 km. aguas abajo del puente, que eventualmente afectaría el perfil de flujo en el puente en el río Tumbes, Km 0+246.00

Considerando que el régimen de flujo en el tramo en estudio es subcrítico se tomó como condición de borde para el cálculo el tirante normal aguas abajo, definida para la ecuación de energía en la cual equilibra la ecuación de acuerdo a la pendiente normal del río, que es igual a 0.0013.

**TABLA N°13 PARÁMETROS HIDRÁULICOS EN LAS INMEDIACIONES DEL
PUENTE**

SECCIÓN	NIVELES DE AGUA (m)	TIRANTE (m)	VELOCIDAD DEL CANAL (m/s)
1982.989	26.33	7.33	3.32
1934.86*	25.78	6.78	4.24
ante (aguas arriba)	24.8	5.8	5.72
Puente (aguas abajo)	24.72	5.72	5.83
1925.24*	25.16	6.16	4.91
1905.99	25.33	6.33	4.01

Se aprecia que los niveles de agua sufren una depresión en la sección del puente y una sobre elevación aguas arriba del puente, este comportamiento es normal ya que el agua debe ganar energía potencial a fin de que pueda atravesar por la sección contraída. De la misma manera las velocidades se hacen máximas en la sección contraída.

3.3. CÁLCULO DE SOCAVACIÓN

Se ha realizado estimaciones de la socavación que ocurrirá en las cimentaciones del puente a fin de diseñar la protección de las mismas. Los cálculos han considerado la estimación de las socavaciones generales y las socavaciones locales que ocurrirán al paso de la crecida de diseño.

SOCAVACIÓN GENERAL

La socavación general de diseño es la máxima erosión temporal que ocurrirá en el lecho ante el paso de las crecidas de 100 años de período de retorno.

A continuación se expone su cálculo mediante la aplicación de los métodos de Blench, Modificado y del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos. Ambos métodos, basados en la teoría del régimen, determinan los valores de la profundidad de socavación en función de la descarga de diseño y la granulometría del material de fondo.

Método de Blench:

$$d = 0.476 \frac{(Q)^{1/3}}{(F)}$$

d : profundidad de socavación (m) Q : descarga total (m³/s)

f : factor del sedimento

$$f = 1.76 \sqrt{D_{50}}$$

D₅₀ : Diámetro medio de partículas del lecho (mm).

Ecuación de Blench Modificada

$$y_r = \alpha \left[\frac{q^2}{\sqrt{g}} \right]^{1/3} = \alpha_c y$$

Siendo:

Y_r = calado del régimen

q = Caudal por unidad de anchura g = aceleración de la gravedad

a = factor adimensional en función del material del lecho, que se puede obtener del gráfico 4.9 Y_c = calado crítico

Ecuación Departamento de Transportes de los Estados Unidos

$$d_s = 1.74 D_{50}^{-0.11} \quad \text{para } D_{50} > 0.0015 \text{ m}$$

Donde:

d_s = Profundidad de Socavación

D₅₀ = Diámetro medio del material del lecho del cauce (m)

La granulometría de fondo ha sido asumida en función de la información estratigráfica presentada en el expediente para la Rehabilitación del Puente en el Km.0+246.00 presentado por RIVERCO S.R.L. De acuerdo a dicha información, si bien la granulometría superficial corresponde a arenas limosas, esta clasificación es solo adecuada para describir los primeros 1.5 m de material del lecho, debajo de dicho estrato se encuentran estratos de gravas arenosas y bolonerías y gravas hasta aproximadamente los 8 metros de profundidad debajo del nivel superficial del lecho. Por dicho motivo los cálculos de socavación han sido realizados asumiendo diámetros característicos de 1" a 3" para el material del lecho.

La tabla muestra los resultados de los cálculos efectuados.

TABLA N°14 COMPARACIÓN DE SOCAVACIÓN GENERAL (M)

Método	D ₅₀ = 25.4 mm	D ₅₀ = 76.2 mm
Blench	3.77	3.14
Blench Modificado	4.06	3.66
HEC 11	2.61	2.31

Se aprecia que las socavaciones generales no superarán los 4.10 metros de profundidad.

3.3.1. SOCAVACIÓN LOCAL EN PILARES

La socavación local en los pilares es la máxima erosión localizada que se manifestará debido a la presencia de los pilares. Es el resultado de un proceso vorticoso provocado por la obstrucción del flujo.

El cálculo ha sido realizado empleando el método de Laursen modificado que toma en cuenta las características geométricas del pilar y el tirante del flujo en las inmediaciones.

Método de Laursen modificado

La máxima profundidad de erosión, medida desde el fondo general del cauce en el tramo, viene definida por la fórmula:

$$e = 1.5 b^{*2/3} y^{1/3}$$

Donde:

y = Calado,

b* = Anchura proyectada

La aplicación del método de Laursen modificado proporciona los resultados de la tabla.

TABLA N°15 SOCAVACIÓN EN PILARES (M)

Estructura	Socavación (m)
Pilar 1	3.9
Pilar 2	3.5
Pilar 3	4.6
Pilar 4	4.5
Pilar 5	4.3

De acuerdo a los cálculos las socavaciones locales en los pilares no superarán los 5 m.

3.3.2. SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS

La socavación local en los estribos es la máxima erosión localizada que se manifestará debido a la presencia del estribo. Es el resultado de un proceso vorticoso provocado por la obstrucción del flujo.

Se ha calculado su valor mediante los métodos de Blench y Laursen Modificado.

TABLA N°16 COMPARACIÓN DE SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS (M)

Método	Socavación (m)
Blench (D50 =76.2 mm)	4.61
Laursen Modificado	5.29

Se aprecia que los resultados son del mismo orden de magnitud. Se ha asumido una socavación local del orden de 5 metros.

3.3.3. SOCAVACIÓN TOTAL

La socavación total potencial que se produciría en las cimentaciones resultaría de la adición de las socavaciones general y local en cada uno de los elementos. En la tabla se muestra los resultados de realizar esta operación.

TABLA N°17 SOCAVACIONES TOTALES

ELEMENTO	SOCAVACION GENERAL (m)	SOCAVACION LOCAL (m)	SOCAVACION TOTAL (m)
Estribo Derecho	4.1	5.0	9.1
Pilares 1 y 2	4.1	4.0	8.1
Pilar 3, 4 y 5	3.7	4.6	8.3

Se aprecian que las socavaciones del estribo derecho y los pilares 1 y 2 superarán las profundidades de cimentación actuales.

3.4. HIDROLOGÍA

Generalidades

El presente documento revisa la información hidrológica existente en la cuenca del río Tumbes, con el fin de definir los caudales máximos presentados en la sección El Tigre y utilizarla en el dimensionamiento de las obras de protección de la estructura hidráulica del Puente en el Km.0+246.00. de la carretera Corrales Pampas de Hospital

El estudio comprende el análisis estadístico de la información disponible, que para el caso de la Estación El Tigre (río Tumbes), corresponde a información de caudales máximos instantáneos y precipitación máxima en 24 horas.

Para la estimación de las descargas máximas de las quebradas se han realizado los cálculos en base a la información de precipitación máxima en 24 horas, al no existir datos de descargas.

3.4.1. Recopilación de la información hidrométrica

El río Tumbes, cuenta con un registro muy amplio, la cual corresponde a la estación El Tigre que es operada por el Proyecto Especial Binacional Puyango – Tumbes (PEBPT – INADE) y que se ubica aproximadamente a 14 Km. aguas arriba de la sección del Puente en el Km. 0+2456.00 abarca un área de cuenca de 4,350 Km².

La información corresponde a caudales máximos instantáneos registrados en bandas limnigráficas, disponiéndose de información para el período 1979 - 2004.

3.4.2. Recopilación de la información de precipitación

Se ha recopilado la información existente, referida a precipitaciones máximas en 24 horas para la estación El Tigre que opera el SENAMHI en convenio con el PEBPT; cuyo periodo de registro es de 1964 – 1999.

3.4.3. Método de Estadístico de Análisis de Descargas Máximas Instantáneas

El análisis de las descargas máximas instantáneas registradas en la estación El Tigre fue realizado tomando en cuenta cuatro distribuciones de frecuencia: LogNormal, Pearson III, LogPearson III y Valores Extremos Tipo I o también llamada Gumbel. Estas distribuciones son usadas

generalmente para describir la distribución de probabilidad de en eventos máximos.

A. Distribución de Gumbel o Valores Extremos Tipo I²

La Ley de Gumbel está dada por la siguiente expresión:

$$P = 1 - e^{-e^{-y}}$$

Donde:

P: probabilidad de que un valor x sea igualado o excedido. Y: variable reducida, dada por la expresión:

$$y = a(x - u)$$

Esta metodología fue tomada del Anexo Hidrología, Hidráulica Fluvial y Sedimentos del Estudio Definitivo para la Rehabilitación de la Infraestructura Principal de Riego de la Margen Izquierda del río Tumbes.

$$X = X_M + K * \sigma_x$$

Con la última ecuación es posible hallar caudales con largos periodos de recurrencia (avenida centenaria, milenaria, etc.). Esta ecuación representa una línea recta en papel probabilístico de Gumbel. Precisamente la manera de comprobar que el modelo de Gumbel es el apropiado para el problema en estudio consiste en graficar la recta y plotear los puntos de la muestra; deberá cumplirse que todos los puntos caen alineados cerca de la recta.

Procedimiento:

- Se ordena los valores de mayor a menor, sin importar el año de ocurrencia.
- Luego es necesario asignar a cada valor una probabilidad de excedencia. Esta probabilidad de excedencia o frecuencia (P) que se asigna a cada valor de la serie, es lo que se conoce como posición de trazado. Su inversa es el período de retorno (T).

B. Distribución LogNormal¹

Si la variable aleatoria $Y = \log X$ está normalmente distribuida, entonces se dice que X está distribuida en forma lognormal. Chow (1954) llegó a la conclusión de que esta distribución se aplica a variables hidrológicas formadas como productos de otras variables debido a que si X

Tiende a la distribución normal para valores de n siempre y cuando los X_i sean independientes y estén idénticamente distribuidas. Se ha encontrado que la distribución Log Normal describe la distribución de la conductividad hidráulica en un medio poroso (Freeze, 1975), la distribución de tamaño de gotas de lluvia en una tormenta y otras variables hidrológicas. La distribución LogNormal tiene las ventajas sobre la distribución normal de que está limitada ($X > 0$) y de que la transformación hidrológica, debido a que al tomar logaritmos se reducen en una proporción mayor los números grandes que los números pequeños. Algunas limitaciones de la distribución LogNormal son que tiene solamente dos parámetros y que requiere que los logaritmos de los datos sean simétricos alrededor de su media.

C. Distribución Pearson III¹

La distribución Pearson III, también llamada distribución Gamma de tres parámetros, introduce un tercer parámetro el límite inferior ϵ , de tal manera que por el método de los momentos, los tres momentos de la muestra (media, desviación estándar y coeficiente de asimetría) pueden transformarse en los tres parámetros λ , β y ϵ de la distribución de probabilidad. Esta es una distribución muy flexible, que puede asumir diferentes formas a medida que λ , β y ϵ varían.

La distribución Pearson III se aplicó por primera vez en la hidrología por Foster (1924) para describir la distribución de probabilidad de picos de crecientes máximos anuales.

D. Distribución Log-Pearson Tipo III²

Si $\log X$ sigue una distribución Pearson tipo III, entonces se dice que X sigue una distribución log-Pearson tipo III. Esta es la distribución estándar para análisis de frecuencia decrecientes máximas anuales en los Estados Unidos (Benson, 1968).

Un caso especial se produce cuando $\log X$ es simétrico alrededor de su media, la distribución log-Pearson tipo III se reduce a la distribución lognormal.

La localización del límite ϵ en la distribución log-Pearson tipo III depende de la asimetría de la información. Si ésta tiene asimetría positiva, entonces $\log X \geq \epsilon$ y ϵ es un límite inferior, mientras que si la información tiene asimetría negativa, $\log X \leq \epsilon$ y ϵ es un límite superior.

La transformación log reduce la asimetría de la información transformada y puede producir información transformada con asimetría negativa utilizando información original con asimetría positiva. En este caso, la aplicación de la distribución log-Pearson tipo III impondría un límite superior artificial a la información. Dependiendo de los valores de los

parámetros, la distribución log-Pearson tipo III puede asumir muchas formas diferentes, (Bobee, 1975).

E. Prueba de Bondad de Ajuste

Se entiende por bondad de ajuste, a la asimilación de datos observados de una variable, a una función matemática previamente establecida y reconocida. A través de ésta es posible interpolar y extrapolar información; en otras palabras, predecir el comportamiento de la variable en estudio (Pizarro et, 1986).

Las pruebas de bondad de ajuste más utilizadas son:

- Ajuste gráfico.
- Ajuste estadístico: Chi – cuadrado (χ^2).

E.1 Prueba de Kolmogorov-Smirnov:

Las ventajas de la aplicación de éste método de ajuste estadístico son:

- No requiere un conocimiento a priori de la función de distribución teórica.
- Es aplicable a distribuciones de datos no agrupados, es decir, no se requiere hacer intervalos de clase.
- Es aplicable a cualquier distribución teórica.
- Se aplica en la función de distribución acumulada y no en la función de densidad.
- Comparándola con la prueba de chi – cuadrado, no hay condición de que cada clase de frecuencia deba contener un mínimo de 5 valores observados. El procedimiento para la aplicación de esta prueba, se resume a continuación:
- Se calcula la probabilidad empírica o experimental $P(x)$ de los datos, para esto usamos la fórmula de Weibull
- Luego se calcula la probabilidad teórica $F(x)$ característica de cada distribución.

El estadístico Δ tiene su función de distribución de probabilidades. Si el valor de Δ_0 es un valor crítico para un nivel de significancia α , se tiene que:

$$P\left[\sum_{i=1}^{\max} (F(x^i) - P(x^i)) \geq \Delta\right] = \alpha \quad P(\Delta \geq \Delta_0) = \alpha \quad P(\Delta < \Delta_0) = 1 - \alpha$$

Donde:

Δ : estadístico de Kolmogorov – Smirnov.

$F(x_i)$: probabilidad de distribución de ajuste o teórica.

$P(x_i)$: probabilidad experimental o empírica de los datos denominada también frecuencia acumulada.

- Se calcula el valor crítico del estadístico Δ_0 , como lo indica la tabla N°2:

TABLA N°18 VALOR CRÍTICO DEL ESTADÍSTICO Δ_0 KOLMOGOROV – SMIRNOV

MUESTRA	TAMAÑO		NIVEL DE SIGNIFICANCIA α			
	0.20	0.10	0.05	0.01		
5	0.45	0.51	0.56	0.67		
10	0.32	0.37	0.41	0.49		
15	0.27	0.30	0.34	0.40		
20	0.23	0.26	0.29	0.36		
30	0.19	0.22	0.24	0.29		
35	0.18	0.20	0.23	0.27		
40	0.17	0.19	0.21	0.25		
50	0.15	0.17	0.19	0.23		
$N > 50$	1.07	$N / \sqrt{.22}$	$N / \sqrt{.36}$	$N / \sqrt{.63}$		$N / \sqrt{\quad}$

TABLA N°19 DESCARGAS MÁXIMAS INSTANTANÉOS ESTACIÓN: EL TIGRE

Lat: 03°46'01" Long: 80°27'01" Altitud: 40 m.s.n.m

AÑO	ENE.	FEB.	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1979	95.1	335.9	689.7	604.4	203.0	83.2	39.5	26.4	22.6	26.4	15.6	24.8
1980	53.7	293.8	222.2	628.3	209.0	65.2	33.1	24.6	16.2	28.3	25.8	104.4
1981	127.5	390.3	1578.6	460.9	143.8	55.9	32.6	21.4	20.2	14.8	16.9	101.3
1982	148.4	342.0	268.7	512.9	210.1	82.3	75.2	21.9	20.8	52.3	279.3	1429.0
1983	3050.5	3712.5	3130.2	2341.3	2800.0	1790.3	518.5	81.3	53.5	69.1	39.2	382.3
1984	257.7	1455.5	1627.5	1045.3	353.6	102.4	64.6	42.2	31.3	52.1	43.1	157.3
1985	364.0	271.3	397.8	245.7	95.2	39.0	25.2	19.0	15.3	15.3	19.0	150.3
1986	518.5	518.5	256.0	1397.4	200.0	87.2	40.3	26.8	19.6	16.8	33.0	34.8
1987	1086.5	2098.5	2082.9	1293.8	809.9	195.6	100.0	68.5	46.8	51.7	43.6	24.3
1988	340.1	651.9	340.1	347.6	164.7	58.1	28.1	20.9	21.8	16.4	21.8	112.8
1989	913.3	1828.8	1807.9	1666.2	172.1	78.6	47.1	29.6	21.4	29.6	23.9	62.6
1990	85.2	513.4	176.2	443.2	192.9	74.8	32.4	21.9	16.3	20.7	24.4	38.1
1991	130.1	412.3	584.5	235.7	113.9	54.1	32.7	21.6	15.1	15.4	24.4	110.6
1992	203.9	551.8	2489.6	2348.6	1371.1	258.4	58.4	34.0	29.2	16.7	21.8	27.8
1993	107.3	907.7	1281.7	1918.2	642.0	109.1	52.9	34.3	26.3	64.1	68.4	177.4
1994	1222.9	890.9	769.0	891.3	428.9	119.2	52.4	32.5	22.2	20.3	27.1	104.6
1995	196.6	534.4	523.1	334.0	126.0	69.9	37.5	23.4	14.8	11.4		
1996	293.7	665.7	690.3	315.3	135.5	54.5	37.6	19.8	13.5	20.2	10.0	28.9
1997									52.4	159.5	173.9	1583.3
1998	1576.1	2569.9	1530.6	2247.2	604.2	217.4	70.1	41.0	30.2	22.6	26.6	31.7
1999	491.7	1853.8	2506.2	461.4	467.0	95.1	66.8	42.5	43.9	26.9	29.0	335.3
2000	228.3	502.4	1238.1	866.1	378.4	105.6	64.5	43.5	34.5	25.9	17.1	40.5
2001	788.3	616.4	2756.2	1479.7	127.0	65.2	43.8	33.2	20.2	16.3	27.6	41.3
2002	149.9	763.4	2646.6	1825.5	259.3	76.2	42.6	29.0	19.4	23.8	25.3	102.7
2003	114.7	681.4	421.6	354.0	114.7	57.6	35.0	23.9	16.4	23.7	96.7	89.5
2004	214.5	602.0	511.4	423.9	132.9	58.9	34.6	20.3	38.3	22.1	27.6	77.6
PRO	510.3	958.6	1221.1	987.5	418.2	162.2	66.6	32.1	26.2	33.2	46.4	214.9
DES	665.2	843.6	934.5	716.1	573.9	343.4	95.8	15.1	11.9	30.3	59.1	399.3
MAX	3050.5	3712.5	3130.2	2348.6	2800.0	1790.3	518.5	81.3	53.5	159.5	279.3	1583.3

LA N°20 DESCARGAS MEDIAS MENSUALES ESTACIÓN: EL TIGRE

Lat: 03°46'01" Long: 80°27'01" Altitud: 40 m.s.n.m

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1963	63.2	173.8	310.0	165.0	63.3	31.7	21.2	16.1	14.1	13.4	12.9	17.3
1964	52.0	72.9	113.0	279.0	137.0	55.9	31.8	22.8	20.3	20.4	19.1	19.4
1965	23.5	43.9	191.5	379.5	242.9	54.5	36.1	35.0	29.4	26.7	32.6	37.8
1966	140.7	193.6	185.7	195.3	141.7	57.3	33.8	23.1	17.5	20.3	16.7	16.3
1967	59.2	258.7	229.0	108.1	61.0	38.6	27.2	19.6	12.8	11.8	10.8	8.7
1968	25.6	50.5	152.4	87.1	48.3	35.6	14.2	9.7	8.8	10.7	7.7	8.7
1969	36.6	109.8	227.3	432.0	141.3	64.0	44.2	34.6	22.1	18.6	17.3	18.9
1970	122.3	207.8	174.3	119.9	160.5	78.3	42.9	28.8	22.8	18.9	17.2	34.0
1971	120.2	283.3	497.5	366.3	136.2	77.7	49.3	32.8	27.2	23.0	19.9	39.2
1972	92.3	184.9	626.9	474.5	229.2	137.6	70.1	42.7	34.2	30.5	27.0	77.7
1973	151.6	353.7	459.1	352.9	187.8	111.1	57.7	35.6	26.4	19.3	17.5	28.1
1974	60.5	208.2	256.0	126.7	130.4	63.1	41.3	23.7	18.4	23.8	21.2	51.9
1975	73.9	250.9	546.6	413.0	204.2	108.2	57.5	35.2	31.4	35.7	30.8	28.5
1976	96.5	340.6	420.6	288.8	172.1	77.5	41.1	33.7	24.3	18.4	17.2	22.1
1977	71.2	205.9	181.9	202.0	106.8	43.1	33.6	23.9	21.2	15.5	13.1	16.9
1978	44.9	50.5	82.8	130.4	77.2	43.8	25.0	17.0	14.3	12.4	11.7	18.2
1979	42.1	104.3	295.9	172.5	78.4	55.3	31.2	23.3	20.7	15.0	14.8	15.6
1980	25.4	150.4	95.8	168.2	83.9	44.4	28.6	20.3	16.2	15.8	15.6	37.8
1981	53.4	194.6	386.6	176.1	85.5	41.0	29.6	18.8	17.2	14.6	13.8	30.9
1982	55.6	160.6	120.0	156.2	73.8	49.7	28.0	19.4	16.2	29.3	98.4	402.5
1983	1053.0	951.5	1244.2	955.9	925.6	615.7	223.6	58.7	46.0	43.5	35.8	86.7
1984	106.4	423.6	430.2	395.0	175.1	79.8	51.5	35.7	29.9	33.2	28.5	50.4
1985	113.4	108.9	155.1	100.0	52.8	32.8	22.7	17.4	15.0	12.4	11.7	35.7
1986	138.2	254.6	155.4	317.2	124.5	52.6	33.0	22.3	16.5	13.1	26.1	25.6
1987	391.0	613.9	693.4	611.3	493.1	136.1	78.2	57.5	40.5	39.0	28.4	21.5

TABLA N°21 DESCARGAS MEDIAS MENSUALES ESTACIÓN: EL TIGRE

Lat: 03°46'01" Long: 80°27'01" Altitud: 40 m.s.n.m

1988	95.6	244.2	133.0	127.0	84.3	45.3	23.8	17.6	17.7	15.3	17.4	26.1
1989	151.6	549.4	519.2	299.8	101.6	60.1	36.7	24.4	19.2	21.0	14.6	16.4
1990	33.6	102.9	71.9	156.5	100.2	45.5	26.6	18.6	14.4	14.7	13.4	14.7
1991	36.4	89.1	219.9	134.0	74.1	40.8	26.0	17.6	13.2	11.6	12.0	22.9
1992	52.6	152.4	517.8	470.6	253.4	88.0	42.5	26.0	20.0	14.6	13.6	15.3
1993	43.7	291.9	476.4	495.2	197.2	74.0	44.3	28.2	21.3	18.8	22.9	50.7
1994	194.0	347.9	320.0	324.4	159.1	73.7	42.0	26.3	20.7	17.3	16.8	31.6
1995	55.6	141.7	192.7	145.0	87.3	48.4	30.0	18.8	13.2	11.3	16.2	22.7
1996	114.0	184.4	273.4	148.0	74.1	42.5	26.8	16.8	11.7	11.1	8.2	9.3
1997	17.3								18.3	23.4	88.3	299.9
1998	381.7	573.2	587.1	622.3	269.2	112.6	53.0	34.3	26.2	20.0	19.5	16.6
1999	48.3	333.0	459.4	221.0	181.3	71.7	48.1	31.9	25.4	20.7	18.7	113.2
2000	90.2	227.4	396.6	374.1	210.7	68.3	52.7	38.8	29.7	23.8	15.2	19.7
2001	109.8	136.5	410.0	286.3	95.3	53.9	39.4	25.9	17.3	14.1	16.5	19.1
2002	43.8	127.3	501.5	449.9	121.7	57.9	35.4	24.0	16.7	16.4	19.5	33.3
2003	46.5	122.2	142.5	157.3	77.4	45.7	30.1	19.9	14.6	12.6	12.5	26.9
2004	46.1	145.7	119.5	174.9	77.0	46.5	27.5	17.8	14.9	16.0	16.6	25.6
PRO	113.7	237.1	331.0	286.8	158.5	77.1	42.4	26.7	20.9	19.5	21.6	45.6
DES	168.0	177.7	224.6	179.8	147.6	90.1	31.9	10.4	7.8	7.8	17.5	73.1
MAX	1053.0	951.5	1244.2	955.9	925.6	615.7	223.6	58.7	46.0	43.5	98.4	402.5
MIN	17.3	43.9	71.9	87.1	48.3	31.7	14.2	9.7	8.8	10.7	7.7	8.7

TABLA N°22 DISTRIBUCIÓN LOGNORMAL 2 PARÁMETROS

Media (Ln Q_0)	1483.729	7.112
Des. Std (Ln Q_0)	893.881	0.650

# de orden	Q_0 (m ³ /s)	Ln (Q_0)	$f(x)$	$P = 1 - P$	T_r (años)
1	3712.50	8.219	0.956	0.044	22.6675
2	2756.19	7.922	0.894	0.106	9.4070
3	2646.60	7.881	0.882	0.118	8.4596
4	2569.90	7.852	0.873	0.127	7.8489
5	2506.20	7.827	0.864	0.136	7.3723
6	2489.60	7.820	0.862	0.138	7.2525
7	2098.50	7.649	0.796	0.204	4.8983
8	1918.20	7.559	0.754	0.246	4.0729
9	1828.80	7.511	0.731	0.269	3.7145
10	1627.50	7.395	0.668	0.332	3.0165
11	1583.30	7.367	0.653	0.347	2.8816
12	1578.60	7.364	0.651	0.349	2.8677
13	1429.00	7.265	0.593	0.407	2.4577
14	1397.40	7.242	0.580	0.420	2.3793
15	1238.07	7.121	0.506	0.494	2.0240
16	1222.90	7.109	0.498	0.502	1.9935
17	690.30	6.537	0.188	0.812	1.2320
18	689.70	6.536	0.188	0.812	1.2315
19	681.39	6.524	0.183	0.817	1.2239
20	651.90	6.480	0.165	0.835	1.1983
21	628.30	6.443	0.152	0.848	1.1789
22	602.00	6.400	0.137	0.863	1.1585
23	584.50	6.371	0.127	0.873	1.1456
24	534.40	6.281	0.101	0.899	1.1119
25	513.40	6.241	0.090	0.910	1.0991
26	397.80	5.986	0.042	0.958	1.0434

TABLA N°23 CAUDALES MÁXIMOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

T_r (AÑOS)	P TEÓRICA	w	Z	K_T	$Q_{MÁX}$ (m ³ /s)
2	0.500	1.1774	0.0000	0.000	1226
5	0.800	1.7941	0.8415	0.841	2118
10	0.900	2.1460	1.2817	1.282	2820
50	0.980	2.7971	2.0542	2.054	4658
100	0.990	3.0349	2.3268	2.327	5561
200	0.995	3.2552	2.5762	2.576	6540
500	0.998	3.5255	2.8785	2.879	7959
1000	0.999	3.7169	3.0905	3.091	9135

TABLA N°24 DISTRIBUCIÓN PEARSON TIPO III

Media (Q_0)	1483.729
Des. Std (Q_0)	893.881
Coef. asimetría	0.681

k	0.113440552
-----	-------------

# de orden	Q_0 (m ³ /s)	K	$P_{TEORICA}$	$P_{NO EXCEDENCIA}$	Tr (AÑOS)
1	3712.50	2.493	0.0177	0.9823	56.550
2	2756.19	1.424	0.0913	0.9087	10.955
3	2646.60	1.301	0.1058	0.8942	9.455
4	2569.90	1.215	0.1216	0.8784	8.221
5	2506.20	1.144	0.1348	0.8652	7.416
6	2489.60	1.125	0.1383	0.8617	7.232
7	2098.50	0.688	0.2345	0.7655	4.264
8	1918.20	0.486	0.3014	0.6986	3.317
9	1828.80	0.386	0.3346	0.6654	2.989
10	1627.50	0.161	0.4093	0.5907	2.443
11	1583.30	0.111	0.4257	0.5743	2.349
12	1578.60	0.106	0.4274	0.5726	2.340
13	1429.00	-0.061	0.4829	0.5171	2.071
14	1397.40	-0.097	0.4947	0.5053	2.022
15	1238.07	-0.275	0.5653	0.4347	1.769
16	1222.90	-0.292	0.5722	0.4278	1.748
17	690.30	-0.888	0.8060	0.1940	1.241
18	689.70	-0.888	0.8062	0.1938	1.240
19	681.39	-0.898	0.8080	0.1920	1.238
20	651.90	-0.931	0.8145	0.1855	1.228
21	628.30	-0.957	0.8197	0.1803	1.220
22	602.00	-0.986	0.8255	0.1745	1.211
23	584.50	-1.006	0.8294	0.1706	1.206
24	534.40	-1.062	0.8404	0.1596	1.190
25	513.40	-1.086	0.8451	0.1549	1.183
26	397.80	-1.215	0.8706	0.1294	1.149

TABLA N°25 CAUDALES MÁXIMOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

Tr (AÑOS)	$P_{TEORICA}$	w	z	K_T	$Q_{MÁX}$ (m ³ /s)
2	0.500	1.1774	0.0000	-0.112	1383
5	0.800	1.7941	0.8415	0.790	2189
10	0.900	2.1460	1.2817	1.330	2672
50	0.980	2.7971	2.0542	2.399	3628
100	0.990	3.0349	2.3268	2.816	4000
200	0.995	3.2552	2.5762	3.215	4357
500	0.998	3.5255	2.8785	3.723	4811
1000	0.999	3.7169	3.0905	4.096	5144

TABLA N°26 DISTRIBUCIÓN LOGPEARSON III

Media (Log Q_0)	3.089	k	-0.018896731
Des. Std (Log Q_0)	0.282		
Coef. asimetría	-0.113		

# de orden	Q_0 (m ³ /s)	Log (Q_0)	K	$P_{TEORICA}$	$P_{NO EXCEDENCIA}$	Tr (AÑOS)
1	3712.50	3.570	1.705	0.0409	0.9591	24.471
2	2756.19	3.440	1.246	0.1052	0.8948	9.505
3	2646.60	3.423	1.184	0.1200	0.8800	8.333
4	2569.90	3.410	1.139	0.1307	0.8693	7.649
5	2506.20	3.399	1.100	0.1399	0.8601	7.148
6	2489.60	3.396	1.090	0.1423	0.8577	7.027
7	2098.50	3.322	0.827	0.2071	0.7929	4.828
8	1918.20	3.283	0.689	0.2573	0.7427	3.887
9	1828.80	3.262	0.615	0.2839	0.7161	3.523
10	1627.50	3.212	0.436	0.3490	0.6510	2.866
11	1583.30	3.200	0.393	0.3643	0.6357	2.745
12	1578.60	3.198	0.389	0.3660	0.6340	2.732
13	1429.00	3.155	0.236	0.4215	0.5785	2.372
14	1397.40	3.145	0.201	0.4340	0.5660	2.304
15	1238.07	3.093	0.015	0.5015	0.4985	1.994
16	1222.90	3.087	-0.004	0.5082	0.4918	1.968
17	690.30	2.839	-0.884	0.8172	0.1828	1.224
18	689.70	2.839	-0.885	0.8061	0.1939	1.241
19	681.39	2.833	-0.904	0.8083	0.1917	1.237
20	651.90	2.814	-0.972	0.8165	0.1835	1.225
21	628.30	2.798	-1.029	0.8234	0.1766	1.215
22	602.00	2.780	-1.095	0.8313	0.1687	1.203
23	584.50	2.767	-1.140	0.8368	0.1632	1.195
24	534.40	2.728	-1.278	0.8534	0.1466	1.172
25	513.40	2.710	-1.340	0.8609	0.1391	1.162
26	397.80	2.600	-1.732	0.9083	0.0917	1.101

TABLA N°27 CAUDALES MÁXIMOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

Tr (AÑOS)	$P_{TEORICA}$	w	z	K_T	$Q_{MÁX}$ (m ³ /s)
2	0.500	1.1774	0.0000	0.019	1241
5	0.800	1.7941	0.8415	0.846	2125
10	0.900	2.1460	1.2817	1.269	2796
50	0.980	2.7971	2.0542	1.993	4476
100	0.990	3.0349	2.3268	2.243	5267
200	0.995	3.2552	2.5762	2.470	6103
500	0.998	3.5255	2.8785	2.742	7282
1000	0.999	3.7169	3.0905	2.930	8232

TABLA N°28 DISTRIBUCIÓN GUMBEL - VALOR EXTREMO TIPO I

Media (Q _o)	1483.73	y _n	0.5320
Des. Std (Q _o)	893.88	S _n	1.0961

# de orden	Q _o (m ³ /s)	K	Y	P _{TEÓRICA}	P _{OBSERVADA}	Tr (AÑOS)
1	3712.50	2.493	3.265	0.963	0.037	26.683
2	2756.19	1.424	2.092	0.884	0.116	8.614
3	2646.60	1.301	1.958	0.868	0.132	7.597
4	2569.90	1.215	1.864	0.856	0.144	6.962
5	2506.20	1.144	1.786	0.846	0.154	6.478
6	2489.60	1.125	1.765	0.843	0.157	6.358
7	2098.50	0.688	1.286	0.758	0.242	4.141
8	1918.20	0.486	1.065	0.708	0.292	3.429
9	1828.80	0.386	0.955	0.681	0.319	3.131
10	1627.50	0.161	0.708	0.611	0.389	2.571
11	1583.30	0.111	0.654	0.595	0.405	2.467
12	1578.60	0.106	0.648	0.593	0.407	2.456
13	1429.00	-0.061	0.465	0.534	0.466	2.144
14	1397.40	-0.097	0.426	0.520	0.480	2.085
15	1238.07	-0.275	0.231	0.452	0.548	1.825
16	1222.90	-0.292	0.212	0.445	0.555	1.803
17	690.30	-0.888	-0.441	0.211	0.789	1.268
18	689.70	-0.888	-0.442	0.211	0.789	1.268
19	681.39	-0.898	-0.452	0.208	0.792	1.262
20	651.90	-0.931	-0.488	0.196	0.804	1.244
21	628.30	-0.957	-0.517	0.187	0.813	1.230
22	602.00	-0.986	-0.549	0.177	0.823	1.215
23	584.50	-1.006	-0.571	0.170	0.830	1.205
24	534.40	-1.062	-0.632	0.152	0.848	1.180
25	513.40	-1.086	-0.658	0.145	0.855	1.170
26	397.80	-1.215	-0.800	0.108	0.892	1.121

TABLA N°29 CAUDALES MÁXIMOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

Tr (AÑOS)	Probabilidad	Y _{GUMBEL}	K _{GUMBEL}	Q MÁX (m ³ /s)
2	0.500	0.367	-0.164	1336
5	0.800	1.500	0.719	2126
10	0.900	2.250	1.305	2649
50	0.980	3.902	2.592	3800
100	0.990	4.600	3.137	4287
200	0.995	5.296	3.679	4772
500	0.998	6.214	4.395	5412
1000	0.999	6.907	4.936	5895

**TABLA N°30 PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE - KOLMOGOROV –
SMIRNOV**

m de orden	Q _o (m ³ /s)	P WEIBULL	Lognor 2	Pearson III	Log Pearson III	Gumbel
1	3712.50	0.0370	0.0071	0.0194	0.0038	0.0004
2	2756.19	0.0741	0.0322	0.0172	0.0311	0.0420
3	2646.60	0.1111	0.0071	0.0054	0.0089	0.0205
4	2569.90	0.1481	0.0207	0.0265	0.0174	0.0045
5	2506.20	0.1852	0.0495	0.0503	0.0453	0.0308
6	2489.60	0.2222	0.0843	0.0839	0.0799	0.0649
7	2098.50	0.2593	0.0551	0.0247	0.0521	0.0178
8	1918.20	0.2963	0.0508	0.0051	0.0390	0.0047
9	1828.80	0.3333	0.0641	0.0013	0.0495	0.0139
10	1627.50	0.3704	0.0389	0.0389	0.0214	0.0185
11	1583.30	0.4074	0.0604	0.0183	0.0431	0.0020
12	1578.60	0.4444	0.0957	0.0170	0.0785	0.0372
13	1429.00	0.4815	0.0746	0.0014	0.0600	0.0150
14	1397.40	0.5185	0.0982	0.0239	0.0845	0.0390
15	1238.07	0.5556	0.0615	0.0098	0.0541	0.0076
16	1222.90	0.5926	0.0910	0.0204	0.0844	0.0380
17	690.30	0.6296	0.1821	0.1764	0.1876	0.1590
18	689.70	0.6667	0.1454	0.1395	0.1394	0.1222
19	681.39	0.7037	0.1133	0.1043	0.1046	0.0885
20	651.90	0.7407	0.0938	0.0738	0.0758	0.0631
21	628.30	0.7778	0.0705	0.0419	0.0456	0.0353
22	602.00	0.8148	0.0484	0.0107	0.0165	0.0082
23	584.50	0.8519	0.0210	0.0225	0.0150	0.0223
24	534.40	0.8889	0.0105	0.0484	0.0354	0.0412
25	513.40	0.9259	0.0161	0.0809	0.0650	0.0710
26	397.80	0.9630	0.0046	0.0924	0.0547	0.0711
			0.1821	0.1764	0.1876	0.1590

$D_{\text{máx}} = |P_{\text{EXP}} - P_{\text{TEO}}| = 0.1590$

$D_{\text{máx}} < D_{\text{tablas}}$

$D_{\text{tablas}} \quad 0.2667 \quad ; \quad a = 5\%$

$D_{\text{tablas}} \quad 0.2098 \quad ; \quad a = 20\%$



TABLA N°31 DISTRIBUCIÓN LOGNORMAL 2 PARÁMETROSSIN CONSIDERAR AÑOS NIÑO

Media (Ln Q _o)	1345.606	7.035
Des. Std (Ln Q _o)	762.448	0.613

# de orden	Q _o (m ³ /s)	Ln (Q _o)	f(x)	P = 1 - P	T _r (años)
1	2756.19	7.922	0.926	0.074	13.5269
2	2646.60	7.881	0.916	0.084	11.9550
3	2506.20	7.827	0.902	0.098	10.1858
4	2489.60	7.820	0.900	0.100	9.9934
5	2098.50	7.649	0.842	0.158	6.3254
6	1918.20	7.559	0.804	0.196	5.1003
7	1828.80	7.511	0.782	0.218	4.5804
8	1627.50	7.395	0.722	0.278	3.5920
9	1583.30	7.367	0.706	0.294	3.4051
10	1578.60	7.364	0.705	0.295	3.3859
11	1429.00	7.265	0.646	0.354	2.8274
12	1397.40	7.242	0.633	0.367	2.7222
13	1238.07	7.121	0.556	0.444	2.2533
14	1222.90	7.109	0.548	0.452	2.2136
15	690.30	6.537	0.208	0.792	1.2634
16	689.70	6.536	0.208	0.792	1.2627
17	681.39	6.524	0.202	0.798	1.2538
18	651.90	6.480	0.183	0.817	1.2235
19	628.30	6.443	0.167	0.833	1.2007
20	602.00	6.400	0.150	0.850	1.1769
21	584.50	6.371	0.139	0.861	1.1619
22	534.40	6.281	0.109	0.891	1.1229
23	513.40	6.241	0.098	0.902	1.1083
24	397.80	5.986	0.044	0.956	1.0455

TABLA N°32 CAUDALES MÁXIMOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

Tr (AÑOS)	P TEÓRICA	w	z	K _T	Q MÁX (m ³ /s)
2	0.500	1.1774	0.0000	0.000	1135
5	0.800	1.7941	0.8415	0.841	1901
10	0.900	2.1460	1.2817	1.282	2490
50	0.980	2.7971	2.0542	2.054	3998
100	0.990	3.0349	2.3268	2.327	4725
200	0.995	3.2552	2.5762	2.576	5506
500	0.998	3.5255	2.8785	2.879	6626
1000	0.999	3.7169	3.0905	3.091	7546

TABLA N°33 DISTRIBUCIÓN PEARSON TIPO IIISIN CONSIDERAR AÑOS NIÑO

Media (Q_0)	1345.606
Des. Std (Q_0)	762.448
Coef. asimetría	0.478

k	0.079712992
-----	-------------

# de orden	Q_0 (m ³ /s)	K	$P_{TEORICA}$	$P_{NO EXCEDENCIA}$	T_r (AÑOS)
1	2756.19	1.85	0.0455	0.9545	21.974
2	2646.60	1.70	0.0603	0.9397	16.575
3	2506.20	1.52	0.0793	0.9207	12.607
4	2489.60	1.50	0.0816	0.9184	12.260
5	2098.50	0.98	0.1653	0.8347	6.050
6	1918.20	0.75	0.2198	0.7802	4.549
7	1828.80	0.63	0.2594	0.7406	3.855
8	1627.50	0.37	0.3485	0.6515	2.870
9	1583.30	0.31	0.3680	0.6320	2.717
10	1578.60	0.30	0.3701	0.6299	2.702
11	1429.00	0.10	0.4363	0.5637	2.292
12	1397.40	0.06	0.4503	0.5497	2.221
13	1238.07	-0.141	0.5238	0.4762	1.909
14	1222.90	-0.161	0.5315	0.4685	1.881
15	690.30	-0.859	0.8011	0.1989	1.248
16	689.70	-0.860	0.8006	0.1994	1.249
17	681.39	-0.871	0.8025	0.1975	1.246
18	651.90	-0.910	0.8091	0.1909	1.236
19	628.30	-0.941	0.8144	0.1856	1.228
20	602.00	-0.975	0.8202	0.1798	1.219
21	584.50	-0.998	0.8242	0.1758	1.213
22	534.40	-1.064	0.8354	0.1646	1.197
23	513.40	-1.091	0.8401	0.1599	1.190
24	397.80	-1.243	0.8659	0.1341	1.155

TABLA N° 34 CAUDALES MÁXIMOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

Tr (AÑOS)	P TEÓRICA	w	Z	K_T	Q MÁX (m³/s)
2	0.500	1.1774	0.000	-0.079	1285
5	0.800	1.7941	0.841	0.809	1962
10	0.900	2.1460	1.281	1.321	2352
50	0.980	2.7971	2.054	2.302	3100
100	0.990	3.0349	2.326	2.674	3384
200	0.995	3.2552	2.576	3.026	3653
500	0.998	3.5255	2.878	3.470	3991
1000	0.999	3.7169	3.090	3.791	4236

**TABLA N°35 DISTRIBUCIÓN LOGPEARSON IIISIN CONSIDERAR AÑOS
NIÑO**

Media (Log Q_0)	3.055
Des. Std (Log Q_0)	0.266
C.coef asimetría	-0.098

k -0.016352168

# de orden	Q_0 (m ³ /s)	Log (Q_0)	K	P TEORICA	P NO EXCEDENCIA	T_r (AÑOS)
1	2756.19	3.440	1.447	0.0762	0.9238	13.120
2	2646.60	3.423	1.381	0.0739	0.9261	13.531
3	2506.20	3.399	1.292	0.0949	0.9051	10.541
4	2489.60	3.396	1.281	0.0974	0.9026	10.265
5	2098.50	3.322	1.002	0.1631	0.8369	6.130
6	1918.20	3.283	0.856	0.1977	0.8023	5.059
7	1828.80	3.262	0.778	0.2246	0.7754	4.452
8	1627.50	3.212	0.588	0.2935	0.7065	3.408
9	1583.30	3.200	0.543	0.3097	0.6903	3.229
10	1578.60	3.198	0.538	0.3115	0.6885	3.211
11	1429.00	3.155	0.375	0.3702	0.6298	2.701
12	1397.40	3.145	0.339	0.3834	0.6166	2.608
13	1238.07	3.093	0.141	0.4549	0.5451	2.198
14	1222.90	3.087	0.121	0.4622	0.5378	2.164
15	690.30	2.839	-0.812	0.7914	0.2086	1.264
16	689.70	2.839	-0.813	0.7919	0.2081	1.263
17	681.39	2.833	-0.833	0.7989	0.2011	1.252
18	651.90	2.814	-0.905	0.8084	0.1916	1.237
19	628.30	2.798	-0.965	0.8157	0.1843	1.226
20	602.00	2.780	-1.035	0.8242	0.1758	1.213
21	584.50	2.767	-1.083	0.8301	0.1699	1.205
22	534.40	2.728	-1.229	0.8478	0.1522	1.179
23	513.40	2.710	-1.295	0.8558	0.1442	1.169
24	397.80	2.600	-1.711	0.9064	0.0936	1.103

**TABLA N°36 CAUDALES MÁXIMOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE
RETORNO**

T_r (AÑOS)	P TEÓRICA	w	z	K_T	$Q_{MÁX}$ (m ³ /s)
2	0.500	1.1774	0.0000	0.016	1146
5	0.800	1.7941	0.8415	0.846	1906
10	0.900	2.1460	1.2817	1.271	2473
50	0.980	2.7971	2.0542	2.001	3870
100	0.990	3.0349	2.3268	2.255	4520
200	0.995	3.2552	2.5762	2.484	5204
500	0.998	3.5255	2.8785	2.760	6162
1000	0.999	3.7169	3.0905	2.952	6930

TABLA N°37 DISTRIBUCIÓN GUMBEL - VALOR EXTREMO TIPO I SIN CONSIDERAR AÑOS NIÑO

Media (Q_0)	1345.61	y_n	0.5296
Des. Std (Q_0)	762.45	S_n	1.0864

# de orden	Q_0 (m ³ /s)	K	Y	$P_{TEÓRICA}$	$P_{OBSERVADA}$	Tr (AÑOS)
1	2756.19	1.850	2.540	0.924	0.076	13.180
2	2646.60	1.706	2.383	0.912	0.088	11.349
3	2506.20	1.522	2.183	0.893	0.107	9.385
4	2489.60	1.500	2.160	0.891	0.109	9.178
5	2098.50	0.987	1.602	0.818	0.182	5.482
6	1918.20	0.751	1.345	0.771	0.229	4.362
7	1828.80	0.634	1.218	0.744	0.256	3.905
8	1627.50	0.370	0.931	0.674	0.326	3.070
9	1583.30	0.312	0.868	0.657	0.343	2.918
10	1578.60	0.306	0.862	0.655	0.345	2.902
11	1429.00	0.109	0.648	0.593	0.407	2.456
12	1397.40	0.068	0.603	0.579	0.421	2.374
13	1238.07	-0.141	0.376	0.503	0.497	2.014
14	1222.90	-0.161	0.355	0.496	0.504	1.984
15	690.30	-0.859	-0.404	0.224	0.776	1.288
16	689.70	-0.860	-0.405	0.223	0.777	1.287
17	681.39	-0.871	-0.417	0.219	0.781	1.281
18	651.90	-0.910	-0.459	0.206	0.794	1.259
19	628.30	-0.941	-0.492	0.195	0.805	1.242
20	602.00	-0.975	-0.530	0.183	0.817	1.224
21	584.50	-0.998	-0.555	0.175	0.825	1.212
22	534.40	-1.064	-0.626	0.154	0.846	1.182
23	513.40	-1.091	-0.656	0.146	0.854	1.170
24	397.80	-1.243	-0.821	0.103	0.897	1.115

TABLA N°38 CAUDALES MÁXIMOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

Tr (AÑOS)	Probabilidad	Y GUMBEL	K GUMBEL	Q MÁX (m ³ /s)
2	0.500	0.367	-0.164	1220
5	0.800	1.500	0.719	1894
10	0.900	2.250	1.305	2340
50	0.980	3.902	2.592	3322
100	0.990	4.600	3.137	3737
200	0.995	5.296	3.679	4150
500	0.998	6.214	4.395	4696

**TABLA N°39 PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE - KOLMOGOROV – SMIRNOV
SIN CONSIDERAR AÑOS NIÑO**

m de orden	Q _o (m ³ /s)	P WEIBULL	Lognor 2	Pearson III	Log Pearson III	Gumbel
1	2756.1	0.0400	0.0339	0.0055	0.0362	0.0359
9						
2	2646.6	0.0800	0.0036	0.0197	0.0061	0.0081
0						
3	2506.2	0.1200	0.0218	0.0407	0.0251	0.0134
0						
4	2489.6	0.1600	0.0599	0.0784	0.0626	0.0510
0						
5	2098.5	0.2000	0.0419	0.0347	0.0369	0.0176
0						
6	1918.2	0.2400	0.0439	0.0202	0.0423	0.0107
0						
7	1828.8	0.2800	0.0617	0.0206	0.0554	0.0239
0						
8	1627.5	0.3200	0.0416	0.0285	0.0265	0.0057
0						
9	1583.3	0.3600	0.0663	0.0080	0.0503	0.0173
0						
10	1578.6	0.4000	0.1047	0.0299	0.0885	0.0554
0						
11	1429.0	0.4400	0.0863	0.0037	0.0698	0.0328
0						
12	1397.4	0.4800	0.1127	0.0297	0.0966	0.0587
0						
13	1238.0	0.5200	0.0762	0.0038	0.0651	0.0234
7						
14	1222.9	0.5600	0.1083	0.0285	0.0978	0.0559
0						
15	690.3	0.6000	0.1915	0.2011	0.1914	0.1764
0						
16	689.7	0.6400	0.1520	0.1606	0.1519	0.1367
0						
17	681.3	0.6800	0.1176	0.1225	0.1189	0.1007
9						
18		0.7200	0.0973	0.0891	0.0884	0.0745

0	651.9					
19	628.3	0.7600	0.0728	0.0544	0.0557	0.0453
0	602.0	0.8000	0.0497	0.0202	0.0242	0.0171
20	584.5	0.8400	0.0206	0.0158	0.0099	0.0152
0	534.4	0.8800	0.0105	0.0446	0.0322	0.0340
21	513.4	0.9200	0.0177	0.0799	0.0642	0.0655
0	397.8	0.9600	0.0035	0.0941	0.0536	0.0630
22			0.1915	0.2011	0.1914	0.1764

$$D_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = | P_{\text{EXP}} - P_{\text{TEO}} | = 0.1764$$

$$D_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} < D_{\text{tablas}}$$

$$D_{\text{tablas}} \quad 0.2776 \quad ; \quad a = 5\%$$

$$D_{\text{tablas}} \quad 0.2184 \quad ; \quad a = 20\%$$



Los datos de precipitaciones recibieron el mismo tratamiento estadístico para la determinación de la Lluvia máxima para un periodo de retorno de 100 años, a continuación los datos básicos y las distribuciones de frecuencia utilizadas.

TABLA N°40 PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS ESTACIÓN EL TIGRE

Lat: 03°46'01" Long: 80°27'01" Altitud: 40 m.s.n.m

AÑO	Precipitación Máxima 24 horas
1964	14.5
1965	40.0
1966	20.0
1967	36.2
1968	1.1
1969	47.2
1970	35.0
1971	40.0
1972	41.9
1973	30.6
1974	10.5
1975	30.2
1976	40.7
1980	25.3
1983	40.8
1984	40.1
1985	16.0
1986	37.6
1987	46.8
1988	10.1
1989	39.7
1990	12.5
1991	21.3
1992	48.4
1993	44.8
1994	47.7
1995	44.4
1996	19.2
1998	220.0
1999	111.8

FUENTE: PROYECTO BINACIONAL PUYANGO – TUMBES

**TABLA N°41 DISTRIBUCIÓN LOGNORMAL 2 PARÁMETROS PARA
PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS**

# de orden	P _{máx 24h}	Ln (Q _o)	f(x)	P = 1 -	T _r (años)
		Media (Ln Q _o) 40.480	3.387		
		Des. Std (Ln Q _o) 39.265	0.891		
1	220.0	5.394	0.988	0.012	82.2739
2	111.8	4.717	0.932	0.068	14.7465
3	48.4	3.879	0.710	0.290	3.4443
4	47.7	3.865	0.704	0.296	3.3788
5	47.2	3.854	0.700	0.300	3.3326
6	46.8	3.846	0.697	0.303	3.2960
7	44.8	3.802	0.679	0.321	3.1178
8	44.4	3.793	0.676	0.324	3.0831
9	41.9	3.735	0.652	0.348	2.8729
10	40.8	3.709	0.641	0.359	2.7841
11	40.7	3.706	0.640	0.360	2.7761
12	40.1	3.691	0.634	0.366	2.7287
13	40.0	3.689	0.632	0.368	2.7209
14	40.0	3.689	0.632	0.368	2.7209
15	39.7	3.681	0.629	0.371	2.6975
16	37.6	3.627	0.606	0.394	2.5381
17	36.2	3.589	0.590	0.410	2.4362
18	35.0	3.555	0.575	0.425	2.3516
19	30.6	3.421	0.515	0.485	2.0620
20	30.2	3.408	0.509	0.491	2.0372
21	25.3	3.231	0.430	0.570	1.7550
22	21.3	3.059	0.356	0.644	1.5529
23	20.0	2.996	0.330	0.670	1.4927
24	19.2	2.955	0.314	0.686	1.4569
25	16.0	2.773	0.245	0.755	1.3245
26	14.5	2.674	0.212	0.788	1.2684
27	12.5	2.526	0.167	0.833	1.2000
28	10.5	2.351	0.122	0.878	1.1395
29	10.1	2.313	0.114	0.886	1.1284
30	1.1	0.095	0.000	1.000	1.0001

**TABLA N°42 PRECIPITACIONES MÁXIMAS PARA DIFERENTES PERIODOS
DE RETORNO**

T _r (AÑOS)	P TEÓRICA	w	z	K _r	P _{máx 24h}
2	0.500	1.1774	0.0000	0.000	29
5	0.800	1.7941	0.8415	0.841	62
10	0.900	2.1460	1.2817	1.282	92
20	0.950	2.4477	1.6452	1.645	128
50	0.980	2.7971	2.0542	2.054	184
100	0.990	3.0349	2.3268	2.327	235
200	0.995	3.2552	2.5762	2.576	293
500	0.998	3.5255	2.8785	2.879	384
1000	0.999	3.7169	3.0905	3.091	464

TABLA N°43 DISTRIBUCIÓN PEARSON TIPO III PARA PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS

Media (Q_0)	40.480
Des. Std (Q_0)	39.265
Coef. asimetría	3.630

k	0.605052902
-----	-------------

# de orden	$P_{\text{máx 24h}}$	K	P_{TEORICA}	$P_{\text{NO EXCEDENCIA}}$	Tr (AÑOS)
1	220.0	4.572	0.0085	0.9915	117.016
2	111.8	1.816	0.0625	0.9375	16.006
3	48.4	0.202	0.2400	0.7600	4.167
4	47.7	0.184	0.2475	0.7525	4.040
5	47.2	0.171	0.2529	0.7471	3.954
6	46.8	0.161	0.2572	0.7428	3.888
7	44.8	0.110	0.2787	0.7213	3.588
8	44.4	0.100	0.2830	0.7170	3.534
9	41.9	0.036	0.3099	0.6901	3.227
10	40.8	0.008	0.3217	0.6783	3.108
11	40.7	0.006	0.3228	0.6772	3.098
12	40.1	-0.010	0.3292	0.6708	3.037
13	40.0	-0.012	0.3303	0.6697	3.027
14	40.0	-0.012	0.3303	0.6697	3.027
15	39.7	-0.020	0.3336	0.6664	2.998
16	37.6	-0.073	0.3561	0.6439	2.808
17	36.2	-0.109	0.3712	0.6288	2.694
18	35.0	-0.140	0.3841	0.6159	2.603
19	30.6	-0.252	0.4314	0.5686	2.318
20	30.2	-0.262	0.4357	0.5643	2.295
21	25.3	-0.387	0.4884	0.5116	2.047
22	21.3	-0.488	0.6710	0.3290	1.490
23	20.0	-0.522	0.7471	0.2529	1.339
24	19.2	-0.542	0.7939	0.2061	1.260
25	16.0	-0.623	0.9810	0.0190	1.019
26	14.5	-0.662	1.0688	-0.0688	0.936
27	12.5	-0.713	1.1857	-0.1857	0.843
28	10.5	-0.764	1.3027	-0.3027	0.768
29	10.1	-0.774	1.3261	-0.3261	0.754
30	1.1	-1.003	1.8525	-0.8525	0.540

TABLA N°44 PRECIPITACIONES MÁXIMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

Tr (AÑOS)	P_{TEORICA}	w	z	K_T	$P_{\text{máx 24h}}$
2	0.500	1.1774	0.0000	-0.357	26
5	0.800	1.7941	0.8415	0.326	53
10	0.900	2.1460	1.2817	1.046	81
20	0.950	2.4477	1.6452	1.886	114
50	0.980	2.7971	2.0542	3.145	163
100	0.990	3.0349	2.3268	4.192	205
200	0.995	3.2552	2.5762	5.311	249
500	0.998	3.5255	2.8785	6.889	310
1000	0.999	3.7169	3.0905	8.151	360

TABLA N°45 DISTRIBUCIÓN LOGPEARSON III

Media (Log Q _o)	1.471
Des. Std (Log Q _o)	0.387
Coef. asimetría	-1.475

$k = -0.24585879$

# de orden	P _{máx 24h}	Log (Q _o)	K	P _{TEORICA}	P _{NO EXCEDENCIA}	T _r (AÑOS)
1	220.00	2.342	2.252	0.0010	0.9990	1000.000
2	111.80	2.048	1.492	0.0010	0.9990	1000.000
3	48.40	1.685	0.552	0.3394	0.6606	2.947
4	47.70	1.679	0.536	0.3477	0.6523	2.876
5	47.20	1.674	0.524	0.3537	0.6463	2.827
6	46.80	1.670	0.515	0.3586	0.6414	2.789
7	44.80	1.651	0.466	0.3835	0.6165	2.608
8	44.40	1.647	0.456	0.3886	0.6114	2.573
9	41.90	1.622	0.391	0.4216	0.5784	2.372
10	40.80	1.611	0.361	0.4368	0.5632	2.289
11	40.70	1.610	0.358	0.4382	0.5618	2.282
12	40.10	1.603	0.341	0.4467	0.5533	2.239
13	40.00	1.602	0.338	0.4481	0.5519	2.232
14	40.00	1.602	0.338	0.4481	0.5519	2.232
15	39.70	1.599	0.330	0.4524	0.5476	2.210
16	37.60	1.575	0.269	0.4834	0.5166	2.069
17	36.20	1.559	0.226	0.5032	0.4968	1.987
18	35.00	1.544	0.188	0.5154	0.4846	1.940
19	30.60	1.486	0.038	0.5640	0.4360	1.773
20	30.20	1.480	0.023	0.5688	0.4312	1.758
21	25.30	1.403	-0.176	0.6328	0.3672	1.580
22	21.30	1.328	-0.369	0.6951	0.3049	1.439
23	20.00	1.301	-0.440	0.7179	0.2821	1.393
24	19.20	1.283	-0.486	0.7327	0.2673	1.365
25	16.00	1.204	-0.690	0.7986	0.2014	1.252
26	14.50	1.161	-0.801	0.8077	0.1923	1.238
27	12.50	1.097	-0.967	0.8198	0.1802	1.220
28	10.50	1.021	-1.163	0.8340	0.1660	1.199
29	10.10	1.004	-1.207	0.8371	0.1629	1.195
30	1.10	0.041	-3.696	1.0000	0.0000	1.000

TABLA N°46 RECIPITACIONES MÁXIMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

T _r (AÑOS)	P _{TEORICA}	w	z	K _τ	P _{máx 24h}
2	0.500	1.1774	0.0000	0.231	36
5	0.800	1.7941	0.8415	0.822	61
10	0.900	2.1460	1.2817	1.025	73
50	0.980	2.7971	2.0542	1.244	89
100	0.990	3.0349	2.3268	1.288	93
200	0.995	3.2552	2.5762	1.316	95
500	0.998	3.5255	2.8785	1.338	97
1000	0.999	3.7169	3.0905	1.347	98

TABLA N°47 DISTRIBUCIÓN GUMBEL - VALOR EXTREMO TIPO I

Media (Q_0)	40.48	y_n	0.5362
Des. Std (Q_0)	39.27	S_n	1.1124

# de orden	$P_{\text{máx 24h}}$	K	Y	$P_{\text{TEÓRICA}}$	$P_{\text{OBSERVADA}}$	T_r (AÑOS)
1	220.00	4.572	5.622	0.996	0.004	276.955
2	111.80	1.816	2.557	0.925	0.075	13.400
3	48.40	0.202	0.761	0.627	0.373	2.678
4	47.70	0.184	0.741	0.621	0.379	2.637
5	47.20	0.171	0.727	0.617	0.383	2.608
6	46.80	0.161	0.715	0.613	0.387	2.585
7	44.80	0.110	0.659	0.596	0.404	2.475
8	44.40	0.100	0.647	0.592	0.408	2.454
9	41.90	0.036	0.576	0.570	0.430	2.326
10	40.80	0.008	0.545	0.560	0.440	2.273
11	40.70	0.006	0.542	0.559	0.441	2.268
12	40.10	-0.010	0.525	0.554	0.446	2.240
13	40.00	-0.012	0.523	0.553	0.447	2.236
14	40.00	-0.012	0.523	0.553	0.447	2.236
15	39.70	-0.020	0.514	0.550	0.450	2.222
16	37.60	-0.073	0.455	0.530	0.470	2.128
17	36.20	-0.109	0.415	0.517	0.483	2.069
18	35.00	-0.140	0.381	0.505	0.495	2.020
19	30.60	-0.252	0.256	0.461	0.539	1.856
20	30.20	-0.262	0.245	0.457	0.543	1.842
21	25.30	-0.387	0.106	0.407	0.593	1.686
22	21.30	-0.488	-0.007	0.365	0.635	1.575
23	20.00	-0.522	-0.044	0.352	0.648	1.542
24	19.20	-0.542	-0.067	0.343	0.657	1.523
25	16.00	-0.623	-0.157	0.310	0.690	1.450
26	14.50	-0.662	-0.200	0.295	0.705	1.418
27	12.50	-0.713	-0.256	0.275	0.725	1.379
28	10.50	-0.764	-0.313	0.255	0.745	1.342
29	10.10	-0.774	-0.324	0.251	0.749	1.335
30	1.10	-1.003	-0.579	0.168	0.832	1.202

TABLA N°48.- PRECIPITACIONES MÁXIMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

T_r (AÑOS)	Probabilidad	Y GUMBEL	K GUMBEL	$P_{\text{máx 24h}}$
2	0.500	0.367	-0.164	34
5	0.800	1.500	0.719	68
10	0.900	2.250	1.305	91
50	0.980	3.902	2.592	142
100	0.990	4.600	3.137	163
200	0.995	5.296	3.679	184
500	0.998	6.214	4.395	213
1000	0.999	6.907	4.936	234

TABLA N°49 PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE - KOLMOGOROV - SMIRNOV

m de orden	P _{máx 24h}	P _{WEIBULL}	Lognor 2	Pearson III	Log Pearson III	Gumbel
1	220.00	0.0323	0.0201	0.0237	0.0313	0.0286
2	111.80	0.0645	0.0033	0.0020	0.0635	0.0101
3	48.40	0.0968	0.1936	0.1432	0.2426	0.2766
4	47.70	0.1290	0.1669	0.1185	0.2187	0.2502
5	47.20	0.1613	0.1388	0.0916	0.1924	0.2221
6	46.80	0.1935	0.1098	0.0636	0.1650	0.1933
7	44.80	0.2258	0.0949	0.0529	0.1577	0.1782
8	44.40	0.2581	0.0663	0.0249	0.1305	0.1495
9	41.90	0.2903	0.0578	0.0196	0.1313	0.1396
10	40.80	0.3226	0.0366	0.0009	0.1142	0.1173
11	40.70	0.3548	0.0054	0.0320	0.0834	0.0860
12	40.10	0.3871	0.0206	0.0578	0.0596	0.0593
13	40.00	0.4194	0.0518	0.0890	0.0288	0.0280
14	40.00	0.4516	0.0841	0.1213	0.0035	0.0043
15	39.70	0.4839	0.1132	0.1503	0.0315	0.0338
16	37.60	0.5161	0.1221	0.1600	0.0327	0.0462
17	36.20	0.5484	0.1379	0.1772	0.0452	0.0650
18	35.00	0.5806	0.1554	0.1965	0.0652	0.0856
19	30.60	0.6129	0.1279	0.1815	0.0489	0.0741
20	30.20	0.6452	0.1543	0.2094	0.0764	0.1023
21	25.30	0.6774	0.1076	0.1890	0.0446	0.0843
22	21.30	0.7097	0.0657	0.0386	0.0146	0.0749
23	20.00	0.7419	0.0720	0.0051	0.0240	0.0936
24	19.20	0.7742	0.0878	0.0197	0.0415	0.1176
25	16.00	0.8065	0.0515	0.1746	0.0078	0.1167
26	14.50	0.8387	0.0503	0.2300	0.0310	0.1336
27	12.50	0.8710	0.0376	0.3148	0.0512	0.1456
28	10.50	0.9032	0.0256	0.3995	0.0693	0.1579
29	10.10	0.9355	0.0493	0.3906	0.0983	0.1862
30	1.10	0.9677	0.0321	0.8847	0.0323	0.1355
			0.1936	0.8847	0.2426	0.2766

$$D_{\text{máx}} = | P_{\text{EXP}} - P_{\text{TEO}} | = 0.1936$$

$$D_{\text{máx}} < D_{\text{tablas}}$$

$$D_{\text{tablas}} \quad 0.2483 \quad ; \quad a = 5\%$$

$$D_{\text{tablas}} \quad 0.1954 \quad ; \quad a = 20\%$$



3.5. CÁLCULO DE LAS DESCARGAS MÁXIMAS

La estimación de las descargas máximas para las quebradas, se realizó tomando como base la información de precipitación y el procedimiento de las Curvas Envolventes de Creager.

3.5.1. Método Regional de las Curvas Envolventes de Creager¹

Este método inicialmente desarrollado en los Estados Unidos de Norteamérica por W.Creager, estableció una curva envolvente de una serie de observaciones de descargas máximas. Esta curva es de la forma:

$$Q = 46 \times C \times A^n$$

$$n = 0.894 \times A^{(-0.048)}$$

Donde:

Q = Descarga máxima en pies cúbicos por segundo. A = Area de la cuenca en millas cuadradas.

C = Coeficiente que depende de las características de la cuenca.

Como puede observarse en la relación anterior, no es posible obtener descargas máximas para diferentes períodos de retorno.

Sin embargo, ante prácticamente la ausencia de mediciones hidrométricas, profesionales de la Cooperación Energética Peruana-Alemana y de la ex-Oficina Nacional de Evaluación de Recursos Naturales (ex-ONERN) con el objetivo de realizar el análisis regional de avenidas, adecuaron para el país las relaciones anteriores.

Mediante relaciones de caudal para períodos de retorno de 10 y 1000 años con el área de cuenca, establecieron la curva envolvente superior y asimismo elaboraron el Mapa de Regionalización de Avenidas del Perú. La cuenca del río Tumbes se encuentra enmarcada en la Región 1.

En base a la ecuación de Creager, las curvas envolventes son de la forma:

$$Q = K \times C \times A^{(m \times A^{(-n)})}$$

Donde:

$Q =$ Descarga máxima en m^3/s . $A =$ Area de la cuenca en Km^2 .

K, C, m, n : Parámetros que se determinan de acuerdo la ubicación de los puntos de control:

Región Cuenca	K	C10	C1000	m	n
1 - Tumbes	0.4	4.4	11.7	1.02	0.04

C_{10} y C_{1000} son coeficientes para períodos de retorno de 10 y 1000 años respectivamente.

La fórmula de Creager puede expresarse en función del área de la cuenca y el período de retorno:

$$Q_{max} = (C_1 + C_2) \log(T) A^{m A^{-n}}$$

Donde:

Q_{max} = caudal máximo en m^3/s

T = período de retorno en años

Para la Región N° 1, en la cual se ubica las cuencas de estudio, se tienen los valores: $C_1 = 1.01$

$C_2 = 4.37$

$m = 1.02$

$n = 0.04$

HIDRÁULICA

2.1 Generalidades

2.1.1.- Fórmulas para el cálculo de la erosión ⁽²⁾

Ecuación de Blench

TABLA N°50 CÁLCULO DE EROSIÓN LOCAL POR ECUACIÓN DE BLENCH

	D_{50} (m)	Caudal(m^3/s)	f	D(m)
$d = 0.476 (Q/f)^{1/3}$ $f = 1.76$	25.4	4393	8.87	3.77
	76.2	4393	15.36	3.14

Ecuación de Blench Modificada

En este método se admite que durante la avenida de cálculo se alcanza calado Y_r dado por las fórmulas llamadas de régimen. Es necesario estimar la cota de agua durante la avenida y, restándole el calado antes mencionado, obtener la cota del río, cuya posición del resto del cauce detectado en aguas bajas define la erosión previsible.

El calado Y_r definido por las fórmulas es el medio de la sección y, para obtener el máximo punto más desfavorable, se multiplica por un factor mayorante "K" dada en la Tabla siguiente:

TABLA N°51 FACTOR MAYORANTE "K" DEL CALADO MEDIO

Tramo recto del cauce	1.25
Codo moderado	1.50
Codo acusado	1.75
Codo Abrupto	2.00

TABLA N°52 CÁLCULO DE EROSIÓN LOCAL POR ECUACIÓN DE BLENCH MODIFICADA

	a	q (m ² /s)	q / (g) ^{1/2}	Y _c =(q / (g) ^{1/2}) ^{2/3}	a * Y _c	K	Y _r	Y _m	e (m)
Margen Derecha	1.8	18.308	5.846	3.245	5.842	1.25	7.302	3.24	4.06
Margen Izquierda	1.7	18.308	5.846	3.245	5.517	1.25	6.896	3.24	3.66

Método de Laursen modificado

La máxima profundidad de erosión, medida desde el fondo general del cauce en el tramo, viene definida por la fórmula:

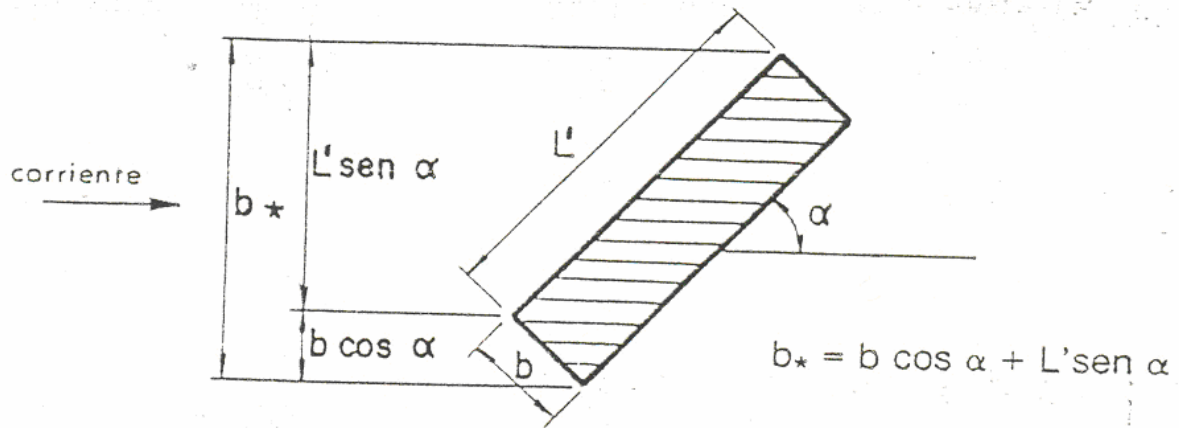
$$e = 1.5 b^{2/3} y^{1/3}$$

Donde:

y = Calado

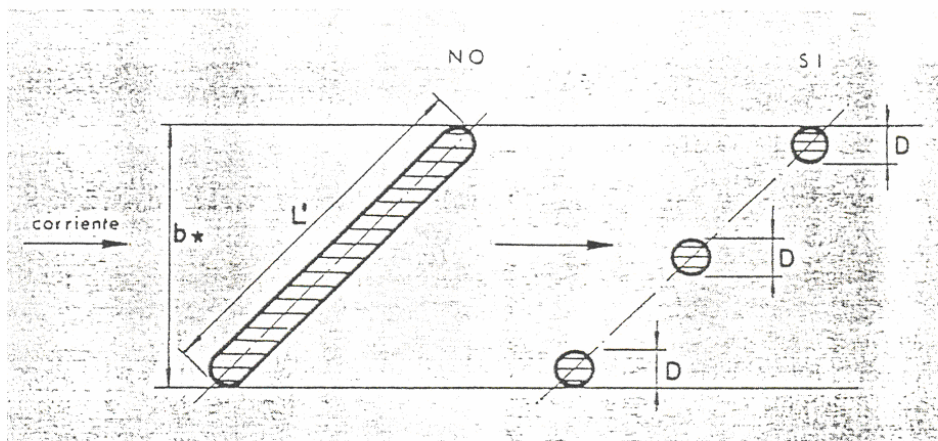
b* = Anchura proyectada

FIGURA N°28 ANCHURA PROYECTADA DE LA PILA



Solamente cuando la pila tenga la misma dirección que la corriente ($\alpha = 0$), se puede considerar una reducción en las erosiones debida a una forma hidrodinámica de su frente, que será de orden 0.9 para las circulares y de 0.75 para las elípticas y lenticulares (en caso contrario se tendrán en cuenta esas circunstancias).

FIGURA N°29 VENTAJAS DEL APOYO MULTIPLE CON GRANDES ANGULOS DE ATAQUE Y LONGITUDES DE PILA



VENTAJAS DEL APOYO MULTIPLE CON GRANDES ANGULOS DE ATAQUE Y LONGITUDES DE PILA

Pilar	D (m)	L (m)	b (m)	< (grados)	< (radianes)	b* (m)	b* ^{2/3}	y (m)	y ^{1/3}	e (m)
1	1.6			14	0.244	1.6	1.368	6.78	1.893	3.88
2		2.1	1.1	14	0.244	1.575	1.354	5.08	1.719	3.49
3		6	1.3	14	0.244	2.713	1.945	3.76	1.555	4.54
4		6	1.3	14	0.244	2.713	1.945	3.65	1.540	4.49
5		6	1.3	14	0.244	2.713	1.945	3.11	1.460	4.26

2.1.3.- Erosión local en Estribos

Blench

$$d = 0.7 (Q/f)^{1/3}$$

$$f = 1.76$$

$$\sqrt{D_{50}}$$

TABLA N°53 CÁLCULO DE EROSIÓN LOCAL POR ECUACIÓN DE BLENCH

	D ₅₀ (m ³ /s)	Caudal (m ³ /s)	f	D (m)
Margen Izquierda	76.2	4393	15.36	4.61

3.6. ESTUDIO TOPOGRAFICO

3.6.1. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE DISEÑO

En base a la evaluación realizada de la topografía del terreno, ancho de la plataforma existente, las condiciones climáticas, se ha determinado las especificaciones técnicas más concordantes con las Normas Peruanas para el Diseño de Carreteras DG-2008 y los términos de referencia del Proyecto, y son:

SEGÚN SU FUNCIÓN: Red Vial Departamental

SEGÚN LA DEMANDA: Carretera de 3ra. Clase

CONDICIONES OROGRÁFICAS: Carretera Tipo 1

VELOCIDAD DIRECTRIZ: 30 Km./hora

ANCHO DE EXPLANACIÓN: 8.40 mts.

SUPERFICIE DE RODADURA: 6.60 mts.

BERMAS: 0.90 c/ lado

TALUD DE CORTE: Variable

TALUD DE RELLENO: 1: 1.5

CUNETAS: 1.00 x 0.50

RADIO MÍNIMO: 30.00 mts.

PENDIENTE MÁXIMA: 9%

PENDIENTE MÍNIMA: 0.5 %

TIPO DE PAVIMENTO: Asfaltado

ESPESOR DE PAVIMENTO: 0.35 mts.

BOMBEO TRANSVERSAL: 2.0%

CRITERIOS DE DISEÑO Y METODOLOGÍA DEL TRABAJO

La metodología del trabajo establecido a nivel de campo y gabinete se ha adecuado a lo indicado en los términos de referencia y al programa presentado en el calendario de actividades.

- El Estudio Topográfico se realizó utilizando el método convencional de Poligonal, trazo, nivelación y secciones, con equipos de alta tecnología como una Estación Total TOPCON 3000, Nivel automático Pentax AL-270 y 1 Eclímetros.
- Aplicando el programa del CIVIL 3D se procesó la Planta, el Perfil Longitudinal y las Secciones Transversales y luego se realizó el Diseño de la Subrasante computarizado, utilizándose los parámetros permisibles en las normas, términos de referencia y las Especificaciones Técnicas establecidas.
- Por las características topográficas existentes se han proyectado una sección típicas a nivel de explanaciones de 8.40 m. y 10.20 m., durante el trazado del eje se ha respetado el proyecto original utilizado al máximo la actual plataforma existente; sin embargo se han proyectado pequeñas variantes a fin de mejorar el radio de las curvas.

3.6.2. ASPECTOS TÉCNICOS DEL ESTUDIO

GENERALIDADES

Dentro de los aspectos técnicos del Estudio realizado en el tramo de la carretera (Km. 00.00 – Km. 1+500.00); nos referimos en primer término a la topografía del terreno semi ondulada plana en un 100 %. Esta vía es un acceso al poblado de Pampas de Hospital desde la carretera Tumbes-Corrales-San Jacinto-Vaquería-Rica Playa.

La pendiente del trazo varía entre $\pm 0.5\%$ a $\pm 2.0\%$, excepcionalmente se tiene una pendiente mayor a $\pm 0.0\%$ en un tramo de 200 m.

TRAZO EN PLANTA

El trazo en planta del tramo se inicia en la Carretera Corrales Vaquería aprox. Km 17, con Rumbo S $65^{\circ} 20' 02''$ E y cuyas coordenadas del punto de inicio son Norte 9'592,396 Este 561038.

Del Km. 00 + 000 hasta el Km. 00 + 246.32, este tramo se encuentra en la margen izquierda del río Tumbes y termina en el Puente Km.0+246.00 carretera Corrales Pampas de Hospital y se encuentra asfaltado, el trazo de la carretera tiene las siguientes características, se desarrolla por un terreno de topografía semiplana en forma

sinuoso, con tangentes y curvas cortas, teniendo radios mayores de 30.00 m (radio de ingreso al puente).

Del Km. 00 + 489.88 hasta el Km. 01 + 500.00, el trazo se desarrolla por un terreno de topografía plana semiondulada, con tangentes largas y curvas de radios amplios, con una pendiente descendente promedio de $\pm 1.70\%$, para luego cruzar el Puente alterno, en la progresiva Km.0+765, en esta comienza un tramo de la carretera con una pendiente de $\pm 0.0\%$ excepcional hasta la progresiva Km. 1+025, desde aquí comenzamos a descender con una pendiente de 0.25% hasta la progresiva Km. 1+260, y ascender con una pendiente de 0.31% hasta la progresiva 1+436, continuando ascendiendo con una pendiente de 2.35% encontramos en el Km. 1 + 500 el poblado de Pampa de Hospital.

3.6.3. Perfil longitudinal

El perfil longitudinal se ha obtenido por nivelación cerrada efectuada a cada 500 mts. , con la colocación de hitos de concreto y la ubicación de los BENCH MARK.

Cierre Vertical

En base a las Normas Peruanas de Carreteras se tiene el error permisible $E = 1 \text{ cm.}(N)1/2$. N = Distancia en Km.: Para N = 0.5 Km., $E = 0.7 \text{ cm.}$, Para N = 1 Km., $E = 1.2 \text{ cm. (12 mm)}$.

TABLA N°54 RELACION Y UBICACIÓN DE BMS

RELACION Y UBICACION DE BMS (Bench Marks)		
BM	Ubicación	Cota
Km. 0 + 246	Sobre estribo del puente- lado derecho	29.095
Km. 0 + 460	Lado derecho a 42 m.- Sobre terraplén existente en hito de concreto.	26.977
Km. 0 + 920	Lado derecho a 5 m. del eje, en hito de concreto.	25.372
Km. 1 + 500	Lado derecho sobre canal de concreto.	27.489

TABLA N°55 RELACION Y UBICACION DE POLIGONAL DE APOYO

RELACION Y UBICACION DE POLIGONAL DE APOYO		
PUNTO	ESTE	NORTE
Km. 0 + 246 (F)	561,801.020	9'592,142.959
Km. 0 + 460 (G)	561,453.000	9'592,287.000

La subrasante fue diseñada sobre el perfil longitudinal del terreno levantado, teniendo en consideración los pendientes máximos, radios permisibles en tangentes.

En los planos de perfil longitudinal se detalla la ubicación de alcantarillas sus características, todos los elementos de las curvas horizontales, BMs, alineamientos y pendientes.

3.6.4. Secciones transversales

Las secciones transversales fueron tomadas en el campo con un Eclímetro sobre el estaco del eje y a 30 m. a cada lado, y en las quebradas hemos seccionado de 20 a 40 mts., a ambos lados.

Luego de haber diseñado el perfil longitudinal del terreno, mediante el Software Vial CIVIL 3D, se ha colocado los acotamientos de la subrasante en la sección, considerando los peraltes, sobre anchos para la velocidad directriz de 30 Km. /hora.

El ancho de las Explanaciones se ha proyectado teniendo en cuenta en la plataforma existente y las obras de defensa ribereña proyectadas, la estructura final del pavimento a nivel de afirmado y las características topográficas del terreno, así tenemos superficie de rodadura de 7.20 berma de 1.50 hasta el puente, 6.60 m., con bermas de 0.90 m. desde la salida del puente hasta el final, las cunetas de base tiene la sección triangular de 1.00 mts. de ancho y 0.50 mts. de altura .

Las características de las secciones tipo del pavimento es el siguiente:

ANCHO DE EXPLANACIONES	:	10.20, 8.40 m.
SUPERFICIE DE RODADURA	:	7.20, 6.60 m.
PAVIMENTO	:	0.35 m.
CUNETAS	:	1.00 x 0.50
TALUD DE RELLENO	:	1: 1.5
TALUD DE CORTE	:	Variable
TIPO DE PAVIMENTO	:	Asfalto
BERMAS	:	1.50, 0.90 m. c/ lado
BOMBEO TRANSVERSAL	:	2.0 %

Las características de las secciones tipo del pavimento es el siguiente:

ANCHO DE EXPLANACIONES	:	10.20, 8.40 m.
SUPERFICIE DE RODADURA	:	7.20, 6.60 m.
PAVIMENTO	:	0.35 m.
CUNETAS	:	1.00 x 0.50
TALUD DE RELLENO	:	1: 1.5
TALUD DE CORTE	:	Variable
TIPO DE PAVIMENTO	:	Asfalto
BERMAS	:	1.50, 0.90 m. c/ lado
BOMBEO TRANSVERSAL	:	2.0 %

3.7. PRESUPUESTO ESTIMADO

El presupuesto estimado para el presente proyecto es de: S/. 1, 815,024.34 (UN MILLON OCHOCIENTOS QUINCE MIL VEINTICUATRO Y 34/100 SOLES), cuyo detalle se muestra a continuación y está sujeto a variaciones de acuerdo al tiempo y oferta:

TABLA N° 56 RESUMEN DEL PRESUPUESTO

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	PUENTE				5,906,757.43
01.01	OBRAS PRELIMINARES				413,618.90
01.01.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	glb	1.00	130,642.62	130,642.62
01.01.02	TOPOGRAFIA Y GEOREFERENCIACION	glb	1.00	63,284.43	63,284.43
01.01.03	LIMPIEZA DE ZONA DE TRABAJO	m2	7,240.00	1.91	13,828.40
01.01.04	DEMOLICIÓN DE ESTRUCTURA DE CONCRETO	m3	95.50	86.36	8,247.38
01.01.05	ADECUACIÓN DE PILAR EXISTENTE	m3	101.50	902.73	91,627.10
01.01.06	PLATEA DE PROTECCIÓN A LA SOCAVACIÓN	und	2.00	42,454.68	84,909.36
01.01.07	PRUEBA DE CARGA VEHICULAR	glb	1.00	21,079.61	21,079.61
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				29,382.61
01.02.01	EXCAVACIÓN EN SECO (FV=1.57)	m3	293.00	5.62	1,646.66
01.02.02	EXCAVACIÓN BAJO AGUA (F.V.=1.28)	m3	967.00	6.13	5,927.71
01.02.03	RELLENO DE EXCAVACIÓN	m3	1,013.50	15.39	15,597.77
01.02.04	RELLENO DE ESTRUCTURAS	m3	142.50	34.91	4,974.68
01.02.05	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	310.50	3.98	1,235.79
01.03	OBRA FALSA				125,450.73
01.03.01	ENCOFRADO CIMENTACIÓN BAJO AGUA	m2	272.00	62.85	17,095.20
01.03.02	ENCOFRADO ELEVACIÓN BAJO AGUA	m2	60.00	68.94	4,136.40
01.03.03	ENCOFRADO ELEVACIÓN EN SECO	m2	500.50	50.79	25,420.40
01.03.04	ENCOFRADO DE SUPERESTRUCTURA	m2	1,499.50	52.55	78,798.73
01.04	CONCRETOS				308,328.89
01.04.01	CONCRETO f _c =210 Kg/cm ² BAJO AGUA	m3	402.50	324.16	130,474.40
01.04.02	CONCRETO f _c =210 Kg/cm ² EN SECO	m3	63.00	310.77	19,578.51
01.04.03	CONCRETO f _c =280 Kg/cm ² BAJO AGUA	m3	19.50	355.49	6,932.06
01.04.04	CONCRETO f _c =280 Kg/cm ² EN SECO	m3	103.00	360.23	37,103.69
01.04.05	CONCRETO f _c =280 Kg/cm ² SUPERESTRUCTURA	m3	324.50	352.05	114,240.23
01.05	ARMADURA				311,510.55
01.05.01	ARMADURA G-60 f _y =4200 kG/CM ²	kg	79,874.50	3.90	311,510.55
01.06	ESTRUCTURA METÁLICA				3,172,234.13
01.06.01	FABRICACIÓN DE VIGAS METÁLICAS	ton	300.50	7,649.23	2,298,593.62
01.06.02	TRANSPORTE DE ESTRUCTURA METÁLICA	ton	300.50	599.61	180,182.81
01.06.03	MONTAJE ESTRUCTURAS METÁLICAS (INC. EMPALME EN OBRA)	ton	300.50	640.44	192,452.22
01.06.04	ARENADO Y PINTADO DE ESTRUCTURA METÁLICA	ton	492.50	1,017.27	501,005.48
01.07	PILOTAJE				1,201,820.44
01.07.01	PLATAFORMA DE TRABAJO Y ACCESOS	m3	1,245.00	24.84	30,925.80
01.07.02	TRANSPORTE DE EQUIPO DE PERFORACIÓN	glb	1.00	61,276.80	61,276.80
01.07.03	FABRICACIÓN DE PILOTES	m	595.50	1,617.05	962,953.28
01.07.04	EJECUCIÓN DE PRUEBA DE CARGA	und	1.00	146,278.96	146,278.96
01.07.05	DEMOLICIÓN DE CABEZALES	m3	11.50	33.53	385.60
01.08	VARIOS				344,411.18
01.08.01	NIVELACION DE APOYO EN PILARES	und	4.00	2,656.06	10,624.24

01.08.02	APOYOS DE NEOPRENO	und	32.00	1,983.34	63,466.88
01.08.03	JUNTA DE DILATACION METALICA	m	62.00	429.79	26,646.98
01.08.04	TUBOS DE DRENAJE D=3" L=0.60 M	und	64.00	26.57	1,700.48
01.08.05	RETIRO DE BARANDAS METALICAS EXISTENTES	m	162.00	39.17	6,345.54
01.08.06	FABRICACIÓN DE BARANDAS METÁLICAS	m	486.00	387.66	188,402.76
01.08.07	ACABADOS DE VEREDAS	m	486.00	12.55	6,099.30
01.08.08	IMPRIMACIÓN	m2	1,750.00	2.49	4,357.50
01.08.09	CARPETA ASFALTICA EN CALIENTE e = 2"	m2	1,750.00	21.01	36,767.50
02	ACCESOS				2,515,372.49
02.01	EXPLANACIONES				2,048,988.30
02.01.01	CORTE DE MATERIAL SUELTO	m3	3,300.00	3.53	11,649.00
02.01.02	RELLENO CON MATERIAL DE CANTERA	m3	11,814.00	23.91	282,472.74
02.01.03	EXCAVACIÓN PARA CAMA DE ENROCADO	m3	33,157.50	2.88	95,493.60
02.01.04	ENROCADO	m3	26,566.00	51.75	1,374,790.50

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
02.01.05	RELLENO DE EXCAVACIÓN	m3	14,702.50	15.39	226,271.48
02.01.06	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	14,651.00	3.98	58,310.98
02.02	PAVIMENTOS				383,478.08
02.02.01	SUB BASE GRANULAR (e=0.10 m)	m3	1,001.50	38.65	38,707.98
02.02.02	BASE GRANULAR (e=0.20 m)	m3	1,916.00	47.02	90,090.32
02.02.03	IMPRIMACIÓN	m2	9,579.00	2.49	23,851.71
02.02.04	CARPETA ASFALTICA EN CALIENTE e = 2"	m2	9,579.00	21.01	201,254.79
02.02.05	CONFORMACIÓN DE BERMAS (5 CM)	m2	1,867.00	3.57	6,665.19
02.02.06	TRATAMIENTO MONOCAPA PARA BERMAS	m2	1,867.00	12.27	22,908.09
02.03	VARIOS				82,906.11
02.03.01	CUNETAS REVESTIDAS	m	110.00	91.74	10,091.40
02.03.02	SEÑALES INFORMATIVAS	und	2.00	2,297.87	4,595.74
02.03.03	SEÑALES PREVENTIVAS COMPLETAS	und	6.00	541.25	3,247.50
02.03.04	MARCAS EN EL PAVIMENTO	m	4,076.50	5.98	24,377.47
02.03.05	GUARDAVÍAS	m	200.00	202.97	40,594.00
03	PLAN DE MANEJO SOCIO AMBIENTAL				134,519.83
03.01	PROGRAMA DE PREVENCIÓN Y/O MITIGACION				54,000.00
03.01.01	PROGRAMA DE PREVENCIÓN Y/O MITIGACION	mes	9.00	6,000.00	54,000.00
03.02	PROGRAMA DE CONTINGENCIAS				13,500.00
03.02.01	PROGRAMA DE CONTINGENCIAS	glb	9.00	1,500.00	13,500.00
03.03	PROGRAMA DE SEÑALIZACIÓN AMBIENTAL				1,849.38
03.03.01	SEÑALIZACIÓN AMBIENTAL	und	6.00	308.23	1,849.38
03.04	PROGRAMA DE ABANDONO DE OBRA				65,170.45
03.04.01	RESTAURACIÓN DEL ÁREA OCUPADA POR LA CASETA DE EQUIPOS Y MATERIALES	Ha	0.10	1,888.77	188.88
03.04.02	RESTAURACIÓN DEL ÁREA UTILIZADA EN LA PREPARACIÓN DE CONCRETO	m2	200.00	1.27	254.00
03.04.03	ACONDICIONAMIENTO DEL MATERIAL DE DESECHO EN DEPÓSITOS DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	16,415.00	3.74	61,392.10
03.04.04	REVEGETALIZACIÓN	Ha	1.00	3,335.47	3,335.47
	COSTO DIRECTO				8,556,649.75
GASTOS GENERALES	(17.04%)				1,458,163.77
UTILIDAD	(8.00%)				684,531.98
SUB TOTAL					10,699,345.50
I.G.V.	(19.00%)				2,032,875.65
TOTAL					12,732,221.15

IV. DISCUSIÓN

Los datos provenientes de la Estación El Tigre poseen un periodo de registro adecuado, con la mayoría de datos completos, a excepción del año 1997 que sólo posee información en los meses de septiembre, octubre, noviembre y diciembre.

Actualmente existe una tendencia del cauce principal de aguas arriba a desplazarse hacia la margen derecha, eventualmente esto podría ocasionar el ataque del estribo derecho y del terraplén ubicado en la planicie derecha del río.

Asimismo, de acuerdo a los cálculos realizados en las secciones anteriores se aprecia que las socavaciones totales que ocurrirían para la avenida de diseño podrían poner en peligro el estribo y los pilares existentes.

Por lo expuesto anteriormente se plantea el un esquema de protección que considere:

- Protecciones de enrocados a los pilares existentes a fin de eliminar la socavación local que se produciría durante las máximas crecidas.
- Un dique guía que permita orientar el flujo hacia la abertura principal y que permita defender el terraplén de acceso de eventuales desplazamientos laterales del cauce principal.

V. CONCLUSIONES

Los cimientos del puente en el rio Tumbes se fijarán sobre el lecho aluvial y el cual consiste de suelo granular, no cohesivo, constituido predominantemente por arenas, gravas, bolonería y subordinadamente limo y arcilla de baja plasticidad.

El suelo de cimentación de las estructuras del puente en el rio Tumbes es un suelo competente de mediana a alta densidad a una profundidad > 18 m donde registra valores de $N > 30$ en sondajes SPT, sometido a procesos de socavación susceptibles de afectar profundidades de hasta 9.1m, por lo que se requiere de cimentaciones profundas mediante sistema de pilotaje.

La capacidad de carga admisible del suelo calculada para los pilotes para profundidades de cimentación de 15m, 18m y 20 m se indica a continuación:

- Pilotes de los Pilares N° 1 y N° 2:

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE $q_{ca} = (q_c/F_s)$		
15 m	18 m	20 m
116 Ton/m ²	176 Ton/m ²	215 Ton/m ²

- Pilotes de los Pilares N° 3 y N° 4:

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE $q_{ca} = (q_c/F_s)$		
15 m	18 m	20 m
120 Ton/m ²	181 Ton/m ²	222 Ton/m ²

- Pilotes de los Pilares N° 5 y del Estribo Derecho:

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE $q_{ca} = (q_c/F_s)$		
15 m	18 m	20 m
121 Ton/m ²	183 Ton/m ²	224 Ton/m ²

El caudal de diseño para el Puente en el rio Tumbes ha sido calculado teniendo en cuenta dos escenarios; el primero a través de una transposición de valores considerando el área de drenaje de la cuenca, obteniéndose el valor de 4393 m³/s. El segundo mediante la suma de los aportes de las quebradas que se encuentran en el tramo comprendido entre la estación El Tigre y el Puente en el rio Tumbes Km.0+246.00,

obteniéndose el valor de 5742 m³/s.

Para fines de diseño de las obras de protección se ha adoptado el valor de 4393 m³/s, que asume que los máximos caudales instantáneos en la estación El Tigre y en las quebradas que aportan al río Tumbes no ocurren simultáneamente.

Durante la ocurrencia de la avenida de diseño se presentaran las siguientes características del flujo:

Tirante máximo bajo el tablero del puente	5.8 m	Velocidad del flujo
En el puente.	5.83 m/s	Tirante máximo
Aguas arriba del puente	6.33	

La profundidad de socavación general durante la avenida de diseño estará en el orden de los 4 metros.

Las profundidades de socavación local en los pilares y estribos estarán en el orden de 5 metros.

Las profundidades de socavación total en pilares y estribos estarán en el orden de los 9 metros.

La altimetría en promedio es descendente, la cota del BM Km. 00+000 es 29.095 m.s.n.m., y la cota del BM del Km. 01+500 es 27.489 m.s.n.m.

- La topografía del terreno es semi ondulado plano en un 100%, por lo que las pendientes varían entre 0.00% a 2.35%, excepcionalmente se tiene pendiente de 0.00% en un tramo de longitud de 200m.
- La sección típica proyectada es de dos tipos a nivel de subrasante, de 9.70 m. con una longitud de 246.32 ml., de 7.20m con una longitud de 80.00 m. en el puente Franco y de 8.40 una longitud de 1,010 m.

El Presupuesto estimado, está basado en criterios técnicos elegidos para obtener el costo total del proyecto en función de los costos de mano de obra, fletes, adquisición de materiales, alquiler de equipo y maquinaria, metrados, análisis de precios unitarios y análisis de gastos generales y especificaciones Técnicas.

VI. RECOMENDACIONES

Cimentar las estructuras del puente en el rio Tumbes mediante un sistema de pilotaje que permita transferirlas cargas a niveles inferiores a la cota de socavación máxima esperada, manteniendo el cimiento bajo adecuadas condiciones de confinamiento a fin de garantizar el grado de suficiencia de los cimientos y por consiguiente la estabilidad de la supraestructura.

Considerar como nivel de cimentación óptimo una profundidad mínima de 18 m por debajo del lechoaluvial.

Procurar un estudio de aceleraciones máximas in-situ a efectos de poder dimensionar el mayor valoresperado ante una eventual reactivación de las estructuras tipo falla cuyos trazos se evidencian en las cercanías.

Se recomienda que las cimentaciones del puente se profundicen por debajo de la máxima socavación total esperada, en caso de no ser posible profundizar la cimentación se protegerá con un enrocado de protección que se colocará al nivel de la socavación general.

Se ha previsto el diseño de un dique guía debido a fin de orientar al flujo para que atravesase el puente de manera perpendicular a la abertura evitando así una mayor sobre-elevación aguas arriba del puente.

Se recomienda tener en cuenta el porcentaje de la pendiente del área del terreno ya que La topografía del terreno es semi ondulado plano en un 100%, por lo que las pendientes varían entre 0.00% a 2.35%, excepcionalmente.

Se tiene pendiente de 0.00% en un tramo de longitud de 200m.

Se recomienda la manera de buscar el financiamiento del proyecto tanto en entidades regionales, nacionales como entidades encargadas en el rubro de transporte.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Cámara de Comercio de Lima. (2017), *Proyectos público-privados se desaceleraron en los dos últimos años.*

Velandia Garay (2013), *Comparación Técnico – Económica de puentes de dos y tres luces con losa de concreto reforzado y vigas continuas de concreto presforzado.*

Fonseca Briceño y Linares Sánchez (2015), *Diseño de un puente con vigas prefabricadas.*

Seminario Manrique Ernesto (2004), *Guía para el diseño de puentes con vigas y losas.*

Sifuentes Celis y Zevallos Elizabeht (2013), *Análisis y diseño de un puente viga – losa.*

HIDROLOGÍA APLICADA; Ven Te Chow; David R. Maidment; capítulo 11, página 382.

HIDROLOGIA APLICADA; Ven Te Chow; David R. Maidment; capítulo 11, página 386.

<http://rpp.pe/economia/economia/perucamaras-cuantos-cultivos-vias-puentes-colegiosy-hospitales-se-perdieron-por-el-nino-noticia-1041565>

<http://fluidos.eia.edu.co/hidrologiai/probabilidad/probabilidad.htm>

VIII. ANEXOS PANEL FOTOGRAFICO

ANEXO N° 01 PANEL FOTOGRAFICO

COMPLEMENTACION DEL DISEÑO DE PAVIMENTO

1.0 INTRODUCCION

El puente se encuentra ubicado en la carretera Tumbes – Pampas de Hospital (km. 0+000 – km. 15 +500), departamento de Tumbes los accesos corresponden a la margen derecha e izquierda con una longitud de 1,156.00 m. y luz del puente de 243.00 m.

El pavimento es la capa o conjunto de capas de materiales apropiados, comprendidos entre la superficie de la sub-rasante (capa superior de las explanaciones) y la superficie de rodadura, cuyas principales funciones son las de proporcionar una superficie uniforme, de color y textura apropiados, resistentes a la acción del tránsito, a la del intemperismo y de otros agentes perjudiciales, así como transmitir adecuadamente al terreno de fundación, los esfuerzos producidos por las cargas impuestas por el tránsito. En otras palabras, el pavimento es la superestructura de la obra vial, que hace posible el tránsito fluido de los vehículos, con la comodidad, seguridad y economía previstos por el proyecto.

La estructuración de un pavimento o disposición de las diversas partes que los constituyen, así como las características de los materiales empleados en su construcción, ofrecen una gran variedad de posibilidades, de tal suerte que puede estar formado por una sola capa o de varias, y a su vez, dichas capas pueden ser de materiales naturales seleccionados, procesados o sometidos a algún tipo de tratamiento o estabilización.

La superficie de rodadura propiamente dicha puede ser una carpeta asfáltica, un tratamiento superficial o la superficie de una capa de material granular con resistencia al desgaste.



La actual tecnología de pavimentos contempla una gama muy diversa de secciones estructurales, las cuales son función de los diversos factores que intervienen en la performance de una vía: tránsito, tipo de suelo, importancia de la vía, condiciones de drenaje, recursos disponibles, etc. Debe elegirse la solución más apropiada, de acuerdo a las facilidades y experiencias locales, y a las condiciones específicas de cada caso, para ello se requiere de un balance técnico-económico de todas las alternativas.

Debido a su amplia difusión, a la experiencia acumulada y a las connotaciones económicas que implica su uso, se está seleccionando los pavimentos flexibles de capas granulares, considerando además que la vía en los tramos construidos son de este tipo.

Para la estructuración de éstos pavimentos juegan un papel importante, en la mayoría de los métodos de diseño, dos parámetros: La capacidad de soporte del suelo de la sub-rasante y el volumen del tráfico al que estará sometida la vía.

2.0 METODO PARA EL DISEÑO DEL PAVIMENTO

Para efectos de determinar el espesor de pavimento requerido, se utilizará el método para diseño de pavimentos flexibles de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASTHO)

El método de la AASTHO permite calcular el espesor de pavimento necesario para satisfacer un valor estructural determinado. Este valor o número estructural (SN) asegura que la estructura determinada será capaz de soportar un flujo determinado de tráfico (N_{18}), sin que los esfuerzos inducidos excedan la capacidad de soporte del suelo de subrasante (s).



Handwritten signature

Un aspecto sui generis en este método es el requisito de servicialidad, por el cual el pavimento debe brindar, a lo largo del período de diseño considerado, un servicio adecuado, cuyo nivel final puede controlarse a través de un parámetro denominado **servicialidad final (p_t)**.

Este método proporciona una expresión analítica que, dada su complejidad, para efectos prácticos es reemplazada por nomogramas. En el presente caso el cálculo se desarrolla en forma analítica utilizando las siguientes variables:

N_{18} : total de ejes estándar equivalentes a 8.2 ton, acumulados durante el período de diseño.

SN : número estructural

G_t : factor de pérdida de serviciabilidad definido como,

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

donde,

p_t : serviciabilidad al final del período de diseño

R : Factor regional

S : valor soporte del suelo que en términos de CBR es,

$$S = 4.4 \log \text{CBR} + 1.2$$

Para estructurar adecuadamente un pavimento, el método AASTHO da una relación analítica entre el número estructural y una composición genérica de capas, la cual se expresa mediante la siguiente ecuación:

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

donde,

a_1, a_2, a_3 : coeficientes estructurales que son función de la calidad de los materiales de la carpeta asfáltica, base y sub-base, respectivamente.



D_1, D_2, D_3 : espesores de carpeta asfáltica, base y sub-base, respectivamente, en pulgadas.

2.1 Análisis del Tráfico

La carga y el volumen del tráfico juegan un rol importante en el diseño estructural de pavimentos, particularmente cuando la carga y el número de repeticiones son altos. Para efectos del proyecto se ha efectuado el conteo vehicular en Estaciones estratégicamente ubicadas. El Índice Medio Diario (IMD) ha sido obtenido en base a los conteos directos, el mismo que está sirviendo de base para la proyección del tránsito en el periodo de diseño, considerado de 10 años.

De acuerdo con los resultados del estudio de tráfico la carretera en estudio tiene las características de una carretera de bajo volumen de tránsito, el tráfico actual por la vía existente es bajo (menor a 200 vehículos por día), lo que hace que su importancia como parámetro de diseño sea mínima, pero si se tiene en consideración que con el mejoramiento de la Carretera actual, el tráfico se incrementará, por unir la vía la ciudad de Tumbes con los pueblos de Pampas Hospital y Cabuyal, además de impulsar un desarrollo agrícola en la zona, cobra la trascendencia del caso.

Determinación del IMD

De acuerdo a lo indicado anteriormente con el resultado de los conteos efectuados y con la sumatoria de los volúmenes encontrados se definió el IMD para el proyecto.



El IMD encontrado es de 186 vehículos/día con el siguiente detalle:

TIPO DE VEHICULO	VOLUMEN DIARIO	% PARCIAL	% TOTAL
Tráfico Liviano Autos, camionetas, micros	156	84	84
Tráfico Pesado Omnibuses	4	2	
Camión de 2 Ejes	15	14	16
Camión de 3 Ejes	11		
TOTAL	186	100	100

Con los datos así obtenidos para el diseño del pavimento se tomará:
IMD de 186 vehículos/día con 16 vehículos pesados

Tomando una tasa de crecimiento del 4.5% anual (promedio nacional), la proyección de tránsito para un período de 10 años será:

IMD 1999 : 186 vehículos/día
IMD 2010 : 289 vehículos/día

Determinación del número de repeticiones

Para el diseño del pavimento solo es representativo el tráfico pesado y el número de repeticiones que actúan sobre él. Por ello es importante realizar la conversión a ejes equivalentes a 8.2 toneladas.

Para ello utilizaremos los factores de conversión a ejes estandar equivalentes a 8.2 toneladas definida en la metodología de CONREVIAl que es la de mayor uso en el país.

TIPO DE VEHICULO	OMNIBUS	PESADO 2 EJES	PESADO 3 EJES.	ESTANDAR (8.2 Ton)
IMD	2	15	11	
Factor equivalente	2.3	2.3	4.3	
Ejes equivalentes	4.6	34.5	47.3	86.4



El número de repeticiones (N_{18}) de ejes estandar se determina mediante la siguiente formula:

$$N_{18} = 1/2 \times 365 \{ \text{IMD}_2 \times \text{EE}_2 + \text{IMD}_3 \times \text{EE}_3 + \text{IMD}_i \times \text{EE}_i \} \times \sum_{i=PA}^{UA} (1+r_c)^i$$

donde :

N_{18}	Número de repeticiones de ejes de 8.2 Ton.
IMD	Indice Medio Diario
EE	Ejes equivalentes (Omnibus, 2, 3 ejes, traylers)
PA	Primer año del período a partir del año base
UA	Ultimo año del período
r_c :	Tasa de crecimiento de camiones

Para nuestro caso se considera:

$$r_c = 4.5 \% \text{ (Fuente MTCVC)}$$

$$i = 10 \text{ años}$$

Luego $N_{18} = 234,328$ repeticiones

$$N_{18} = 2.343 \times 10^5 \text{ repeticiones}$$

$$i = 20 \text{ años}$$

Luego $N_{18} = 727,806$ repeticiones

$$N_{18} = 7.28 \times 10^5 \text{ repeticiones}$$

Existen otras metodologías para determinar la proyección de cargas cuando estas son bajas y se carece de un registro sistemático de datos en caminos de bajo volumen (valores bajos de repeticiones de ejes de carga equivalentes), en este caso a modo de comprobación para fines de análisis de tráfico aplicamos el método aproximado propuesto en T.R.B. "Synthesis 4. Structural Design of Low



(Handwritten signature)

Volume Roads" de 1982. Donde el IMD es afectado por un Factor de Composición de Tráfico (M), el cual se sub-divide en tres categorías de porcentaje de camiones (Bajo, Mediano, Alto) y tres categorías de rangos probables de Distribución de Carga para ejes equivalentes a 8.2 Tn (Liviano, Mediano, Pesado) de los camiones.

CUADRO No.01
FACTOR DE COMPOSICIÓN DE TRAFICO (M)

DISTRIBUCIÓN DE CARGA	PORCENTAJE DE CAMIONES		
	BAJO < a 15%	MEDIO 15%-25%	ALTO > a 25%
LIGERO (memos de 0.75)	9	18	27
MEDIO (0.75 - 1.50)	23	46	69
PESADO (mas de 1.50)	37	73	110

FUENTE : SYNTHESIS 4. : "Structural Design of low-Volume Roads"

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD

Adoptando que el tráfico comercial varía de 15% a 25% y la distribución de carga es pesada, entonces M= 73.

Luego de obtener el factor M y afectar el tráfico, la proyección para el periodo de diseño en Número de Ejes Equivalentes Standard se aplica la siguiente fórmula:

$$N_{18} = (IMD \times M) \times \left(\frac{(1+i)^n - 1}{Ln(1+i)} \right)$$

Donde:

- IMD = Índice Medio Diario
- M = Factor de Composición de Tráfico
- i = Tasa de crecimiento del Tráfico
- n = Período de Diseño



[Handwritten signature]

Considerándose la siguiente información:

$$\begin{aligned} M &= 73 \\ i &= 4.5\% \\ n &= 10 \text{ años} \\ \text{IMD} &= 186 \text{ Veh / día} \end{aligned}$$

Se tiene entonces:

$$N_{18} = (186 \times 73) \times \left(\frac{(1+0.045)^{10} - 1}{\ln(1+0.045)} \right)$$

$$N_{18} = 1.706 \times 10^5$$

Para efectos de diseño del acceso se adopta el valor de :

$$N_{18} = 2.343 \times 10^5 \text{ repeticiones}$$

2.2 El Suelo de Sub-Rasante

El suelo de sub-rasante es la capa superficial de las explanaciones y sobre el que se construye la estructura del pavimento.

El diseño del espesor del pavimento se basa en el valor de la resistencia mecánica de este suelo. Las ecuaciones de diseño que proporciona el método se sustenta en un indicador de la resistencia del suelo, denominado Valor Soporte del Suelo ("s"), el cual se correlaciona con el parámetro más difundido que existe, que es el Valor de Soporte de California (CBR).

La resistencia de la sub rasante esta expresada en términos de CBR (California Bearing Ratio), densidad y contenido de humedad.



Como se mencionó anteriormente (Método de Diseño), la estructura del pavimento depende en gran parte del suelo de fundación, por la que la elección del CBR de diseño se hará teniendo en cuenta los resultados de laboratorio, para lo cual se tomará un valor representativo del suelo en estudio.

Como se observa en el Informe N° S99-981 el ensayo de CBR corresponde al suelo que conforma el terraplén del acceso de la margen derecha del Puente cuyo valor individual al 95 % de la MDS es de 25.5 %.

Para seleccionar el valor de CBR para diseño, se tiene que emplear un criterio de tipo estadístico, como el recomendado por el MTCV y C, con la sgte expresión:

$$CBR_{DIS} = CBR_p - \left(\frac{CBR_{MAX} - CBR_{min}}{C} \right)$$

donde C: Coeficiente estadístico determinado en función al número de valores de CBR.

En el presente caso por tratarse de una verificación del diseño y por ser la rasante material de relleno selecto transportado de cantera se está tomando un valor individual.

CBR Diseño = 25.5 %

2.3 Factor Regional

Este factor empleado por el método de la AASHTO, provee los ajustes necesarios para tener en cuenta el efecto del clima o medio ambiente, casi siempre distinto del existente donde se llevó al cabo el AASHTO Road Test (Illinois, USA). De esta manera el factor regional R es un coeficiente que sólo tiene significación en la aplicación del mencionado método.



En nuestro país se cuenta con los criterios expuestos por el estudio CONREVIAL, en base al parámetro de precipitación media anual, siguiendo las recomendaciones del método y considerando las características pluviométricas de la zona del proyecto, para una precipitación mayor a 3,000 mm. Se obtiene el valor, $R = 2$.

3.0 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO

3.1 Número Estructural Requerido

Empleando la solución expuesta en el numeral 1.2 con los valores determinados para cada uno de los parámetros de diseño, se encuentra un número estructural SN, para una serviciabilidad final de $p_t = 2.0$, el valor SN se obtiene por iteración (Aproximaciones Sucesivas).

3.2 Cálculo de Espesores

DATOS

P_t	=	2.0
R	=	2
G_t	=	-0.09
S	=	7.389
N_{18}	=	2.343×10^5 ejes
$\text{Log } N_{18}$	=	5.37
SN	=	1.92

Con los valores obtenidos aplicando la siguiente relación para la estructuración del pavimento.

$$SN = a_1 h_1 + a_2 h_2 + a_3 h_3$$





0701

MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES
VIVIENDA Y CONSTRUCCION
OFICINA DE CONTROL DE CALIDAD

OFICINA DE CONTROL DE CALIDAD
AREA DE MECANICA DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES

PROCEDENCIA : AGUA
REGISTRO N° : 069 (01.022021)
PROCEDENCIA : PUENTE EN EL RIO - TUMBES
SOLICITADO : CLIENTE
ENSAYO SOLICITADO : CALIDAD DE AGUA PARA CONCRETO
EFECTUADO : QUIM. ALINA MAGUÑA ASTETE
FECHA : Lima, Febrero 03 del 202

ANALISIS QUIMICO: Expresado en miligramos por litro o partes por millón.

1.0.	Sólidos en Suspensión	117
2.0.	Sales Solubles Totales	150
2.1.	Sulfatos expresado Como ión SO_4^{2-}	No presenta
2.2.	Cloruros expresado Como ión Cl^-	17
2.3.	Alcalinidad Total expresada en Bicarbonato	122
3.0.	Materia Orgánica expresada en Oxígeno	0.5
4.0.	Potencial de Hidrógeno (pH)	6.4

Nota. - La muestra de agua analizada cumple Especificaciones Técnicas para su empleo en obras de concreto con Cemento Portland (Norma Técnica 339.088).
La interpretación ajena de los resultados de ensayos es de exclusiva responsabilidad del usuario, salvo las recomendaciones expresas adjuntas.



RECIBIDO
RECEIVED
AMARU

RIVERCO S.R.L.

Ing. Eduardo Rivera Reyes
GERENTE GENERAL

Carpeta asfáltica en caliente	:	2" x 0.44	=	0.88
Base granular CBR mín 80%	:	8" x 0.20	=	<u>1.60</u>
		SN Total		2.44

Luego SN obtenido > SN requerido.

Estructura final

La estructura final quedará compuesta de:

Base granular	20.00 cms
Carpeta asfáltica en caliente	05.00 cms
Espesor total del pavimento	25.00 cms.

La capa superior del relleno que servirá de sub-rasante debe ser mejorada con material proveniente de la misma cantera de base en un espesor de 10 cms. que tenga un CBR mínimo de 40%, sobre la que se colocará la base, asimismo la calzada debe protegerse con bermas laterales a cada lado. El tipo de cemento asfáltico empleado será PEN 60-70.



[Handwritten signature]



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA 0137
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos
Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S99-981

SOLICITADO : RIVERCO S.R.L.
PROYECTO : PLATAFORMA DE ACCESO DE LA MARGEN DERECHA DE PUENTE
UBICACION : TUMBES
FECHA : 24 DE SETIEMBRE DE 2020

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

I. MATERIAL : SUELO QUE CONFORMA EL TERRAPLEN

I.1. ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R.) ASTM-D1883-91(C)

a).- Ensayo Preliminar de Compactación
Ensayo Proctor Modificado ASTM-D1557(C)-91
Máxima Densidad Seca (gr/cm³) : 2.262
Óptimo Contenido de Humedad (%) : 6.3

b).- Compactación de moldes

MOLDE N°	I	II	III
N° de capas	5	5	5
Número de golpes/capa	56	25	10
Densidad Seca (gr/cm ³)	2.262	2.216	2.123
Contenido de Humedad (%)	6.3	6.3	6.3

c).- Cuadro C.B.R. para 0.1 pulg de Penetración.

Molde N°	Penetración (pulg)	Presión aplicada (Lb/pulg ²)	Presión Patrón (Lb/pulg ²)	C.B.R. (%)
I	0.1	490	1000	49.0
II	0.1	400	1000	40.0
III	0.1	190	1000	19.0

C.B.R. para el 100 % de la M.D.S. : 49.0%
C.B.R. para el 95 % de la M.D.S. : 25.5%

d).- EXPANSION : No presenta.

NOTA.- Las muestras fueron remitidas e identificadas por el Solicitante en nuestro laboratorio.



Jose Wilfredo Gutierrez Lazares
JOSE WILFREDO GUTIERREZ LAZARES
ING. JEFE DEL LAB. No. 2
Mecánica de Suelos - UNI

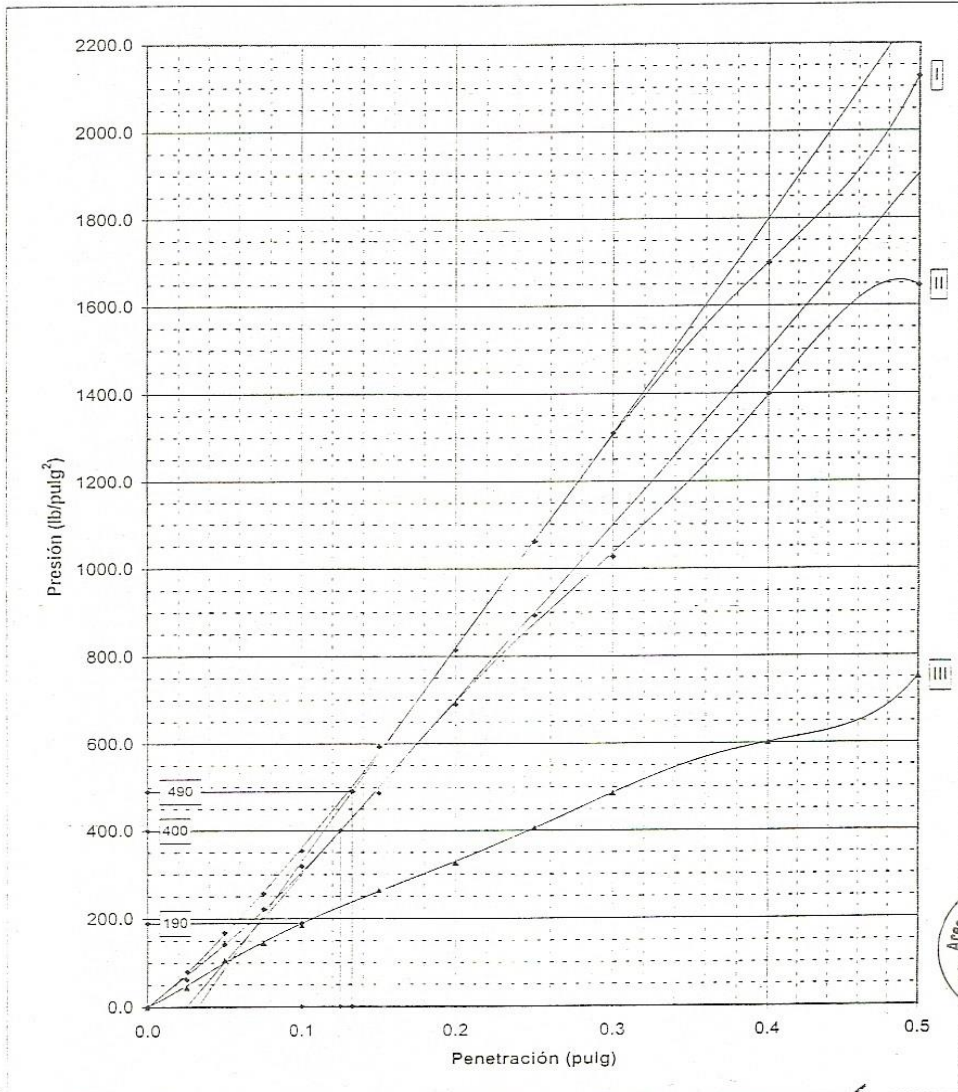


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos
 Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S99-981

SOLICITADO : RIVERCO SRL.
 PROYECTO : PLATAFORMA DE ACCESO DE LA MARGEN DERECHA DE PUENTE
 UBICACION : TUMBES
 FECHA : 24 de Setiembre de 2020
 ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R.) ASTM D 1883 (C) - 91

Material : Suelo que conformara el terraplen Muestra : -
 Calicata : - Prof. (m.) : -



[Handwritten signature]

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO N° 2 - MECANICA DE SUELOS

INFORME N° S99-931

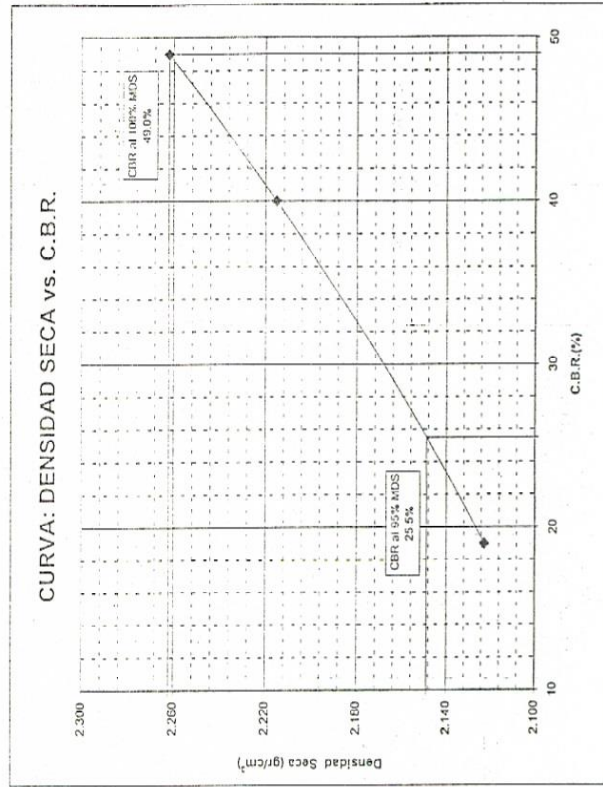
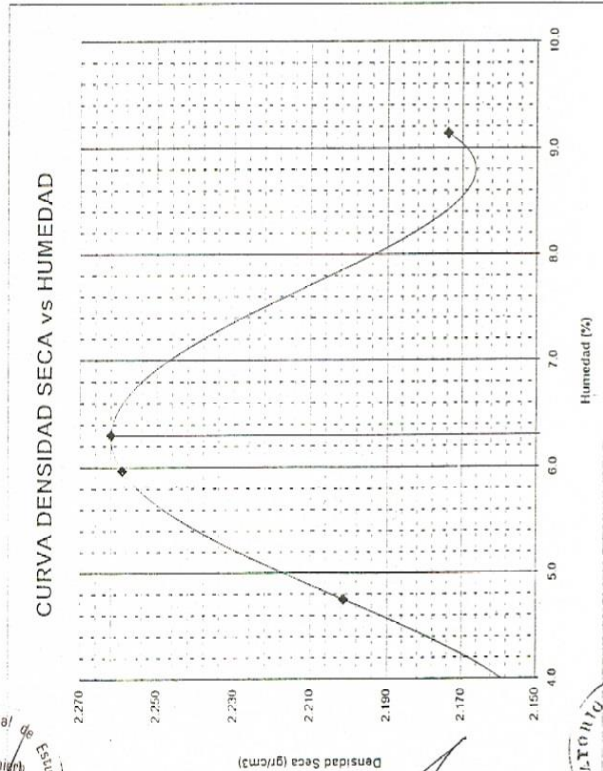
SOLICITADO : RIVERCO SRL
 PROYECTO : PLATAFORMA DE ACCESO DE LA MARGEN DERECHA PUENTE
 PROCEDENCIA : TUMBES
 FECHA : 24 de Setiembre de 2020

ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R.) - ASTM D1883 (C) - 91

Material : Suelo que conformara el terraplen

Calicata : -
 Muestra : -
 Prof. (m) : -

Maxima Densidad Seca (gr/cm³) : 2.262
 Optimo Contenido de Humedad (%) : 6.3
 CBR al 100% de la MDS (%) : 49.0
 CBR al 95% de la MDS (%) : 25.5



ANEXO ESTUDIO DE SUELOS CANTERAS, FUENTES DE AGUA Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

INDICE

- 1.- Antecedentes
2. Objetivo del estudio
3. Clima
4. Relieve y Suelos
5. Estudio de Suelos
 - 5.1 Ubicación de calicatas
 - 5.2 Ensayos básicos de suelos
 - 5.3 Ensayos laboratorio de calidad de canteras y fuentes de agua
6. Estudio de Canteras y fuentes de agua
7. Trabajos realizados en Gabinete
 - 7.1 Suelos
 - 7.2 Análisis de suelo de fundación
8. Análisis de tráfico
 - 8.1 Método de cálculo de los espesores del pavimento
9. Conclusiones y recomendaciones
10. Anexos – Resultados de laboratorio

ESTUDIO DE SUELOS CANTERAS, FUENTES DE AGUA Y DISEÑO DE PAVIMENTO PARA EL ACCESO DEL PUENTE EN EL RIO TUMBES

1.0 ANTECEDENTES

El estudio de suelos, Canteras, Fuentes de Agua y Diseño de Pavimentos se realizó con la finalidad de construir los accesos del Puente, el que se encuentra ubicado sobre el río Tumbes en el kilómetro 0+246.33 de la carretera Corrales - Pampas de Hospital, en el departamento de Tumbes.

El acceso a realizarse se encuentra para el lado de Pampas de Hospital, haciendo un total de 1+250 kilómetros a nivel de estudio definitivo y carpeta asfáltica. El acceso que sale a corrales se encuentra ya realizado.

2.0 OBJETIVO

El Objetivo del presente estudio de Ingeniería es facilitar el acceso hacia el Puente basado en las necesidades y condiciones propias de la zona.

El diseñar un pavimento, con capacidad estructural suficiente y adecuada para soportar las cargas actuantes y futuras proyectadas, con una Serviciabilidad que brinde seguridad y confort es el objetivo principal, como también el mejorar las condiciones de medio ambiente y vida del entorno de la zona en estudio.

3.0 CLIMA

La provincia de Tumbes se caracteriza por tener climas diferenciados desde el norte hacia el sur, generando zonas áridas y semiáridas, zonas sub húmedas y formas especiales de vida.

Debido a las características anteriormente señaladas, la provincia de Tumbes cuenta con cuatro de las cinco zonas identificadas en la región: tiene una zona litoral, una zona de manglares, una zona de valles y una zona montañosa.

El clima es cálido y húmedo y en el verano alcanza temperaturas máximas que pueden situarse normalmente sobre los 30°C (diciembre-mayo) y temperaturas no menores de 19°C durante el invierno (junio-noviembre).

Asimismo, en el verano las temperaturas generan altas precipitaciones, cuando el fenómeno de “El Niño” se manifiesta, las precipitaciones suelen ser muy intensas y con características destructivas como ocurrió en los años 1925-26, 1982-83 y 1997-98. En estos años las precipitaciones anuales alcanzaron los 1,500 litros por metro cuadrado.

El fenómeno de “El Niño” causa grandes cambios en la ecología de la provincia en ese momento, los ríos que descienden por la vertiente del Pacífico que son de corto recorrido se convierten en un agente destructivo al no contar la cobertura vegetal que absorba el exceso de humedad e impida la formación de los huaicos.

4.0 RELIEVE Y SUELOS.-

La ciudad de Tumbes se encuentra a 6 m.s.n.m. en un área de pisos ecológicos con grandes diferencias de relieve, clima, suelos, vegetación, etc. existiendo formaciones ecológicas en los siguientes tipos de bosques : bosque tipo manglar en el litoral, malezas y bosques espinosos en el primer nivel topográfico, bosques de tipo seco y húmedo en las zonas de relieve topográfico montañoso con pendientes pronunciadas, donde las grandes precipitaciones pluviales alcanzan alrededor de los 500 mm, en promedio.

La presencia de la corriente de El Niño, es uno de los factores determinantes en el clima y en la flora, así como en la fauna de Tumbes.

El mar de las Costas Tumbesinas es bastante prodigioso en aspectos hidrobiológicas de gran calidad y aceptación comercial.

5.0 ESTUDIO DE SUELOS.-

- **METODOLOGIA**

La metodología seguida para la ejecución del estudio comprendió básicamente una investigación de campo en el distrito de Pampas de Hospital, a través de la obtención de muestras representativas, las que serán objetos de ensayos en Laboratorio y finalmente con los datos obtenidos en ambas fases se realizaron las labores de gabinete, para consignar luego en forma gráfica y escrita los resultados del estudio.

A continuación se procede a describir el trabajo desarrollado correspondiente a la primera etapa.

El estudio da inicio con la realización de las calicatas a cada 250 metros en una longitud de 1+250 kilómetros, en el área donde se realizaría el acceso del puente. La estratigrafía presentada en las calicatas (visualmente) denota la presencia de limos, y arenas, por pertenecer a una zona árida y por encontrarse en la parte desértica de nuestro país. Dentro de la clasificación de suelos ella se encuentra en la parte inferior del gráfico mostrado 1.1. y gráfico 1.2 muestra el mapa pedológico.

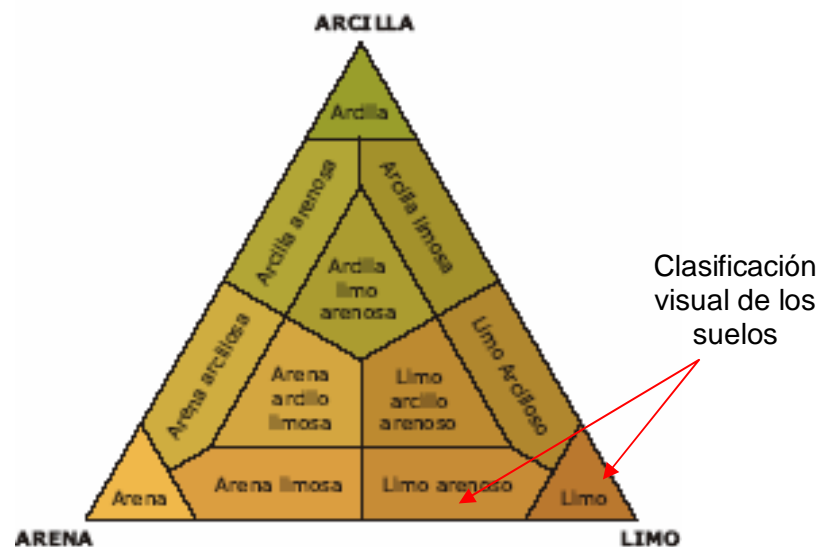


Gráfico 1.1 Gráfico de clasificación de suelos.

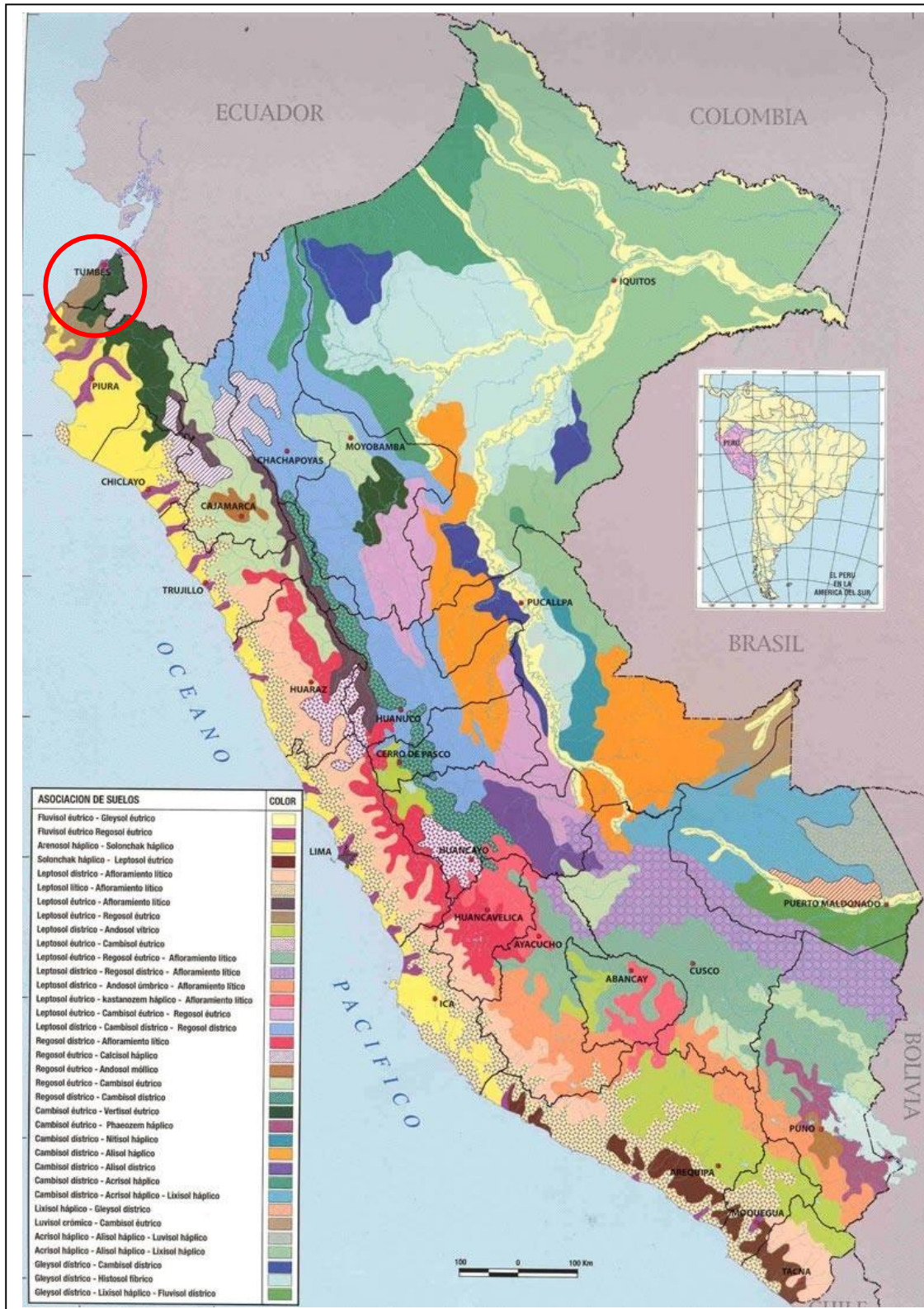


Gráfico 1.2 Mapa penológico del tipo de suelos

Las calicatas mostraron un solo estrato de las cuales se tomaron muestras representativas, colocándoles en bolsas plásticas y luego en sacos de polietileno, cada una de ellas fueron descritas e identificadas mediante una tarjeta, donde se anota la ubicación, número de muestra y profundidad, para luego ser trasladadas al laboratorio

Así mismo, se registraron los espesores de cada una de las capas, características de gradación, y el estado de compacidad de cada uno de los materiales

5.1 Ubicación de Calicatas

Calicata Nº	Lado	Progresiva	Muestra	Profundidad
1	derecho	0+000	1	1.50
2	izquierdo	0+250	1	1.50
3	izquierdo	0+500	1	1.50
4	derecho	0+750	1	1.50
5	izquierdo	1+000	1	1.50
6	derecho	1+200	1	1.50



Inicio Km 0+000, realización de la primera calicata

Las muestras traídas al laboratorio fueron estudiadas, clasificadas y relacionadas, siguiendo el procedimiento del A.S.T.M. D-2448 “Práctica Recomendada para la Descripción de Suelos”. A la vez las muestras representativas siguieron las siguientes Normas:

5.2 Ensayo Básico de Suelos:

ENSAYO	NORMA
Análisis Granulométrico	ASTM D-422
Material que Pasa el Tamiz N° 200	ASTM D-1140
Contenido de Humedad de Suelos	ASTM D-2216
Límite Líquido	ASTM D-4318
Límite Plástico	ASTM D-4318
Clasificación SUCS	ASTM D-2487
Clasificación de Suelos para el uso en Vías de Transporte	ASTM D-3283
Proctor Método Modificado	ASTM D-1557
C.B.R	ASTM D-1883

5.3 Ensayos de Laboratorio de Calidad de Canteras y Fuentes de Agua :

a) Calidad de Canteras para el Uso en Sub-Base y Base Granular

ENSAYO	NORMA
Análisis Granulométrico	ASTM D-422
Material que Pasa el Tamiz N° 200	ASTM D-1140
Límite Líquido	ASTM D-4318
Límite Plástico	ASTM D-4318
Clasificación SUCS	ASTM D-2487
Clasificación de Suelos para el uso en Vías de Transporte	ASTM D-3283
Proctor Método Modificado	ASTM D-1557
C.B.R	ASTM D-1883
Abrasión	ASTM C-131
Equivalente de Arena	ASTM D-2419
Sales Solubles Totales	NTP 339.152
Materia Orgánica en Arenas	ASTM C-40

Partículas Chatas o Alargadas	ASTM D-4791
% de Caras de Fractura	ASTM D-5821
Gravedad Específica y Absorción Agregado Grueso	ASTM C-127

b) Calidad de Agregados para el Uso en Concreto de Cemento Pórtland

ENSAYO	NORMA
Análisis Granulométrico	ASTM C-132
Material que Pasa el Tamiz N° 200	ASTM C-117
Durabilidad agregado Grueso	ASTM C-88
Durabilidad agregado Fino	ASTM C-88
Sales Solubles	NTP 339.152
Abrasión	ASTM C-131
Equivalente de Arena	ASTM D-2419
Materia Orgánica en Arenas	ASTM C-40
Partículas Chatas o Alargadas	ASTM D-4791
% de Caras de Fractura	ASTM D-5821
Gravedad Esp. y Ab. Agreg. Grueso	ASTM C-127
Gravedad Esp. y Ab. Agreg. Fino	ASTM C-128
Peso Unitario Agregado Grueso	ASTM C-29
Peso Unitario Agregado Fino	ASTM C-29
Determinación Cuantitativa de Cloruros	NTP 339.117
Determinación Cuantitativa de Sulfatos	NTP 339.178
Cálculo del Modulo de Fineza	ASTM C-125

c) Calidad de Agua para el Uso en Concreto de Cemento Portland.

ENSAYO	NORMA
Residuos Sólidos (ppm)	NTP 339.071
Sulfatos expresados como ión SO_4^{+} (ppm)	NTP 339.074
Cloruros expresados como ión CL^{-} (ppm)	NTP 339.073
Materia Orgánica (ppm)	NTP 339.072
Potencial de Hidrógeno (pH)	NTP 339.176

6.0 ESTUDIO DE CANTERAS Y FUENTES DE AGUA

El estudio de canteras y fuentes de agua se realizó con la finalidad de ver los volúmenes totales de las canteras escogidas para el estudio, las que serán explotadas y deberán satisfacer las necesidades de la carretera en mención tanto en calidad y cantidad.

Las labores se inician con la ubicación de las canteras y fuentes de aguas a lo largo del tramo en estudio. Ubicadas las canteras, se realizaron calicatas exploratorias de las cuales se retiraron muestras representativas de las áreas correspondientes en cantidades necesarias para ser estudiadas y procesadas en laboratorio.

De esta forma se llegaron a seleccionar los bancos de materiales más adecuados. Las selecciones se hicieron de acuerdo a la potencia disponible, características geotécnicas adecuadas en relación a su uso, se tomó en cuenta la distancia del área a ser explotada y costo del transporte. Los bancos de materiales que estaban ubicados en áreas lejanas y tenían dificultad de acceso a la vía también fueron descartados.

Los ensayos seguidos para la verificación de la calidad de los materiales fueron los siguientes:

Ensayos para calidad de Canteras para Sub-base y Base Granular

- Análisis Granulométrico
- Material que pasa el tamiz N° 200
- Contenido de humedad de los suelos
- Límite Líquido
- Límite Plástico
- Clasificación SUCS Y AASHTO
- Proctor Modificado
- CBR
- Abrasión
- Equivalente Arena
- Sales solubles
- Materia Orgánica
- Partículas Chatas y Alargadas
- % de caras fracturadas
- Gravedad Específica y Absorción de Agregado Fino .

Calidad de Concreto Asfáltico en Caliente y Concreto de Cemento Portland

- Análisis Granulométrico
- Material que pasa el tamiz N° 200
- Contenido de humedad de los suelos
- Límite Líquido
- Límite Plástico
- Durabilidad de Agregado Grueso
- Durabilidad de Agregado Fino
- Sales Solubles de Agregado Grueso
- Sales Solubles de Agregado Fino
- Abrasión
- Equivalente Arena
- Materia Orgánica en Arenas
- Partículas Chatas y Alargadas
- % de caras fracturadas
- Gravedad Específica y Absorción de Agregado Grueso .
- Gravedad Específica y Absorción de Agregado Fino
- Peso Unitario de Agregado Grueso (suelto y varillado)
- Peso Unitario de Agregado Fino
- Determinación Cuantitativa de Cloruros
- Determinación Cuantitativa de Sulfatos
- Calculo de Módulo de Fineza

Fuentes de Agua

- Residuo sólidos (ppm)
- Sulfatos expresados como ión SO_4+
- Cloruros expresados como ión $CL-$ (ppm)
- Materia Orgánica (ppm)
- Potencial de Hidrogeno (PH)

6.1 UBICACIÓN DE CANTERAS Y FUENTES DE AGUA

Para el Proyecto se ubicaron las Canteras y Fuentes de agua que se indican a continuación. (ver Grafico 1.3)

CANTERAS

CANTERA CABUYAL

Se trata de un depósito de cerro

Ubicación	: Km 6+000 (saliendo de Pampas de Hospital) Ambos lados
Acceso	: desvío 2 km
Potencia	: Aproximada 200,000 m ³
Uso	: Agregados Grueso y Fino 70%, Roca 80%, Afirmado 70%
Per. de Utiliz	: Todo el año.
Explotación	: Equipo Convencional
% de Utilización	: 90%
Propiedad	: Particular

CANTERA CHANCADORA SANTA ROSA

Se trata de un depósito de cerro

Ubicación	: Km 4+000 (saliendo del Puente, camino a Peña), Pertenece al Gobierno Regional de Tumbes
Acceso	: desvío 1 km de la carretera
Potencia	: Aproximada 70,000 m ³
Uso	: Concreto asfáltico
Per. de Utiliz	: Todo el año.
Explotación	: Equipo Convencional
% de Utilización	: 90%
Propiedad	: Particular

FUENTES DE AGUA

RIO TUMBES

Ubicación	:	Lado del puente
Acceso	:	No existe
Per. de Utiliz.	:	Todo el año.



7.0 TRABAJOS REALIZADAS EN GABINETE

7.1 SUELOS

Basado en la información obtenida en campo y los resultados de los ensayos en laboratorio, se efectuó la clasificación de suelos de los materiales mediante la clasificación SUCS y AASHTO, para luego relacionarla con las características litológicas similares mostradas en el perfil estratigráfico de cada calicata realizada.

La clasificación de los suelos encontrados en cada calicata son mostradas a continuación en la tabla 1.1.

CUADRO RESUMEN DE ANÁLISIS DE SUELOS													
PROCEDENCIA										LL (%)	ÍP (%)	CLASIFICACIÓN	
Km	Calicata	Muestra	2"	3/4"	3/8"	N°4	N°10	N°40	N°200			SUCS	AASHTO
00+000	C - 1	M - 1	-	67	50	38	33	24	17	29	10	GC	A-2-4 (0)
00+250	C - 2	M - 1	100	73	61	53	47	33	20	31	10	GC	A-2-4 (0)
00+500	C - 3	M - 1	100	61	46	39	35	24	13	31	8	GM	A-2-4 (0)
00+500	TERRENO NATURAL		97	75	59	50	46	38	29	32	7	GM	A-2-4 (0)
00+750	C - 4	M - 1	100	61	46	37	31	22	13	31	7	GM	A-2-4 (0)
00+750	C - 4	M - 2	-	-	-	-	-	-	59	24	NP	ML	A-4 (0)
01+000	C - 5	M - 1	100	60	47	37	32	23	14	32	8	GM	A-2-4 (0)
01+200	C - 6	M - 1	100	94	91	88	86	79	50	18	NP	ML	A-4 (0)

Los resultados nos indican que la calidad de suelos predominante en la zona son: **GC**, gravas arcillosas Y gravas de arenas. **GM**, gravas limosas mezcla de grava arena y limos, , **GW**, gravas, con poco o nada de material bien fino con variación de tamaños. Y **ML** que son los limos orgánicos, arenas muy finas, arenas fino limosas o arcillosas y limos arcillosos con ligera plasticidad.

7.2 ANÁLISIS DEL SUELO DE FUNDACIÓN - CBR

Para calcular la Capacidad de Soporte CBR (California Bearing Ratio), se han efectuado los respectivos ensayos a las muestras representativas del suelo de cimentación cuyo resumen se indica en la tabla 1.2

Tabla 1.2 Resumen de la capacidad de soporte del suelo CBR.

KM	PROCEDENCIA				HUMEDAD (%)	LL (%)	ÍP (%)	CLASIFICACIÓN		CBR	
	Lado	Calicata	Muestra	Prof. (m)				SUCS	AASHTO	100% MDS	95% MDS
00+500	DER	TERRENO NATURAL		0,00-1,50	17,6	32	7	GM	A-2-4 (0)	21,4	13,6
01+200	DER	C - 6	M - 1	0,00-1,00	17,9	18	NP	ML	A-4 (0)	15,5	11,6

8.0 ANALISIS DE TRÁFICO

DETERMINACIÓN DEL NUMERO DE REPETICIONES DE EJES STANDARD DE 8.2 TON PARA DISEÑO

Para el cálculo del Número de Repeticiones de ejes standard equivalente de 8.2 tn, se emplea la siguiente expresión:

$$EAL_{(n \text{ años})} = \frac{365}{2} \times (IMD_{2E} \times F_{2E} + IMD_{3E} \times F_{3E} + IMD_{ST} \times F_{ST} + IMD_T \times F_T) \frac{[(1+i)^n - 1]}{i}$$

Obteniendo un EAL, mediante el estudio de tráfico de:

$$EAL_{8.2 Tn} = 5.5 \times 10^6$$

8.2 METODOS DE CALCULO DE ESPESORES DE PAVIMENTO

METODOLOGIA AASHTO – 93

El método AASHTO para Diseño de pavimentos flexibles publicada en 1993 incluye importantes modificaciones dirigidas a mejorar la confiabilidad del método, incorpora nuevos criterios y técnicas de ensayos. Algunas modificaciones hacen difícil su aplicabilidad al no contarse con la instrumentación (equipo de laboratorio) necesario para el desarrollo de los ensayos.

La guía de 1993 ha sido adicionalmente expandida, considerando 14 nuevos aspectos. A continuación se enumeran los que se aplican al diseño de pavimentos flexibles:

W_{18} = Número previsto de aplicaciones de carga por eje simple
equivalente a 8.2 tn.

Z_r = Desviación estándar normal.

S_o = Error estándar combinado de la predicción del tráfico y de la predicción del comportamiento de la estructura.

ΔPSI = Diferencia entre el índice de serviciabilidad inicial de diseño (P_o) y el índice de serviciabilidad Terminal de diseño (P_t).

M_r = Módulo Resiliente (psi).

SN = Número estructural, indicador de la capacidad de estructural requerida (materiales y espesores).

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

a_i = Coeficiente estructural de la capa i

D_i = Espesor de la capa i

m_i = Coeficiente de drenaje de la capa granular i

La determinación del Valor de Soporte de la Subrasante como parámetro de diseño es muy importante, y debe ser caracterizado en función del Módulo Resiliente (M_r) del suelo de fundación determinado según el ensayo AASHTO T-274. El M_r es una medida de la propiedad elástica de los suelos, reconociendo sus características no lineales y fue seleccionado para definir el valor soporte.

La guía AASHTO reconoce que muchas agencias no poseen los equipos para determinar el M_r y propone el uso de la conocida correlación con el CBR.

La Experiencia Latinoamericana sugiere la utilización de las fórmulas recomendadas por AASHTO, pero con ciertas restricciones tales como:

$M_r = 1500 \times CBR;$ para $CBR < 7.2\%$ sugerida por AASHTO

$M_r = 3000 \times CBR^{0.65};$ para CBR de 7.2% a 20% , desarrollado en Sudáfrica

$M_r = 4326 \times \ln CBR + 241;$ utilizada para suelos granulares por la propia guía AASHTO

El coeficiente de Drenaje (m_i), tiene la finalidad de tomar en cuenta el efecto de los distintos niveles de eficiencia de drenaje en el comportamiento de la estructura. Este parámetro sirve para modificar el coeficiente estructural de las capas granulares de Base y Subbase (a_2 y a_3), ya que al incrementar el contenido de humedad en un material no cementado, su módulo puede reducirse hasta un 50%.

La determinación de los coeficientes de drenaje (m_i) se realiza según la guía AASHTO, en función de dos variables:

1. La calidad de drenaje del material
2. El porcentaje de tiempo anual que la estructura tendrá niveles de humedad próximos a los de saturación.

El nivel da calidad de drenaje es establecido en función del tiempo que el material requiere para drenar hasta un 50% de saturación (depende de la permeabilidad, longitud de recorrido, espesor de la capa, porosidad efectiva y pendiente). Con respecto a este coeficiente se exponen los valores indicados en la siguiente tabla propuesta por la AASHTO.

COEFICIENTE DE DRENAJE

CARACTERISTICAS DE DRENAJE	AGUA ELIMINADA EN	Porcentaje de tiempo en el año, que la estructura del Pavimento está expuesta a un nivel de humedad próxima a la saturación			
		< 1%	1% - 5%	5% - 25%	> 25%
Excelente	2 horas	1.40 – 1.35	1.35 – 1.30	1.30 – 1.20	1.20
Bueno	1 día	1.35 – 1.25	1.25 – 1.15	1.15 – 1.00	1.00
Regular	1 semana	1.25 – 1.15	1.15 – 1.05	1.00 – 0.80	0.80
Pobre	1 mes	1.15 – 1.05	1.05 – 0.80	0.80 – 0.60	0.60
Muy Malo	No drena	1.05 – 0.95	0.95 – 0.75	0.75 – 0.40	0.40

La Confiabilidad Estadística es un concepto incorporado en la nueva ecuación, de esta forma incluye un cierto grado de confiabilidad en el proceso de diseño del Pavimento. El factor F_r de confiabilidad aumenta el número de repeticiones de tráfico (W_{18}) que registraría la estructura que se diseña. Este aspecto es incorporado en el diseño mediante un nivel de confiabilidad (R), este se basa en la distribución normal y su función de la desviación estándar (S_o).

Los valores recomendados para pavimentos flexibles de S_o se encuentran dentro del rango 0.4 – 0.5, recomendando el valor de 0.45. Los valores de confiabilidad están dados de acuerdo al siguiente cuadro:

CLASIFICACION DE CONFIABILIDAD

CLASIFICACION GENERAL	NIVEL DE CONFIABILIDAD RECOMENDADOS	
	URBANO	RURAL
AUTOPISTA Y CARRETERAS INTERESTATALES	85 – 99.9	80 – 99.9
OTRAS ARTERIAS PRINCIPALES	80 - 99	75 - 95
COLECTORAS	80 - 95	75 - 95
LOCALES	50 - 80	50 - 80

El tráfico (W_{18}) para utilizar la guía AASHTO debe ser afectada por coeficientes que representen el sentido y el número de carriles que tendrá la vía. Para ello se presentan los resúmenes para el cálculo reajustado del tráfico de diseño de acuerdo a la siguiente fórmula.

$$W_{18} = D_D \times D_L \times W_{18}$$

W_{18} = Número de EAL (8.2 tn) acumulativos en dos direcciones predecidas para una sección específica de Carretera durante el periodo de análisis.

D_D = Es un factor de distribución direccional el cual está expresado en porcentajes. Por lo general es 0.5 (50%) para todas las Carretera (ida y vuelta).

D_L = Es un factor de distribución de carril, dictado por el siguiente cuadro.

FACTOR – NUMERO DE CARRILES

NUMERO DE CARRILES EN CADA DIRECCION	PORCENTAJE PARA EJES DE 8.2 TN EN EL CARRIL DE DISEÑO
1	100
2	80 – 100
3	60 – 80
4	50 – 75

Aplicando los datos descritos en el ábaco y/o en la fórmula de diseño indicados a continuación, podemos establecer el Número Estructural (SN):

$$\log_{10} W_{18} = Z_R \times S_0 \times 9.36 \times \log_{10}(SN+1) - 0.20 + \log_{10}[\Delta PSI / (4.2 - 1.5)] / (0.40 + 1094 / (SN+1)^{5.19}) - 2.32 \times \log_{10} M_R - 8.07$$

El valor de SN obtenido debe ser distribuido en las diferentes capas que conformarán el Pavimento, los que obedecen a la calidad del material y su coeficiente de aporte estructural los que son castigados por el coeficiente de drenaje dependiendo de las propiedades drenantes del material.

Los espesores son distribuidos de acuerdo a criterios mínimos que se presenta a continuación.

ESPEORES MINIMOS PULGADAS

RANGOS DE TRAFICO	CONCRETO ASFALTICO	ESPESOR DE BASE
Menos de 50000	1 (Tratamiento Superficial)	4
50001 – 150000	2.0	4
150001 – 500000	2.5	4
5000001 – 2000000	3.0	6
2000001 – 7000000	3.5	6
Mayor a 7000000	4.0	6

Teniendo en cuenta todas estas consideraciones, los datos para nuestro calculo fueron los siguientes:

W_{18} = Número previsto de aplicaciones de carga por eje simple equivalente a 8.2 tn.

Z_r =Desviación estándar normal.

S_o =Error estándar combinado de la predicción del tráfico y de la predicción del comportamiento de la estructura.

ΔPSI = Diferencia entre el índice de serviciabilidad inicial de diseño (P_o) y el índice de serviciabilidad terminal de diseño (P_t).

M_r =Módulo Resiliente (psi).

SN =Número estructural, indicador de la capacidad de estructural requerida (materiales y espesores).

METODO AASHTO 1993 (20 AÑOS)

1. PROPIEDADES DE MATERIALES

A. MODULO DE RESILIENCIA DE LA BASE GRANULAR (KIP/IN ²)	30,00
B. MODULO DE RESILIENCIA DE LA SUB-BASE	15,00

2. DATOS DE TRAFICO Y PROPIEDADES DE LA SUBRASANTE

A. NUMERO DE EJES EQUIVALENTES TOTAL (W18)	2,34E+05
B. FACTOR DE CONFIABILIDAD (R)	90%
STANDARD NORMAL DEVIATE (Zr)	-1,282
OVERALL STANDARD DEVIATION (So)	0,45
C. MODULO DE RESILIENCIA DE LA SUBRASANTE (Mr, ksi) (USANDO CBR)	15,20
D. SERVICIABILIDAD INICIAL (pi)	4,0
E. SERVICIABILIDAD FINAL (pf)	2,0
F. PERIODO DE DISEÑO (Años)	20

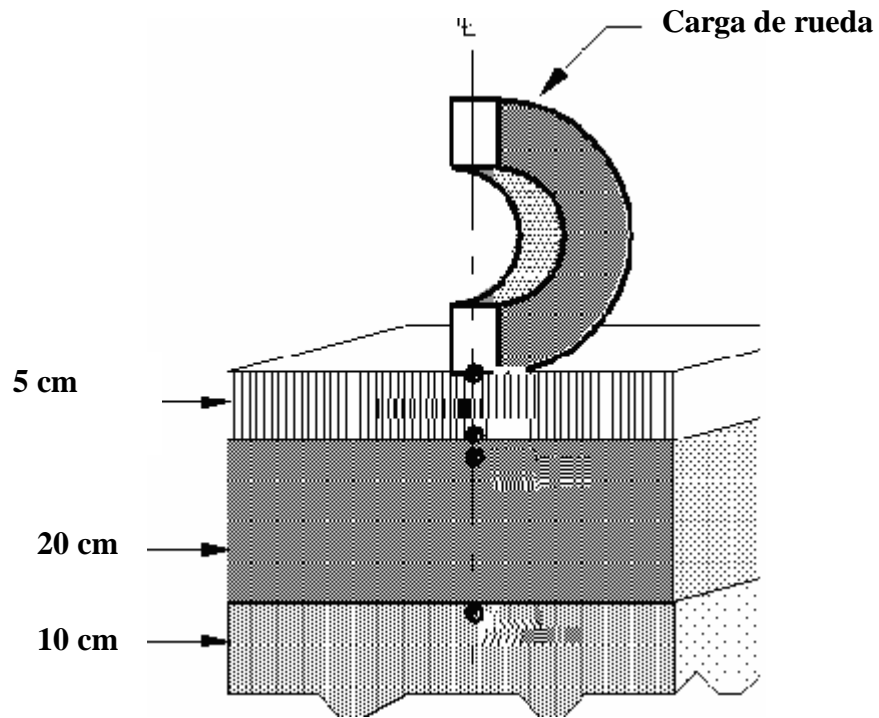
3. ESTRUCTURACION DEL PAVIMENTO

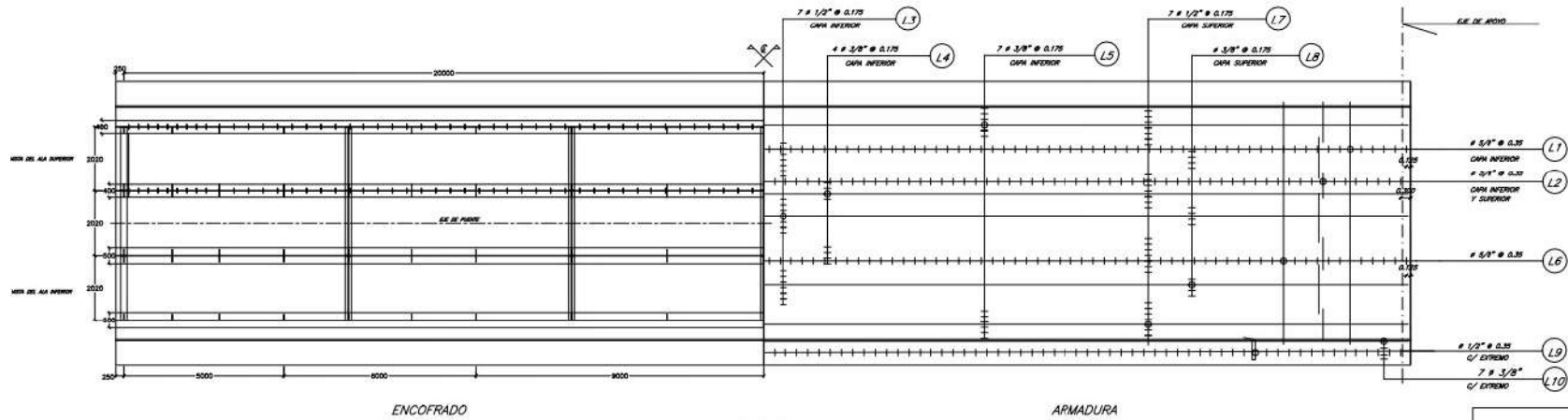
A. COEFICIENTES ESTRUCTURALES DE CAPA		
Concreto Asfáltico (a1)		0,44
Base granular (a2)		0,14
Subbase (a3)		0,11
B. COEFICIENTES DE DRENAJE DE CAPA		
Base granular (m2)		1,00
Subbase (m3)		1,00

ESTRUCTURACION DEL PAVIMENTO

CARPETA DE RODADURA (D₁)
CAPA BASE (D₂)
SUB-BASE (D₃)

H (cm)	SN	SN REQUERIDO
5	0,87	
20	1,10	
10	0,43	
Total	2,40	2,06

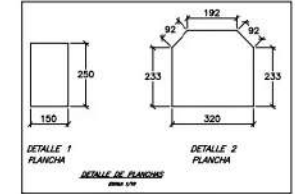




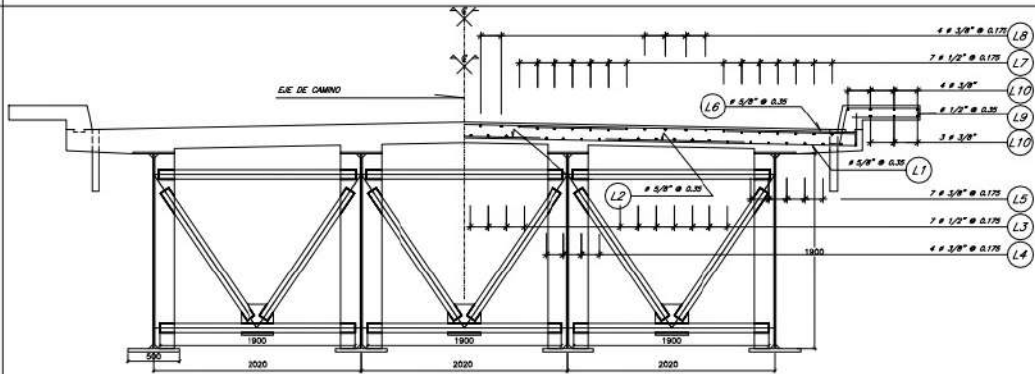
ENCOFRADO

PLANTA
ESC.: 1/75

ARMADURA



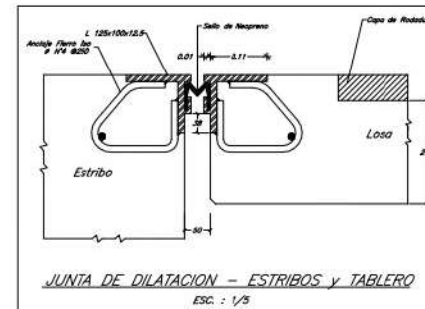
DETALLE 1
PLANCHA
DETALLE 2
PLANCHA



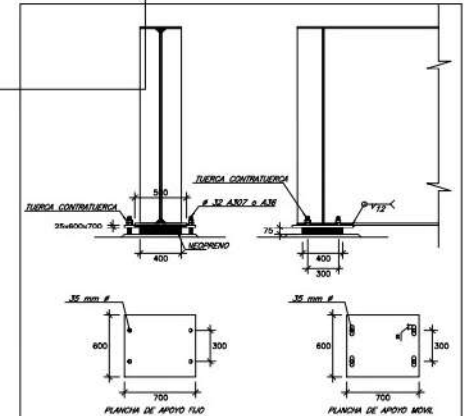
ENCOFRADO

SECCION TRANSVERSAL
ESC.: 1/25

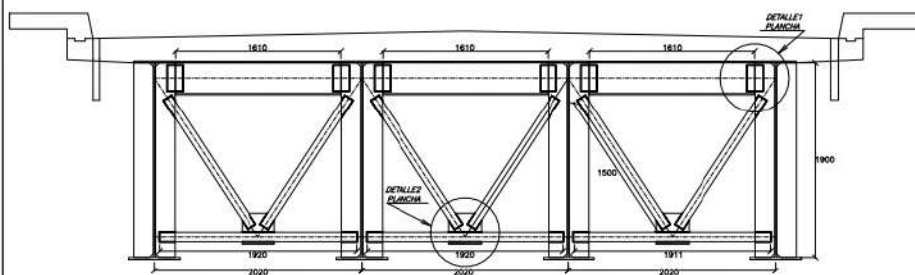
ARMADURA



JUNTA DE DILATACION - ESTRIBOS y TABLERO
ESC.: 1/5



DETALLE DE PLANCHA DE APOYO
ESC.: 1/25



SECCION EN EL APOYO
SECCION TRANSVERSAL
ESC.: 1/25

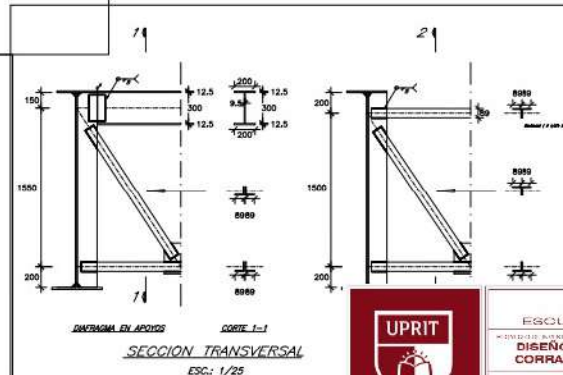


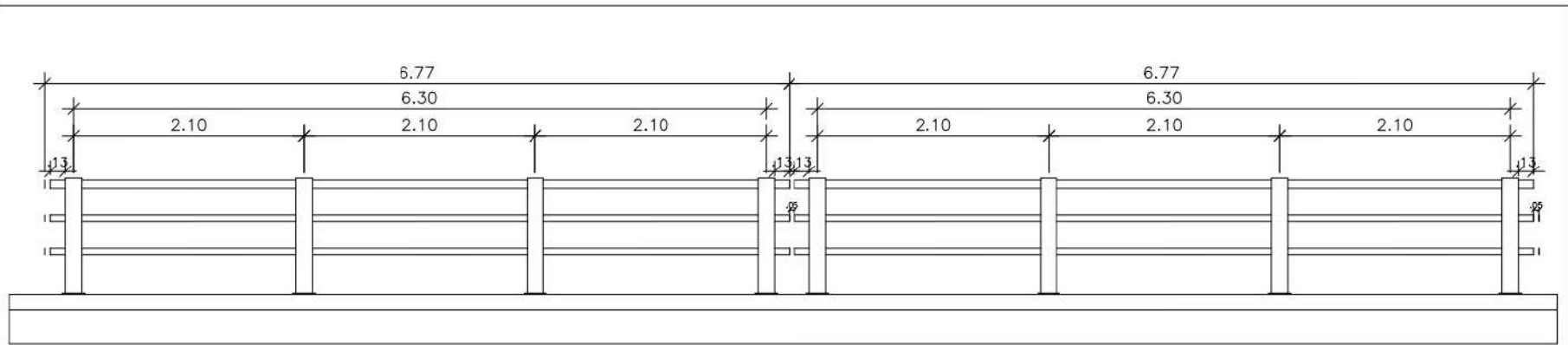
DIAGRAMA EN APOYO
CORTE 1-1
SECCION TRANSVERSAL
ESC.: 1/25

Nota:
1.- Para la Fabricación, Supervisión y Control, Pintura, Empalme y Montaje se utilizarán las siguientes especificaciones:
* LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS 1.998, SECOND EDITION.
* ANSI/AASHTO/AWS D1.5 BRIDGE WELDING CODE 2,002.
2.- Materiales:
Vigas Acero Estructural A36 6 PG E24 Fy=2,530 Kg/cm²
Electrodos AWS E7018
3.- No se permitirán empalmes soldados en las alas y alma en el centro de luz, y empalmes de ala y alma en una misma sección.
4.- las planchas de uniones de los detalles 1 y 2 serán de espesor de 5/8".

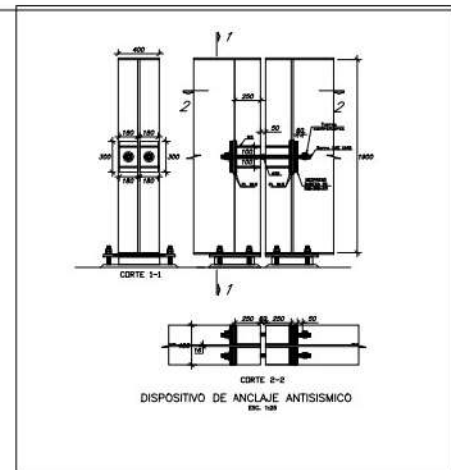
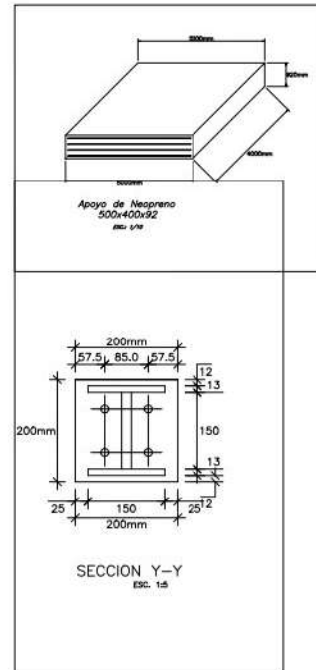
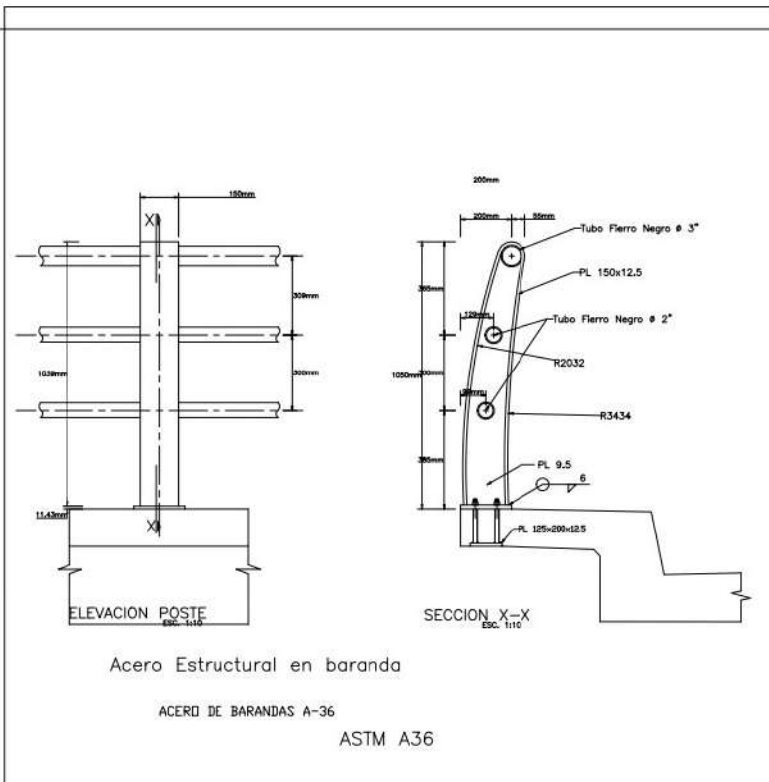


UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
DISEÑO DE REHABILITACIÓN DEL PUENTE EN EL RIO TUMBES CARRETERA
CORRALES-PAMPAS DE HOSPITAL PROVINCIA Y REGION DE TUMBES 2021
TÍTULO: **ARMADURA DE LOSA**
AUTOR: **ORLANDO GUILLERMO GUISEP MENDOZA**
MARINO MAMANI MAMANI





DETALLE DE BARANDA
ESCALA: 1:20



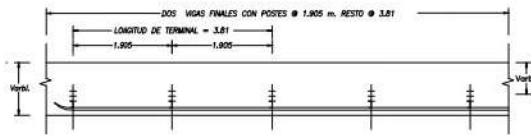
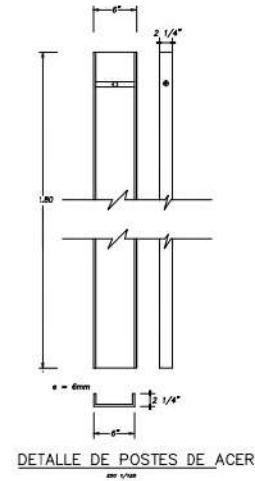
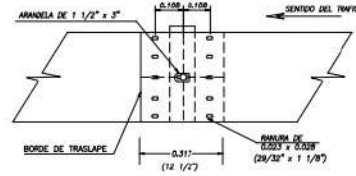
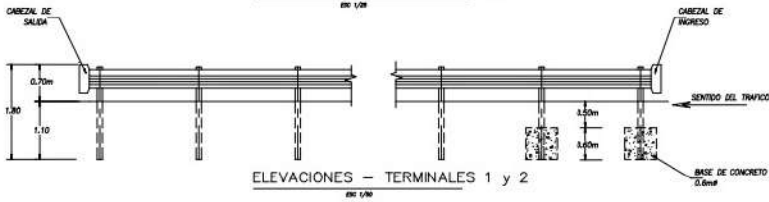
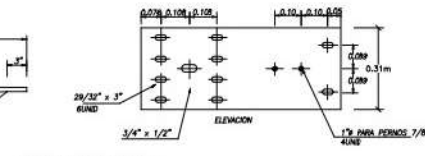
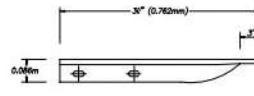
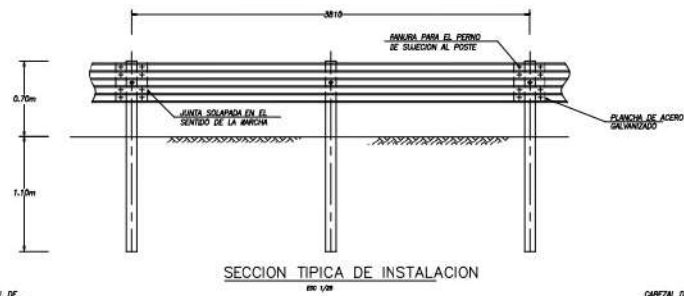
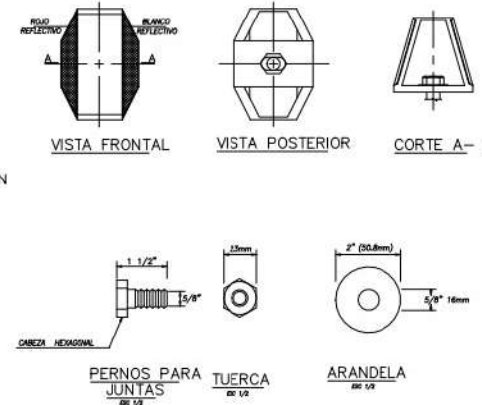
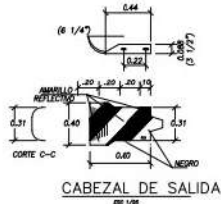
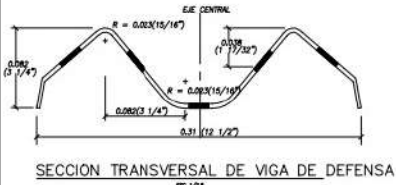
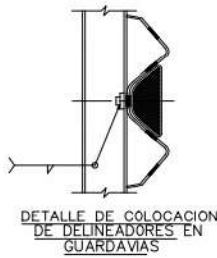
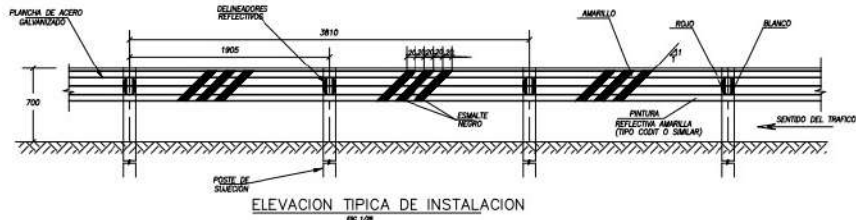
UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 DISEÑO DE REHABILITACION DEL PUENTE EN EL RIO TUMBES CARRETERA
 CORRALES-PAMPAS DE HOSPITAL PROVINCIA Y REGION DE TUMBES 2021

BARANDAS

PROFESOR: ORLANDO GUILLERMO QUISPE MENDOZA
 MARINO MAMANI MAMANI

ESCALA: 1:20





ESPECIFICACIONES TECNICAS	
OBJETIVO	ESTA ESPECIFICACION CUBRE LAS GUARDAVIAS Y SUS ACCESORIOS DE ACERO GALVANIZADO USADOS COMO UNA SENSIBILIDAD DE SEGURIDAD EN CARRETERAL.
GUARDAVIAS	MATERIA PRIMA: CLASE A - METAL BASE ACERO ESTRUCTURAL A - 36 EN ESPESOR DE 2.5mm RECUBRIMIENTO: TIPO 1 - DE ZINC POR INMERSION GALVANIZADO EN CALIENTE, ESPESOR MIN. 90 MICRAS POR LADO. TIPO 2 - PINTURA ADICIONAL, AL TIPO 1, SE ACUERDO A ESQUEMA DE PINTADO DADO EN ESTE PLANO Y ESPECIFICACIONES. FABRICACION: FORJADO EN FRO. DIMENSIONES Y FORMAS: DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES DE ESTE PLANO.
POSTE	METAL: BASE ACERO ESTRUCTURAL A - 36, EN ESPESOR 6mm FABRICACION: FORJADO EN FRO. RECUBRIMIENTO: TIPO 1 - DE ZINC POR INMERSION EN CALIENTE, ESPESOR MIN. 90 MICRAS POR LADO. TIPO 2 - PINTURA ADICIONAL, AL TIPO 1, SE ACUERDO A ESQUEMA DE PINTADO DADO EN ESTE PLANO Y ESPECIFICACIONES. DIMENSIONES Y FORMAS: DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES DE ESTE PLANO.
TERMINALES	METAL: BASE, ESPESOR, FABRICACION Y RECUBRIMIENTO: DE ACUERDO A LA GUARDAVIA CORRESPONDIENTE. MODELOS: MODELO 1: PARA SER USADO COMO TERMINAL DE TRAMO Y EMPALME CON OTRAS ESTRUCTURAS, PUNTERAS, ETC. MODELO 2: PARA SER USADO AL COMIENZO DE CUALQUIER TRAMO. MODELO 3: PARA SER USADO AL FINAL DE CUALQUIER TRAMO PARA PROTECCION DE COLUMNAS, SOBRECIMENTOS, ESTREBOS, Y TODO PELIGRO NO TRANSPORTEABLE. DIMENSIONES Y FORMAS: DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES DE ESTE PLANO.
TRAMOS	ESTOS TENDRAN UNA LONGITUD MINIMA DE 15.24m. LINEALES NETOS PARA QUE LA ESTRUCTURA RESPONDA COMO UNA SOLA AL ESPERDO (LA DISTANCIA ENTRE POSTES DEBE SER 0.61m, MINIMA). LA DISTANCIA ENTRE POSTES DEBE SER DE 1.80m; O DE 1.27m, SEGUN LO DETERMINE EL ACCESO A PUNTERAS, CURVAS DE RADIO EXCEPCIONALES A TRAMOS DE CARRETERA DE ALTO RIESGO EN QUE ES NECESARIO PRODUCIR MAS LA ESTRUCTURA COMO PRESERVAR LA SEGURIDAD. LA DISTANCIA ENTRE POSTES DEBE SER DE 1.80m.
PERNOS, TUERCAS Y ARANDELAS	DEBEN SER GRADO 5 (EXCEPTO LAS ARANDELAS 1, GALVANIZADAS EN LA FORMA Y DIMENSIONES ESTABLECIDAS EN ESTE PLANO).
MAINTENIMIENTO	1- CON EL OBJETO DE MANTENER EL ALTO GRADO DE VISIBILIDAD Y PROLONGAR SU DURABILIDAD EN OPTIMAS CONDICIONES DE TRAMO, LOS GUARDAVIAS Y ACCESORIOS DEBERAN SER REPAINTADOS EN PERIODOS QUE FUERA EL FABRICANTE DE LA PINTURA Y QUE EL CONSTRUCTOR HUBIERA ASUMIDO REALIZAR O COMENZAR A LA ENTREGA DE OBRAS. 2- GUARDAVIAS Y ACCESORIOS GALVANIZADOS PUEDEN A CRISTO DE LA SUPERFICIE SER PLANCHADOS O CAMBIADOS TENIENDO EN ESTE CASO CUANDO CON EL CORRECTO APUNDO EN EL POSTE. 3- TRES MESES AL AÑO LOS GUARDAVIAS Y ACCESORIOS DEBERAN SER LIMPIADOS DE POLVO, TIERRA, GRASAS, CUALQUIER PINTURA SUELTAS.
TACHAS REFLECTANTES BIDIRECCIONALES	1- LOS DELINDEADORES DEBEN SER NUEVOS Y EN PERFECTO ESTADO 2- SE COLOCARAN EN COMBINE DE INGRESO Y DE SALIDA EL PERNO CON LA TUERCA DE SUELO.



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

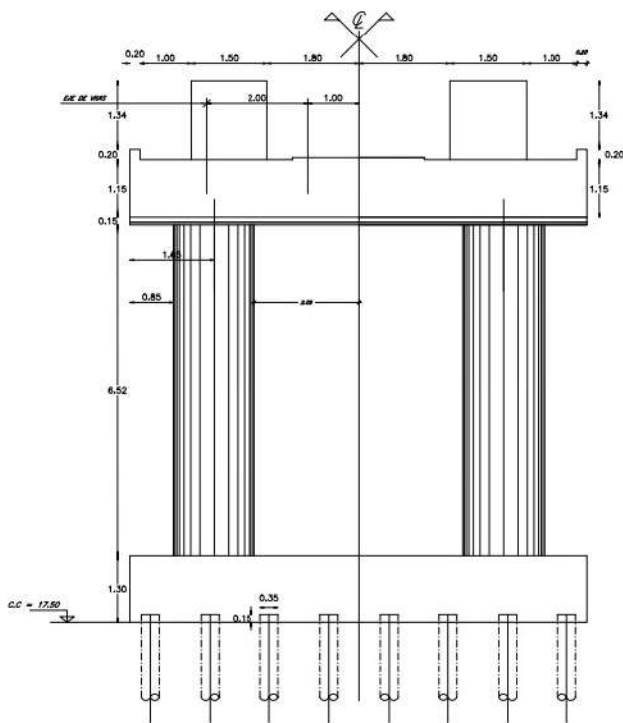
DISEÑO DE REHABILITACION DEL PUENTE EN EL RIO TUMBES CARRETERA CORRALES-PAMPAS DE HOSPITAL PROVINCIA Y REGION DE TUMBES 2021

GUARDAVIAS

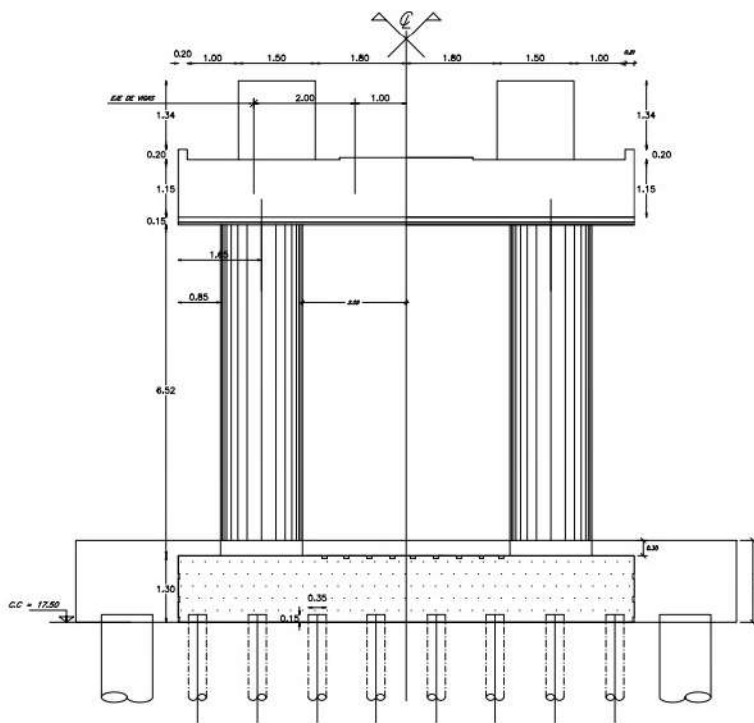
ORLANDO GUILLERMO QUISEP MENDOZA
MARINO MAMANI MAMANI



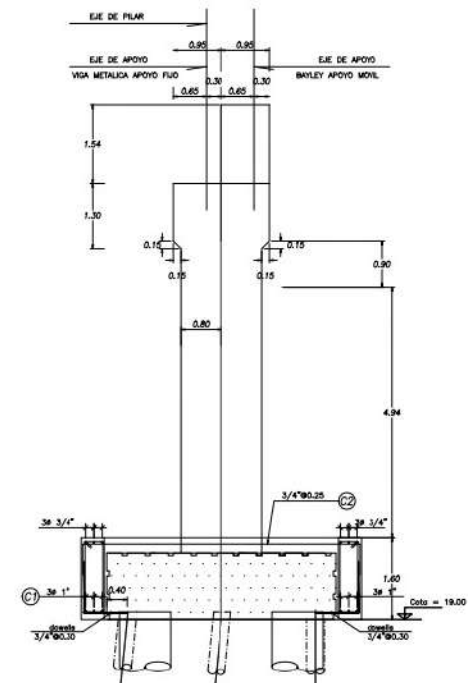
G-01



ELEVACION PILAR EXISTENTE



ELEVACION PILAR MODIFICADO



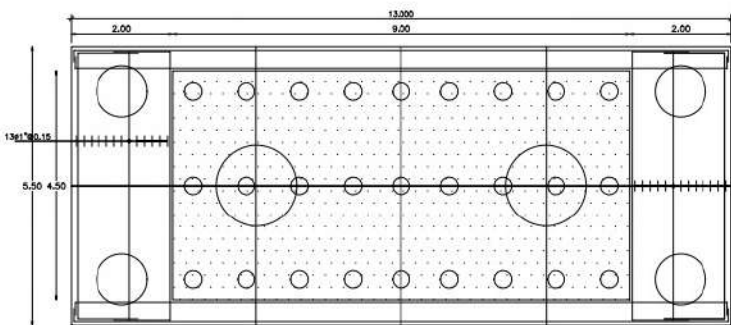
VISTA LATERAL REFORZAMIENTO DEL PILAR N° P1
ESC.: 1/50

ESPECIFICACIONES TECNICAS

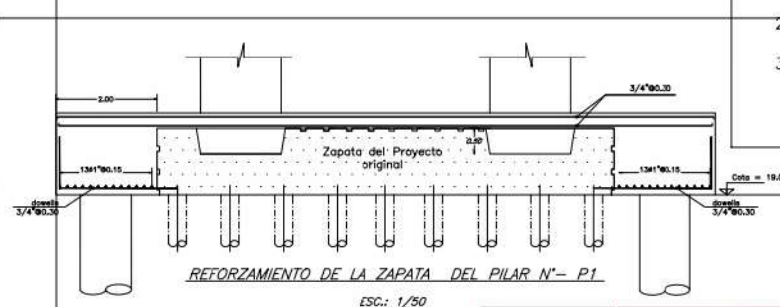
Pilotes Excavados $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 Ampliación de Zapata $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 Acero de Refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Notas:

- 1.- Para ampliar la zapata existente se deberá retirar sus recubrimientos superior y laterales y efectuar llaves de corte en las superficies.
- 2.- Utilizar aditivos para superficies en contacto (concreto nuevo y concreto existente).
- 3.- El contratista podrá proponer un sistema alternativo de anclaje de las barras de las nuevas columnas, dicho procedimiento deberá contar con la aprobación de la supervisión.



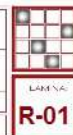
VISTA EN PLANTA REFORZAMIENTO DE LA ZAPATA DEL PILAR N°- P1
ESC.: 1/50

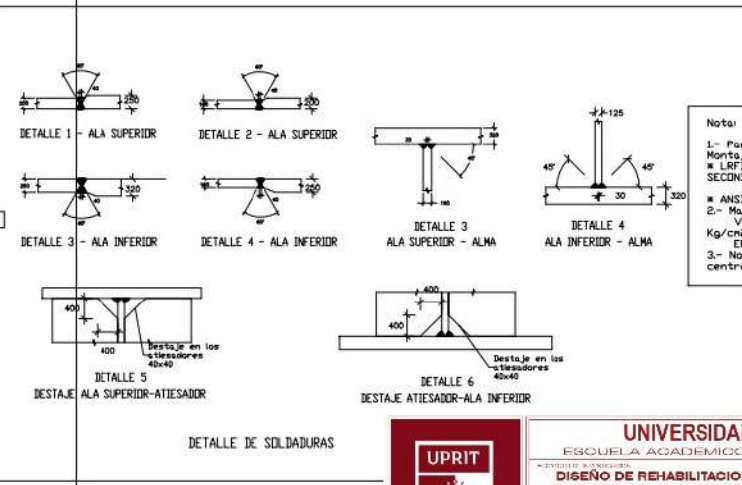
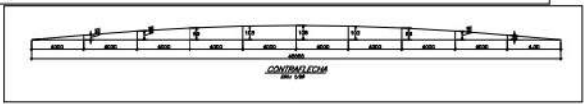
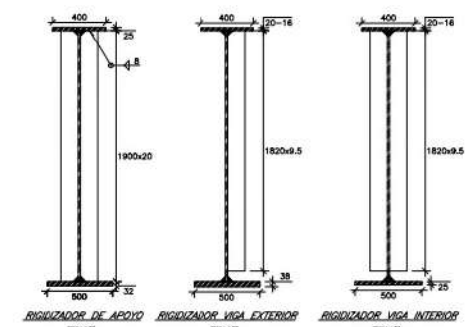
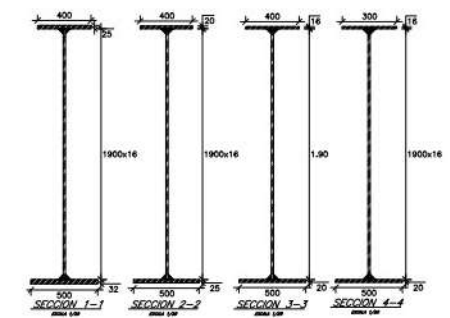
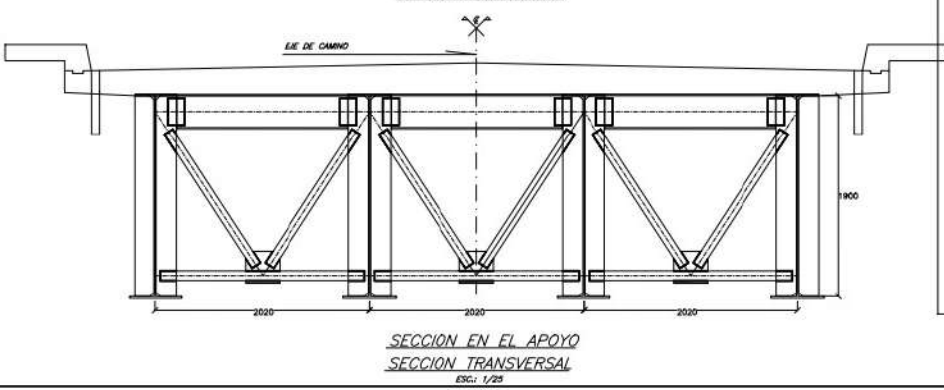
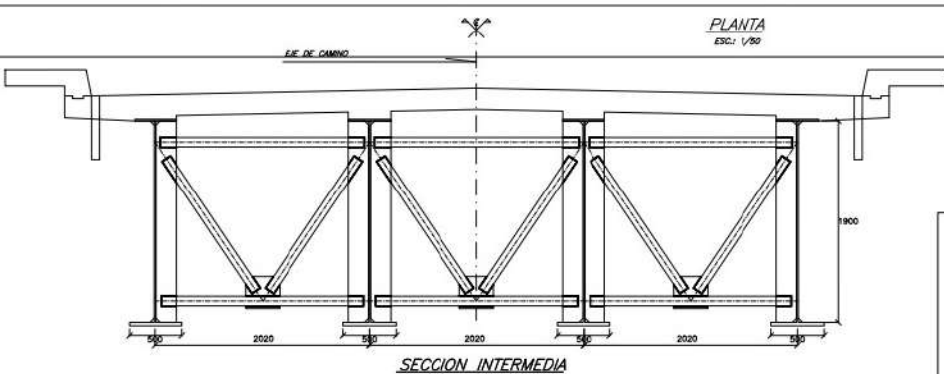
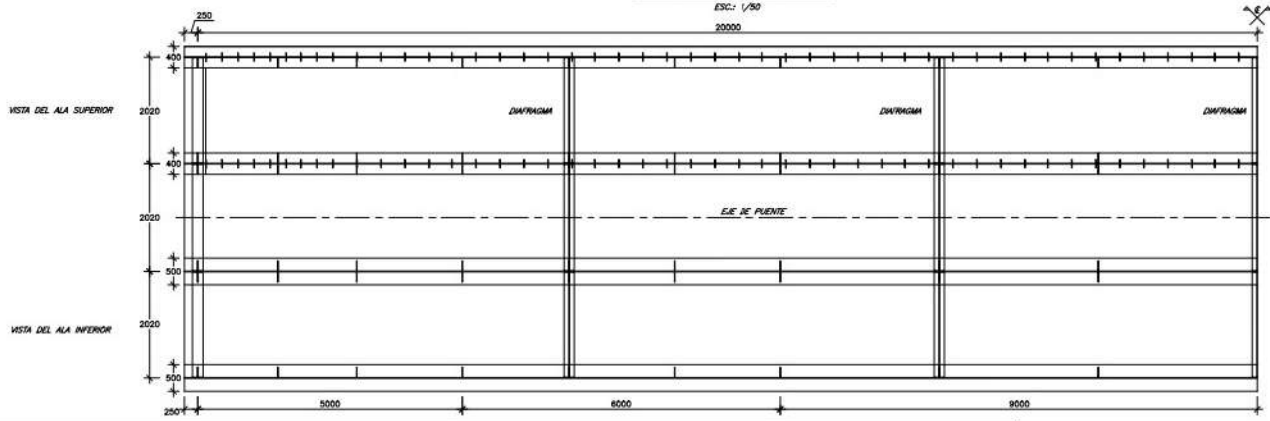
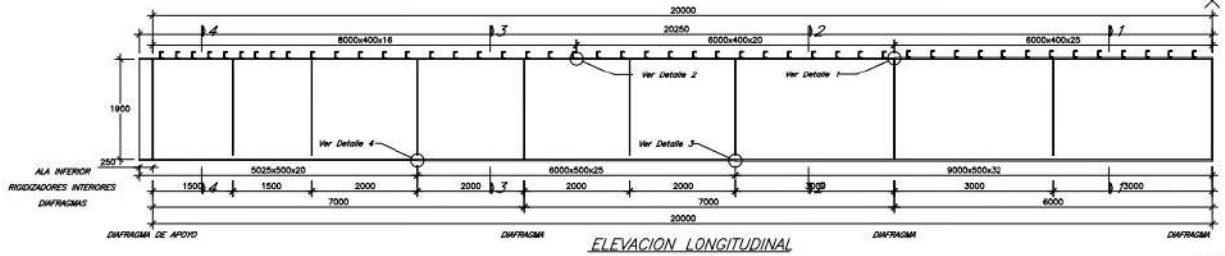


REFORZAMIENTO DE LA ZAPATA DEL PILAR N°- P1
ESC.: 1/50



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 DISEÑO DE REHABILITACION DEL PUENTE EN EL RIO TUMBES CARRETERA
 CORRALES-PAMPAS DE HOSPITAL PROVINCIA Y REGION DE TUMBES 2021
REFORZAMIENTO - PILAR
 ORLANDO GUILLERMO QUISPE MENDOZA
 MARINO MAMANI MAMANI





Nota:

- 1.- Para la Fabricación, Supervisión y Control, Pintura, Enpape y Montaje se utilizarán las siguientes especificaciones:
 - LRFD BRIDGES DESIGN SPECIFICATIONS 1,998, SECOND EDITION.
 - ANSI/AASHTO/AWS D15 BRIDGE WELDING CODE 2,002.
- 2.- Materiales:
 - Vigas: Acero Estructural A36 ó PG E24 Fy=2,530 Kg/cm²
 - Electrodos: AWS E7018
- 3.- No se permitirán empalmes soldados en las alas y alma en el centro de luz, y empalmes de ala y alma en una misma sección.

DETALLE DE SOLDADURAS



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
ESUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

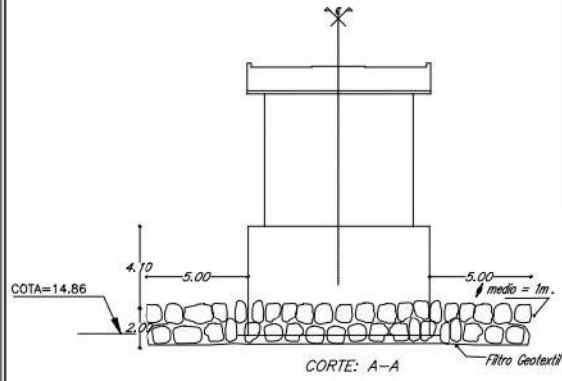
DISEÑO DE REHABILITACION DEL PUENTE EN EL RIO TUMBES CARRETERA CORRALES-PAMPAS DE HOSPITAL PROVINCIA Y REGION DE TUMBES 2021

DETALLE VIGAS
ORLANDO GUILLERMO QUISEPPE MENDOZA
MARINO MAMANI MAMANI

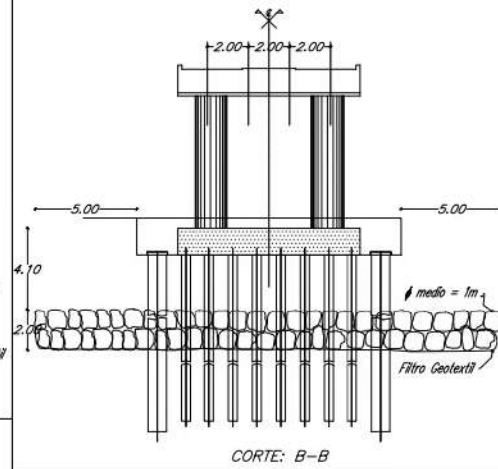
ESCALA: INDICADA



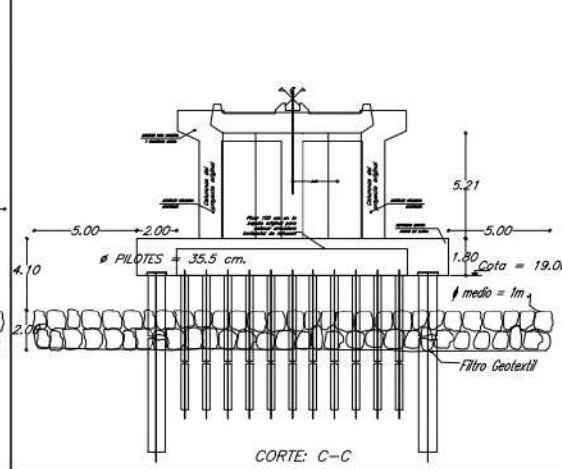
ESTRIBO IZQUIERDO



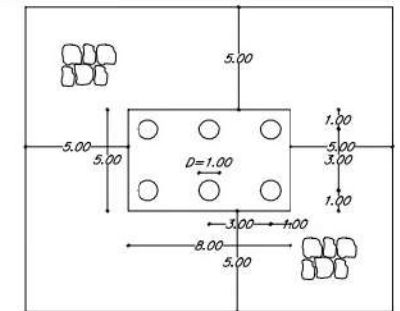
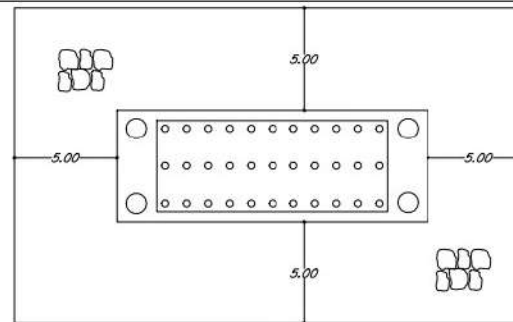
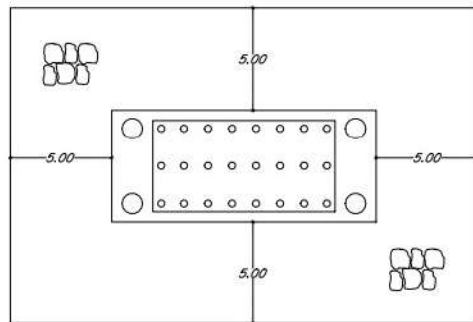
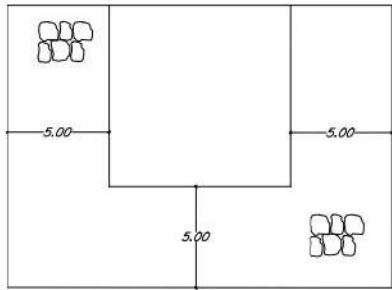
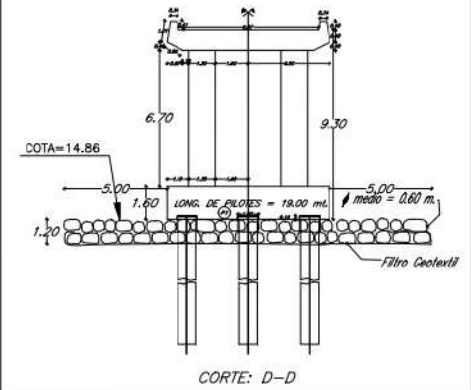
PILAR EXISTENTE N° 01



PILAR EXISTENTE N° 02

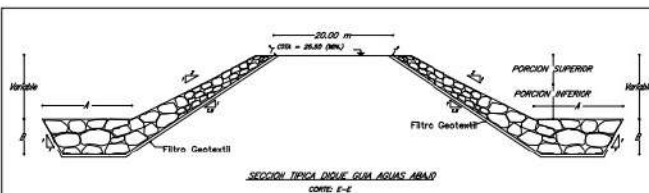
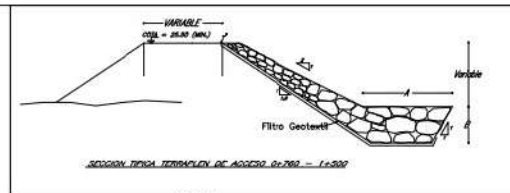
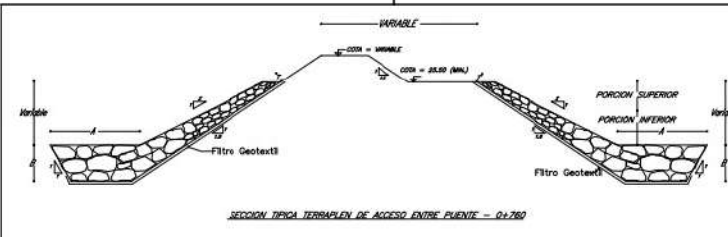


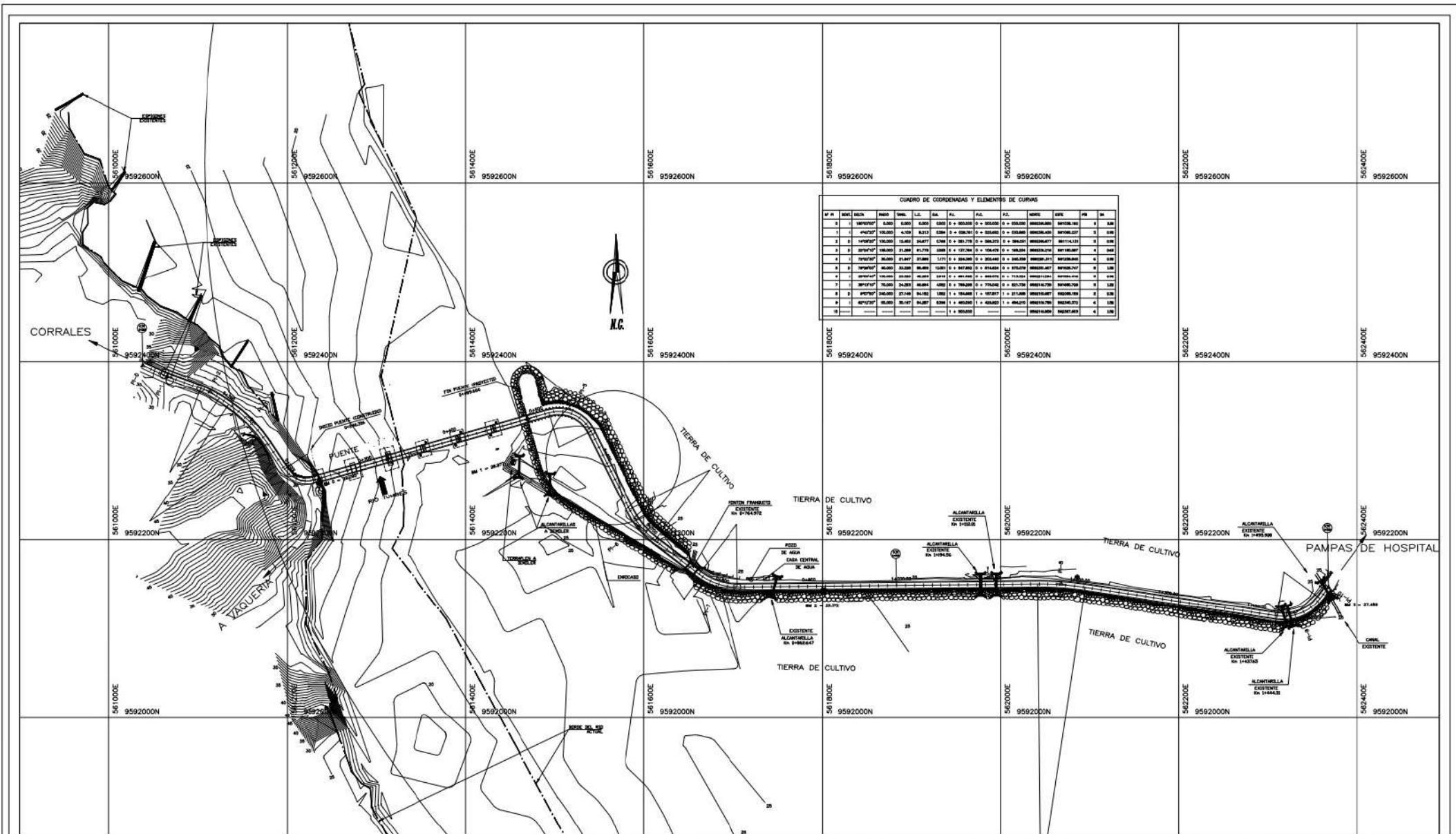
PILARES NUEVOS 03, 04 Y 05



CUADRO DE PROGRESIVAS - MURO GUÍA

Progresiva Terraplen	D50	Z	A	B
Muro guía aguas arriba	2.00	5.60m	3.20m	
Puente - Frag.	2.00	5.60m	3.20m	
0 + 760 - 1 + 500	1.75	4.00m	2.00m	





CUADRO DE COORDENADAS Y ELEMENTOS DE CURVAS

N°	ORDEN	SECCION	BRUNO	UNID.	U.C.	RA.	P.C.	P.T.	P.C.	U.C.	ORDEN	ORDEN	ORDEN	ORDEN
1	1	14°20'00"	150.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	1	1	1	1
1	1	14°20'00"	150.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	1	1	1	1
2	2	14°20'00"	150.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	2	2	2	2
2	2	14°20'00"	150.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	2	2	2	2
3	3	14°20'00"	150.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	3	3	3	3
4	4	14°20'00"	150.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	4	4	4	4
5	5	14°20'00"	150.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	5	5	5	5
6	6	14°20'00"	150.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	6	6	6	6
7	7	14°20'00"	150.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	7	7	7	7
8	8	14°20'00"	150.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	8	8	8	8
9	9	14°20'00"	150.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	9	9	9	9
10	10	14°20'00"	150.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	10	10	10	10

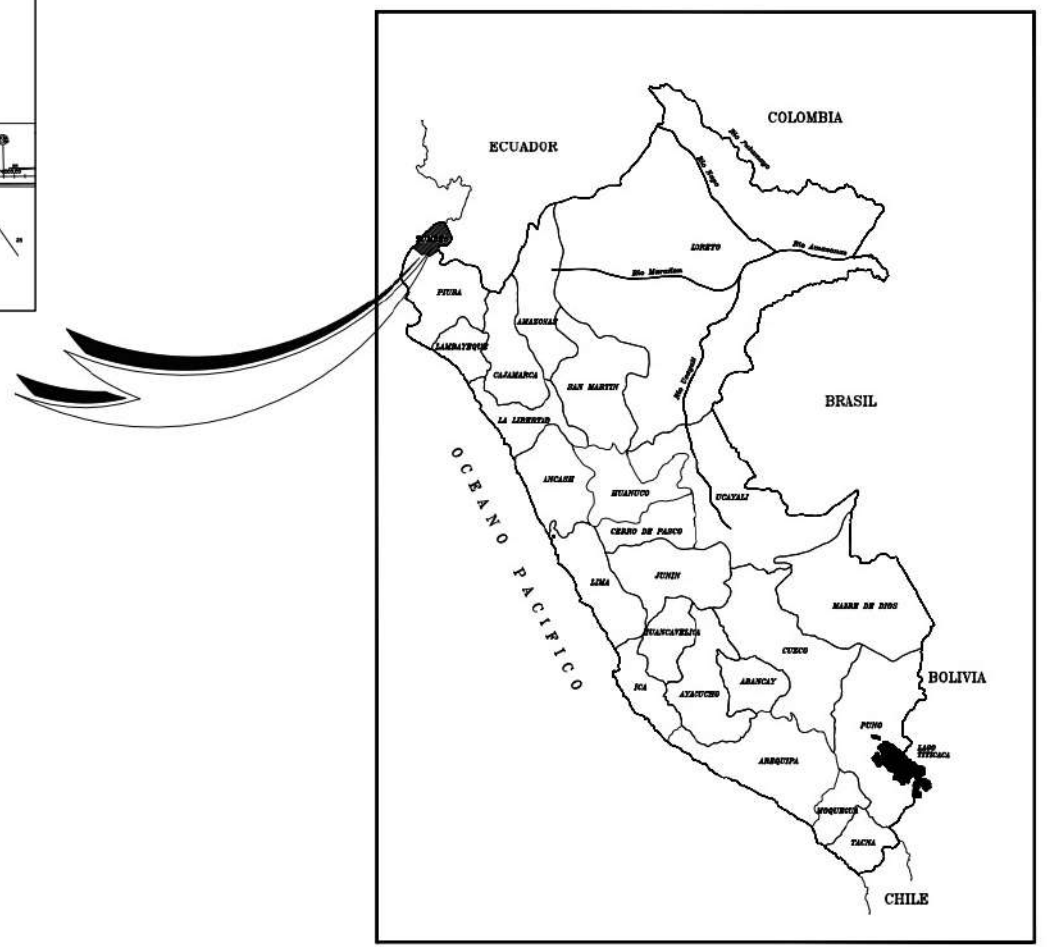
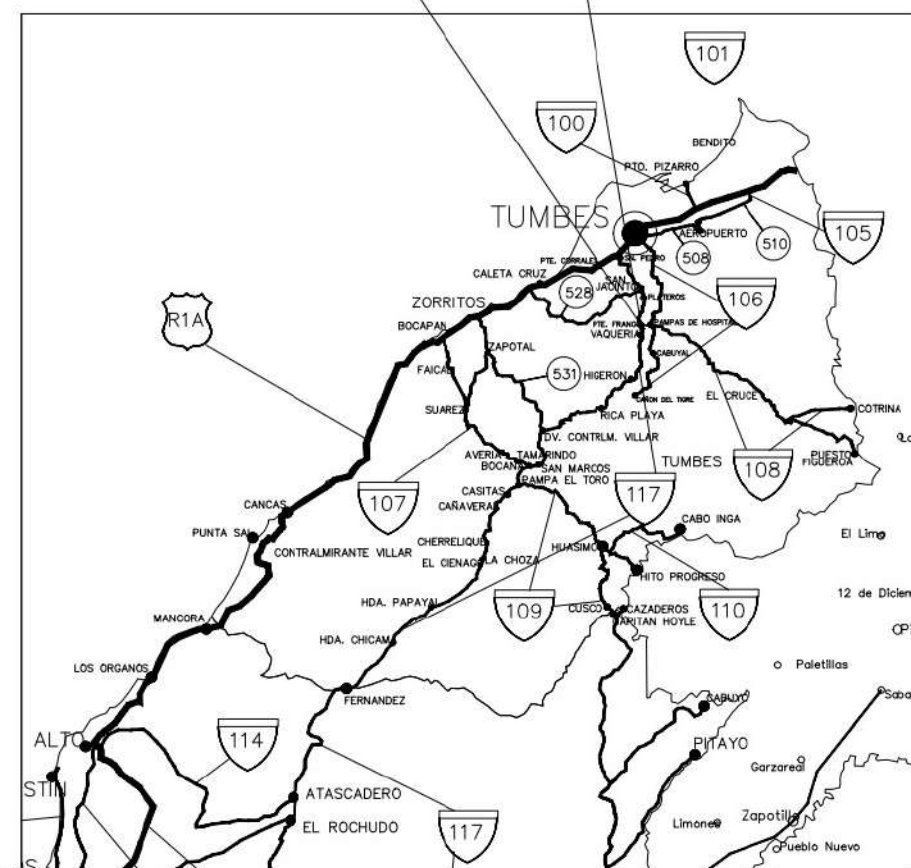
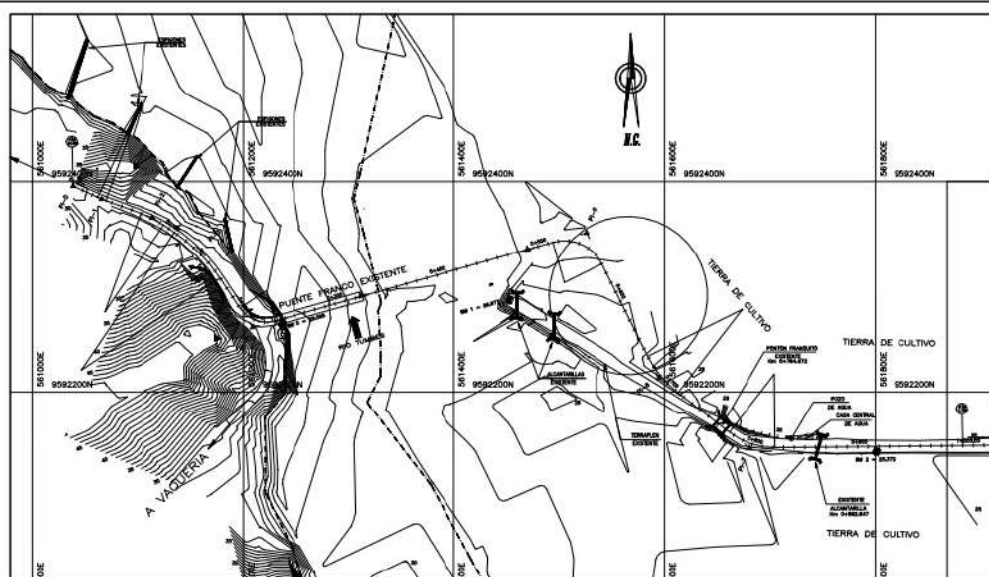


UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
 PROYECTO DE REHABILITACION
**DISEÑO DE REHABILITACION DEL PUENTE EN EL RIO TUMBES CARRETERA
 CORRALES-PAMPAS DE HOSPITAL PROVINCIA Y REGION DE TUMBES 2021**

PLANTA GENERAL
ORLANDO GUILLERMO QUISPE MENDOZA
MARINO MAMANI MAMANI

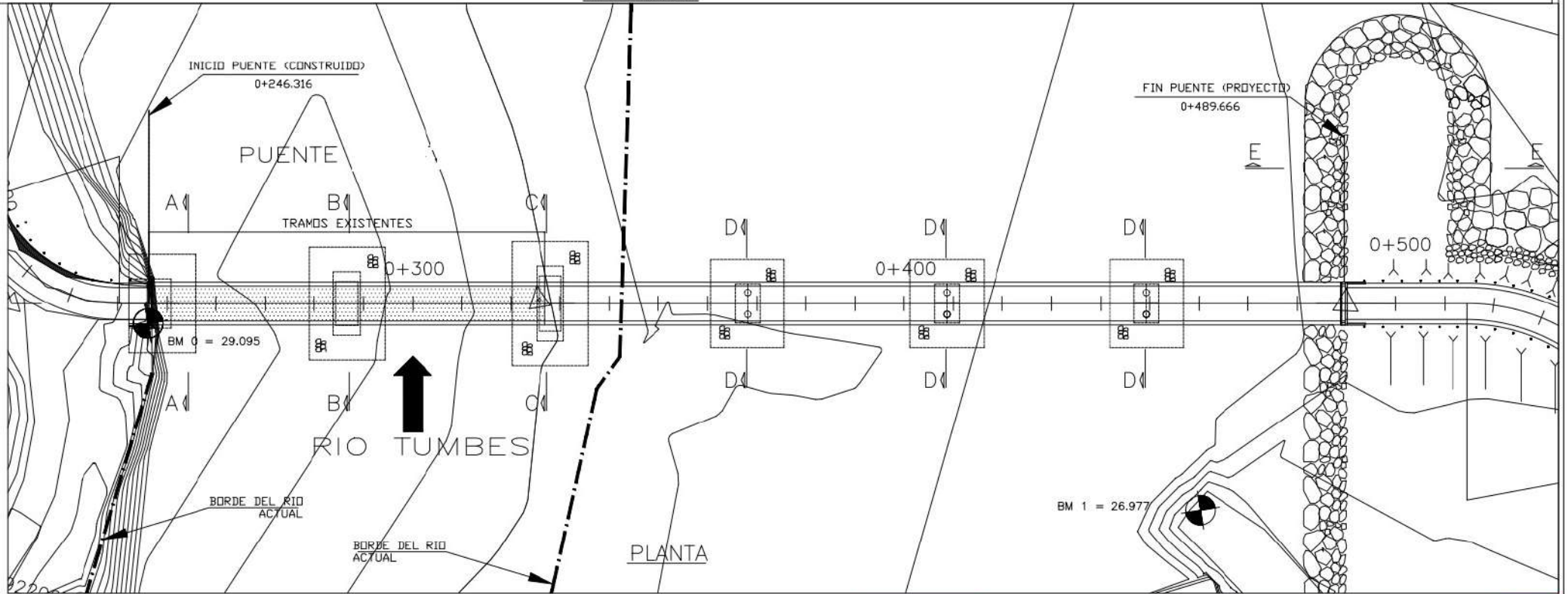
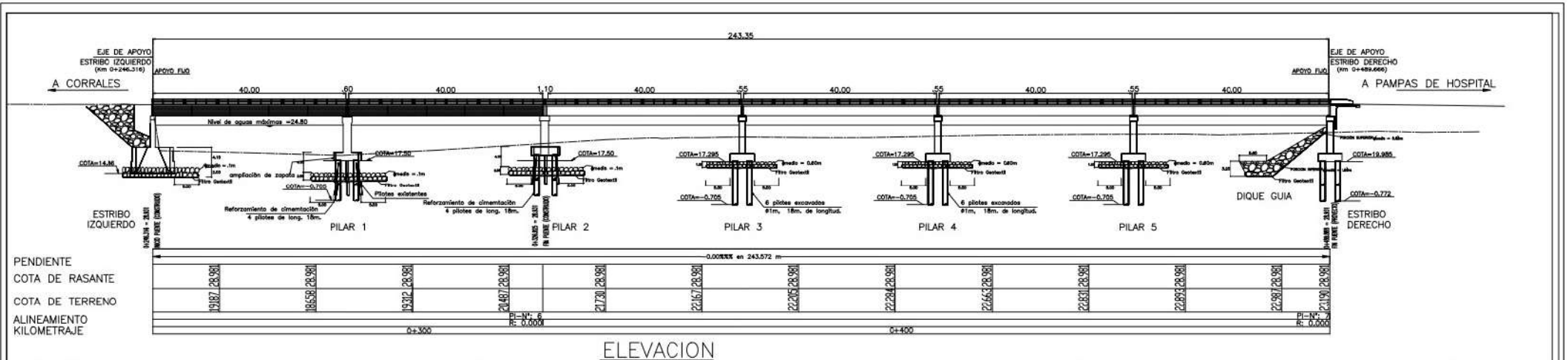
ESCALA: INDICADA





UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
 ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
PROYECTO DE INVESTIGACION
**DISEÑO DE REHABILITACION DEL PUENTE EN EL RIO TUMBES CARRETERA
 CORRALES-PAMPAS DE HOSPITAL REGION DE TUMBES 2021**
15-2021 UBICACION LOCALIZACION
AUTORES: **ORLANDO GUILLERMO QUISPE MENDOZA
 MARINO MAMANI MAMANI** COORDINA: INDICADA





NOTA:
VER CORTES EN EL PLANO 10-21.



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

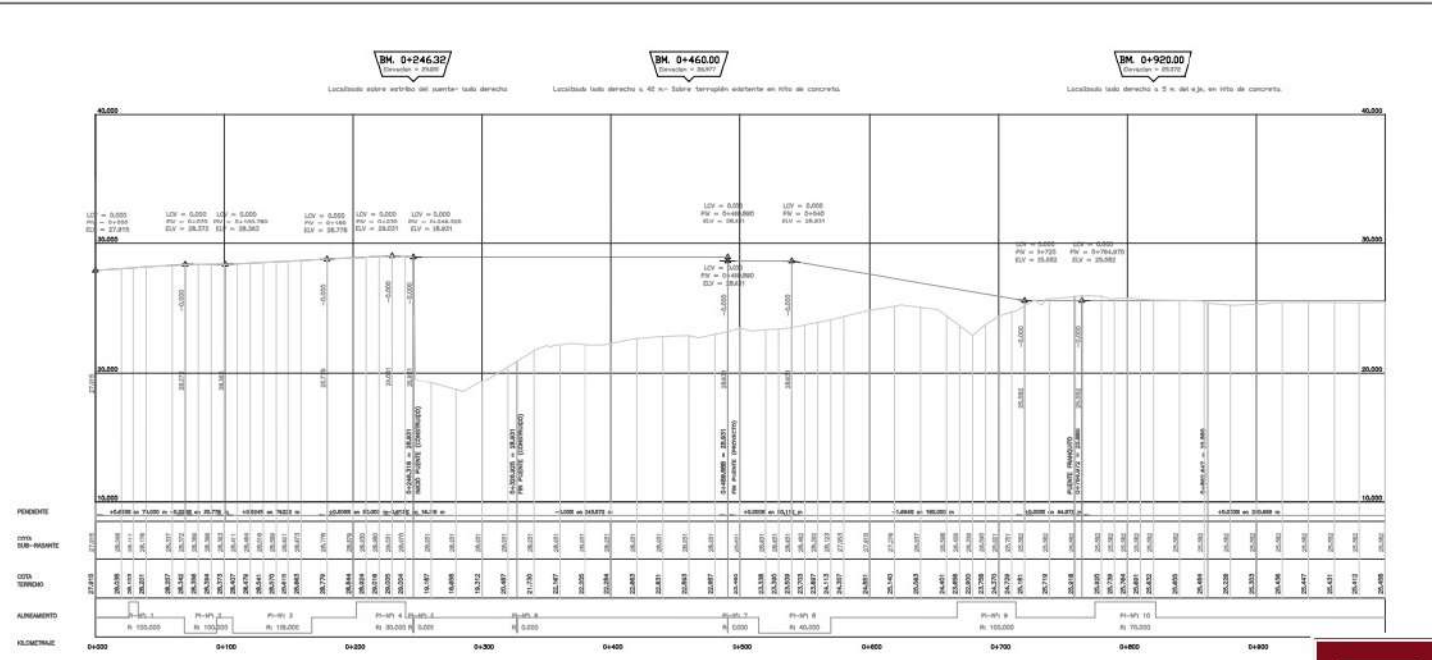
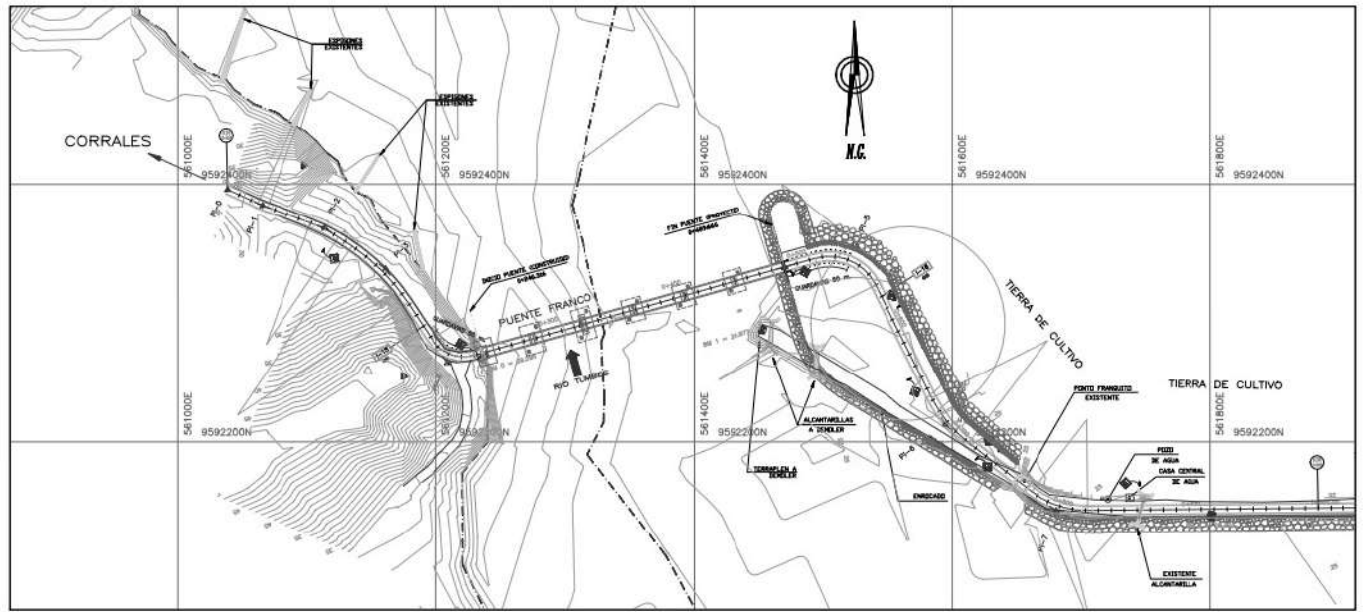
PROYECTO DE REHABILITACIÓN
DISEÑO DE REHABILITACION DEL PUENTE EN EL RIO TUMBES CARRETERA CORRALES-PAMPAS DE HOSPITAL PROVINCIA Y REGION DE TUMBES 2021

Titulo: **VISTA GENERAL**

Autor(es): **ORLANDO GUILLERMO QUISEP MENDOZA MARINO MAMANI MAMANI**

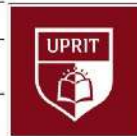
Fecha: **INDICADA**

LAYER:
VG-01



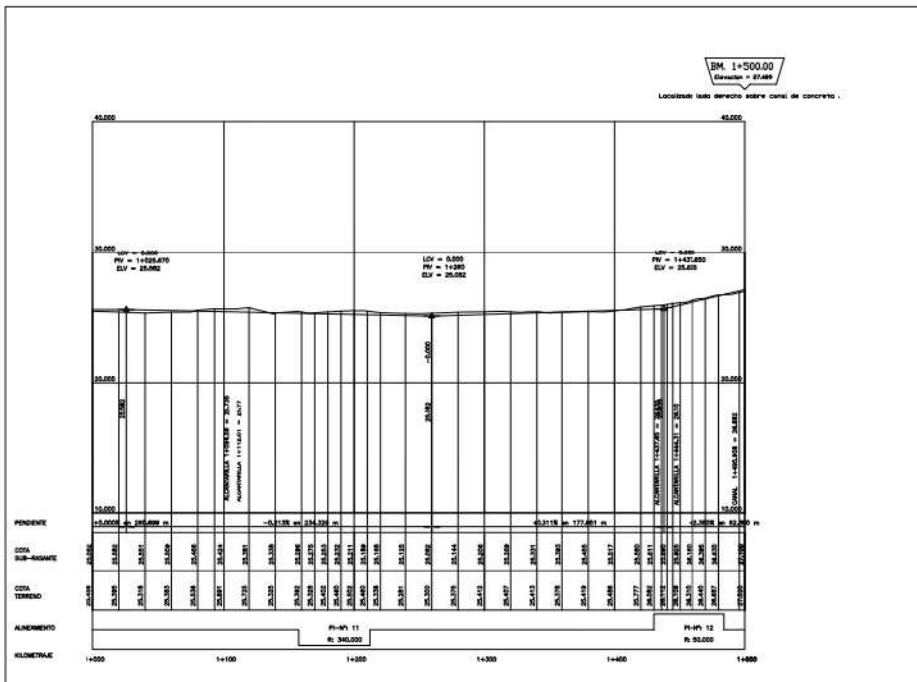
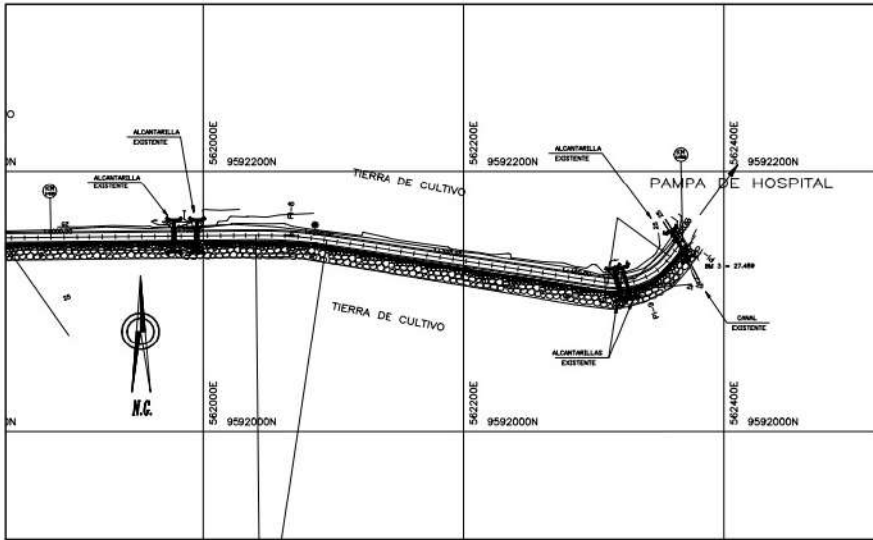
CUADRO DE COORDENADAS Y ELEMENTOS DE CURVAS

Nº	PI	SECC.	DELTA	RADIO	TANG.	L.C.	EA.	PA.	P.L.	P.T.	NORTE	ESTE	PI	SA
0	1	180°0'00"	0.000	0.000	0.000	0 + 000.000	0 + 000.000	0 + 000.000	0 + 000.000	0 + 000.000	8992385.805	91038.192	0	0.00
1	1	4°42'33"	100.000	4.169	8.213	0.000	0 + 008.791	0 + 008.800	0 + 008.800	8992385.835	91068.237	0	0.00	
2	0	14°02'33"	100.000	12.462	24.877	0.000	0 + 081.778	0 + 086.370	0 + 086.370	8992385.877	91116.131	0	0.00	
3	0	22°0'41"	100.000	21.288	42.578	0.000	0 + 127.764	0 + 138.470	0 + 138.470	8992385.918	91160.007	0	0.00	
4	1	7°0'40"	40.000	21.841	20.066	0.000	0 + 208.440	0 + 208.440	0 + 208.440	8992385.918	91160.007	0	0.00	
5	0	7°0'40"	40.000	21.238	25.450	15.000	0 + 247.880	0 + 214.884	0 + 070.276	8992385.957	91025.747	0	1.00	
6	1	3°0'0'0"	100.000	13.020	46.203	3.815	0 + 287.280	0 + 288.272	0 + 271.324	8992385.994	91084.414	0	0.00	
7	1	38°1'0'0"	70.000	24.820	48.694	4.000	0 + 298.280	0 + 276.242	0 + 821.736	8992385.994	91084.414	0	1.00	



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
PROYECTO DE REHABILITACIÓN DEL PUENTE EN EL RÍO TUMBES CARRETERA CORRALES-PAMPAS DE HOSPITAL PROVINCIA Y REGION DE TUMBES 2021
PLANTA - PERFIL LONGITUDINAL
 AUTOR: **ORLANDO GUILLERMO QUISPE MENDOZA**
 MARINO MAMANI MAMANI





CUADRO DE COORDENADAS Y ELEMENTOS DE CURVAS

Nº PI	SINCR.	DELTA	ANCHO	TANGL.	L.C.	E.L.	P.A.	P.C.	P.T.	NORTE	ESTE	PER	SA
8	D	49°17'37"	340.000	37.148	54.183	1.083	1 + 184.045	1 + 187.817	1 + 211.008	9592105.887	959268.186	8	130
8	I	42°12'38"	60.000	35.167	84.287	8.398	1 + 400.000	1 + 428.823	1 + 484.210	9592108.788	959345.372	4	130
10							1 + 500.000			9592148.808	959387.803	4	130

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

METODO DE DISEÑO

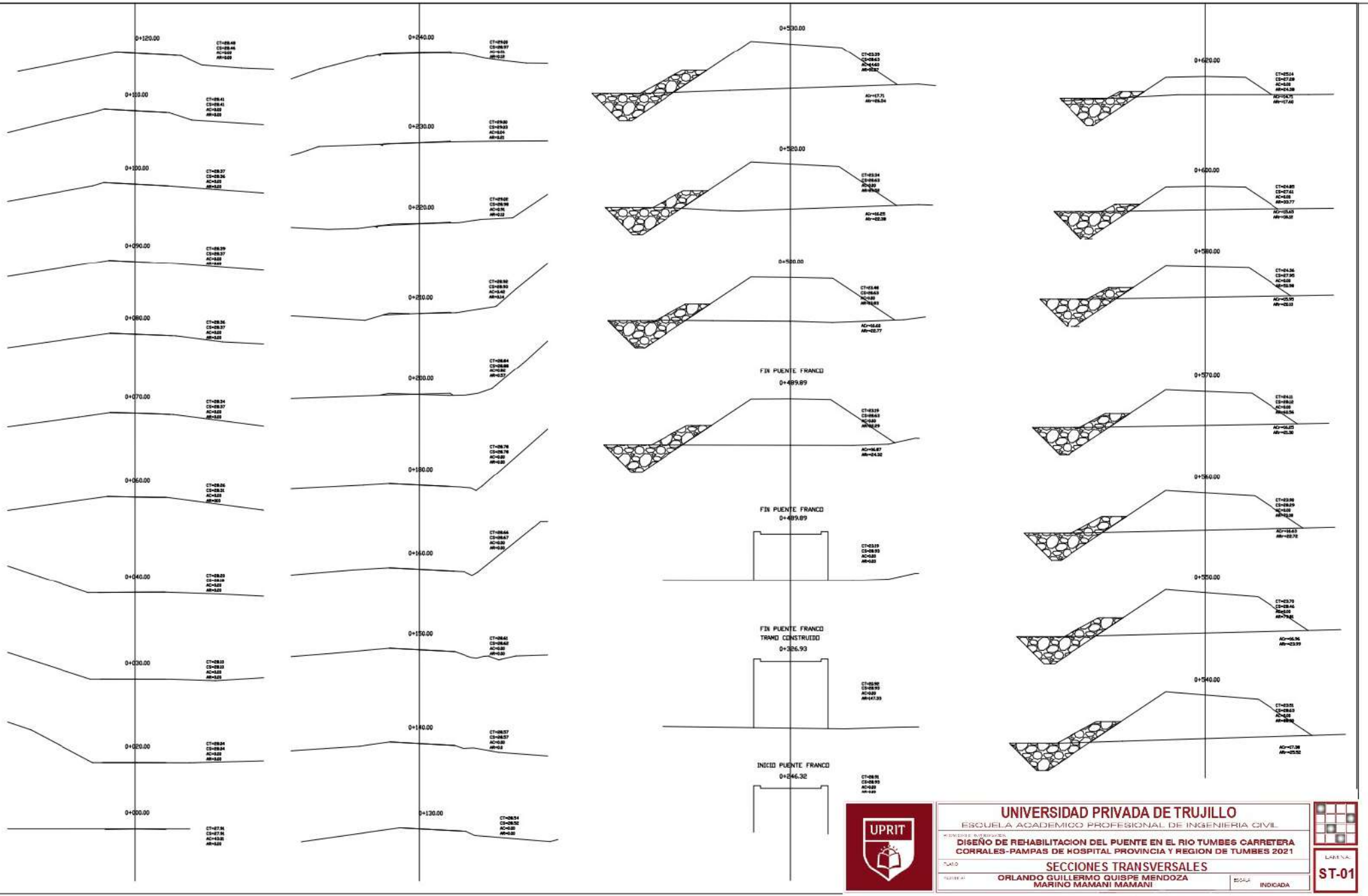
DISEÑO DE REHABILITACION DEL PUNTE EN EL RIO TUMBES CARRETERA CORRALES-PAMPAS DE HOSPITAL PROVINCIA Y REGION DE TUMBES 2021

PLANO: **PLANTA - PERFIL LONGITUDINAL**

AUTORES: **ORLANDO GUILLERMO QUISPE MENDOZA**
MARINO MAMANI MAMANI

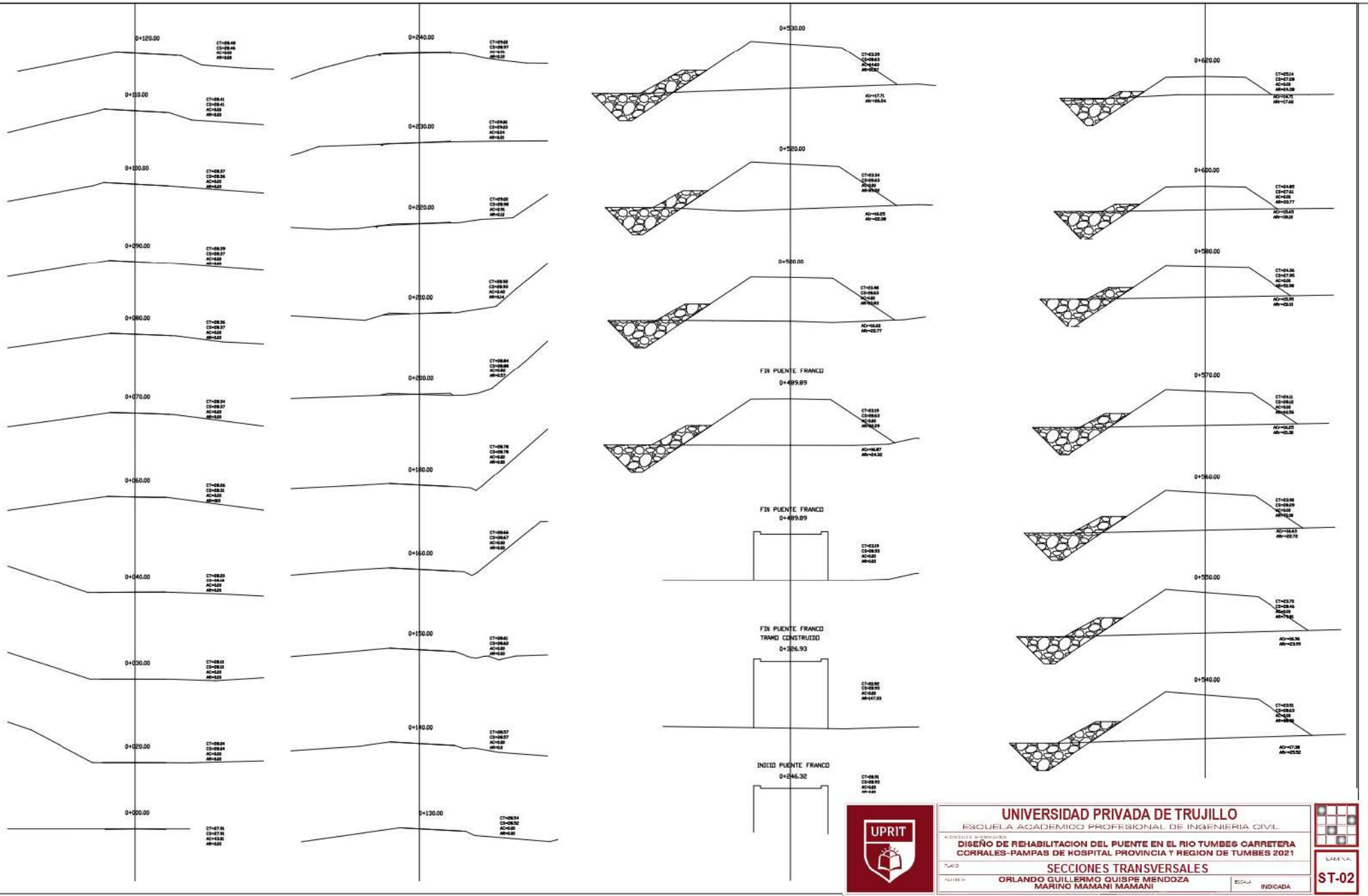
ESCALA: INDICADA

PP-02



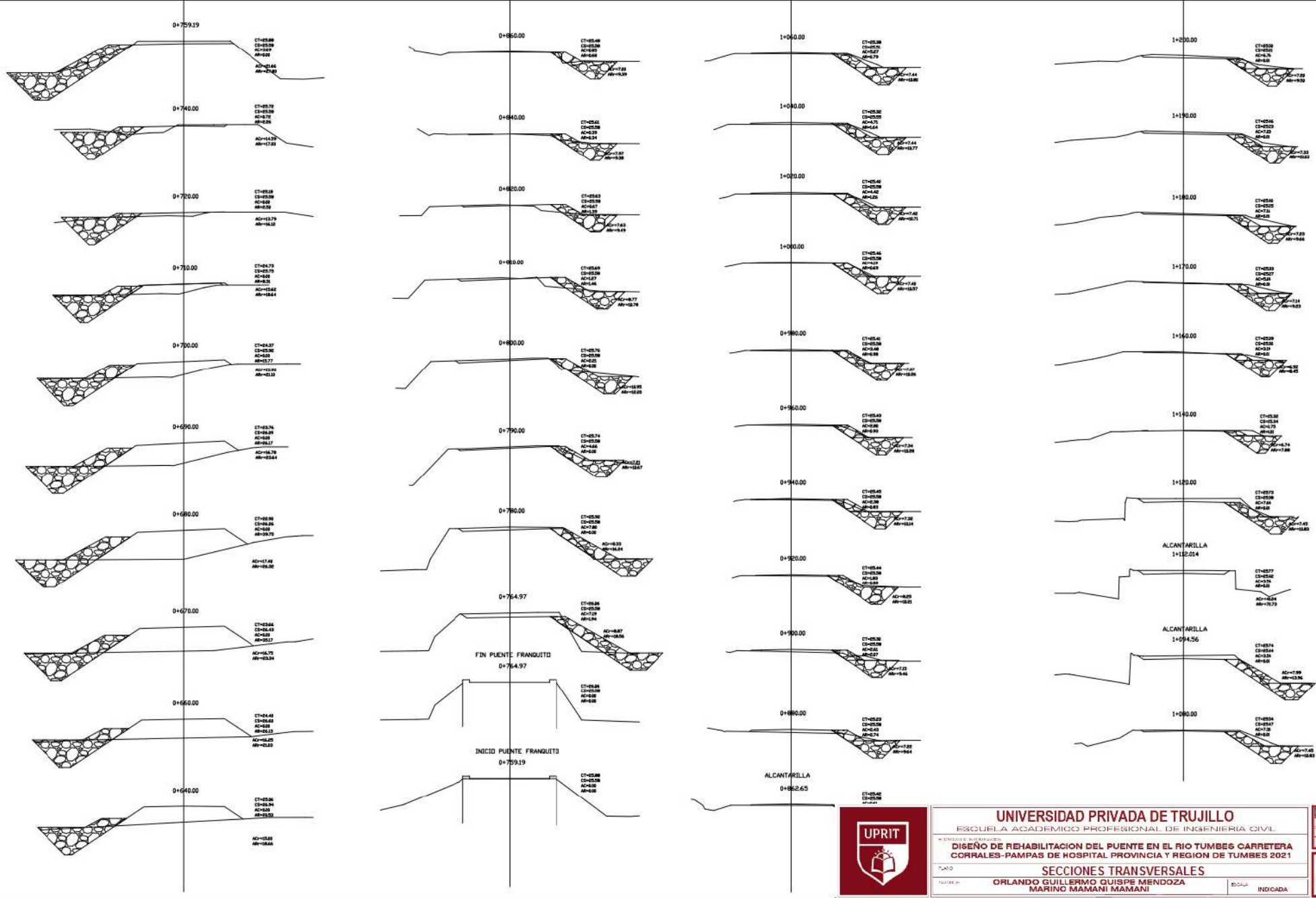
UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 DISEÑO DE REHABILITACIÓN DEL PUENTE EN EL RÍO TUMBES CARRETERA
 CORRALES-PAMPAS DE HOSPITAL PROVINCIA Y REGION DE TUMBES 2021
 TÍTULO: **SECCIONES TRANSVERSALES**
 AUTOR: **ORLANDO GUILLERMO QUISPE MENDOZA**
 MARINO MAMANI MAMANI

LÁMINA
ST-01
 ESCALA: INDICADA



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 DISEÑO DE REHABILITACIÓN DEL PUENTE EN EL RÍO TUMBES CARRETERA
 CORRALES-PAMPAS DE HOSPITAL PROVINCIA Y REGIÓN DE TUMBES 2021
 TÍTULO: **SECCIONES TRANSVERSALES**
 AUTOR: **ORLANDO GUILLERMO GUISEPÉ MENDOZA**
 MARINO MAMANI MAMANI





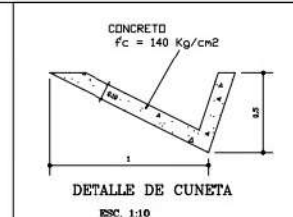
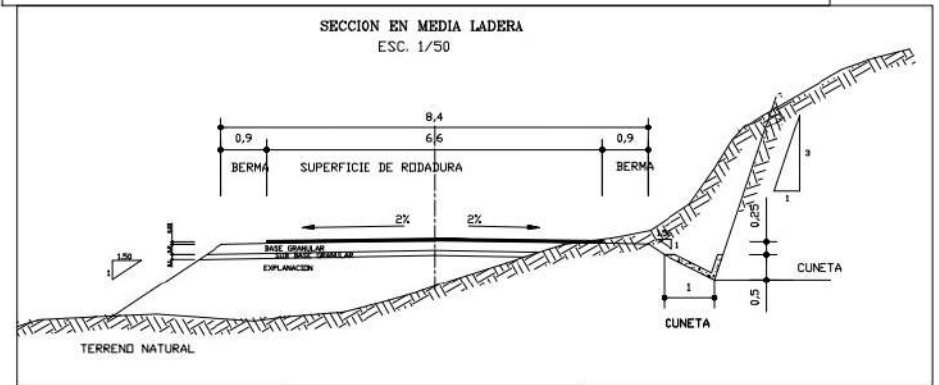
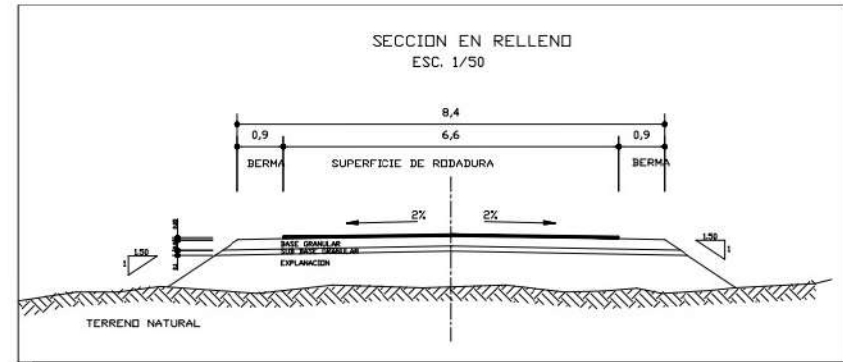
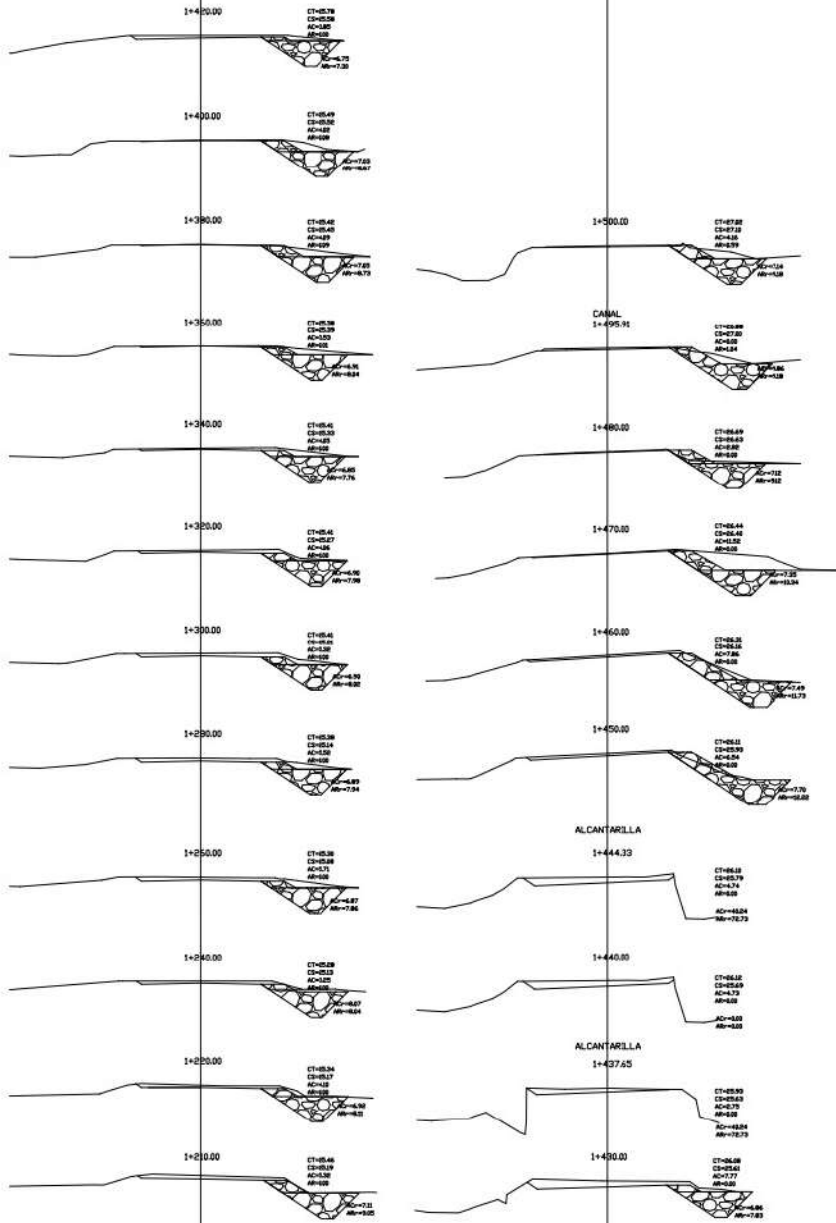
UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 W. ENRIQUE ALVARADO
DISEÑO DE REHABILITACION DEL PUENTE EN EL RIO TUMBES CARRETERA
 CORRALES-PAMPAS DE HOSPITAL PROVINCIA Y REGION DE TUMBES 2014

TÍTULO: **SECCIONES TRANSVERSALES**
 TUTOR: **ORLANDO GUILLERMO QUISEP MENDOZA**
 MARINO MAMANI MAMANI

ESCALA: INDICADA



ST-03



SECCIONES TÍPICAS



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

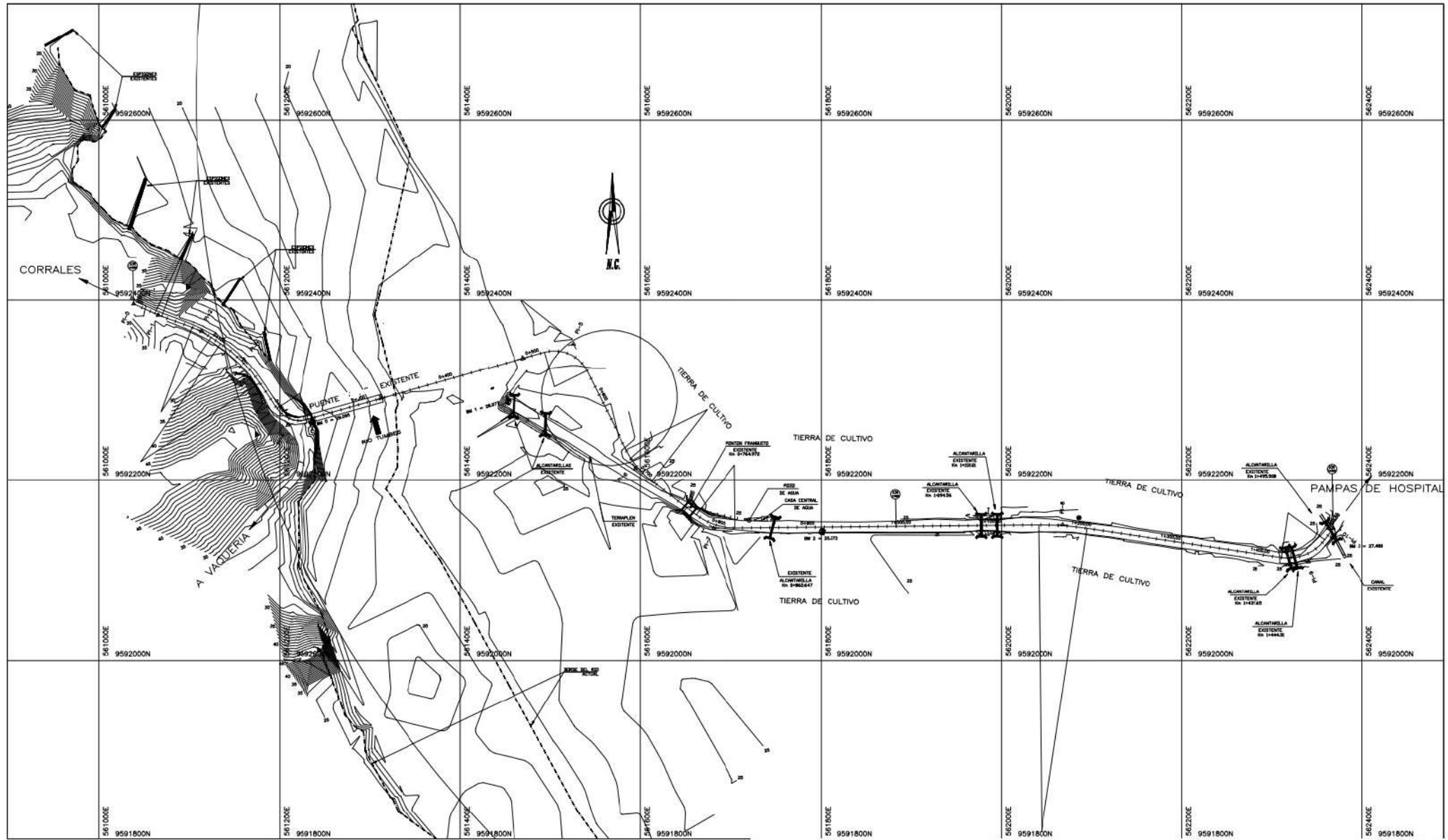
PROYECTO: DISEÑO DE REHABILITACION DEL PUENTE EN EL RIO TUMBES CARRETERA CORRALES-PAMPAS DE HOSPITAL PROVINCIA Y REGION DE TUMBES 2021

TÍTULO: SECCIONES TRANSVERSALES

AUTORES: ORLANDO GUILLERMO QUISPE MENDOZA
 MARINO MAMANI MAMANI

ESCALA: INDICADA





UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 PROYECTO DE INVESTIGACIÓN
**DISEÑO DE REHABILITACION DEL PUENTE EN EL RIO TUMBES CARRETERA
 CORRALES-PAMPAS DE HOSPITAL PROVINCIA Y REGION DE TUMBES 2021**
 TÍTULO: TOPOGRAFIA
 AUTORES: **ORLANDO GUILLERMO QUISPE MENDOZA
 MARINO MAMANI MAMANI**
 ESCALA: INDICADA

