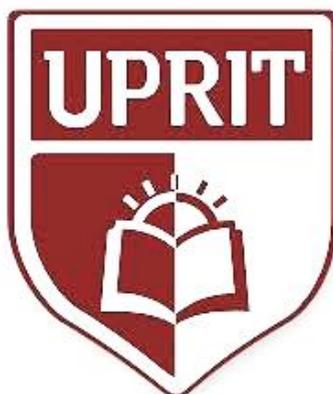


UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**RECUPERACION DEL PUENTE CARROZABLE CASERIO
CHUQUIQUE - DISTRITO DE CONDORMARCA PROVINCIA
DE BOLIVAR DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD 2019**

TESIS

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

AUTORES:

Bach. Noe Quispe Colca
Bach. Ignacio Supa Figueroa

ASESOR:

.....

TRUJILLO - PERU

2020

HOJA DE FIRMAS

RECUPERACIÓN DEL PUENTE CARROZABLE CASERÍO CHUQUIQUE - DISTRITO DE CONDORMARCA PROVINCIA DE BOLÍVAR DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD 2019

Autores:

Bach. Noe Quispe Colca

Bach. Ignacio Supa Figueroa

Ing. Enrique Durand Bazán
PRESIDENTE

Ing. Guido Marín Cubas
SECRETARIO

Ing. Enrique Durand Bazán
VOCAL

DEDICATORIA

A dios por su inmenso amor y por ser fuente de sabiduría en este proceso, por todas las bendiciones brindadas, por ser mi guía en los momentos en que sentí doblegar y en especial porque me dio las fuerzas necesarias para seguir adelante aun cuando sentía que ya todo estaba perdido.

A la Universidad Privada De Trujillo UPRIT. Quien me acogió desde el primer día impartiéndonos conocimientos, formación que nos izó grandes conocedores de la ingeniería y sobre todo la formación de seres humanos, por todo lo que representan para nuestras personas, el grupo de personas que laboran en la universidad siempre estuvieron en el lugar y momento para cuanta información necesitamos, brindarnos su apoyo incondicional, para lograr metas trazadas.

Siempre impulsándome a ser mejor persona siempre llevando en alto el nombre de la Universidad Privada De Trujillo UPRIT.

**Noé
Ignacio**

AGRADECIMIENTO

A mí querida alma mater Universidad Privada De Trujillo, la que nos albergó durante este tiempo de estudios, permitió que día a día aprendamos muchas cosas nuevas y que vayamos creciendo profesionalmente.

A i asesor, por sus aportes, orientación brindada, amistad y apoyo durante nuestros avances en los estudios y elaboración de esta tesis.

A mis docentes y amigos que forma desinteresada y paciente nos apoyaron en la realización de nuestra carrera.

A nuestros padres y familiares, por apoyo incondicional y por brin darnos las fuerzas e en apoyo de manera incondicional para el logro de nuestra meta.

Los autores

INDICE DE CONTENIDOS

HOJA DE FIRMAS.....	2
DEDICATORIA	3
AGRADECIMIENTO	4
RESUMEN.....	9
ABSTRAC.....	10
I. INTRODUCCION	11
1.1. Realidad Problemática	12
1.2. Formulación del problema	13
1.3. Justificación del tema.	14
1.4. Objetivos	15
1.4.1. Objetivo General.....	15
1.4.2. Objetivos Específicos.....	15
1.5. Antecedentes	16
1.6. Bases teóricas.....	17
1.6.1. Tipos de Puentes	18
1.7. Definición de términos básicos	19
1.8. Formulación de hipótesis.....	20
1.9. Propuesta De Aplicación Profesional.....	21
1.9.1. Puente y super estructura	21
II. MATERIALES Y METODOS	37
2.1. Material:	37
2.2. Material de Estudio.....	38
2.2.1. Población.....	38

2.2.2. Muestra.....	40
2.3. Técnicas, Procedimientos e Instrumentos	40
2.3.1. Para Recolectar Datos	40
2.3.2. Operacionalizacion de variables.	42
III. RESULTADOS.....	45
IV. DISCUSION	46
V. CONCLUSIONES	47
VI. RECOMENDACIONES	48
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	49

INDICE DE TABLAS

Tabla N°1: Presupuesto de materiales.....	37
Tabla N°2: Presupuesto de Recursos humanos.....	37
Tabla N°3: Presupuesto de servicios.....	38
Tabla N°4: Total de Presupuesto.....	38
Tabla N°5: Parámetros de diseño.....	40
Tabla N°6: Operacionalización de variables.....	43

INDICE DE FIGURAS

Figura N°1: Características del camión HL 93.....	22
Figura N°2: Sobrecarga móvil.....	23
Figura N°3: Flexión bajo la carga.....	23
Figura N°4: Hallando momento de la viga de arriostre.....	24
Figura N°5: Diseño de losa de puente.....	25
Figura N°6: Distribución de acero e la losa.....	27
Figura N°7: Diseño de un puente tipo viga-losa.....	28
Figura N°8: Diseño de estribo.....	30
Figura N°9: Diseño de estribo estabilidad.....	31
Figura N°10: Diseño de estribo 2.....	32
Figura N°11: Diseño de área de acero.....	34
Figura N°12: Ubicación nivel departamental.....	39
Figura N°13: Ubicación nivel distrital.....	39
Figura N°14: Procesos para recolección de datos.....	41
Figura N°15: Procesador de datos.....	42
Figura N°16: Tipo de diseño de investigación.....	44

RESUMEN

La presente monografía busca obtener información técnica necesaria para la elaboración de la investigación: RECUPERACION DEL PUENTE CARROZABLE SINCHIVIN DEL DISTRITO DE CONDORMARCA PROVINCIA DE BOLIVAR DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD.

El presente pretende reunir información para la investigación y se forma como una medida urgente de atender ya que la población de Condormarca y Nimpanita, sobre la necesidad del servicio de la transitabilidad, prioriza y dispone una investigación donde se proponga las medidas necesarias para mejorar las condiciones de transitabilidad, economía y medio de transporte donde la población es participante de la misma en caso se realizada y ejecutara la investigación ya que para ello sería un medio económico de ingreso, también mejoraría la accesibilidad de sus productos, anteriormente el puente estaba situado o construido de palos y barro donde el ingreso vehicular era peligroso con fatales accidentes de tránsito donde los vehículos pesados tenían dificultad en acceder al puente, como también el acceso de carga de los vehículos pesados ya que no había una señal informativa de límites de carga, esto era motivo de estar construyendo el puente de forma artesanal o rustica por los mismos pobladores, en algunas ocasiones la municipalidad apoyaba para la reconstrucción del puente, ya en medida de esta investigaciones como propone recuperación del puente ya que es una medida de prevención de accidentes continuos, también se da paso a la facilidades de acceso por el tiempo de lluvias era difícil el acceso ya que era inseguro el ingreso al puente por lo que los carros se quedaban atascados en medio de los palos y maderas.

ABSTRAC

The present monograph seeks to obtain the necessary technical information for the preparation of the research: RECOVERY OF THE SINCHIVIN CARROZABLE BRIDGE OF THE DISTRICT OF CONDORMARCA PROVINCE OF BOLIVAR DEPARTMENT OF FREEDOM.

The present aims to gather information for the investigation and is formed as an urgent measure to attend since the population of Condormarca and Nimpanita, on the need for the service of passability, prioritizes and arranges an investigation where the necessary measures are proposed to improve the conditions of passability, economy and means of transport where the population is a participant of the same in case the research was carried out and carried out since this would be an economic means of income, it would also improve the accessibility of its products, previously the bridge was located or built of sticks and mud where vehicular entry was dangerous with fatal traffic accidents where heavy vehicles had difficulty in accessing the bridge, as well as the loading access of heavy vehicles since there was no informational sign of load limits, this was reason to be building the bridge in an artisanal or rustic way r the same settlers, on some occasions the municipality supported for the reconstruction of the bridge, and as a result of this research as it proposes recovery of the bridge since it is a measure of prevention of continuous accidents, it also gives way to the access facilities by the the rainy season was difficult to access since it was unsafe to enter the bridge so the cars were stuck in the middle of the sticks and wood.

I. INTRODUCCION

Sabemos que las vías de comunicación contribuyen los ejes de desarrollo de nuestra sociedad, por lo que se hace indispensable que las autoridades inviertan recursos materiales y humanos para su mantenimiento y conservación. Por otro lado, las lluvias de carácter inusual, que se han presentado en los últimos años hacen que las actividades de conservación de vías se vuelvan un trabajo cotidiano y de carácter urgente. Por estas razones, la municipalidad Distrital de Condamarca ha creído conveniente prioridad como obras de emergencia la construcción, mantenimiento y rehabilitación de sus vías.

La estructuración de un puente como a la vez conlleva a un especialista capacitado en su totalidad para poder diseñar estructuras de este tipo de magnitudes, teniendo en cuenta los cálculos y estudios de campo que se realizan en todo tipo de investigación.

1.1. Realidad Problemática

En la actualidad el puente de Sinchivin Distrito de Condormarca, se encuentran en mal estado, razón por el cual el transporte en estas trochas Carrozable produce malestares en la población por los accidentes de tránsito que se producen por carencia de estas vías.

Ante esta necesidad, la investigación se toma como una medida urgente de atender ya que la población de Condormarca y Nimpanita, sobre la necesidad del servicio de la transitabilidad, prioriza y dispone una investigación donde se proponga las medidas necesarias para mejorar las condiciones de transitabilidad, economía y medio de transporte donde la población es participante de la misma en caso se realizada y ejecutara la investigación ya que para ello sería un medio económico de ingreso, también mejoraría la accesibilidad de sus productos, anteriormente el puente estaba situado o construido de palos y barro donde el ingreso vehicular era peligro con fatales accidentes de tránsito donde los vehículos pesados tenían dificultad en acceder al puente, como también el exceso de carga de los vehículos pesados ya que no había una señal informativa de límite de carga, esto era motivo de estar construyendo el puente de forma artesanal o rustica por los mismos pobladores, en algunas ocasiones la municipalidad apoyaba para la reconstrucción del puente, ya en medida de esta investigación se como se propone recuperación del puente ya que es una medida de prevención de accidentes continuos.

1.2. Formulación del problema

Pregunta general

¿Cuál es la propuesta de Diseño del puente vehicular Sinchivin que une los caseríos ubicados al Oeste de la capital del distrito de Condormarca?

Preguntas especiales

¿Cómo el tipo de puente influye en la transitabilidad de los vehículos y facilita los accesos al caserío de Chuquique Distrito de Condormarca Provincia de Bolívar, La Libertad periodo 2019?

¿Cuál es la alternativa del uso de un puente tipo viga losa para mejorar la transitabilidad de las vías de caserío de Chuquique distrito de Condormarca, Provincia de Bolívar, la Libertad periodo 2019?

¿En qué medida la recuperación del puente Sinchivin erradica los accidentes de tránsito y mejora los ingresos económicos de la población del caserío de Chuquique distrito de Condormarca, Provincia de Bolívar, la Libertad periodo 2019?

1.3. Justificación del tema.

Se justifica teóricamente ya que se afirma las bases teóricas del uso de un puente para mejorar la transitabilidad de los vehículos menores y de carga donde actualmente el problema que afronta provocando constantes accidentes, el puente originalmente está construido por la propia comunidad donde la antigüedad de este puente se va comenzando a malograr y constantemente tienes q estar cambiándolo

Sus estructuras rusticas por ende se justifica la solución de proponer la reconstrucción de este puente en el caserío de Chuquique.

Sabemos que las vías de comunicación constituyen los ejes de desarrollo de nuestra sociedad, por lo que se hace indispensable que las autoridades inviertan recursos materiales y humanos para su mantenimiento y conservación. Por otro lado, las fuertes lluvias, de carácter inusual, que se han presentado en los últimos años hacen que las actividades de conservación de vías se vuelvan un trabajo cotidiano y de carácter urgente. Por estas razones, la Municipalidad Distrital de Condormarca ha creído conveniente prioridad como obras de emergencia la construcción, mantenimiento y rehabilitación de sus vías.

Permite saber las alternativas entre los tipos de puente y la variable influencia que existe entre el uso y mejorar la transitabilidad de una comunidad con respecto a sus medios de transporte y fácil y accesos a su comercialización y movilización de los pobladores, como también sus posibles ingresos económicos al percibir un trabajo en cuanto a su ejecución.

Beneficios directos:

- Facilidades de acceso hacia la comunidad.
- Mejora las condiciones de transitabilidad.
- Ingresos económicos durante el proceso de ejecución del proyecto.
- Facilita el acceso de los pequeños comerciantes para vender sus productos.

Beneficios indirectos:

- Las vías de comunicación mejoraran en cuanto al fácil acceso al puente.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General.

Diseño del puente vehicular Sinchivin que une los caseríos ubicados al Oeste de la capital del distrito de Condormarca.

1.4.2. Objetivos Específicos.

- Realizar los estudios básicos como estudios topográficos, suelos, tráfico.
- Describir la alternativa de reconstrucción del puente y disposición inmediata del uso para mejorar la comunicación y accesos a los caseríos aledaños.
- Diseñar el puente de concreto, analizar y determinar el costo de la solución propuesta.

1.5. Antecedentes

Antecedentes nacionales

Seminario (2004) Afirma que para la buena localización de un puente debe estudiarse varias alternativas, según los criterios de estudio de tráfico, alineamiento de las vías, alineamiento de la rasante, tipo de terreno, facilidades de construcción, conservación, la estática de la obra.

Generalmente, la ubicación de un puente en vías urbanas es forzada y obedece al comportamiento del tránsito. En cambio, la localización en zonas rurales está determinada por el tipo de terreno y en el caso de estar sobre un río debe tener en cuenta también el comportamiento del cauce. Los colapsos más comunes de puentes son causados por avenidas. Por eso, en esta sección se presentará atención a algunos criterios hidráulicos, recomendados por Martín Vide (1997).

Antecedentes internacionales

Yamin y Ruiz (2007) Afirma que la recopilación de la información incluye la topografía general de la zona de los estribos del puente, la información geotécnica de pilas y estribos, el levantamiento geométrico y características estructurales, propiedades de materiales y demás información relacionada. Esta actividad incluye la reconstrucción de los planos estructurales cuando estos no están disponibles incluyendo el esquema de la cimentación.

VIDA UTIL DE UN PUENTE TRADUCIDO POE FERNANDO BAQUEDANO, ING DE CAMINOS.

La vida residual de los puentes depende del estado de la estructura y de sus características funcionales, así como de las modificaciones previstas.

Depende principalmente de las mediadas que tomen para prolongarla. Generalmente resulta más económico reparar y, evaluar, reforzar casa caso particular. Algunas veces es difícil tomarla por causa de las incertidumbres residuales. Se trata un tema complejo que requiere mucha investigación y cooperación internacional.

1.6. Bases teóricas

Grattasat (1978) Afirma en sus conclusiones: de este breve repaso es que no es posible evaluar la vida residual de un puente teniendo en cuenta sólo su edad y su período de vida media. Una valoración completa, como la que se hizo en Rhineland-Palatinate, puede ser útil para trazar programas futuros, ya que sería algo ilógico ordenar la baja de un puente que alcanza los 60 ó 100 años. Es absolutamente necesario examinar el problema en cada caso.

En el estado actual del conocimiento, no es posible evaluar con precisión la vida residual de los puentes. Es sólo un asunto de criterio de ingeniería.

En el caso de puentes recientes, generalmente se estima que su tiempo de vida será de alrededor de 100 años, pero esta predicción es obviamente más subjetiva que racional. En los otros casos, la vida residual depende esencialmente del tipo y del material básico de cada puente, de su edad y estado y, sobre todo, de las posibilidades de reparaciones y mejoras que pueden prolongar su vida de servicio.

Por lo tanto, sería muy útil reunir en cada país inventarios de los puentes existentes clasificados por tipos y fechas de construcción. También sería deseable continuar las encuestas sobre tasas anuales de sustitución de

puentes, indicando las razones de cada sustitución y, hasta donde sea posible, buscar información sobre este asunto en el pasado.

1.6.1. Tipos de Puentes

A continuación, describiremos los principales criterios de clasificación de los puentes.

a. Según su Utilidad

- Puentes Peatonales.
- Puentes para Carreteras.
- Puentes para Vías Férreas.
- Puentes para el paso de Tuberías.
- Viaductos para Transporte Rápido masivo de pasajeros (TRM). Según el Material
- Puentes de madera.
- Puentes de concreto reforzado o preesforzado.
- Puentes metálicos.
- Puentes compuestos (metal con concreto).

b. Según la Localización de la Calzada

- Puentes de calzada o vía Inferior
- Puentes de Calzada o vía Superior

c. Según el sistema Estructural

Puente Tipo Viga

Son los más comunes. Estructuralmente, también son los más sencillos, se pueden dividir en:

- Puentes de tramos simplemente apoyados, Pueden ser los de losa maciza y vigas
- Puentes isostáticos con voladizos. Existen vigas Gerber con apoyo interno y vigas Gerber con apoyo externo. En general, tiene las mismas ventajas y desventajas de las vigas simplemente apoyadas. En la actualidad, este tipo de puentes se ha dejado de utilizar
- Puentes de vigas continuas, este tipo de puentes constituyen estructuralmente la situación más eficiente. Un tipo especial de estos puentes son los formados por vigas parcialmente continuas. Está formado por vigas prefabricadas, que se colocan entre los apoyos y posteriormente integrarse con una losa vaciada en sitio.

1.7. Definición de términos básicos

Densidad

Es la relación que existe entre la masa y el volumen de una sustancia.

Ductilidad

Se define como la capacidad de un elemento o estructura de poder formarse sin llegar a una desgracia total o parcial perdiendo su capacidad de resistir esfuerzos, anotando los estados límites en que se reducen

abruptamente la rigidez y cuando alcanza un límite tal que se llegue a una falla perdiéndose sus integridad como es el estado de colapso de la sección o de la estructura.

Factor de Seguridad.

El factor de seguridad de un miembro estructural, se define como la razón de la resistencia del miembro a esfuerzo máximo esperado. La resistencia de un miembro que se usa para determinar factor de seguridad se puede considerar como la resistencia ultima del miembro. Pero a menudo se usa un valor menor.

Estratos

El Estudio de Suelo tiene una función muy práctica y te permitirá conocer: Las características físicas, químicas y mecánicas del suelo donde estás pensando construir tu casa. Su composición estratigráfica, es decir las capas o estratos de diferentes características que lo componen en profundidad.

Subestructura

La subestructura está conformada por los estribos y los pilares quienes tienen la función de soportar a la superestructura (vigas y losas). A su vez, los estribos y pilares transmiten su carga a la cimentación y esta la transmiten al terreno.

1.8. Formulación de hipótesis

Existe un alto índice de alternativa para el flujo de tránsito adecuado y el

fácil acceso para sus principales actividades económicas y facilidades de accesos al lugar mediante la recuperación del puente de la misma comunicad para evitar accidentes de tránsito y daños constantes en el puente en su forma rustica.

Hipótesis especifica 1

Existe un alto índice de considerar el nivel máximo y mínimo del agua para la recuperación del puente Sinchivin. Caserío de Chuquique, distrito de Condormarca, provincia de Bolívar, la Libertad periodo 2019.

Hipótesis especifica 2

Existe un alto nivel de significancia que la recuperación del puente Sinchivin genere ingreso económico en la población y facilidades de comercio y acceso a los caseríos del Distrito de Condormarca, Provincia de Bolívar, periodo 2019.

Hipótesis especifica 3

Si ejecutáramos la recuperación del puente Sinchivin entonces solucionara el problema de transitabilidad y accidentes frecuentes en el caserío de Chuquique Distrito de Condormarca, Provincia de Bolívar, periodo 2019

1.9. Propuesta De Aplicación Profesional

1.9.1. Puente y super estructura

Calculo De Sobrecarga

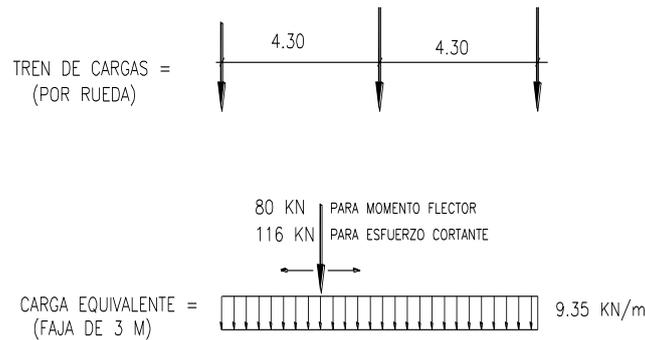
CARACTERISTICAS GENERALES DEL CÁLCULO

Longitud total del puente =16.25 (m)

Luz libre entre apoyos = 16.25 (m)

Número de tramos	= 1.00 (Tramos)
Numero de fajas de tráfico	= 1.00 (Fajas de Trafico)
Ancho de calzada	= 4.00 (m)
Camión de diseño	= HL. 93 (AASHTO)

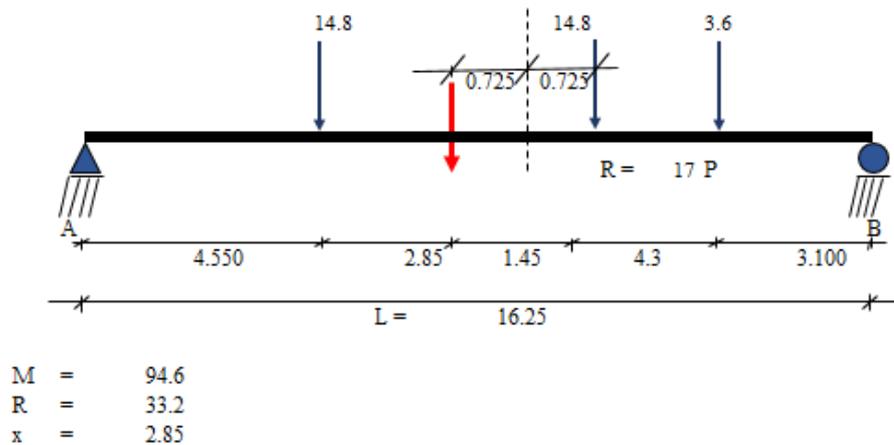
FIGURA N°01: CARACTERISTICAS DEL CAMION HL.93



- MOMENTO POR SOBRECARGA MÓVIL

Momento máximo producido por el sistema de cargas en la viga en su posición más desfavorable:

FIGURA N°02: SOBRECARGA MOVIL

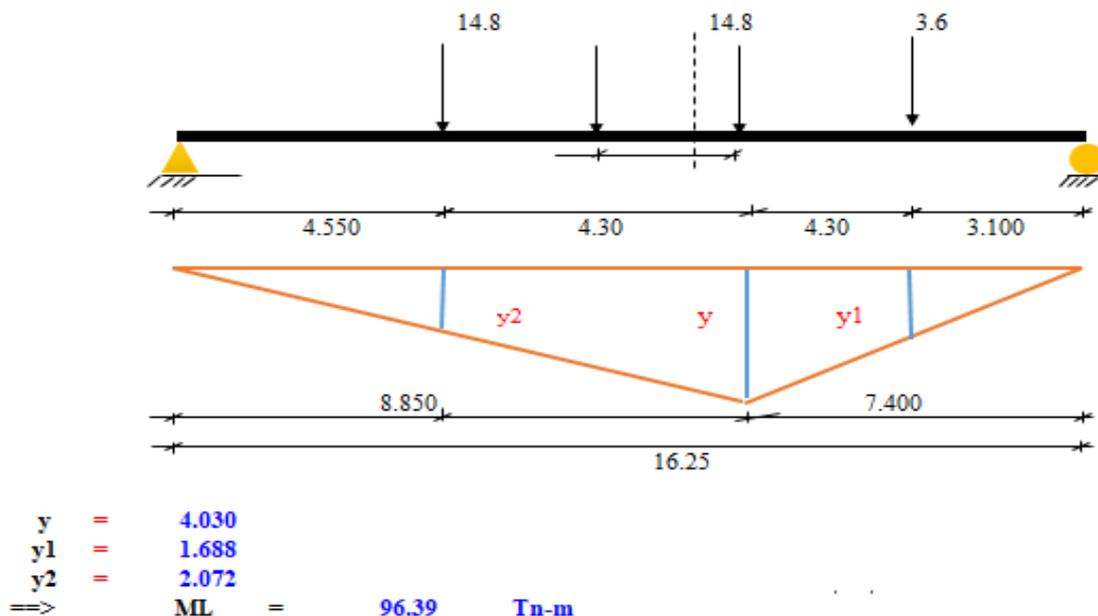


Por medio de un simple análisis se determina que la carga P es la más cercana a la resultante del sistema de cargas. Por tanto, se determinará la distancia "a" para calcular el momento del sistema de cargas con

Respecto al apoyo A.

- MOMENTO FLECTOR BAJO LA CARGA

FIGURA N°03: FLEXION BAJO LA CARGA



CARGA DE IMPACTO

$$MI = 31.809 \text{ Tn-m}$$

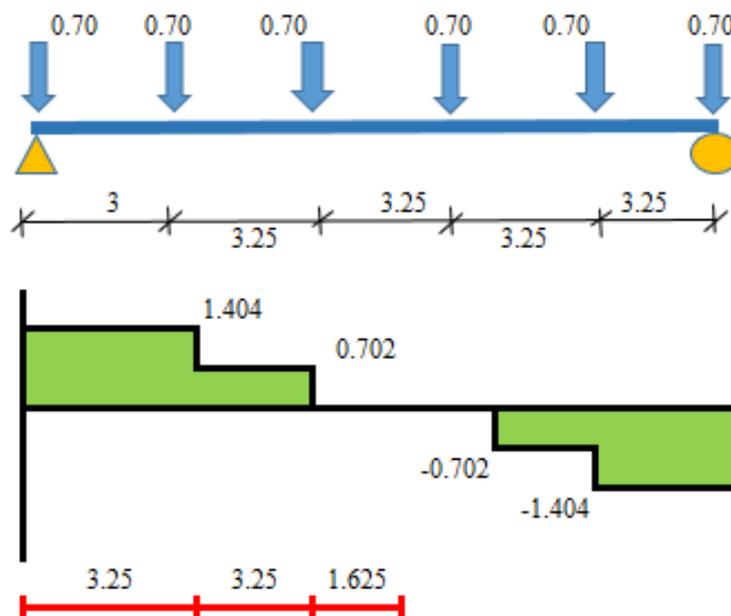
CARGA DE CARRIL DE DISEÑO

$$MS/CI = 31.688 \text{ Tn-m}$$

FIGURA N°04: HALLANDO MOMENTO DE LA VIGA DE ARRIOSTRE

W. Viga de Arriostre = 0.70 Tn/m

Separación entre Cargas = 3.25 m



$$Mo = 6.24 \text{ Tn - m}$$

OTRA MANERA

Peso Total = 0.26 Tn/m

M. máx. = 8.5556 Tn - m

POR LO TANTO

$$Mo = 8.56 \text{ Tn - m}$$

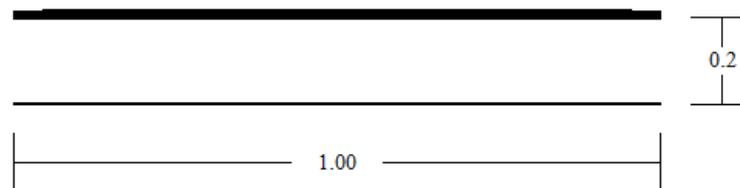
Losa:

El puente materia del presente estudio, serán de una vía con un ancho de losa de 5.60 metros y con una luz entre ejes de 15.00 metros, la calzada será de 4.00 metros de ancho con un bombeo de 2% a partir del eje de la vía; llevará tubería PVC SAL de 3" de diámetro cada 2 metros para evacuar aguas de lluvia. El espesor de la losa será de 0.25 metros y tendrá una longitud total de 30.70 m.

FIGURA N°05: DISEÑO DE LOSA DE PUENTE

DISEÑO DE LOSA

SECCION TRANVERSAL DE UN METRO DE LOSA



CALCULO DE PESO PROPIO

$$W. \text{ Losa} = 0.48 \text{ Tn/m}$$

HALLANDO MOMENTO

$$M. = 0.147 \text{ Tn-m}$$

CALCULO DE PESO DEL ASFALTO

$$W. \text{ asfalto} = 1.125 \text{ Tn/ m}$$

MOMENTO DE LA SUPERFICIE DE RODADURA

$$M. = 0.3445 \text{ Tn-m}$$

HALLANDO EL MOMENTO DE SOBRECARGA

$$M \text{ S/C} = 1.94 \text{ Tn-m}$$

CARGA DE IMPACTO

$$MI = 0.6397 \text{ Tn -m}$$

DISEÑO DE AREA DE ACERO

$$Mt = 3.2231$$

COMPROBANDO ALTURA DE PERALTE DE LA LOSA

$$K = 0.3469$$

$$J = 0.8844$$

HALLANDO "d necesario"

$$D \text{ necesario} = 13.70 \text{ cm}$$

POR LO TANTO

FALLA POR TRACCION ok

AREA DEL ACERO

$$As = 12.8 \text{ cm}^2$$

ASUME UNA
DIMENSION DE
ACERO

ASUMIREMOS DIAMETRO DE VARILLAS DE $\boxed{1/2''}$

UTILIZAR = 11 Varillas SEPARACION = 15 cm

POR LO TANTO QUEDARIA

\emptyset 1/2" @ 0.20

ACERO DE REPARTICIONES

$$\% = 67 \quad \% < 67$$

$$Asr = 8.5 \text{ cm}^2$$

ASUME UNA
DIMENSION DE
ACERO

ASUMIENDO UN DIAMETRO DE VARILLAS $\boxed{5/8''}$

UTILIZAR = 5 Varillas DISTRIBUCION = 25 cm

5 \emptyset 5/8" @ 0.20

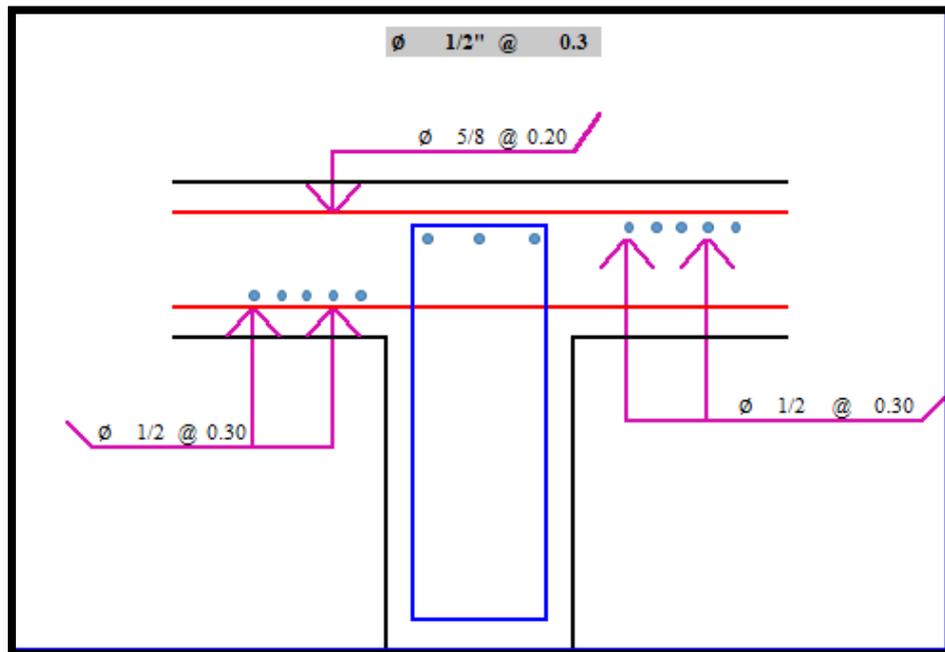
ACERO DE TEMPERATURA

As Temp = 3.4 cm²

ASUMIENDO UN DIAMETRO DE ACERO

UTILIZAR = 3 Varillas DISTRIBUCION = 0.30 cm

FIGURA N°06: DISTRIBUCION DE ACERO DE LA LOSA



Vereda:

Será de concreto armado con un ancho de 0.80 m. y un espesor de 0.28 m. Las veredas que son en un número de dos descansarán sobre los extremos de la losa del puente.

Baranda:

Será de acero con una altura de 1.10 m. a partir de la vereda será de tubo negro de ϕ 4" en toda la longitud del puente.

Vigas:

Constará de 4 vigas laterales de Acero Estructural ASTM A709 $f_y = 3,500$ kg/cm².

FIGURA N°07: DISEÑO DE UN PUEBTE TIPO VIGA - LOSA

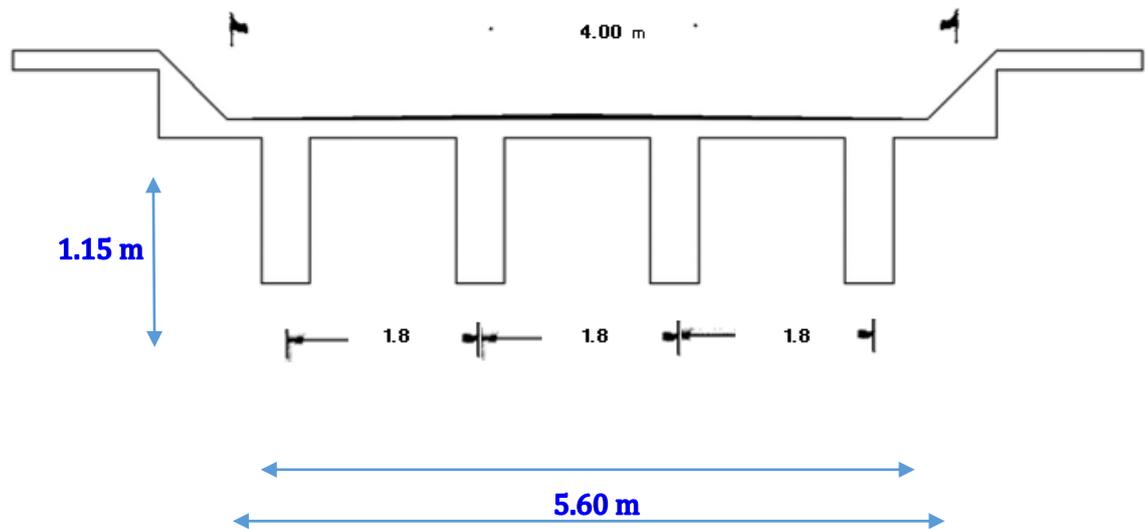
DATOS:

LUZ LIBRE DEL PUEBTE	=	<input type="text" value="16.25"/> m	NUMERO DE CARRILES	=	<input type="text" value="1"/> Carriles
CONCRETO f_c	=	<input type="text" value="280"/> Kg/cm ²	PESO ESP. CONCRETO	=	<input type="text" value="2400"/> Kg/m ³
ACERO F_y	=	<input type="text" value="4200"/> Kg/cm ²	ELASTICIDAD DEL ACERO	=	<input type="text" value="2.00E+06"/> Kg/cm ²
PESO ESP. ASFALTO	=	<input type="text" value="2250"/> Kg/m ³	ESPEJOR DE ASFALTO	=	<input type="text" value="0.05"/> m

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA PRINCIPAL :

PERALTE DE LA VIGA PRINCIPAL $h = 0.07 \cdot L$	=	1.14 m
SE ADOPTARA UN PERALTE DE	=	1.15 m
NUMERO DE VIGAS $N^{\circ} \text{ de vigas} = N^{\circ} \text{ de carriles} + 2$	=	4 Vigas
ANCHO DE LA CALZADA $\text{Ancho de calzada} = N^{\circ} \text{ de carriles} \times 3.60\text{m}$	=	4.00 m
SEPARACION ENTRE VIGAS "S" $2.00 < S < 3.00$	=	1.8 m
BASE DE LA VIGA PRINCIPAL $b = 0.0157 \times L \times \sqrt{S}$	=	0.34 m
Se utilizará "b"	=	0.45 m

SECCION TRANSVERSAL DEL PUEBTE QUEDARIA



PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA

ESPEJOR DE LA LOSA t_{min} = 0.20

$$t_{min} = \frac{(S + 3000)}{30} \geq 0.175$$

PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA DE ARRIOSTRE

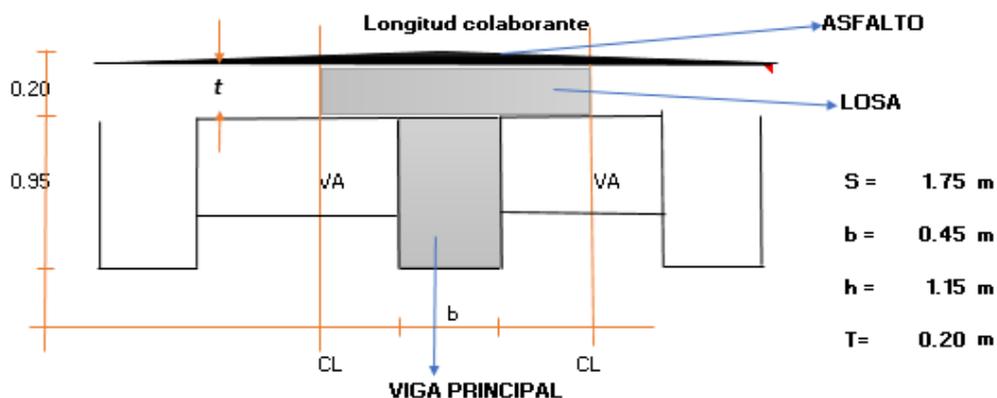
PERALTE DE LA VIGA DE ARRIOSTRE = 0.85 m

Peralte de la viga de arriostre = Peralte de viga principal – 0.3

LONGITUD DE BASE = 0.30 m

Longitud de la base = 0.20 ≤ Bw ≤ 0.30

SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE



DATOS

γ' Asfalto	=	2250.00	kg/cm ²
Espesor Asfa	=	0.05	m
$f'c$	=	280.00	kg/cm ²
γ_c	=	2400.00	kg/m ³

METRADO DE CARGA MUERTA

$$w. \text{ Losa} = L. \text{ Colab.} * t * \gamma' C = 0.84 \text{ Tn/m}$$

$$W. \text{ Viga} = b * (h-t) * \gamma' C = 1.03 \text{ Tn/m}$$

$$W. \text{ Total} = 1.87 \text{ Tn/m}$$

MOMENTO DE CARGA MUERTA "Mdc2"

$$\text{MDC} = 61.59 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

METRADO POR CARGA DE RODADURA

$$W. \text{ Asfalto} = \text{Asfalto} \cdot L. \text{ Colab} \cdot \text{Espesor} = 0.197 \text{ tn/m}$$

MOMENTO DE CARGA MUERTA "MDW"

$$\text{MDW} = 6.50 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

Sub Estructura

Estará constituida por dos estribos ubicados en los extremos. Estos elementos de la subestructura soportarán a la superestructura.

Estribos:

Se construirán dos estribos de concreto armado de similares características en ambas márgenes del río. Los estribos serán de concreto armado de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

FIGURA N°08: DISEÑO DE ESTRIBO

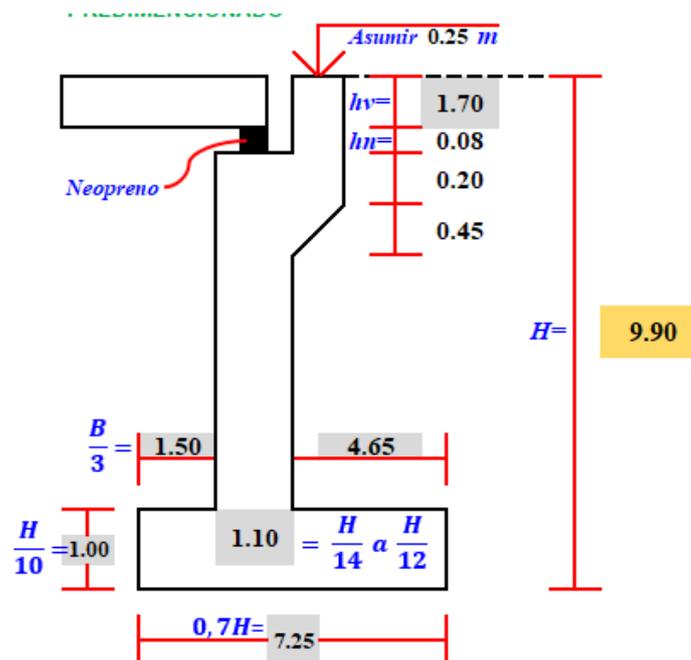


FIGURA N°09: DISEÑO DE ESTRIBO ESTABILIDAD

ESTADO N° 1

VERIFICACION DE ESTABILIDAD

ESTADO 1 = PESO PROPIO DEL ESTRIBO + EMPUJE TOTAL

Sección	N°	Area	Vol.	y	Peso	X	P * X
1	1	7.25	7.25	2.40	17.40	3.63	63.08
2	1	7.84	7.84	2.40	18.81	2.05	38.56
3	0.5	0.06	0.06	2.40	0.14	2.68	0.36
4	1	0.49	0.49	2.40	1.19	2.73	3.23
5	0.5	0.06	0.06	1.80	0.10	2.77	0.28
6	1	1.62	1.62	1.80	2.91	2.73	7.94
7	1	39.16	39.16	1.80	70.49	5.05	355.96
W Total					111	MR	469.4

VERIFICACION POR VOLTEO

$$ET = \frac{1}{2} * \gamma * H * (H + 2h') * N\emptyset \quad \text{Siendo } \emptyset = 32$$

$$N\emptyset = \tan^2 \left(45 - \frac{\emptyset}{2} \right) \quad N\emptyset = 0.31$$

$$ET = 29.38 \quad h' = \frac{750 \text{ kg/m}^2}{1800 \text{ kg/m}^3} = 0.42$$

HALLANDO PUNTO DONDE SE CONCENTRA EL EMPUJE

$$\bar{Y} = \frac{H}{3} \left(\frac{H + 3h'}{H + 2h'} \right)$$

$$\bar{Y} = 3.43 \text{ m}$$

HALLANDO MOMENTO EJERCIDA POR EL EMPUJE

$$M_v = ET * \bar{Y} = 100.7 \text{ Tn-m}$$

FACTOR DE SEGURIDAD

$$FS_{act} = \frac{MR}{M_v} = 4.66 > 1.5 \quad \text{No se produce volteo}$$

VERIFICACION POR DESLIZAMIENTO

$$Froz = \tan(0.85 * \phi) * W = 57.06$$

FACTOR DE SEGURIDAD

$$FS_{act} = \frac{Froz}{ET} = 1.94 > 1.5 \quad \text{No se desliza}$$

VERIFICACION POR HUNDIMIENTO

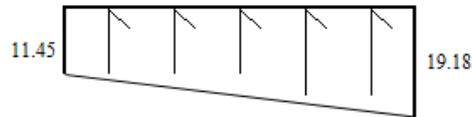
Hallando excentricidad

$$e = \frac{B}{2} - \frac{(MR - MV)}{Pt} = 0.30$$

$$e = \frac{B}{6} = 1.21 \quad \text{Cumple excentricidad}$$

$$\sigma_1 = \frac{Pt}{BxL} * x(1 + \frac{6e}{B}) = 19.18$$

$$\sigma_2 = \frac{Pt}{BxL} * x(1 - \frac{6e}{B}) = 11.45$$



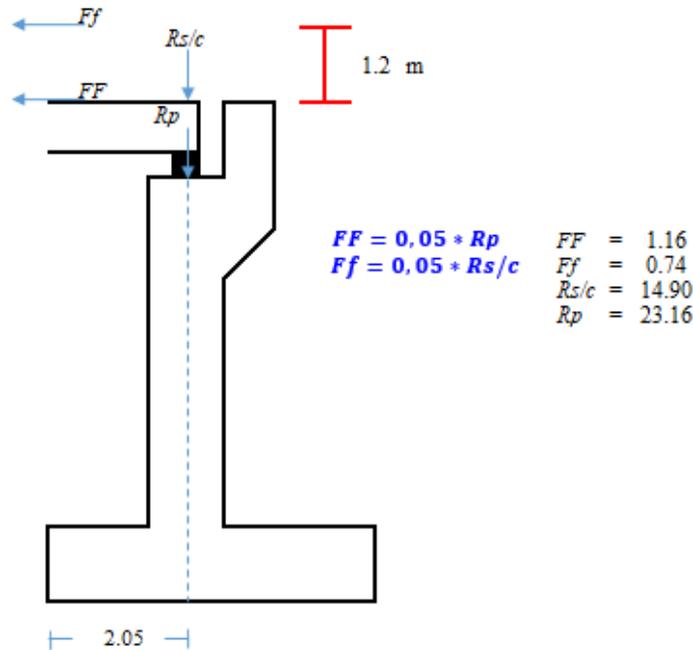
Por lo tanto

$$\sigma_t = 25.00 \text{ Tn/m}^2$$

FIGURA N°10: DISEÑO DE ESTRIBO 2

ESTADO N° 2

ESTADO 2 = ESTADO 1 + FUERZA FRICCION + REACCION DEL PUENTE



VERIFICACION POR VOLTEO

$$ET_2 = ET_1 + FF$$

$$ET_2 = 30.54 \text{ Tn}$$

$$Mv_2 = Mv_1 + FF * H$$

$$Mv_2 = 112.20 \text{ Tn-m}$$

$$MR_2 = MR_1 + Rp * \bar{Y}'$$

$$MR_2 = 516.9 \text{ Tn-m}$$

$$FS_{act} = \frac{MR_2}{Mv_2} = 4.61 > 1.5 \quad \text{No se produce volteo}$$

VERIFICACION POR DESLIZAMIENTO

$$Froz_2 = Froz_1 + (Rp * (\tan(0.85 * \phi)))$$

$$Froz_2 = 68.966 \text{ Tn}$$

$$FS_{act} = \frac{Froz_2}{ET_2} = 2.26 > 1.5 \quad \text{No se desliza}$$

VERIFICACION POR HUNDIMIENTO

$$Pt_2 = Pt_1 + Rp = 134.2 \text{ Tn}$$

VERIFICACION POR VOLTEO

$$ET_3 = ET_2 + Ff$$

$$ET_3 = 31.29 \text{ Tn}$$

$$Mv_3 = Mv_2 + Ff(H + 1.20)$$

$$Mv_3 = 120.46 \text{ Tn-m}$$

$$MR_3 = MR_2 + Rs/c + \bar{Y}'$$

$$MR_3 = 547.4 \text{ Tn-m}$$

$$FS_{act} = \frac{MR_3}{Mv_3} = 4.54 > 1.5 \quad \text{No se produce volteo}$$

VERIFICACION POR DESLIZAMIENTO

$$Froz_3 = Froz_2 + (Rs/c + (\tan(0.85 * \phi)))$$

$$Froz_3 = 76.6216 \text{ Tn}$$

$$FS_{act} = \frac{Froz_3}{ET_3} = 2.45 > 1.5 \quad \text{No se desliza}$$

VERIFICACION POR HUNDIMIENTO

$$Pt_3 = Pt_2 + Rs/c = 149.09 \text{ Tn}$$

Hallando excentricidad

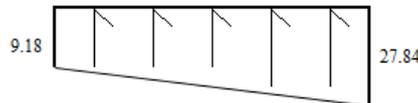
$$e = \frac{B}{2} - \frac{(MR_2 - Mv_2)}{Pt_2} = 0.61$$

$$e = \frac{B}{6} = 1.21$$

Cumple excentricidad

$$\sigma_1 = \frac{Pt_2}{BxL} \times \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = 27.84$$

$$\sigma_2 = \frac{Pt_2}{BxL} \times \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = 9.18$$



Por lo tanto

$$\sigma_t = 25.00 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_1 \text{ y } \sigma_2 \leq \sigma_t$$

Se hunde

ESTADO N° 3

ESTADO 3 = ESTADO 2 + REACCIÓN DE SOBRECARGA + FUERZA DE FRENADO

Hallando excentricidad

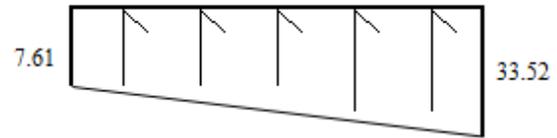
$$e = \frac{B}{2} - \frac{(MR_3 - MV_3)}{Pt_3} = 0.76$$

$$e = \frac{B}{6} = 1.21$$

Cumple excentricidad

$$\sigma_1 = \frac{Pt_3}{BxL} x \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = 33.52$$

$$\sigma_2 = \frac{Pt_3}{BxL} x \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = 7.61$$



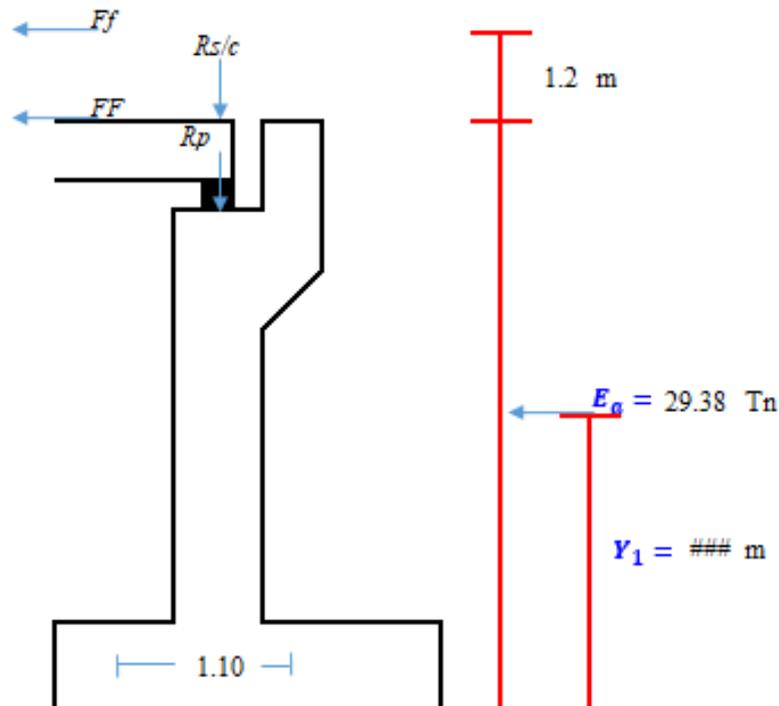
Por lo tanto

$$\sigma_t = 39.00 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_1 \text{ y } \sigma_2 \leq \sigma_t$$

No se hunde el estribo --> Continuar con el diseño

FIGURA N°11: DISEÑO DE AREA DE ACERO



VERIFICACION POR COMPRESION (CARGA AXIAL)

$$P_u = P_t = R_p + R_{s/c}$$

$$P_u = 38.06 \text{ Tn}$$

$$\frac{P_u}{\phi} = (0.85 * f'c * A_g + (A_s * F_y))$$

$$A_s = -623.3 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 4200$$

$$\phi = 0.70$$

$$f'c = 280$$

No requiere diseñar áreas de acero por carga axial

VERIFICACION POR CORTANTE

$$V_c = 0.53 * \phi * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_c = 79.15 \text{ Tn}$$

$$V_u = E_a + F_f + F_F$$

$$V_u = 31.29 \text{ Tn}$$

$$b = 100$$

$$d = 105$$

$$\phi = 0.85$$

$$f'c = 280$$

$V_c > V_u$ No hay falla por corte

DISEÑO POR FLEXION

$$M_u = (E_a * Y_1) + (F_f * h_1) + (F_F * h_2)$$

$$M_u = 118.562 \text{ Tn}$$

$$\rho_{max} = 0.03117$$

$$a_{max} = 57.75$$

$$M_{max} = 941.67 \text{ Tn-m}$$

$$M_{max} > M_u \text{ Ok}$$

$$A_s = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M * 10^5}{0.425 * 0.9 * f'c * d^2 * b}} \right) * \frac{0.85 * f'c * d * b}{F_y}$$

$$A_s = 30.66 \text{ cm}^2$$

ASUMIENDO UN DIÁMETRO DE ACERO DE 1" ←

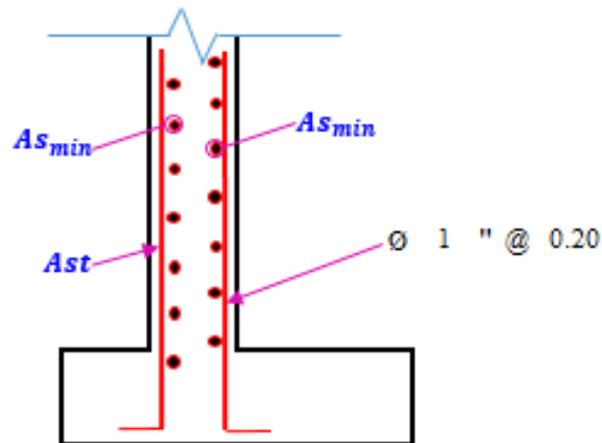
$$S = (A\phi / A_t) * 100$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

SE UTILIZARÁ

$$\phi 1" @ 0.20$$

$$A_{s_{min}} = 0.002db$$



Alas:

Irán unidas al cuerpo del estribo. Las alas serán de concreto armado, de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

Las alas tendrán las mismas características para ambos estribos, según se indica en los planos respectivos.

II. MATERIALES Y METODOS

2.1. Material:

a) Materiales:

TABLA N°01: PRESUPUESTO – MATERIALES

DESCRIPCION	UNID.	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL
RECURSO – HUMANOS				
Investigador	Mes	1.00	0.00	0.00
Docente de la Facultad	Mes	1.00	0.00	0.00
Guías en la zona	Mes	1.00	1500.00	1500.00
Chofer	Mes	1.00	2000.00	2000.00
Topógrafo	Mes	1.00	2800.00	2800.00
Personal de apoyo en campo	Mes	1.00	1200.00	1200.00
Ayudantes de topógrafo	Mes	1.00	1200.00	1200.00
TOTAL DE PRESUP'UESTO				8,700.00

Fuente: Elaboración Propia

b) Humanos:

TABLA N°02: PRESUPUESTO RECURSOS HUMANOS

DESCRIPCION	UNID.	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL
RECURSO – MATERIALES				
Camioneta (alquiler día)	Und.	1.00	2,000.00	2,000.00
Combustible	Glb.	1.00	150.00	150.00
Wincha	Unid.	1.00	150.00	150.00
Estación Total	HH	1.00	120.00	120.00
Gps	Unid.	1.00	2000.00	2000.00
Formatos y Encuestas	Glb.	1.00	150.00	150.00
Jalones	Dia.	1.00	30.00	30.00
Útiles de Oficina	Glb.	1.00	100.00	100.00
Computadora y/o Laptop	Unid.	1.00	3500.00	3500.00
TOTAL DE PRESUP'UESTO				8,200.00

Fuente: Elaboración Propia

c) Servicios:

TABLA N°03: PRESUPUESTO SERVICIOS

DESCRIPCION	UNID.	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL
RECURSO – SERVICIOS				
Empastados Y Anillados	Und.	5.00	40.00	200.00
Agua Y Luz	Glb.	1.00	235.00	235.00
Internet	Mes	2.00	150.00	300.00
Red Móvil	Mes	1.00	89.00	89.00
Viáticos	Día	3.00	40.00	120.00
TOTAL DE PRESUP'UESTO				944.00

Fuente: Elaboración Propia

TABLA N°04: Total Del Presupuesto

RESUMEN DEL PRESUPUESTO		
Recursos – Humanos	8,700.00	
Recursos – Materiales	8,200.00	
Recursos – Servicios	944.00	
TOTAL DE PRESUP'UESTO		17,844.00

Fuente: Elaboración Propia

2.2. Material de Estudio

2.2.1. Población

El Diseño del puente Para El Caserío De Chuquique Distrito Condormarca La Presente Investigación Es De Carácter No Probabilístico.

FIGUR N° 12: Ubicación A Nivel Departamental

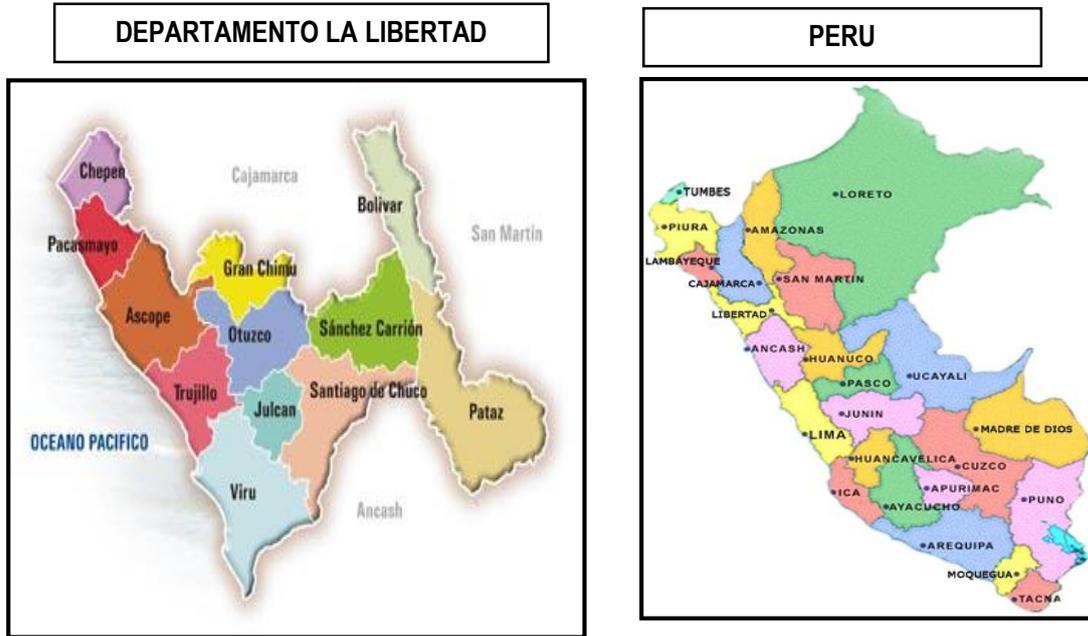
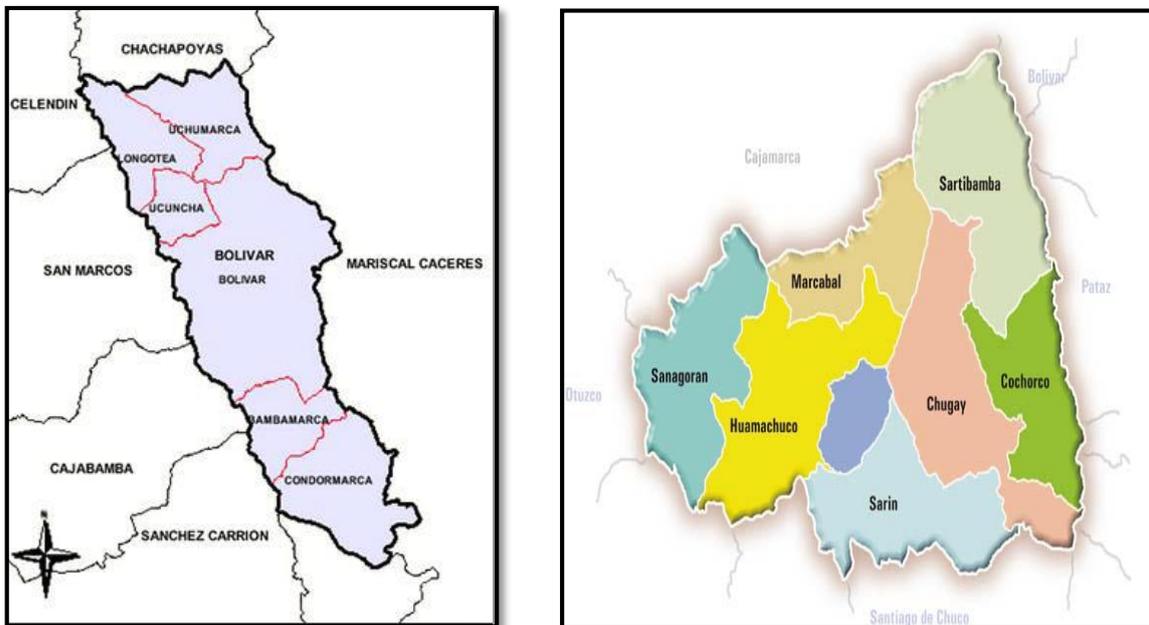


FIGURA N° 13: Ubicación A Nivel Distrital.



Fuente: Google Earth

Para el presente estudio consideramos población a todos los vehículos pesados y livianos que se pueda determinar a determinada hora, conteo de tráfico.

2.2.2. Muestra

Tamaño de la muestra

Para la determinación de la población se tomó el método De conteo de tráfico.

El periodo de diseño se considera como el periodo de análisis del tránsito, ya que es difícil hacer la predicción con suficiente aproximación para un largo tiempo. Para un pavimento rígido se considera adecuado tomar 20 años como periodo de diseño; por lo que el que se elija incide directamente en los espesores ya que esto determina cuantos vehículos tendrán que circular sobre el pavimento en el periodo determinado.

TABLA N°05: PARÁMETROS DE DISEÑO

A.- TASA DE CRECIMIENTO (%)	r=	0.30	INEI
B.- PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)	t =	20	MVCS
C.- PROMEDIO DE VEHÍCULOS	Vehículos. =	55	Vehículos/día

Fuente: Elaboración Propia.

2.3. Técnicas, Procedimientos e Instrumentos

2.3.1. Para Recolectar Datos

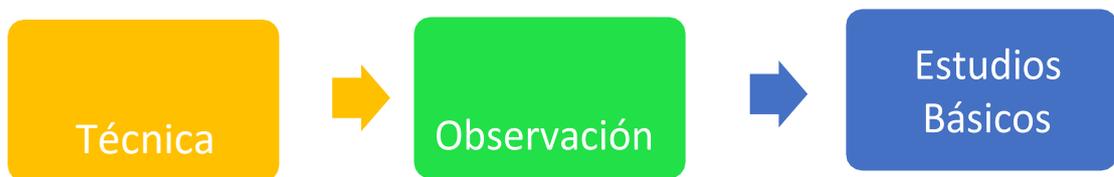
En la presente investigación se utiliza la técnica de recolección de información a través de un conteo de tráfico y antecedentes de la cantidad vehicular donde los moradores del lugar nos brindaran la información pertinente para la investigación, la extracción de muestras

de los suelos, que va permitir conseguir resultados óptimos en función a todos los componentes del proyecto que se quiere investigar.

Instrumento

Para la investigación la herramienta que utilizamos para reunir la information en función con la técnica establecida es el conteo de tráfico, para este método lo estableceremos en una hora determinada durante periodo donde las horas intermedias son las más fluentes del tráfico.

FIGURA N°14: Procesos para Recolección de Datos

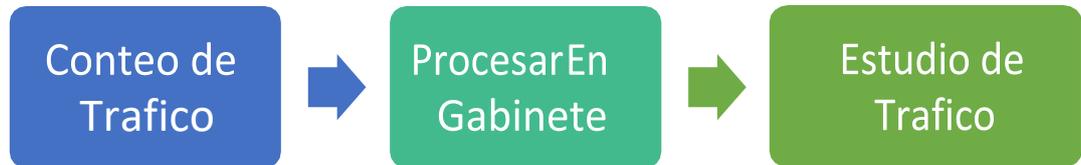


Una vez recopilado los datos de campo se pasó al trabajo de gabinete, empezando con la generación de los planos topográficos y posteriormente con el diseño del puente.

Procesar Datos.

Para obtener la confiabilidad el instrumento se hizo un conteo de tráfico donde participan el tránsito pesado, y liviano con un total de 353 vehículos para la evaluación a ser aplicados, como también se hizo la extracción de calicatas para los estribos.

FIGURA N°15: Procesador de Datos



2.3.2. Operacionalización de variables.

Variable Única

Recuperación del puente Carrozable Sinchivin.

Variable independiente

Recuperación del puente Carrozable Sinchivin mediante los procesos adecuados de construcción:

- Preparación de la plataforma de trabajo.
- excavación de lecho de río bajo agua para estribos.
- perfilado del suelo para vaciado de estribos.
- preparación del encofrado y refuerzo, para estribos.
- vaciado de concreto para estribos.
- construcción del falso puente.
- preparación del encofrado y refuerzo para vigas y losas (plataforma del puente).
- vaciado de vigas y losa (plataforma del puente).
- vaciado de veredas e instalación del sistema de drenaje del puente.
- instalación de la señalización y pintado.

TABLA N°06: Operacionalización de variables.

variables	definición conceptual	definición operacional	dimensiones	indicadores	Items
Puente Tipo Viga y Losa	Un adecuado diseño y planteamiento de las alternativas para mejorar la transitabilidad vehicular y facilitar el acceso de las vías de comunicación, donde el ingreso económico será un medio económico de ingreso para los pobladores.	Se utilizará los instrumentos adecuados para una investigación preliminar de la problemática que afecta a dicha población estudiada	Recaudación de información	Antecedentes	Datos históricos de la construcción del puente.
				Revistas y diarios informativos	Antecedentes informativos del sector.
			Estudio Topográfico y situación actual	Horizontal	Traslado al lugar de la investigación.
				Vertical	Gastos de alimentación, hospedaje etc.
			Conteo de trafico	Horas punta donde el tráfico es más aglomerado.	Número máximo de vehículos
			Estudio de Suelos	Recopilación de la información en campo	Todo lo recaudado en campo y gabinete.
			Diseño de puente concreto.	Pilares	Habilitación de acero y vaciado de concreto
Plataforma					

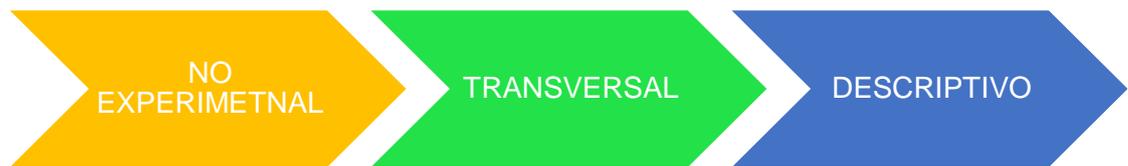
Fuente: Elaboración Propia.

Tipos de diseño de investigación

La investigación en estudio es básica, definido por Hernández, Fernández y Baptista (2010). Porque las variables tienden a relacionarse en torno a una respuesta así mismo buscan especificar las propiedades, características y los perfiles de personas, grupos, comunidades, procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis.

En la investigación el diseño es no experimental descriptiva, de acuerdo con lo definido por Hernández, et al (2010).

FIGURA N°16: Tipo de Diseño de Investigación



Línea de investigación

Línea: Ciudades e infraestructura sostenible.

Área : Transporte y Diseño urbano sostenible.



III.RESULTADOS.

- ✓ El tráfico actual que circula en la vía en estudio fundamentalmente es ligero, compuesta principalmente por vehículos ligeros y de alto tonelaje.
- ✓ Así mismo se ha observado el tráfico de vehículos pesados en un promedio de 5 a 7 vehículos, los mismos que transportan diversos materiales.
- ✓ el objetivo es determinar el Índice Medio Diario (IMD) que circulará por las vías alternas materia del presente proyecto y el número de Ejes de Carga Equivalentes (EsAL) que soportará la vía dentro de su periodo de vida, en el caso del IMD de la vía, por su parte la obtención del EsAL permite el diseño del pavimento.



IV. DISCUSION

- ✓ Para la ejecución de un puente lo básico es la topografía como también el replanteamiento de los puntos que deben de coincidir con las medidas de los planos o más exacto posible ya que son estructuras de gran envergadura.

- ✓ Según la calicata ensayada en los estudios de mecánica de suelos la zona de estudio de proyecto, se concluye que en la estratigrafía presenta una capa superior compuesta por material hormigón de río con la presencia de limos sin plasticidad, el espesor promedio es de 0.20 m, luego por debajo como terreno natural según clasificación SUCS, se encuentran predominantes el estrato (GP) del tipo de gravas de canto rodado con arena gruesa gris sin plasticidad con un espesor promedio es de 2.80 m.

V. CONCLUSIONES

- ✓ Con la construcción de este puente se logrará contribuir a elevar el intercambio económico de la población beneficiada, así como brindar seguridad al tráfico vehicular de la zona.
- ✓ Se realizó el trabajo de topografía de acuerdo con lo que se necesitara para la elaboración del expediente técnico.
- ✓ La topografía de esta zona está es de forma regular en donde se tendría facilidad para los trabajos de construcción de los puentes.
- ✓ Para la colocación de los hitos de control (BM'S) se colocó en lugares estratégicos para su rápida identificación, estos se encuentran pintado con corrector encerrados en un rectángulo de 20*10 cm.
- ✓ En base a los trabajos de campo, ensayo de laboratorio, perfiles y registros estratigráficos y características de las estructuras, se concluye cimentar, a una profundidad de cimentación mínima de acuerdo a las condiciones de la sub – estructura que se está planteando, para la presente propuesta.

VI. RECOMENDACIONES

- ✓ Se recomienda con el cuidado de los hitos (BMs) ya que es muy importante para el desarrollo del estudio a fin de poder obtener los replanteos actualizados.

- ✓ Los resultados de este informe se aplican exclusivamente para el trabajo de topografía donde se realizó los estudios para el mejoramiento del puente el cual no se podrá utilizar dichos estudios en otros sectores y/u otros fines.

- ✓ Determinado cada punto en campo con la estación total es preferible verificar su registro, ya que no todas las estaciones totales registran automáticamente, algunas proceden manualmente. Se debe indicar la descripción de cada punto, así como el archivo guardado, ya que, sin la debida colocación de un nombre, este puede ocasionar confusión o perdida de datos. Es necesario indicar la altura al prisma a trabajar, así como durante el transcurso de la toma de datos, se debe indicar en qué momento se va a modificar la altura. El método de radiación resulto de gran ayuda en el levantamiento de detalles. Es preferible monumental bien nuestros puntos topográficos, ya que personas ajenas al trabajo de campo pueden sustraerlas, ocasionando así que no se pueda verificar en qué punto se trabajo. Sería más rápido el trabajo, si se usara más de un prisma, ya que agiliza la recolección de datos y se permite el trabajo de todo el grupo por igual.



REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Grattesat, G. (1978). *Traducido por Fernando Baquedano – Vida útil de puentes.*

Martin, J. (1997). *Ingeniera de ríos.* Universidad politécnica de Catalunya. Barcelona.

Ministerio De Transportes y Comunicaciones. (2008). *Manual Para El Diseño De Carreteras No Pavimentados De Bajo Volumen De Transito.*

Seminario, E. (2004). *Guía para el diseño de puentes con vigas y losas.* Tesis de pregrado. Universidad de Piura, Perú.

Yamin, L. & Ruiz, D. (2007). *Vulnerabilidad sísmica de puentes, rehabilitación y refuerzo.* Colombia.



ANEXOS



**RECUPERACION DEL PUENTE CARROZABLE
CASERIO CHUQUIQUE - DISTRITO DE
CONDORMARCA PROVINCIA DE BOLIVAR
DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD 2019**

**1. ESTUDIO
TOPOGRAFICO**



ESTUDIO TOPOGRÁFICO

**“RECUPERACION DEL PUENTE CARROZABLE CASERIO CHUQUIQUE – DISTRITO DE
CONDORMARCA PROVINCIA DE BOLIVAR DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD”**

INDICE DE CONTENIDOS

6.- GENERALIDADES	55
6.1 Objeto General	55
6.2 Ubicación del área de estudio topográfico	55
6.3 Coordenadas UTM de referencia:.....	55
6.4. Ubicación Cartográfica	57
6.5. Alcance Específico	58
7.- TRABAJO DE CAMPO	58
7.1 Actividades iniciales	58
7.1.1. Accesibilidad	58
7.1.2. Reconocimiento de terreno	58
7.1.3. Movimiento de personal	59
7.1.4. Personal Empleado.....	59
8.- INSTRUMENTACIÓN	59
8.1 Equipo de trabajo	59
8.2 Instrumentos de trabajo	60
8.3 Equipos de oficina y Dibujo	61
8.4 Software para el procesamiento de datos topográficos	61
9. ETAPAS DE TRABAJO	62

9.1. Etapa Preliminar.....	62
9.2. Etapa de trabajo de campo	62
9.3. Etapa de gabinete	62
10. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	63
10.1 Proceso de levantamiento Topográfico	63
10.2. Ficha de BM dejado a lo largo del trabajo	63
10.3. Establecimiento de la Poligonal Principal.....	64
10.4. Mediciones y cálculo de la poligonal principal.....	64
10.5. Medición de Puntos Taquimétricos	64
11. TRABAJOS DE GABINETE	65
11.1. Procesamiento de la información de campo	65
11.2. Factor de escala:.....	66
11.3. Cálculo de coordenadas planas	66
11.4. Compensación	67
11.5. Confección del Plano a curvas de nivel.....	68
12. DIFICULTADES DE CAMPO	68
13. CONCLUSIONES	69
14. RECOMENDACIONES	69

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DEL PUENTES DEL DISTRITO DE CONDORMARCA

6.- GENERALIDADES

La Municipalidad Distrital de Condormarca tiene por finalidad de mejorar la calidad de vida y el desarrollo social de las familias de su distrito, por esta razón ha programado realizar un Estudio Topográfico para el proyecto.

PROVINCIA DE BOLIVAR DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD”

6.1 Objeto General

El objetivo principal es realizar el Levantamiento Topográfico con la finalidad de tener en cuenta los elementos naturales y artificiales encontrados en el campo, necesario para el proyecto ya mencionado. Por otro lado, este trabajo determinara las características de la superficie terrestre y así mismo contar con el Plano Topográfico adecuado que facilite las proyecciones y/o planteamiento de los diseños para el proyecto.

6.2 Ubicación del área de estudio topográfico

El proyecto en estudio se localiza en la sierra norte de la libertad

➤ Ubicación política

Región	Provincia	Distrito	Altitud
La Libertad	Bolivar	CONDORMARCA	1220.35 m.s.n.m.

6.3 Coordenadas UTM de referencia:

Las coordenadas de referencia son las siguientes coordenadas U.T.M.
(Universal Transversal de Mercator).

-Coordenadas de ubicación del proyecto:

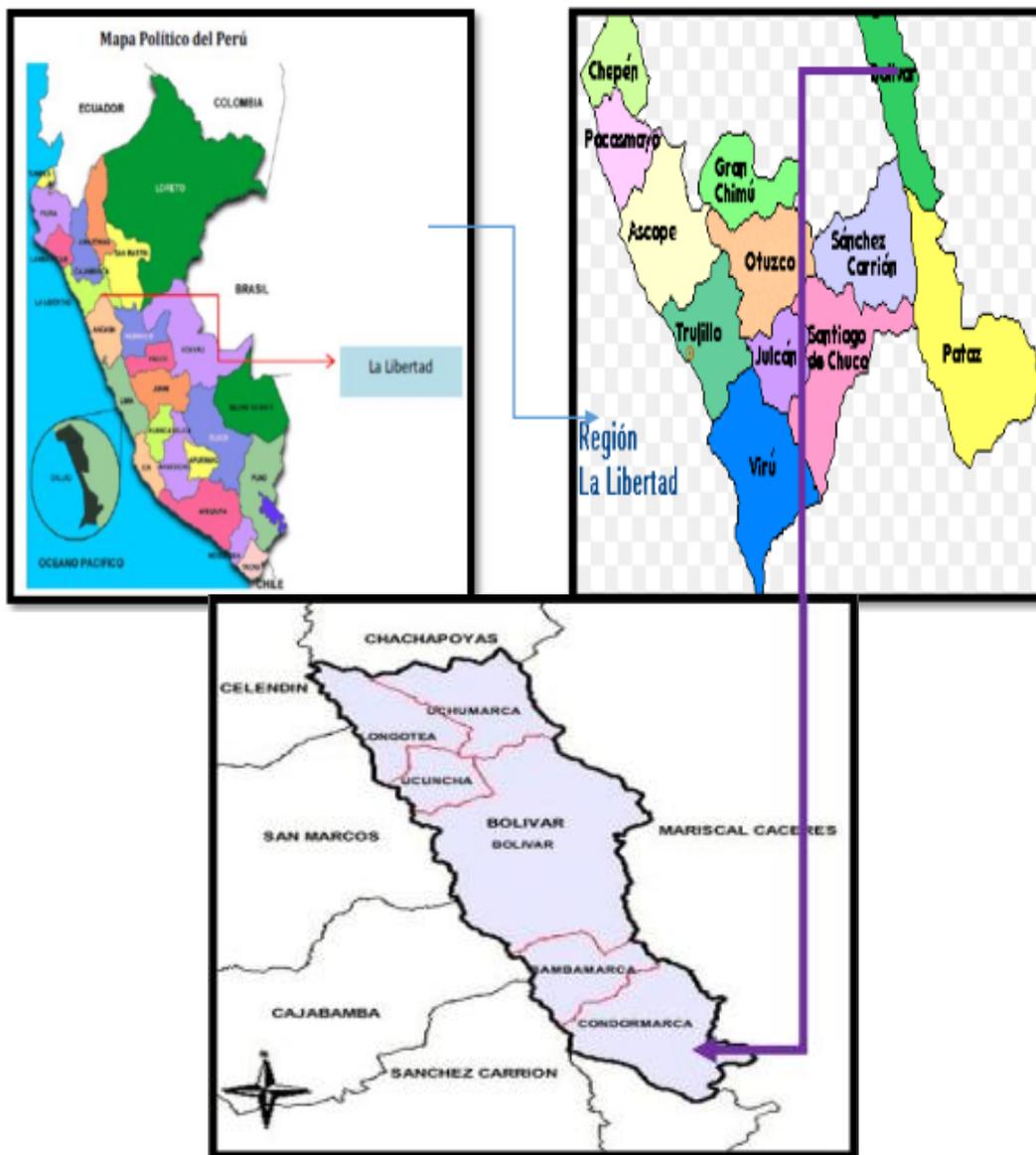
LOCALIDAD	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN
PUENTE SINCHINVIN	9165835.85	202756.35	2567 m.s.n.m.

**“RECUPERACION DEL PUENTE CARROZABLE CASERIO CHUQUIQUE –
DISTRITO DE CONDORMARCA PROVINCIA DE BOLIVAR
DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD”**

CUADRO N°1: CORDENADAS DE UBICACIÓN DE PUENTES

MACRO LOCALIZACIÓN

Figura N°1: Ubicación de regional del proyecto



6.4. Ubicación Cartográfica

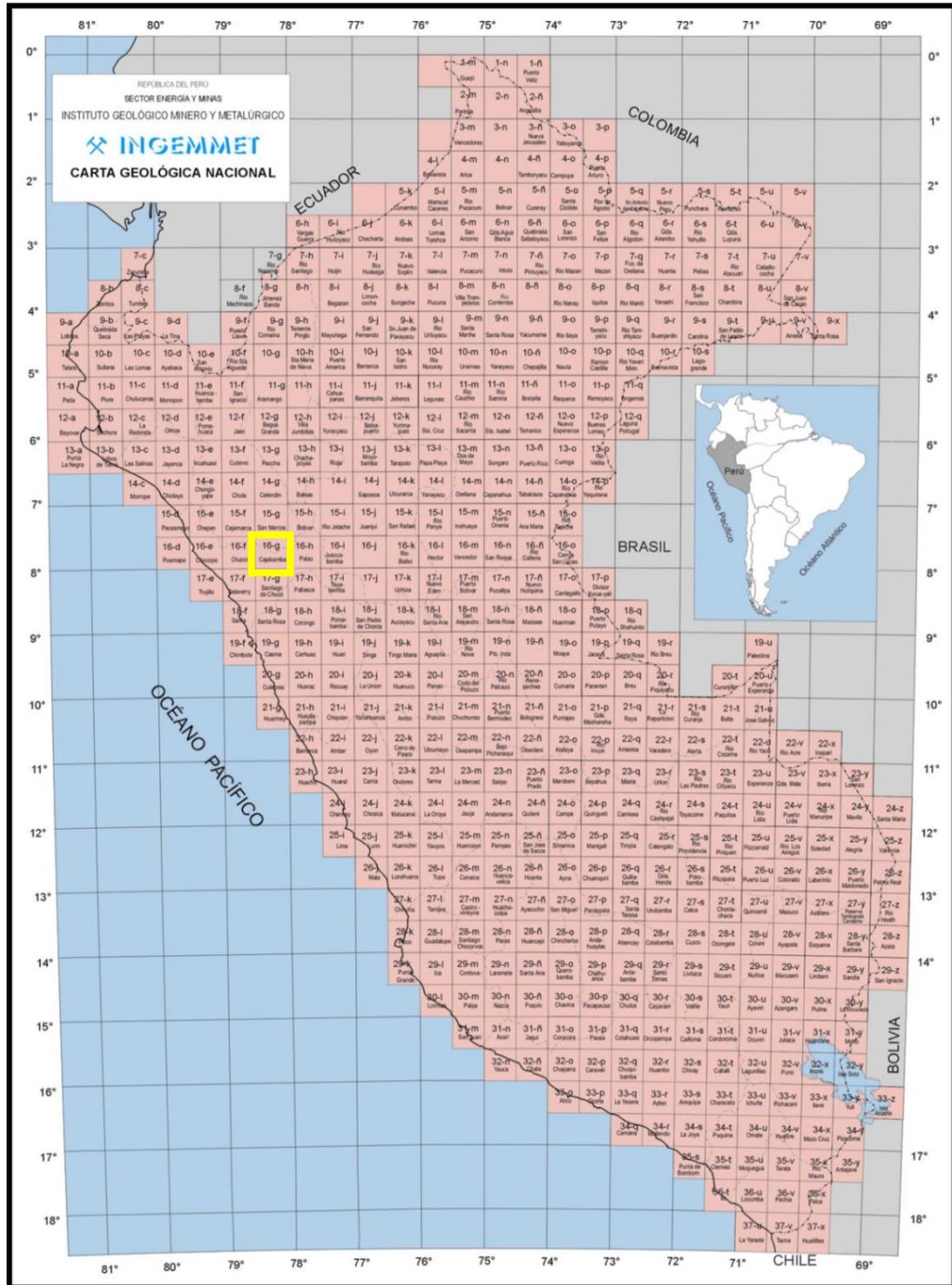


Figura N°3: CARTA NACIONAL CAJABAMBA

CARTA NACIONAL	NOMBRE DE LA CARTA	ESCALA	ZONA
16 g	Cajabamba	1/100.000	17 s

6.5. Alcance Específico

La topografía es el conjunto de procedimientos y métodos para hacer mediciones sobre el terreno y su representación gráfica o analítica sobre una porción de terreno a una escala determinada, ejecuta también replanteos sobre el terreno (trazos) para la realización de diversas obras de ingeniería, y en este caso específico, hacer el estudio con la finalidad de mejorar la calidad de vida y desarrollo social de las familias rurales descrito anteriormente.

Es a todo ello se hicieron los respectivos trabajos topográficos que se resumen básicamente en la identificación de la zona de trabajo, a través de los instrumentos topográficos y posteriormente el procesamiento, por último, un levantamiento Topográfico a detalle según los puntos tomados en campo de nuestro interés, de tal manera que dichos datos son necesarios para la representación gráfica para la elaboración de los planos del área en estudio, la cual servirá para el diseño de los elementos que integran el proyecto.

7.- TRABAJO DE CAMPO

7.1 Actividades iniciales

7.1.1. Accesibilidad

La accesibilidad al lugar de trabajo fue de la siguiente manera:

CUADRO N°1: ACCESIBILIDAD AL LUGAR DE TRABAJO

DISTRITO DE CONDORMARCA		TIEMPO	DISTANCIA(KM)	CARRETERA
TRUJILLO	HUAMACHUCO	4:H	180 KM	BUENOR
HUAMACHUCO	CONDORMARCA	12 H	350 KM	BUENO

7.1.2. Reconocimiento de terreno

Se realizó el reconocimiento del terreno con la brigada de topografía, geodesia y las demás especialidades, juntamente con los delegados vecinales y pobladores de la comunidad, con la finalidad de ubicar los puentes de su

localidad y ver el estado en el que se encuentran ya que algunos puentes se encuentran en mal estado.

7.1.3. Movimiento de personal

Los profesionales que participaron en este trabajo se movilizó desde las oficinas de Horacio Ceballos #300, de la ciudad de Huamachuco, con dirección al distrito de CONDORMARCA ubicado a 42 km de la ciudad de Huamachuco.

7.1.4. Personal Empleado

El levantamiento se realizó con la siguiente brigada de campo:

- 01 topógrafo
- 01 ayudante (prismero)

8.- INSTRUMENTACIÓN

8.1 Equipo de trabajo

- Estación total Sount (n4)

ESTACIÓN TOTAL SOUNT(N4)	
MODELO	SERIE N4
	1000m/600m REFLECTORES EDM
	PUNTERO LASER, FÁCIL DE ENCONTRAR OBJETIVO
	BLUETOOTH 4.0
	TRANSFERENCIA Y ALMACENAMIENTO DE DATOS
	T-P SENSOR, CORRECCIÓN AUTOMÁTICA
	CÁMARA OPCIONAL PARA N40/N41
	EDM TECLA DE DISPARO
	PANEL DE CONTROL CON PANTALLA TÁCTIL DE ALTA RESOLUCIÓN

- 01 GPS Garmin Etrex 10

GPS de mano compacto con funciones mejoradas. Sólo Garmin podía mejorar la unidad eTrex. La nueva unidad eTrex 10 mantiene las funciones básicas, el diseño resistente, la accesibilidad y la autonomía

GPS GARMIN EXTREX 10	
MODELO	EXTREX 10
	MAPA BASE MUNDIAL
	PANTALLA MONOCROMO DE 2,2`` FÁCIL DE LEER
	SATÉLITE GPS Y GLONASS PARA ADQUIRIR LA POSICIÓN DE FORMA RÁPIDA
	AUTONOMÍA DE BATERÍA DE 25 HORAS CON 2 PILAS AA

de la batería prolongada que hacen que sea el dispositivo GPS más accesible.

8.2 Instrumentos de trabajo

- **Jalones**

Los jalones se utilizan para marcar puntos fijos en el levantamiento de planos topográficos, para trazar alineaciones, para determinar las bases y para marcar puntos particulares sobre el terreno. Normalmente, son un medio auxiliar al teodolito, la brújula, el sextante u otros instrumentos de medición electrónicos como la estación total.



- **01 prismas**

Es un objeto circular formado por una serie de cristales que tienen la función de reflejar la señal EMD emitida por una estación total o teodolito. La distancia del aparato al prisma es calculada en base al tiempo que tarda en ir y regresar al emisor



- **flexómetro**

El flexómetro es un instrumento de medición el cual es conocido con el nombre de cinta métrica, con la particularidad de que está construido por una delgada cinta metálica flexible, dividida en unidades de medición, tiene muchos usos, pero en la topografía solo una en particular que es la medición de la altura del instrumento o equipo.



- **01 trípode de aluminio**

En la topografía, los trípodes se emplean como sostén de los teodolitos y de otros equipos. Por lo general, sus pies pueden extenderse o acortarse de acuerdo con la necesidad. El trípode topográfico, además, dispone de extremos con punta para que pueda ser clavado en la tierra a si tener una mejor estabilidad del equipo.



8.3 Equipos de oficina y Dibujo

- 01 computadora compatible Pentium Corel i7
- 01 computadoras Portátil Corel i5
- 01 Plotter Cannon
- 02 impresora Epson (A3 –A4)

8.4 Software para el procesamiento de datos topográficos

Los datos correspondientes al levantamiento topográfico han sido procesados en sistemas computarizados:

- Software Excel, para el procesamiento y compensación de datos topográficos.
- Software AutoCAD Civil 3D 2016 para el procesamiento de los datos topográficos.
- Software Auto CAD 2016 para la elaboración de los planos correspondientes.
- Google Earth para la ubicación y trazado de vías

9. ETAPAS DE TRABAJO

La ejecución de los trabajos topográficos ha comprendido las siguientes etapas:

- a) Etapa Preliminar.
- b) Etapa de Trabajo de Campo.
- c) Etapa de Gabinete.

9.1. Etapa Preliminar

Esta etapa ha comprendido los siguientes trabajos preliminares:

- a) Recopilación de información existente
- b) Recopilación de puntos geodésicos, BM auxiliares.
- c) Reconocimiento del terreno (zona que abarca el proyecto).

9.2. Etapa de trabajo de campo

Se han obtenido:

- a) Levantamiento topográfico.
- b) Definir la superficie del terreno.
- c) Croquis elaborado inicialmente por el equipo técnico de topografía.

9.3. Etapa de gabinete

El procesamiento de la información topográfica se desarrolló con el software Auto CAD Civil 3D, el cual es un software automatizado que

trabaja en entorno CAD, en cuanto a la metodología de trabajo, la describimos a continuación:

- Se importó al programa Excel la información topográfica en formato de puntos delimitados por comas (CSV).
- Seguidamente se procedió a generar y editar las mallas de triangulación (TIN) generada en función a las coordenadas y cotas de los puntos, tomando como criterio dicha edición la forma del terreno observada en campo.
- Se procedió a dibujar con ayuda de los croquis de campos los detalles de la planimetría ayudándonos de los puntos obtenidos del colector de datos.
- Posteriormente se logra obtener las curvas de nivel, con sus respectivas cotas según como el terreno se encuentra, que para ello se realizó una revisión minuciosa de toda la superficie.
- Como objetivo final tenemos plano topográfico a detalle.

10. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Para realizar el levantamiento topográfico se tuvo en cuenta los objetivos del estudio, así como las condiciones de la zona del proyecto y las coordinaciones con los demás especialistas. Debido al proceso de elaboración del Proyecto, este se puede considerar en las siguientes etapas:

10.1 Proceso de levantamiento Topográfico

Antes de iniciar las mediciones angulares y de distancias se ha realizado un bosquejo de la zona y se ha ubicado estratégicamente el primer punto de estación, donde se estacionará el equipo (estación total); para empezar a radiar los puntos, además apoyándose de una libreta de campo realizando un croquis por parte de equipo técnico de topografía, con la finalidad de no tener percances en el proceso de los datos obtenidos en campo.

10.2. Ficha de BM dejado a lo largo del trabajo

Los bench mark, conocidos también como BM, son de tan importancia en un levantamiento topográfico ya que con estos teniendo coordenadas fijas y que

se encuentran fijos en campo, se puede realizar un replanteo más preciso y según se requiera para un proyecto.

A continuación, se muestra la ficha de BM.

FICHAS DE BM'S PUENTE SINCHIVIN				
N.º DE BM'S	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN	DESCRIPCIÓN
1	9165808.15	202755.147	1220.607	Este BM ha sido colocado, a la entrada del puente, se encuentra pintado en una piedra fija.

CUADRO: BM'S DEL LEVANTAMIENTO

10.3. Establecimiento de la Poligonal Principal

Su construcción de esta es para trabajos que se apoyarán en una Poligonal Principal, que es el eje de cada punto proyectado para el posible replanteo en la etapa constructiva.

10.4. Mediciones y cálculo de la poligonal principal

Para el cálculo de la Poligonal Principal se han efectuado las siguientes mediciones angulares y de distancias:

- a) Medición de direcciones horizontales (ángulos horizontales).
- b) Medición de distancias zenitales (ángulos verticales).
- c) Medición electrónica de distancias (distancias inclinadas).

10.5. Medición de Puntos Taquimétricos

Luego de realizar las mediciones de la Poligonal de Apoyo, se pasó a la realización detallada del levantamiento de puntos, utilizando la Estación total, la cual nos dio las lecturas de coordenadas de todos los puntos físicos del terreno para su posterior edición en el formato CAD.

11. TRABAJOS DE GABINETE

11.1. Procesamiento de la información de campo

Esta información ha sido procesada por el módulo básico haciendo posible tener un archivo de radiaciones sin errores de cálculo y con su respectiva codificación de acuerdo a la ubicación de puntos característicos en el área que comprende el levantamiento topográfico.

Para adecuación de la información en el uso de los programas de diseño asistido por computadora se ha utilizado una hoja de cálculo Excel que permitió tener la información con el siguiente formato.

Para el cálculo de la poligonal principal en el sistema **UTM. (Universal Transversa Mercator)** se requirió lo siguiente:

- Resumen de direcciones horizontales.
- Resumen de Registro de las Lecturas de las Distancias Zenitales, que como lo anterior, es un extracto de las distancias electrónicas inclinadas observados en el campo.
- Para el cálculo de correcciones por excentricidad, refracción y curvatura, se trasladaron los datos del formato de campo al formato de cálculo de elevaciones, tanto de los ángulos verticales observados, así como de las distancias inclinadas corregidas.
- Se procedió a calcular la excentricidad vertical debido a la diferencia existente entre la altura del instrumento y altura de la señal visada.

Para la corrección se usó la fórmula:

$$C = \frac{St. km^2 \times 0.0683}{St. sen 1''}$$

La otra corrección por refracción y curvatura que siempre es positiva se aplicó la fórmula:

$$C = \frac{St. km^2 \times 0.0683}{St. sen 1''}$$

Donde $St.Km^2$ es la distancia inclinada expresada en Km^2 ., sumando las correcciones por excentricidad, refracción y curvatura a la distancia zenital observada se obtiene la distancia zenital corregida.

- Igual procedimiento se siguió para las distancias Zenitales recíprocas.
- El ángulo medio o semi-diferencia de las distancias zenitales corregidas recíprocas y directas que también tienen valores positivos y negativos.

Las distancias horizontales y verticales o desniveles se obtuvieron por las fórmulas:

$$DN = d \cos ac$$

$$DE = d \sin ac$$

Dónde: DH = Distancia horizontal DV = Distancia
vertical o desnivel St = Distancia inclinada corregida h =
Angulo medio Z = Distancia zenital observada

- Considerando que el error de cierre vertical está dado por la suma de desniveles positivos y negativos que en una poligonal cerrada debe ser igual a cero. Este error de cierre vertical debe ser compensado distribuyéndose la corrección proporcional a las longitudes de los lados de la poligonal.

11.2. Factor de escala:

Para el "Factor de Escala" del Sistema UTM., se usó la siguiente

fórmula:

$$K = 0.9996 [1 + (XVIII) q^2 + 0.0003 q^4]$$

Donde:

$$(XVIII) = 0.012377$$

$$Q = 0.000001E$$

$$E = E-500,000$$

11.3. Cálculo de coordenadas planas

Con los azimuts planos o de cuadrícula y realizados los ajustes por cierre azimutal y hechas las correcciones necesarias a los ángulos

observados y a las distancias horizontales, se transformaron los valores esféricos a valores planos procediéndose luego al cálculo de las coordenadas planas mediante las fórmulas:

$$DN = d \cos ac$$

$$DE = d \sen ac$$

Donde:

Ac = Es el azimut o de cuadrícula

d = Distancia de cuadrícula

DN= Incremento o desplazamiento del Norte

DE= Incremento o desplazamiento del Este

Estos valores se añaden a las coordenadas de un vértice para encontrar la del vértice siguiente y así sucesivamente hasta completar la poligonal.

Al comparar las coordenadas fijas del vértice de partida con las calculadas, se encuentran una diferencia tanto en coordenadas (norte) como en abscisas (este). Esta diferencia es el error de cierre de posición o error de cierre lineal, cuyo valor es:

$$ep = \sqrt{[(Sn)^2 + (Ee)^2]} / 2$$

Dónde:

eN = Error en el Norte

eE = Error en el Este

11.4. Compensación

Debido al “error de cierre lineal”, las coordenadas calculadas deben corregirse mediante una compensación, que consiste en distribuir ese error proporcionalmente a la longitud de cada lado.

Se usó la siguiente fórmula:

$$C = d \times eN \text{ Ó } eE$$

$$\Sigma d$$

Donde “d” es la distancia de un lado Σd es la suma de las distancias o longitud de la poligonal; **eN** y **eE** son los errores en Norte y en Este respectivamente.

La compensación de errores de cierre en las poligonales se muestra en los cuadros de Cálculos de Coordenadas Plantas UTM.

11.5. Confección del Plano a curvas de nivel

Luego de los pasos anteriores y con el uso del programa “**AutoCAD Civil 2017**”, se procesaron los datos para la elaboración del “Mapa a Curvas de Nivel”, de acuerdo a las necesidades del Proyecto.

De esta manera se confeccionaron los planos en una plataforma que consideramos estándar como es el **AUTOCAD**.

Se ha tenido cuidado al tomar la información del terreno a fin de obtener un módulo que representa lo mejor posible al terreno existente para el diseño de estructuras.

Los puntos tomados conforman una especie de reticulado para que las curvas reflejen exactamente la configuración del terreno existente.

Se muestra en esta imagen la forma del terreno:

12. DIFICULTADES DE CAMPO

En este trabajo una de las dificultades que se encontró es el difícil acceso a la parte del río, esto para radiar puntos bajo los puentes para la buena representación de la superficie y así poder calcular las alturas de los puentes.

13. CONCLUSIONES

- Se realizó el trabajo de topografía de acuerdo con lo que se necesitara para la elaboración del expediente técnico.
- La topografía de esta zona está es de forma regular en donde se tendría facilidad para los trabajos de construcción de los puentes.
- Para la colocación de los hitos de control (BM'S) se colocó en lugares estratégicos para su rápida identificación, estos se encuentran pintado con corrector encerrados en un rectángulo de 20*10 cm.

14. RECOMENDACIONES

- Se recomienda con el cuidado de los hitos (BM`s) ya que es muy importante para el desarrollo del estudio a fin de poder obtener los replanteos actualizados.
- Los resultados de este informe se aplican exclusivamente para el trabajo de topografía donde se realizó los estudios para el mejoramiento del puente el cual no se podrá utilizar dichos estudios en otros sectores y/u otros fines.
- Determinado cada punto en campo con la estación total es preferible verificar su registro, ya que no todas las estaciones totales registran automáticamente, algunas proceden manualmente. Se debe indicar la descripción de cada punto, así como el archivo guardado, ya que, sin la debida colocación de un nombre, este puede ocasionar confusión o perdida de datos. Es necesario indicar la altura al prisma a trabajar, así como durante el transcurso de la toma de datos, se debe indicar en qué momento se va a modificar la altura. El método de radiación resulto de gran ayuda en el levantamiento de detalles. Es preferible monumental bien nuestros puntos topográficos, ya que personas ajenas al trabajo de campo pueden sustraerlas, ocasionando así que no se pueda verificar en qué punto se trabajo. Sería más rápido el trabajo, si se usara más de un prisma, ya que agiliza la recolección de datos y se permite el trabajo de todo el grupo por igual.

CUADRO DE COORDENADAS				
Nº	NORTE	ESTE	COTA	DESCRIPCION
1	9165808.15	202755.147	1220.607	BM-1
2	9165813.56	202774.451	1224.308	E-1
3	9165809	202773.355	1224.679	TN
4	9165815.39	202782.583	1217.983	TN
5	9165814.2	202779.477	1221.1	TN
6	9165816.12	202772.898	1223.037	TN
7	9165817.49	202765.862	1222.009	TN
8	9165807.45	202785.964	1224.905	TN
9	9165811.74	202787.426	1219.336	TN
10	9165804.71	202776.005	1225.493	TN
11	9165795.13	202765.862	1223.984	TN
12	9165801.06	202783.223	1227.031	TN
13	9165806.17	202783.223	1226.182	TN
14	9165811.19	202782.309	1223.773	TN
15	9165807.08	202777.01	1225.851	TN
16	9165801.61	202781.852	1226.759	TN
17	9165795.68	202785.507	1227.5	TN
18	9165803.8	202767.873	1223.83	TN
19	9165793.85	202782.857	1226.934	TN
20	9165808.45	202775.274	1225.277	TN
21	9165794.58	202768.969	1224.564	TN
22	9165805.62	202753.984	1222.181	TN
23	9165795.4	202745.578	1222.709	TN



24	9165805.08	202762.482	1223.034	TN
25	9165794.03	202758.736	1223.341	TN
26	9165793.67	202774.817	1225.441	TN
27	9165808.18	202755.629	1221.959	TN
28	9165804.53	202746.857	1222.047	TN
29	9165796.68	202744.847	1222.635	TN
30	9165812.74	202740.37	1219.272	TN
31	9165818.67	202733.152	1213.112	TN
32	9165818.58	202744.39	1216.263	TN
33	9165806.81	202744.299	1221.653	TN
34	9165807.72	202758.279	1222.332	TN
35	9165816.12	202748.593	1219.66	TN
36	9165819.34	202746.766	1216.252	TN
37	9165820.89	202753.07	1215.221	TN
38	9165819.34	202755.446	1217.822	TN
39	9165818.42	202749.964	1217.33	TN
40	9165815.23	202736.898	1217.033	TN
41	9165818.06	202728.217	1213.332	TN
42	9165819.52	202723.74	1211.711	TN
43	9165816.05	202721.273	1212.423	TN
44	9165807.84	202720.36	1218.792	TN
45	9165808.84	202730.776	1218.703	TN
46	9165811.67	202742.563	1220.218	TN
47	9165816.42	202725.75	1213.246	TN
48	9165802.71	202719.058	1222.118	TN



49	9165813.84	202716.225	1215.348	TN
50	9165817.95	202710.286	1216.024	TN
51	9165818.13	202720.885	1211.904	TN
52	9165800.52	202735.596	1222.472	TN
53	9165812.74	202750.215	1220.686	TN
54	9165794.49	202737.149	1222.934	TN
55	9165803.62	202722.164	1221.52	TN
56	9165789.18	202755.256	1223.269	TN
57	9165795.29	202752.24	1222.782	TN
58	9165788.45	202761.926	1223.832	TN
59	9165792.73	202783.855	1227.151	TN
60	9165800.76	202789.885	1228.034	TN
61	9165806.43	202785.235	1226.054	TN
62	9165815.95	202793.555	1230.648	TN
63	9165819.05	202788.53	1221.25	TN
64	9165821.61	202794.835	1252.871	TN
65	9165818.41	202792.916	1236.948	TN
66	9165818.96	202786.885	1218.362	TN
67	9165821.52	202786.063	1232.047	TN
68	9165820.15	202783.23	1219.804	TN
69	9165823.8	202782.774	1240.049	TN
70	9165821.42	202780.581	1221.805	TN
71	9165825.62	202779.576	1241.604	TN
72	9165822.61	202775.281	1220.652	TN
73	9165828.09	202773.911	1237.738	TN



74	9165824.27	202772.804	1223.447	TN
75	9165826.28	202770.977	1228.87	TN
76	9165831.3	202766.774	1239.056	TN
77	9165828.75	202765.495	1229.57	TN
78	9165826.37	202770.246	1228.582	TN
79	9165827.92	202763.302	1219.894	TN
80	9165829.84	202760.652	1228.441	TN
81	9165834.22	202761.292	1245.783	TN
82	9165829.38	202765.403	1231.467	TN
83	9165828.65	202774.723	1240.421	TN
84	9165829.11	202760.561	1223.602	TN
85	9165828.56	202759.738	1221.781	TN
86	9165836.38	202759.345	1249.898	TN
87	9165830.48	202755.627	1231.028	TN
88	9165829.02	202752.611	1213.997	TN
89	9165839.15	202755.559	1248.722	TN
90	9165827.19	202758.551	1217.334	TN
91	9165829.29	202749.139	1213.997	TN
92	9165832.85	202752.703	1224.534	TN
93	9165835.86	202748.682	1220.76	TN
94	9165837.49	202756.483	1247.22	TN
95	9165830.39	202748.043	1213.798	TN
96	9165838.14	202748.408	1228.654	TN
97	9165833.22	202746.307	1214.971	TN
98	9165832.49	202743.2	1213.193	TN



99	9165838.69	202748.226	1229.766	TN
100	9165841.25	202756.266	1253.21	TN
101	9165837.6	202751.88	1236.139	TN
102	9165838.14	202746.033	1219.963	TN
103	9165843.64	202747.942	1247.067	TN
104	9165843.58	202754.359	1255.611	TN
105	9165835.52	202743.647	1216.158	TN
106	9165833.33	202740.449	1212.923	TN
107	9165835.7	202738.165	1213.707	TN
108	9165834.69	202737.251	1212.918	TN
109	9165836.98	202735.606	1213.628	TN
110	9165838.89	202732.865	1214.188	TN
111	9165827.24	202743.005	1212.893	TN
112	9165834.6	202733.596	1212.219	TN
113	9165834.15	202729.393	1211.153	TN
114	9165835.15	202723.454	1210.112	TN
115	9165821.46	202723.363	1211.268	TN
116	9165821.83	202730.581	1211.936	TN
117	9165821.1	202736.977	1211.974	TN
118	9165821.92	202742.642	1213.186	TN
119	9165821.19	202746.297	1214.371	TN
120	9165822.74	202756.53	1214.043	TN
121	9165822.28	202761.282	1215.976	TN
122	9165821.37	202769.414	1215.971	TN
123	9165820.46	202764.754	1216.857	TN



124	9165820.55	202772.246	1215.984	TN
125	9165818.54	202777.82	1216.472	TN
126	9165816.26	202784.581	1217.963	TN
127	9165814.44	202787.779	1217.426	TN
128	9165837.89	202731.678	1213.112	TN
129	9165840.63	202733.688	1218.005	TN
130	9165843.82	202738.804	1224.93	TN
131	9165847.47	202750.865	1259.853	TN
132	9165841.99	202746.297	1239.171	TN
133	9165851.05	202744.284	1260.085	TN
134	9165847.85	202737.431	1225.521	E-2
135	9165843.65	202732.497	1219.981	TN
136	9165840	202727.289	1213.519	TN
137	9165842.1	202720.802	1214.195	TN
138	9165847.21	202722.72	1218.431	TN
139	9165839.91	202719.614	1213.063	TN
140	9165838.91	202712.121	1211.85	TN
141	9165849.22	202716.507	1216.351	TN
142	9165854.42	202725.553	1225.62	TN
143	9165854.71	202730.477	1228.918	TN
144	9165855.44	202736.325	1240.751	TN
145	9165849.32	202727.462	1222.034	TN
146	9165840.75	202726.183	1213.808	TN
147	9165837.83	202721.614	1211.955	TN
148	9165837.92	202712.752	1211.526	TN

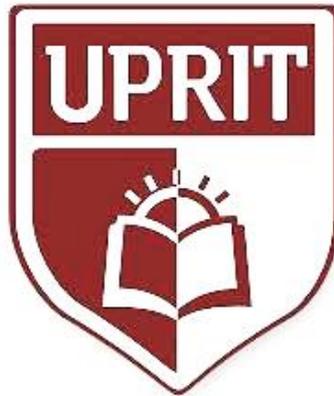


149	9165840.84	202703.523	1212.129	TN
150	9165850.24	202712.752	1218.376	TN
151	9165858.91	202725.269	1231.394	TN
152	9165857.9	202733.584	1234.813	TN
153	9165848.96	202724.447	1219.615	TN
154	9165837.55	202713.939	1211.459	TN
155	9165836.18	202706.082	1210.385	TN
156	9165840.29	202699.503	1211.461	TN
157	9165847.13	202704.437	1214.965	TN
158	9165858.08	202713.645	1230.842	TN
159	9165861.37	202710.63	1239.174	TN
160	9165861.28	202721.503	1234.663	TN
161	9165857.26	202718.944	1228.263	TN
162	9165850.14	202711.543	1218.245	TN
163	9165849.14	202703.868	1216.45	TN
164	9165855.07	202701.858	1229.106	TN
165	9165855.89	202695.188	1229.822	TN
166	9165847.04	202693.361	1214.666	TN
167	9165852.42	202700.762	1223.437	TN
168	9165859.27	202712.731	1233.084	TN
169	9165845.76	202700.396	1213.779	TN
170	9165837.64	202695.828	1210.476	TN
171	9165834.36	202695.371	1209.279	TN
172	9165834.63	202702.589	1209.995	TN
173	9165835.63	202709.99	1210.222	TN



174	9165843.39	202711.269	1213.167	TN
175	9165842.66	202696.284	1212.296	TN
176	9165838.46	202686.691	1210.733	TN
177	9165847.95	202721.046	1218.04	TN
178	9165843.39	202729.087	1217.366	TN
179	9165854.16	202738.772	1246.524	TN
180	9165832.5	202699.386	1209.828	TN

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**RECUPERACION DEL PUENTE CARROZABLE
CASERIO CHUQUIQUE - DISTRITO DE
CONDORMARCA PROVINCIA DE BOLIVAR
DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD 2019**

**2. ESTUDIO
TRAFICO**

ESTUDIO DE TRÁFICO

METODOLOGIA

La metodología del trabajo de campo desarrollada en el presente estudio, se basó en las observaciones realizadas en la zona de trabajo durante el desarrollo de los trabajos de ingeniería básica y las recomendaciones del “Manual para Estudio de Tráfico”, dichos trabajos consistieron en conteos de tránsito vehicular.

Dentro de las actividades que han tenido que llevarse a cabo, para el desarrollo normal del estudio:

- Etapa de planificación
- Etapa de Organización Etapa Ejecución
- Etapa de Procesamiento.

Para el desarrollo de los conteos, que permitan conocer el volumen de tránsito que soporta la vía así como su composición, se procedió a ubicar la estación de control en el tramo de acceso al puente. Las labores de Conteo y clasificación en el campo se desarrollaron de forma continua, las 24 horas del día durante 7 días de la semana, iniciándose el día domingo 2 de Mayo y concluyendo el día sábado 31 de Mayo del 2017.

El estudio de tráfico está orientado a proporcionar la información básica para determinar los indicadores de tráfico para utilizar en la evaluación Esal del diseño.

Las características principales de transito que se relacionan con el diseño de pavimentos rígidos son el número de pasadas de ejes y la importancia de las cargas. Las cargas más pesadas por eje que se esperan durante el periodo de diseño, son las que definen los esfuerzos a los que van a estar sometidos dicho pavimento.

Los valores de tránsito a obtener se clasifican así:

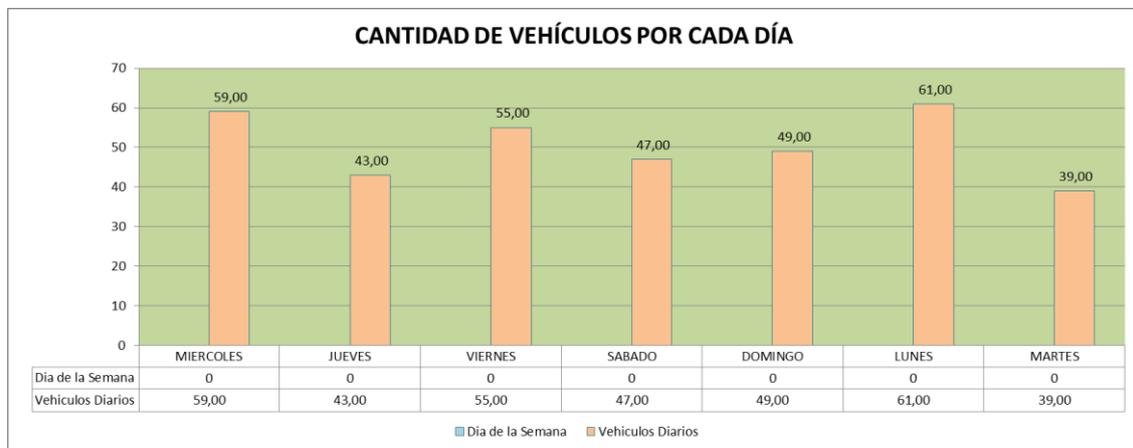
TPD: Transito promedio diario en ambas direcciones

TPD-C: Transito promedio diario de vehículos pesados en ambas direcciones

Cargas por eje de los vehículos pesados.

El dato necesario para obtener el tránsito de diseño, consiste en asumir tasas de crecimiento anual que relacionen factores de proyección de acuerdo a la vida útil del pavimento rígido, el cual generalmente oscila entre 20 y 40 años, siendo el recomendable de 20 años.

Cod. Estación		Estación N° 01										Sentido		Ambos sentidos					
Referencia de Estación		Conteo - Estación de puente										Día		MIÉRCOLES - MARTES		CANT. /DIAS	7 días		
Hora	Automóvil	Camioneta	Camioneta Rural	micro / combi	Omnibus		Camión			Semitrailers			Trayles				TOTAL	PORC. %	
					2E	3E	2E	3E	4E	2s3	3s2	>=3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3			
MIÉRCOLES	30,00	15,00	-	-	2,00	-	11,00	1,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	59,00	16,71
JUEVES	27,00	5,00	-	-	1,00	-	10,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	43,00	12,18
VIERNES	32,00	9,00	-	-	3,00	-	9,00	2,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	55,00	15,58
SABADO	36,00	2,00	-	-	1,00	-	8,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	47,00	13,31
DOMINGO	25,00	8,00	-	-	2,00	-	12,00	1,00	-	1,00	-	-	-	-	-	-	-	49,00	13,88
LUNES	38,00	7,00	-	-	3,00	-	12,00	1,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	61,00	17,28
MARTES	25,00	5,00	-	-	1,00	-	7,00	-	-	1,00	-	-	-	-	-	-	-	39,00	11,05
TOTAL	213,00	51,00	-	-	13,00	-	69,00	5,00	0	2	0	0	0	0	0	0	0	353,00	100,00
PORC %	60,34	14,45	0,00	0,00	3,68	0,00	19,55	1,42	0,00	0,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	



El TPD-C es un dato importante en el diseño, ya que incluye buses y camiones con 6 ruedas o más y excluye los vehículos que tienen hasta 4 ruedas. Es conveniente para propósitos de diseño calcular el número de vehículos pesados esperados durante el periodo de diseño.

Regularmente se asume que las cargas y volúmenes de tránsito se distribuyen en partes iguales en las dos direcciones, pero esto no es real en su totalidad, ya que puede suceder en casos específicos, que la mayor parte de los camiones viaje a plena carga en una dirección y retornen vacíos en la otra.

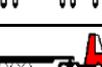
PERIODO DE DISEÑO

El periodo de diseño se considera como el periodo de análisis del tránsito, ya que es difícil hacer la predicción con suficiente aproximación para un largo tiempo. Para un pavimento rígido se considera adecuado tomar 20 años como periodo de diseño; por lo que el que se elija incide directamente en los espesores ya que esto determina cuantos vehículos tendrán que circular sobre el pavimento en el periodo determinado. El seleccionar el periodo de diseño de un pavimento es función del tipo de carretera, nivel de tránsito, análisis económico y el nivel de servicio.

TASA CRECIMIENTO ANUAL DE TRANSITO

Para el diseño se considera la tasa de crecimiento del PBI de cada departamento, en el presente caso se ha considerado al PBI de Bolívar anual = 0.3%.

FACTORES DE EQUIVALENCIA DE CARGA LEGAL POR EJE Y VEHICULO

SIMBOLO	DIAGRAMA	DESCRIPCIO N	EJE DELANTERO	EJE POSTERIOR				TOTAL
				1er. EJE	2do. EJE	3er. EJE	4to. EJE	
B2		CARGA (TON)	7	11				18
		F.EE.	12.654	32.383				450.365
B3		CARGA (TON)	7	18				25
		F.EE.	12.654	20.192				328.458
C2		CARGA (TON)	7	11				18
		F.EE.	12.654	32.383				450.365
C3		CARGA (TON)	7	18				25
		F.EE.	12.654	20.192				328.458
C4		CARGA (TON)	7	25				32
		F.EE.	12.654	142.042				268.579
2S1		CARGA (TON)	7	11	11			29
		F.EE.	12.654	32.383	32.383			774.194
2S2		CARGA (TON)	7	11	18			36
		F.EE.	12.654	32.383	20.192			652.287
2S3		CARGA (TON)	7	11	25			43
		F.EE.	12.654	32.383	142.042			592.408
3S1		CARGA (TON)	7	18	11			36
		F.EE.	12.654	20.192	32.383			652.287
3S2		CARGA (TON)	7	18	18			43
		F.EE.	12.654	20.192	20.192			530.379
3S3		CARGA (TON)	7	18	25			50
		F.EE.	12.654	20.192	142.042			470.500
2T2		CARGA (TON)	7	11	11	11		40
		F.EE.	12.654	32.383	32.383	32.383		1.098.023
2T3		CARGA (TON)	7	11	11	18		47
		F.EE.	12.654	32.383	32.383	20.192		976.115
3T2		CARGA (TON)	7	18	11	11		47
		F.EE.	12.654	20.192	32.383	32.383		976.115
3T3		CARGA (TON)	7	18	11	18		54
		F.EE.	12.654	20.192	32.383	20.192		854.208

OBJETIVOS

El presente estudio de tráfico tiene por objetivo directo determinar el Índice Medio Diario (IMD) que circulara por las vías alternas materia del presente proyecto y el número de Ejes de Carga Equivalentes (EsAL) que soportará la vía dentro de su periodo de vida, en el caso del IMD de la vía, por su parte la obtención del EsAL permite el diseño del pavimento.

ALCANCES

El tráfico actual que circula en la vía en estudio fundamentalmente es ligero, compuesta principalmente por vehículos ligeros y de alto tonelaje.

Así mismo se ha observado el tráfico de vehículos pesados en un promedio de 5 a 7 vehículos, los mismos que transportan diversos materiales.

DETERMINACION DEL INDICE MEDIO DIARIO (IMD)

CALCULO DE INDICE MEDIO DIARIO (IMD)

CONTEO VEHICULAR - CABANA

1. RESUMEN DE AFORO DEL TRÁFICO

Medio de Transporte	Domingo	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Total	%
Vehículos Ligeros (V.L.)									
Automóviles	30,00	27,00	32,00	36,00	25,00	38,00	25,00	213,00	61%
Camionetas	15,00	5,00	9,00	2,00	8,00	7,00	5,00	51,00	15%
Camioneta Rural	-	-	-	-	-	-	-	-	0%
Micros / Combis	-	-	-	-	-	-	-	-	0%
Total de V.L.	45,00	32,00	41,00	38,00	33,00	45,00	30,00	264,00	75%
Vehículos Pesados (V.P.)									
Omnibus 2 Ejes	2,00	1,00	3,00	1,00	2,00	3,00	1,00	13,00	4%
Omnibus 3 Ejes	-	-	-	-	-	-	-	-	0%
Camión 2 Ejes	11,00	10,00	9,00	8,00	12,00	12,00	7,00	69,00	20%
Camión 3 Ejes	1,00	-	2,00	-	1,00	1,00	-	5,00	1%
Camión 4 Ejes	-	-	-	-	-	-	-	-	0%
Total de V.P.	14,00	11,00	14,00	9,00	15,00	16,00	8,00	87,00	25%
Total de Vehículos	59,00	43,00	55,00	47,00	48,00	61,00	38,00	351,00	100%

2. TRÁNSITO MEDIO DIARIO SEMANAL (TMDS)

Se obtiene a través de la siguiente relación

$$TMDS = \frac{TS}{7}$$

TMDS: Tránsito Medio Diario Semanal
TS: Tránsito durante una semana

En función a esta relación, en el siguiente cuadro se indica el TMDS correspondiente a los diferentes tramos del proyecto

Tránsito Diario (TD i)								TMDS
Domingo	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Total	
59,00	43,00	55,00	47,00	48,00	61,00	38,00	351,00	50,00

3. TRÁNSITO MEDIO DIARIO ANUAL (TMDA)

Lo determinamos a partir de la siguiente fórmula

$$TMDA = TMDS \pm K\sigma$$

$$TMDA = TMDS \pm K \frac{S}{\sqrt{n}} \left(\sqrt{\frac{N-n}{N-1}} \right)$$

Donde:

TMDA : Tránsito Medio Diario Anual

TMDS : Tránsito Medio Diario Semanal

K : Número de desviaciones estándar correspondiente al nivel de confiabilidad deseado:

k = 1.64, para un nivel de confiabilidad del 90%

k = 1.96, para un nivel de confiabilidad del 95%

σ : Estimación de la desviación estándar poblacional

S : Estimación de la desviación estándar muestral

N : Número de días al año (N=365)

n : Número de días en una semana (n=7 días)

Días de Aforo "n": n= Días del año "N": N= Confiabilidad "k": K=

Cálculo de la Desviación Estándar Muestral "S": S=

Cálculo de la Desviación Estándar Poblacional " σ ": σ =

Cálculo del Tránsito Medio Diario Anual "TMDA": Max. (TMDA)= Min. (TMDA)=

TMDA = vehiculos/día

4. PROYECCIÓN DEL TRÁNSITO MEDIO DIARIO

Se determina a partir de la siguiente relación:

$$TMDA_n = TMDA_i \times (1 + r)^n$$

Donde:

TMDAn : Tránsito Medio Diario Anual en el año n

TMDAi : Tránsito Medio Diario Anual inicial

r : Razón de crecimiento anual

n : Número de años a partir del año inicial

Las proyecciones del tránsito de los vehículos se considera para un horizonte de planeamiento de 1 año para los procesos de aprobación, licitación y ejecución de obra y 20 años para el periodo de vida útil de la obra; por lo tanto, el número de años para la proyección del tráfico, a partir del presente año, es de n = 20 años. Con relación a la razón de crecimiento, no se cuenta con registros del flujo de tránsito por años, pero considerando que la calle en estudio, es una calle relativamente joven (por el flujo vehicular que presenta), ya que esta calle integrara nuevas calles, con viviendas pobladas en proceso de crecimiento y desarrollo, estimamos que la tasa de crecimiento vehicular, una vez pavimentada la calle, sea del 7% anual.

En el cuadro siguiente se indica la proyección del Tránsito Medio Diario Anual para los diferentes años de vida útil del Proyecto:

TMDAi	r (%)	TMDAn										
		AÑO 0	PERIODO DE DISEÑO (10 AÑOS)									
		2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027
2017		n = 1	n = 2	n = 3	n = 4	n = 5	n = 6	n = 7	n = 8	n = 9	n = 10	n = 11
55,00	7	59	63	67	72	77	83	88	95	101	108	116

TMDAi	r (%)	TMDAn									
		PERIODO DE DISEÑO (20 AÑOS)									
		2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037
2017		n = 12	n = 13	n = 14	n = 15	n = 16	n = 17	n = 18	n = 19	n = 20	n = 21
55,00	7	124	67	142	152	162	174	186	199	213	228

5. CÁLCULO DEL TRÁNSITO VEHICULAR ACUMULADO

El Tránsito Acumulado lo obtenemos a través de la siguiente fórmula:

$$TVA = TV_i \times \left[\frac{(1 + r)^n - 1}{r} \right]$$

Donde: TVA : Tránsito acumulado de vehículos en n años
TV i : Tránsito de vehículos en el año inicial
r : Razón de crecimiento anual (r = 8%)
n : Número de años del tráfico acumulado (n = 5)

Los resultados del cálculo del Tránsito Vehicular Acumulado son los que se evidencian a continuación

TRAFICO VEHICULAR ACUMULADO EN 10 AÑOS					
TMDA INICIAL (2017)	N° VEH. INICIAL (2017)	TMDA FINAL (2027)	N° VEH. FINAL (2027)	PERIODO DE DISEÑO (n)	N° VEH. ACUM. (2027)
(1)	(2) = (1)x365	(3)	(4) = (3)x365	(5)	(6)=(5)*((2)+(4))/2
59,00	21535,00	116,00	42340,00	10,00	319.375,00

TRAFICO VEHICULAR ACUMULADO EN 20 AÑOS					
TMDA INICIAL (2017)	N° VEH. INICIAL (2017)	TMDA FINAL (2027)	N° VEH. FINAL (2027)	PERIODO DE DISEÑO (n)	N° VEH. ACUM. (2027)
(1)	(2) = (1)x365	(3)	(4) = (3)x365	(5)	(6)=(5)*((2)+(4))/2
59,00	21535,00	228,00	83220,00	20,00	1.047.550,00

6. INDICE MEDIO DIARIO (IMD)

IMD = 55,00 vehiculos/día

DETERMINACION DE EJES EQUIVALENTES

CALCULO DE INDICE MEDIO DIARIO (IMD)

DETERMINACIÓN DEL ESAL (EJES EQUIVALENTES) - CABANA

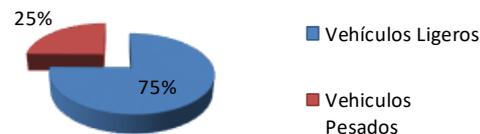
1. RESUMEN DE AFORO DEL TRÁFICO

Medio de Transporte	Domingo	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Total	%
Vehículos Ligeros (V.L.)									
Automóviles	30,00	27,00	32,00	36,00	25,00	38,00	25,00	213,00	61%
Camionetas	15,00	5,00	9,00	2,00	8,00	7,00	5,00	51,00	15%
Micros / Combis	-	-	-	-	-	-	-	-	0%
Total de V.L.	45,00	32,00	41,00	38,00	33,00	45,00	30,00	264,00	75%
Vehículos Pesados (V.P.)									
Omnibus 2 Ejes	2,00	1,00	3,00	1,00	2,00	3,00	1,00	13,00	4%
Omnibus 3 Ejes	-	-	-	-	-	-	-	-	0%
Camión 2 Ejes	11,00	10,00	9,00	8,00	12,00	12,00	7,00	69,00	20%
Camión 3 Ejes	1,00	-	2,00	-	1,00	1,00	-	5,00	1%
Camión 4 Ejes	-	-	-	-	-	-	-	-	0%
Total de V.P.	14,00	11,00	14,00	9,00	15,00	16,00	8,00	87,00	25%
Total de Vehículos	59,00	43,00	55,00	47,00	48,00	61,00	38,00	351,00	100%

TIPIFICACIÓN VEHICULAR

Vehículos Ligeros	264,00	75%
Vehículos Pesados	87,00	25%
Total de Vehículos	351,00	100%

Tipificación Vehicular



2. TRÁNSITO MEDIO DIARIO SEMANAL (TMDS)

Se obtiene a través de la siguiente relación

$$TMDS = \frac{TS}{7}$$

TMDS: Tránsito Medio Diario Semanal
TS: Tránsito durante una semana

En función a esta relación, en el siguiente cuadro se indica el TMDS correspondiente a los diferentes tramos del proyecto

Tránsito Diario (TD i)								TMDS
Domingo	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Total	
59,00	43,00	55,00	47,00	48,00	61,00	38,00	351,00	50,00

3. FACTOR DE CORRECCIÓN DIARIA

$$Factor\ Diario = FD = \frac{1}{\frac{TD}{TMDS}}$$

Factor de Corrección Diaria (FD)								
DIA	Domingo	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Total
TDi	59,00	43,00	55,00	47,00	48,00	61,00	38,00	351,00
$\frac{TD}{TMDS}$	1,18	0,86	1,1	0,94	0,96	1,22	0,76	
FD	0,847458	1,1627907	0,90909	1,06383	1,041667	0,819672	1,315789	

4. TRANSITO PROMEDIO DIARIO SEMANAL (Corregido):

Medio de Transporte	Domingo	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Total
Vehículos Ligeros (V.L.)								
Automóviles	25,42	31,40	29,09	38,30	26,04	31,15	32,89	214,29
Camionetas	12,71	5,81	8,18	2,13	8,33	5,74	6,58	49,49
Micros / Combis	-	-	-	-	-	-	-	-
Total de V.L.	38,14	37,21	37,27	40,43	34,38	36,89	39,47	263,78
Vehículos Pesados (V.P.)								
Omnibus 2 Ejes	1,69	1,16	2,73	1,06	2,08	2,46	1,32	-
Omnibus 3 Ejes	-	-	-	-	-	-	-	-
Camión 2 Ejes	9,32	11,63	8,18	8,51	12,50	9,84	9,21	69,19
Camión 3 Ejes	0,85	-	1,82	-	1,04	0,82	-	4,53
Camión 4 Ejes	-	-	-	-	-	-	-	-
Total de V.P.	11,86	12,79	12,73	9,57	15,63	13,11	10,53	73,72
Total de Vehículos	50,00	337,49						

El Tránsito Medio Diario Semanal (Corregido):

48,21 Veh/día

5. FACTOR DE AJUSTE ESTACIONAL

Me Generado

Estación

Factor de Ajuste Estacional

Vehículos Pesados

Factor de Ajuste Estacional

Vehículos Ligeros

No cuenta con Información

Medio de Transporte	Total	Total Corregido
Vehículos Ligeros (V.L.)		
Automóviles	214,29	214,29
Camionetas	49,49	49,49
Micros / Combis	-	-
Total de V.L.	263,78	263,78
Vehículos Pesados (V.P.)		
Omnibus 2 Ejes	-	-
Omnibus 3 Ejes	-	-
Camión 2 Ejes	69,19	73,79
Camión 3 Ejes	4,53	4,83
Camión 4 Ejes	-	-
Total de V.P.	73,72	78,62
Total de Vehículos	337,49	342,40

El Tránsito Medio Diario Semanal (Corregido):

48,91 Veh/día

6. INDICE MEDIO DIARIO ANUAL (IMDA)

Medio de Transporte	Aforo Vehicular	Tránsito Desviado	Tránsito Generado	IMD	IMDA
Vehículos Ligeros (V.L.)					
Automóviles	214,00	-	32,10	35,00	12.775,00
Camionetas	49,00	-	7,35	8,00	2.920,00
Micros / Combis	-	-	-	-	-
Total de V.L.	263,00	-	39,45	43,00	15.695,00
Vehículos Pesados (V.P.)					
Omnibus 2 Ejes	-	-	-	-	-
Omnibus 3 Ejes	-	-	-	-	-
Camión 2 Ejes	74,00	-	11,10	12,00	4.380,00
Camión 3 Ejes	5,00	-	0,75	1,00	365,00
Camión 4 Ejes	-	-	-	-	-
Total de V.P.	79,00	-	11,85	13,00	4.745,00
Total de Vehículos	342,00	-	51,30	56,00	20.440,00

7. TASA DE CRECIMIENTO VEHICULAR (Kr)

Plantearemos las relaciones entre las tasas de crecimiento anual del tráfico y las tasas de crecimiento de las variables explicativas de población y PBI.

- r_{VP} = Tasa de Crecimiento Anual de Vehículos de Pasajeros
- r_{VC} = Tasa de Crecimiento Anual de Vehículos de Carga
- r_{pob} = Tasa de Crecimiento Anual de la Población en el Área de Influencia
- r_{PBI} = Tasa de Crecimiento Anual del PBI de la Región

Según el INEI, el resultado de los Censos Nacionales "X" de población, "V" de vivienda del departamento de Huanuco, arroja una tasa de crecimiento proyectado para el año 2010-2015

$$r_{(V.L.)} = r_{(pob.)}$$

$$r_{VP} = r_{pob} = 0,4 \%$$

Según el INEI - Dirección de Cuentas Nacionales se obtuvo un PBI referencial de 0,7 %, la cual representará el crecimiento de vehículos pesados

$$r_{(V.P.)} = r_{(PBI)}$$

$$r_{VC} = r_{PBI} = 0,7 \%$$

Con estas Consideraciones, tenemos:

$$K_r = \frac{(1+r)^n - 1}{r}$$

Periodo de Diseño (n) 20 años

Tasa de Crecimiento de Vehículos Livianos - $K_r_{(V.L.)}$: 20,77855

Tasa de Crecimiento de Vehículos Pesados - $K_r_{(V.P.)}$: 21,38756

8. FACTOR DE AJUSTE DE PRESIÓN (Fp):

Se tendrá las siguientes consideraciones

Factor de Ajuste de Presión para un Camión	(C)	0,1416
Factor de Ajuste de Presión para un Semi Remolque	(TS)	0,0864
Factor de Ajuste de Presión para un Remolque	(R)	0,0955
Factor de Ajuste de Presión para un Buss	(B)	0,3333

Medio de Transporte	Long. Máx. (m)	E. S. Delantero	Eje Simple Posterior			Eje Tándem		Eje Tridem	Total
			1er Eje	2do Eje	3er Eje	1er Eje	2do Eje		
			N° Ruedas	N° Ruedas	N° Ruedas	N° Ruedas	N° Ruedas		
Vehículos Livianos (V.L.)									
Automóviles		-	-	-	-	-	-	-	-
Camionetas		-	-	-	-	-	-	-	-
Micros / Combis		-	-	-	-	-	-	-	-
Vehículos Pesados (V.P.)									
Omnibus 2 Ejes	13,20	2,00	4,00	-	-	-	-	-	6,00
Omnibus 3 Ejes	14,00	2,00	-	-	-	6,00	-	-	8,00
Camión 2 Ejes	12,30	2,00	4,00	-	-	-	-	-	6,00
Camión 3 Ejes	13,20	2,00	-	-	-	8,00	-	-	10,00
Camión 4 Ejes	13,20	2,00	-	-	-	-	-	10,00	12,00

Medio de Transporte	Long. Máx. (m)	E. S. Delantero	Eje Simple Posterior			Eje Tándem		Eje Tridem	Total
			1er Eje	2do Eje	3er Eje	1er Eje	2do Eje		
			N° Ruedas	N° Ruedas	N° Ruedas	N° Ruedas	N° Ruedas		
Vehículos Livianos (V.L.)									
Automóviles		-	-	-	-	-	-	-	-
Camionetas		-	-	-	-	-	-	-	-
Micros / Combis		-	-	-	-	-	-	-	-
Vehículos Pesados (V.P.)									
Omnibus 2 Ejes	4,3996	0,6666	1,3332	-	-	-	-	-	1,9998
Omnibus 3 Ejes	4,6662	0,6666	-	-	-	1,9998	-	-	2,6664
Camión 2 Ejes	1,7417	0,2832	0,5664	-	-	-	-	-	0,8496
Camión 3 Ejes	1,8691	0,2832	-	-	-	1,1328	-	-	1,4160
Camión 4 Ejes	1,8691	0,2832	-	-	-	-	-	1,4160	1,6992

9. EJE EQUIVALENTE (EE)

Medio de Transporte	Long. Máx. (m)	E. S. Delantero	Eje Simple Posterior			Eje Tándem		Eje Tridem	
			1er Eje	2do Eje	3er Eje	1er Eje	2do Eje		
			Peso Max	Peso Max	Peso Max	Peso Max	Peso Max		
Vehículos Ligeros (V.L.)									
Automóviles								-	
Camionetas								-	
Micros / Combis								-	
Vehículos Pesados (V.P.)									
Omnibus 2 Ejes	13,20	7,00	11,00	-	-	-	-	-	
Omnibus 3 Ejes	14,00	7,00	-	-	-	16,00	-	-	
Camión 2 Ejes	12,30	7,00	11,00	-	-	-	-	-	
Camión 3 Ejes	13,20	7,00	-	-	-	18,00	-	-	
Camión 4 Ejes	13,20	7,00	-	-	-	-	-	23,00	
		$\left(\frac{P}{6.6}\right)^4$	$\left(\frac{P}{8.2}\right)^4$			$\left(\frac{P}{15.1}\right)^4$		$\left(\frac{P}{22.9}\right)^4$	

Medio de Transporte	Long. Máx. (m)	E. S. Delantero	Eje Simple Posterior			Eje Tándem		Eje Tridem	Total
			1er Eje	2do Eje	3er Eje	1er Eje	2do Eje		
			Peso Max	Peso Max	Peso Max	Peso Max	Peso Max		
Vehículos Ligeros (V.L.)									
Automóviles		-	-	-	-	-	-	-	-
Camionetas		-	-	-	-	-	-	-	-
Micros / Combis		-	-	-	-	-	-	-	-
Vehículos Pesados (V.P.)									
Omnibus 2 Ejes	13,20	1,2654	3,2383	-	-	-	-	-	4,5037
Omnibus 3 Ejes	14,00	1,2654	-	-	-	1,2606	-	-	2,5260
Camión 2 Ejes	12,30	1,2654	3,2383	-	-	-	-	-	4,5037
Camión 3 Ejes	13,20	1,2654	-	-	-	2,0192	-	-	3,2846
Camión 4 Ejes	13,20	1,2654	-	-	-	-	-	1,0176	2,2829

Medio de Transporte	IMDA	Eje Equivalente	Tasa Crecimiento Kr	Factor Presión Kp	ESAL
Vehículos Ligeros (V.L.)					
Automóviles	12.775,00	0,0001	20,7786	1,0000	26,54
Camionetas	2.920,00	0,0001	20,7786	1,0000	6,07
Micros / Combis	-	0,0001	20,7786	1,0000	-
Vehículos Pesados (V.P.)					
Omnibus 2 Ejes	-	4,5037	21,3876	1,9998	-
Omnibus 3 Ejes	-	2,5260	21,3876	2,6664	-
Camión 2 Ejes	4.380,00	4,5037	21,3876	0,8496	358.438,66
Camión 3 Ejes	365,00	3,2846	21,3876	1,4160	36.307,57
Camión 4 Ejes	-	2,2829	21,3876	1,6992	-

DETERMINACIÓN DEL ESAL	394.778,84
-------------------------------	-------------------

10. FACTOR DE DIRECCIÓN (FD)

El criterio adoptado para este factor se debe a que la vía tiene un ancho de 3.2m, en donde los vehículos aforados son en ambos sentidos

Factor de Dirección (FD) 1,00

11. FACTOR DE CARRIL (FC)

Se tendrá las siguientes consideraciones

Factor Carril (FC) 1,00

N° de Carriles en una Sola Dirección	% de ESAL en el Carril de Diseño
1	100
2	80 A 100
3	60 A 80
4	50 A 75

12. CÁLCULO DEL W18:

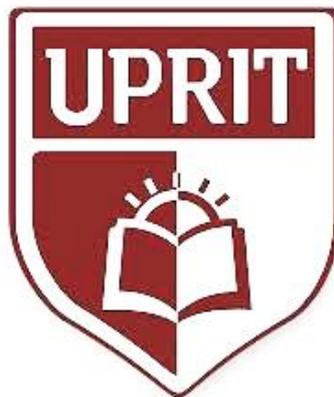
$$W_{18} = ESAL \times FC \times FD$$

W18: Número esperado de repeticiones de ejes equivalentes a 8.2tn en el periodo de diseño.

W18: 394.779,00

394.779,00

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**RECUPERACION DEL PUENTE CARROZABLE
CASERIO CHUQUIQUE - DISTRITO DE
CONDORMARCA PROVINCIA DE BOLIVAR
DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD 2019**

**3. ESTUDIO DE
MECANICA DE
SUELOS**

**INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES**
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES**5. TRABAJOS EFECTUADOS****5.1 Trabajos de Campo**

Las investigaciones de Campo estuvieron íntimamente ligadas y elaboradas por el solicitante. La exploración lo realizó mediante 02 calicatas, a cielo abierto.

La profundidad máxima alcanzada fue de 3.00 m., computados a partir del nivel de terreno natural, lo que nos permitió visualizar la estratigrafía y determinar el tipo de ensayos de laboratorio a ejecutar de cada uno de los estratos de suelos encontrados.

5.2 Trabajos de Laboratorio

Se efectuaron los siguientes ensayos estándar de Laboratorio, siguiendo las Normas establecidas por la American Society for Testing Materials (ASTM) de los Estados Unidos de Norte América.

5.2.1 Análisis Granulométrico por Tamizado (ASTM-D-422)

Consistiendo este ensayo en pasar una muestra de suelo seco a través de una serie de mallas de dimensiones estandarizadas a fin de determinar las proporciones relativas de los diversos tamaños de las partículas.

5.2.2 Contenido de Humedad Natural (ASTM-D-2216)

Que es un ensayo rutinario de Laboratorio para determinar la cantidad dada de agua presente en una cantidad dada de suelo en términos de su peso en seco.

5.2.3 Muestreo Con Tubos De Paredes Delgadas (ASTM-D-1587)

Establece el método de obtención de muestras relativamente no disturbadas de suelos para ensayos, en el cual se emplea un tubo metálico de pared - delgada.



INGEOGAMA.SAC
Ing. Carlos Cáceres Sherro
CP 124104

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES**6.- PERFIL ESTRATIGRAFICO**

De acuerdo a la exploración efectuada mediante la calicata C₁- C₂ tal como se observa en el récord del estudio de exploración y en los resultados de Laboratorio adjuntados presenta un suelo predominante es hormigón de río con presencia de limos de baja plasticidad, se nota en general estabilidad del suelo. No existen evidencias de deslizamiento o asentamientos producidos en la zona donde se ejecutará la obra. El perfil estratigráfico presenta las siguientes características:

CALICATA N°1 (Estribo Izquierdo)

E-1/0,00 – 0,20 m. Material hormigón de río con presencia de limos sin plasticidad.
E-2/0,20 – 3,00 m. Estrato compuesto por: Gravas de canto rodado con arena gruesa gris sin plasticidad, material con 1,68% de finos que pasa la malla N°200. Material de color gris, clasificado en el sistema "SUCS", como un suelo "GP" y de acuerdo a la clasificación "AASHTO", como un suelo "A-1-a (0)". *En una muestra inalterada, el suelo tiene un peso volumétrico seco de 1,680 gr/cc, y una humedad de 14,65%.*

CALICATA N°2 (Estribo Derecho)

E-1/0,00 – 0,20 m. Material hormigón de río con presencia de limos sin plasticidad.
E-2/0,20 – 3,00 m. Estrato compuesto por: Gravas de canto rodado con arena gruesa gris sin plasticidad, material con 0,95% de finos que pasa la malla N°200. Material de color gris, clasificado en el sistema "SUCS", como un suelo "GP" y de acuerdo a la clasificación "AASHTO", como un suelo "A-1-a (0)". *En una muestra inalterada, el suelo tiene un peso volumétrico seco de 1,683 gr/cc, y una humedad de 14,57%.*



INGEOGAMA SAC
Ing. Carlos Cáceres Sborro
CIP 124104



INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

7. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LABORATORIO

Del cuadro de propiedades, índices y parámetros deducidos, del estrato de Gravas de canto rodado con arena gruesa blanca sin plasticidad, se observa lo siguiente:

7.1 Análisis Mecánico Por Tamizado (MTC E107-2000 - ASTM D422 - AASHTO T 88)

El ensayo de granulometria nos permite determinar cualitativamente la distribución de tamaños de partículas de suelo.

DESCRIPCION	CALICATA Nº 1	ESTRATO	
		E-1	E-2
PORCENTAJE DE GRAVAS		---	53.95%
PORCENTAJE DE ARENAS		---	44.37%
PORCENTAJE DE FINOS		---	1.68%
PORCENTAJE DE MATERIAL		---	100.00%

DESCRIPCION	CALICATA Nº 2	ESTRATO	
		E-1	E-2
PORCENTAJE DE GRAVAS		---	53.17%
PORCENTAJE DE ARENAS		---	45.88%
PORCENTAJE DE FINOS		---	0.95%
PORCENTAJE DE MATERIAL		---	100.00%

7.2 Contenido de Humedad (MTC 108-2000 – ASTM 2216)

La humedad o contenido de humedad de un suelo es la relación, expresada como porcentaje del peso del agua en una masa dada de suelo, al peso de las partículas sólidas.

CONTENIDO DE HUMEDAD			
CALICATA	ESTRATO	CLASIF. SUCS	HUMEDAD W (%)
C-01	E-2	GP	14.65
C-02	E-2	GP	

INGEOGAMA.SAC
Ing. Carlos Caerres Shoro
CIP 124104



INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

7.3 Muestreo Con Tubos De Paredes Delgadas (ASTM-D-1587)

Puede emplearse cualquier equipo de perforación que proporcione un orificio limpio
- antes de la inserción del tubo de pared delgada cuidando de que no perturbe al
suelo muestreado y de que pueda efectuarse una penetración continua y rápida.

CALICATA N°1

ESTRATO	E-1	E-2
PROF.(m)	0.00-0.20	0.20-3.00
LL	—	0.00%
LP	—	0.00%
IP	—	0.00%
γ (Ton/m ³)	—	1.680
%W _n	—	14.65%
%W _{sat}	—	—
ϕ	—	25.00°
C (Kg/cm ²)	—	0.00

CALICATA N°2

ESTRATO	E-1	E-2
PROF.(m)	0.00-0.20	0.20-3.00
LL	—	0.00%
LP	—	0.00%
IP	—	0.00%
γ (Ton/m ³)	—	1.683
%W _n	—	14.57%
%W _{sat}	—	—
ϕ	—	25.00°
C (Kg/cm ²)	—	0.00

Dónde:

LL : Límite Líquido

INGEOGAMA.SAC

 Ing. Carlos Cáceres Soto
 CIP 124104



INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

BIBLIOGRAFIA: PRINCIPIOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES (AUTOR: BRAJU M. DAS)
CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA DE CIMENTACION (PAGINA 156 - 161)
Usando el analisis de equilibrio, Terzaghi expreso la capacidad de carga ultima en la forma

PARA FALLA GENERAL POR CORTE

$q_u = cN_c + qN_q + 1/2 \gamma BN_\gamma$ (Cimentación corrida)	Sobrecarga efectiva (q)
$q_u = 1.3 dN_c + qN_q + 0.4 \gamma BN_\gamma$ (Cimentación cuadrada)	$q = \gamma D_f$... Siendo:
$q_u = 1.3 dN_c + qN_q + 0.3 \gamma BN_\gamma$ (Cimentación circular)	γ = peso específico del suelo
	ρ = peso unitario del suelo
	D_f = profundidad de cimentación o profundidad de cimentación

Los factores de capacidad de carga N_c, N_q, N_γ serán según Tabla 3.1 (pag. 158)

Donde:

q_u = CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA

c = cohesión

q = sobrecarga en la base de la cimentación (sobrecarga efectiva)

B = Base o lado (si es cuadrada), ancho si es rectangular.

MODIFICACIONES PARA CIMENTACIONES QUE EXIBEN FALLA LOCAL POR CORTE

$q_u = 1/3 N_c c + qN'_q + 1/2 \gamma BN'_\gamma$ (Cimentación corrida)
$q_u = 0.857 dN'_c + qN'_q + 0.4 \gamma BN'_\gamma$ (Cimentación cuadrada)
$q_u = 0.857 dN'_c + qN'_q + 0.3 \gamma BN'_\gamma$ (Cimentación circular)

N'_c, N'_q, N'_γ son los factores de capacidad de carga modificada. La variación con el ángulo de fricción del suelo se da en Tabla 3.2 (pag. 160)

N'_q = Factor unidimensional de capacidad de carga, dependiente del ancho y de la zona de empuje pasivo función del ángulo de fricción interna (ϕ), considera la influencia del peso del suelo.

N'_γ = Factor adimensional de capacidad de carga debido a la presión de la sobrecarga (densidad de enterramiento). Función del ángulo de fricción interna. La sobrecarga se halla representada por el peso por unidad de área $\gamma * D_f$, del suelo que rodea la zapata.

N'_c = Factor de capacidad de carga, función de la cohesión.

FS = Factor de seguridad, que toma en consideración lo siguiente:

- Variaciones naturales en la resistencia al corte de los suelos.
- Las incertidumbres que como es lógico, contienen los métodos o fórmulas para la determinación de la capacidad última del suelo.
- Disminuciones locales menores que se producen en la capacidad de carga de los suelos colapsables, durante o después de la Construcción.

INGEGAMA-SAC

Ing. Carlos Cáceres Solorzano
CIP 124104

INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

LP	:	<i>Límite Plástico</i>
IP	:	<i>Índice Plástico</i>
$\%W$:	<i>Contenido de Humedad</i>
γ	:	<i>Peso volumétrico húmedo (Ton m³)</i>
ϕ	:	<i>Ángulo de fricción interna del suelo</i>
C	:	<i>Cohesión del suelo (Kg/cm²)</i>

8. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA Y DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN**8.1 Parámetros e Hipótesis de Cálculo**

8.1.1 Se trata de una cimentación sobre Gravas de canto rodado con arena gruesa gris sin plasticidad (GP).

8.1.2 Por el Tipo de material aplicaremos las fórmulas de capacidad de carga dadas por Karl Terzaghi de su teoría de rotura por corte local, para los suelos finos está dada por la fórmula que luego se describe.



INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

ANALISIS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES
ESTRIBO IZQUIERDO

CALICATA N°1 - ESTRATO E - 2 / PROFUNDO: 1.00 - 3.00 m

FECHA:

CAPACIDAD DE CARGA

(Terzaghi 1943) y modificado por Vesic 1975

$$q_u = c N_c Sc + q N_q Sq + \frac{1}{2} \gamma N_\gamma S_\gamma$$

ASENTAMIENTO SECCIONAL

Tierra Elástica

$$S = C_u q B \left(\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right)$$

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1)$$

$$N_q = e^{2.7 \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi$$

FACTORES DE FORMA (Vesic)

$$S_x = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$$

$$S_y = 1 - \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad \phi \leq 30^\circ$$

Peso unitario suelo encima NMP $\gamma =$ 1.800 ton/m³
Peso unitario suelo debajo NMP $\gamma' =$ 1.800 ton/m³
Profundidad de cimentación (ZAP/ZA) 1.10 m
Factor de seguridad 3.00
Prof. cimiento concreto (ingresar dato, si hay)

1.800 ton/m³

1.800 ton/m³

1.10 m

3.00

Relación de Poisson $\nu =$ 0.30

Módulo de elasticidad del suelo $E_{av} =$ 100.00 kg/cm²

Factor de forma y rigidez cimentación corrida $C_u =$ 25.00 ton/m

Factor de forma y rigidez cimentación cuadrada $C_u =$ 112.00 ton/m

Factor de forma y rigidez cimentación rectangular $C_u =$ 180.00 ton/m

Sobrecarga en la base de la cimentación $q = 1.00$ ton/m²

$q = 1.00$

Sobrecarga en la base del pilote central $q = 0.00$ ton/m²

$q = 0.00$

Ángulo de cohesión

fricción $\phi =$ 35.00 $c =$ 0.000

$N_c =$ 20.721

$N_q =$ 10.902

$N_\gamma =$ 12.676

$\tan \phi =$ 0.698

B = Ancho de la cimentación

L = Longitud de cimentación

CIMENTACIÓN CORREDA		S_x	S_y	S_γ	q_u (kg/cm ²)	q_u (kg/cm ²)	S (cm)
B (m)	L (m)						
0.40	1.00	1.00	1.00	1.00	0.27	0.53	0.20
0.60	1.00	1.00	1.00	1.00	0.46	0.95	0.30
0.80	1.00	1.00	1.00	1.00	0.65	1.30	0.35
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.79	1.54	0.38
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.81	0.90	0.39

CIMENTACIÓN CUADRADA		S_x	S_y	S_γ	q_u (kg/cm ²)	q_u (kg/cm ²)	S (cm)
B (m)	L (m)						
0.40	0.90	1.51	1.47	0.90	3.53	1.11	0.72
1.00	1.00	1.51	1.47	0.90	3.44	1.18	0.73
1.30	1.30	1.51	1.47	0.90	3.71	1.24	0.75
2.00	2.00	1.51	1.47	0.90	3.94	1.30	0.76
3.00	3.00	1.51	1.47	0.90	4.53	1.81	0.82

CIMENTACIÓN RECTANGULAR		S_x	S_y	S_γ	q_u (kg/cm ²)	q_u (kg/cm ²)	S (cm)
B (m)	L (m)						
1.01	1.30	1.34	1.31	0.73	3.25	1.04	0.69
2.00	3.00	1.41	1.37	0.80	3.95	1.20	0.74
3.00	3.00	1.44	1.40	0.86	4.38	1.32	0.78
4.00	4.00	1.34	1.31	0.73	5.24	1.75	1.30

Se asumió cohesión cerosa sobre todo el ancho de pilote:

$R_{adm}^{cor} =$ 1.52 kg/cm²
 $R_{adm}^{cor} =$ 13.15 ton/m²
CARGA ADMISIBLE BRUTA:
C = 65.80 ton
B = 0.40 cm

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL SUELO	
SUELO	GP
ANCHO	A-1-a (3)
COEF.	θ^* c (kg/cm ²) P_u (Ton/m ²)
	24.00 5.000 1.000





INGENIERIA GEOTECNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES

ANALISIS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

ESTRIBO DERECHO

CALICATA N° 2 - ESTRATO E - 2 / PROFUND. 1.00 - 3.00 m

FECHA:

CAPACIDAD DE CARGA
Terzaghi (1943) y modificado por Vesic (1975)
 $q_u = c N_c Sc + q N_q Sq + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$

ASENTAMIENTO INICIAL
Terza Elastico
 $S = C_{wq} q B \left(\frac{1-\nu^2}{E_s} \right)$

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA
 $N_c = \cot \phi (N_q - 1)$
 $N_q = e^{k \tan \phi} \left(\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \right)$
 $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$

FACTORES DE FORMA (vesic)
 $Sc = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}$
 $Sq = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$
 $S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad \rightarrow 0.8$

Peso unitario agua encima NPP $\gamma' = 1.803 \text{ ton/m}^3$
Peso unitario agua debajo NPP $\gamma'' = 1.803 \text{ ton/m}^3$
Profundidad de cimentación (ZMPA) $Z = 1.10 \text{ m}$
Factor de seguridad $F = 1.00$
Prof. sísmica (verificar datos, si hay)

Presión de Porosión $u = 0.00$
Módulo de elasticidad del suelo $E_s = 786.50 \text{ kg/cm}^2$
Factor de forma y rigidez cimentación corrida $C_w = 0.84$
Factor de forma y rigidez cimentación cuadrada $C_w = 1.13$
Factor de forma y rigidez cimentación rectangular $C_w = 1.00$

$\gamma' = 1.80$
 $\gamma'' = 1.80$
 $Z = 1.10$
 $F = 1.00$

Sobrecarga en la base de la cimentación $q = \gamma' Z = 1.98 \text{ ton/m}^2$
Sobrecarga en la base del concreto enrasa $q = \gamma'' Z = 0.00 \text{ ton/m}^2$
Ángulo de cohesión
Fricción $\phi = 0^\circ$
 $N_c = 20.721$ $N_q = 10.662$ $N_\gamma (\text{Vesic}) = 10.676$ $N_\gamma (\text{Terza}) = 0.016$ $\tan \phi = 0.000$

$B =$ Ancho de la cimentación
 $L =$ Longitud de cimentación

CIMENTACION CORRIDA		S_u	S_q	S_γ	q_u (kg/cm ²)	q_{adm} (kg/cm ²)	S (cm)
0.40		1.00	1.00	1.00	0.37	0.12	0.02
0.50		1.00	1.00	1.00	0.46	0.15	0.02
0.60		1.00	1.00	1.00	0.55	0.18	0.03
0.80		1.00	1.00	1.00	0.73	0.24	0.04
1.00		1.00	1.00	1.00	0.92	0.31	0.05

CIMENTACION CUADRA		S_u	S_q	S_γ	q_u (kg/cm ²)	q_{adm} (kg/cm ²)	S (cm)
0.50	0.50	1.01	1.47	0.80	3.25	1.11	0.12
1.00	1.00	1.21	1.47	0.80	3.44	1.15	0.16
1.50	1.50	1.31	1.47	0.80	3.72	1.24	0.20
2.00	2.00	1.31	1.47	0.80	3.88	1.30	0.24
3.00	3.00	1.31	1.47	0.80	4.34	1.51	0.32

CIMENTACION RECTANGULAR		S_u	S_q	S_γ	q_u (kg/cm ²)	q_{adm} (kg/cm ²)	S (cm)
1.00	1.00	1.34	1.31	0.73	3.28	1.08	0.22
2.00	2.00	1.41	1.31	0.68	3.50	1.12	0.28
3.00	3.00	1.44	1.40	0.66	4.07	1.30	0.35
4.00	4.00	1.34	1.31	0.73	5.27	1.78	1.30

Se puede considerar como valor único de diseño:

$q_{adm} = 1.32 \text{ kg/cm}^2$
 $q_{adm} = 13.15 \text{ ton/m}^2$
 $Z = 0.45 \text{ cm}$

CARGA ADMISIBLE BRUTA

CARACTERÍSTICAS FISICAS DEL SUELO			
DESC	OP		
ASIENTO	A-1-0 (0)		
COLOR	8*	1 (kg/cm ³)	1 (kg/cm ³)
	20.00	0.80	1.00

INGEOGAMA.SAC
Ing. Carlos Cáceres Sbero
CIP 124104



9. CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Para el análisis de cimentaciones tenemos los llamados Asentamiento Totales y los Asentamiento Diferenciales, de los cuales los asentamientos diferenciales son los que podrían comprometer la seguridad de la estructura si sobrepasa una pulgada, que es el asentamiento máximo tolerable para estructuras convencionales.

El asentamiento de la cimentación se calculará en base a la teoría de la elasticidad (Lambe y Whitman, 1964), considerando el tipo de cimentación superficial recomendado. Se asume que el esfuerzo neto transmitido es uniforme en ambos casos.

El asentamiento elástico inicial será:

$$S = C_s q B \left(\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right)$$

Dónde:

S = asentamiento (cm)

Las propiedades elásticas del suelo de cimentación fueron asumidas a partir de tablas publicadas con valores para el tipo de suelo existente donde irá desplantada la cimentación. Para este tipo de suelo de Gravas de canto rodado con arena gruesa gris sin plasticidad, donde irá desplantada la cimentación es conveniente considerar un módulo de elasticidad de $E = 7500 \text{ Tn/m}^2$ y un coeficiente de Poisson de $\nu = 0.30$

Los cálculos de asentamiento se han realizado considerando cimentaciones rígida y flexible, se considera además que los esfuerzos transmitidos son iguales a la capacidad admisible de carga.

Tipo de cimiento	Asentamiento (cm)
Cimiento Rectangular	0.49

INGEOGAMA.SAC

 Ing. Carlos Cáceres Shiro
 CIP 124104

INGENIERÍA GEOTÉCNICA Y GAMA DE MATERIALES
ENSAYOS DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y CONSTRUCCIONES**10. ANÁLISIS Y PARÁMETROS SISMORESISTENTES**

10.1.- De acuerdo con la norma Técnica de Edificación E-030 Diseño Sismo-resistente y el predominio del suelo de la cimentación, se recomienda adoptar en los análisis sismo-resistente de las edificaciones, los siguientes parámetros:

a). Zonificación	: Zona 2 Factor Zona (Z) = 0.25 g
b). Tipo de Suelo	: S ₂
c). Período Predominante (T _p)	: 0.60 s
d). Factor de Suelo (S ₂)	: 1.20
e). Uso (U)	: 1.30
f). Amplificación sísmica (C)	: 2.50 (comprobar estructuralmente)

10.2.- Para la zona de estudio se puede notar los siguiente Parámetros Dinámicos del suelo de cimentación:

Módulo de poisson (ν) = 0.30 Módulo de elasticidad (E) = 750.00 Kg./cm².

10.3.- Según el ensayo el suelo es considerado un Suelo Intermedio (S₂):

✓ $T_p(S) = 0.60 \text{ --- } S = 1.20$

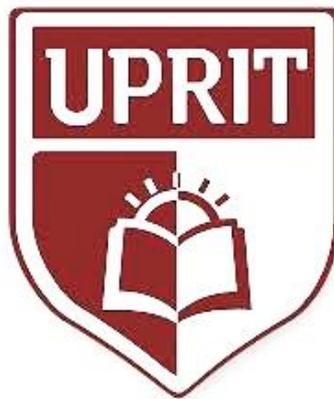




11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 11.1 El Proyecto de "RECUPERACION DEL PUENTE CARROZABLE SINCHIVIN ANEXO NIMPANITA - CASERIO CHUQUIQUE", se encuentra ubicado en el Anexo Nimpanita - Caserío Chuquique Distrito de Condormarca – Provincia de Bolívar – Departamento de La Libertad. Está ubicada a una altitud de 2500 metros sobre el nivel del mar.
- 11.2 Según la calicata ensayada en la zona de estudio del proyecto, se concluye que en la estratigrafía presenta una capa superior compuesta por Material hormigón de río con presencia de limos sin plasticidad, el espesor promedio es de 0.20 m, luego por debajo como Terreno Natural según la clasificación SUCS, se encuentran predominantes el estrato (GP) del tipo de Gravas de canto rodado con arena gruesa gris sin plasticidad con un espesor promedio es de 2.80 m.
- 11.3 La cimentación del Estribo (izquierdo y derecho) a proyectar será dimensionada de tal forma que se aplique al terreno una carga no mayor de 1.32 kg/cm² para cimentación aislada y siempre que la profundidad de desplante de la cimentación no sea menor a -1.10m (estribo izquierdo) y -1.10m (estribo derecho), teniendo como referencia los planos y/o fondo de agua del río.
- 11.4 En base a los trabajos de campo, Ensayos de laboratorio, Perfiles y Registros Estratigráficos y características de las estructuras, se recomienda cimentar, a una profundidad de cimentación mínima de acuerdo a la condición de la sub-estructura que se está planteando, para el presente estudio.
- 11.5 Las Conclusiones y recomendaciones establecidas en el presente Informe Técnico, son sólo aplicables para el área estudiada. De ninguna manera se puede aplicar a otros sectores o a otros fines.

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**RECUPERACION DEL PUENTE CARROZABLE
CASERIO CHUQUIQUE - DISTRITO DE
CONDORMARCA PROVINCIA DE BOLIVAR
DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD 2019**

**4. ESTUDIO
HIDROLOGICO E
HIDRAULICO**



ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO

“RECUPERACION DEL PUENTE CARROZABLE CASERIO CHUQUIQUE - DISTRITO DE CONDORMARCA
PROVINCIA DE BOLIVAR DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD”.

CONTENIDO

INTRODUCCION

1. DESCRIPCION DEL AMBITO EN ESTUDIO

- 1.1. Ubicación y acceso
 - 1.2. Información cartográfica, meteorológica e hidrológica
 - 1.3. Fisiografía y suelos
 - 1.4. Características meteorológicas
 - 1.5. Clima y zonas de vida
- 10

2. PRECIPITACIÓN

- 2.1. Generalidades
- 2.2. Información pluviométrica
 - 2.2.1. Procedencia de la información
 - 2.2.2. Análisis de confiabilidad, relleno y extensión
 - 2.2.3. Generación y extensión de información pluviométrica
 - 2.2.4. Pruebas de ajuste de la información a distribución de probabilidades
- 2.3. Características de la precipitación
 - 2.3.1. Régimen de las precipitaciones.
 - 2.3.2. Variación espacial de las precipitaciones
 - 2.3.3. Probabilidad de ocurrencia de las lluvias máxima mensual
- 2.4. Precipitación máxima en 24 horas
- 2.5. Intensidad de las precipitaciones

3. ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL

- 3.1. Cálculo de caudales máximos
 - 3.1.1. Método racional
 - 3.1.2. Método de curva de escurrimiento
- 3.2. Caudal de diseño



3.3. Vida útil de obras viales

4. TIRANTE Y COTA DEL NIVEL DEL AGUA DE DISEÑO

4.1. Descripción zona de alineamiento del puente

4.2. Fundamentos hidráulicos

4.3 Máximo nivel del agua de diseño

4.4. Socavación

5. CONCLUSIONES

ANEXOS

GENERALIDADES

1. INTRODUCCION.

La evaluación de la cantidad y calidad del agua, disponible en la cuenca u otro espacio de análisis, es un prerrequisito para el desarrollo y administración del recurso, cual fuese el propósito a la que se destine su uso. El Glosario Internacional de Hidrología (UNESCO/WMO 1992), define al estudio hidrológico como la *“determinación de las fuentes de agua, su disponibilidad espacio-temporal, fiabilidad y calidad, para luego, plantear su aprovechamiento y control”*; también, define como *“recursos hídricos disponibles”* cuando se pueden utilizar en cantidad suficiente, calidad aceptable, en un emplazamiento determinado y durante un período de tiempo adecuado para satisfacer una determinada demanda.

En el presente estudio hidrológico e hidráulico, el aspecto de interés es “el control” del agua a su paso por debajo del puente Sinchivin que se tiene proyectado a construir. Por tanto, interesa conocer la magnitud del episodio máximo, para un determinado periodo de retorno, que tendrá que soportar el puente dentro de su vida útil; magnitud que permitirá definir el tipo de puente a construir, las dimensiones que tendrá y el material a ser utilizado en su construcción.

El estudio, de una parte, comprende la caracterización hidrológica de los eventos máximos que ocurren o podría ocurrir en la cuenca constituida desde el punto de ubicación del puente Sinchivin hasta la divisoria de aguas; de otra parte, describe las características hidráulicas longitudinal y transversal del lecho del río en el punto de ubicación del puente y el comportamiento del flujo, en dicho punto. Aspectos útiles para el correcto diseño geométrico y estructural del puente.

La gran limitante ha sido la inexistencia de información meteorológica e hidrométrica, en el ámbito de estudio; motivo por el cual el análisis se ha realizado basado en la información, en la mayoría de casos, procedente de otros estudios y de estaciones cercanas al lugar de interés, obligándonos a utilizar técnicas de generación de información.

Para la generación de información, se ha utilizado información pluviométrica de estaciones cercanas, cuya influencia se encuentra dentro de sus límites y están ubicadas en un entorno climático, fisiográfico y latitudinal similar al ámbito en interés. Las estaciones base, para determinar los efectos orográficos y altitudinales en la ocurrencia de las lluvias y sus magnitudes están ubicadas en la cuenca del río Condebamba-Crisnejas, ubicada en la franja latitudinal del ámbito de estudio, tributario, por su margen izquierdo, del río Marañón, aguas abajo, a aproximadamente 40 km, del punto de tributación del río Sinchivín. Para la extensión de la información se tendrá como estación base a A. Weberbauer, ubicada cercana a la ciudad de Cajamarca y la de mayor confiabilidad.

Una vez generada la información, el análisis se ha realizado haciendo uso de las leyes de la estadística y de las probabilidades, entendiéndose, que todos los valores calculados representan una posible ocurrencia, más aún cuando los registros de las estaciones a ser utilizadas son incompletos y no tienen la extensión suficiente, en este último caso debiendo extrapolarse; por tanto, adoptando los resultados con criterios algo conservadores en la evaluación hidrológica y el diseño de las obras hidráulicas.

2. OBJETIVO.

El presente estudio, tiene dos objetivos fundamentales:

- A) Determinar el caudal de diseño del puente, para un determinado periodo de retorno compatible con el tiempo de vida útil de la obra.
- B) Establecer el máximo nivel del agua, en la sección transversal del río en el punto de ubicación del puente, al paso del caudal de diseño.

I. DESCRIPCIÓN DEL ÁMBITO EN ESTUDIO

1.1. Ubicación y acceso.

El espacio geográfico de interés es la cuenca del río Sinchivin, constituida desde el punto de ubicación del puente y el entorno perimétrico de la divisoria de aguas, perteneciente al sistema hidrológico mayor del río Marañón, ubicada entre las coordenadas UTM 9165409 Norte y 202475 Este en el sistema WGS 84, cuyas altitudes varían desde los 1210 a 1300 msnm. Políticamente, se encuentra ubicada en la provincia Pataz de la Región La Libertad.

Desde la ciudad de Trujillo, la vía de acceso a la zona de estudio es la carretera asfaltada Trujillo – cruce Otuzco, 45 km, desde cruce Otuzco hasta el campamento de la CMPSA mediante carretera afirmada de una longitud de 60 km. Otra alternativa de acceder a la zona de estudio es vía aérea, con los vuelos de avionetas Trujillo – Chagual, del aeropuerto Chagual al campamento de la CMPSA mediante carretera afirmada

1.2. Información cartográfica, meteorológica e hidrométrica.

La información cartográfica básica para la realización del estudio hidrológico y la generación de mapas temáticos del ámbito de estudio ha consistido en:

- Mapas de la Carta Nacional a escala 1/100 000; con equidistancia de curvas de nivel cada 50 m, levantado por el Instituto Geográfico Nacional (IGN) por métodos estereo-fotogramétricos con control terrestre – 1971. Hojas: 16-i (Jucusbamba) y 16-h (Pataz).
- La hoja 16-H NE de la Carta Nacional a una escala 1/25 000 del IGN, con una equidistancia de las curvas de nivel de 25 metros, proyección transversal Mercator.

La información hidrológica e hidrométrica son procedentes de distintas fuentes, la mayoría proceden de estudios, investigaciones y tesis que han sido desarrollados con anterioridad, cercanos al ámbito de interés, estudios que han hecho uso de información de entidades especializadas como el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) y de entidades que han operado estaciones meteorológicas con fines específicos como Centro de Investigación y Capacitación Forestal (CICAFOR) del convenio de Ministerio de Agricultura y

Cooperación Belga (AGCD). De todos ellos se ha obtenido información tratada con otros fines y que han pasado por el análisis de confiabilidad.

En tabla N° 1.1, se detalla las ubicaciones políticas y geográficas de las estaciones, el período de operación y las entidades que las operan u operaron como es el caso de las estaciones desactivadas del Centro de Investigación y Capacitación Forestal (CICAFOR) del convenio de Ministerio de Agricultura y Cooperación Belga (AGCD).

Tabla N° 1.1: Estaciones meteorológicas

ESTACIÓN	UBICACIÓN POLITICA			UBICACIÓN GEOGRÁFICA			PERIODO DE REGISTRO DE ANALISIS	OPERADOR
	REGIÓN	PROVINCIA	DISTRITO	LATITUD SUR	LONGITUD OESTE	ALT (msnm)		
A. Weberbauer	Cajamarca	Cajamarca	Cajamarca	07° 10'	78° 30'	2,536	1973 -2007	SENAMHI
Huayo	Cajamarca	Cajabamba	Condebamba	07° 29'	78° 07'	2,010	1977-1988	CICAFOR
Iscochucho	Cajamarca	Cajabamba	Condebamba	07° 34'	78° 07'	2,115	1977-1987	CICAFOR
Pampa Grande	Cajamarca	Cajabamba	Cajabamba	07° 37'	78° 04'	2,620	1977-1987	CICAFOR
Corralpampa	Cajamarca	Cajabamba	Cachachi	07° 39'	78° 38'	3,385	1977-1986	CICAFOR
Cajabamba	Cajamarca	Cajabamba	Cajabamba	07° 37'	78° 03'	2,480	1993 - 2007	SENAMHI
Huamachuco	La Libertad	Sánchez Carrión	Huamachuco	07°49'	78°03'	3,030	1970 -2007	SENAMHI

Los instrumentos con las que cuentan, las estaciones meteorológicas, la frecuencia de registros y el estado de sus instalaciones se precisan en los Cuadros N° 1.2.

Tabla N° 1.2: Características de operación de estaciones meteorológicas

ESTACIÓN	INSTRUMENTAL	FRECUENCIA DE REGISTRO	ESTADO DE INSTALACIONES	OBSERVACIONES
A. Weberbauer	Pluviógrafo, Termohigrógrafo	Continuos con instrumentos registradores	Bueno	
Huayo	Pluviógrafo, Termohigrógrafo	Continuos con instrumentos registradores	Desactivada	Desactivada al terminar CICAFOR
Iscochucho	Pluviógrafo, Termohigrógrafo	Continuos con instrumentos registradores	Desactivada	Desactivada al terminar CICAFOR
Pampagrande	Pluviógrafo, Termohigrógrafo	Continuos con instrumentos registradores	Desactivada	Desactivada al terminar CICAFOR
Corralpampa	Pluviógrafo, Termohigrógrafo	Continuos con instrumentos registradores	Desactivada	Desactivada al terminar CICAFOR
Cajabamba	Pluviómetro	Dos veces podía	Bueno	

Se precisan los siguientes aspectos:

- Las estaciones meteorológicas e hidrométricas operadas por el SENAMHI se encuentran en perfecto estado de operación y bien mantenidas.
- A pesar del corto periodo de operación de las estaciones meteorológicas del CICAFOR, 11 años, son las de mayor confiabilidad y de mucha utilidad por haber contado con equipo instrumental registradores, operadas y mantenidas de manera adecuada, monitoreo constante, personal especializado, recojo de información semanal y procesamiento inmediato. Estuvieron instalados en los arboretos del CICAFOR, que llegaron a tener cerca de 30 estaciones operando en las cuencas de los ríos Cajamarquino y Condebamba.

1.3. Fisiografía y suelos

El área en estudio se encuentra en estructuras tectónicas de la faja plegada del anticlinal del Marañón, su morfología es agreste modulada por escurrimientos groseramente modelado por fases de erosión y acción glacial sobre rocas metamórficas del Proterozoico y Paleozoico, destacando la presencia del Batolito de la cordillera Occidental emplazado en el marco de la margen derecha del Río Marañón.

Morfológicamente esta parte de la Cordillera oriental es un macizo montañoso del Paleozoico afectado por intrusión plutónica y efusión volcánica intensamente erosionada, presenta estructuras que han sido plegadas por compresión y elevada escurrimiento en bloque dando origen a geomorfías agreste modelada por glaciación.

1.4. Características meteorológicas

No obstante, de estar dentro del cinturón ecuatorial, la zona en estudio presenta un cuadro climático muy variado y complejo debido a su gran variabilidad topográfica, influenciada, fundamentalmente, por el cambio altitudinal a cortas distancias horizontales y por lo abrupto de la fisiografía.

Sus características meteorológicas generales se describen a continuación y los valores de las diferentes variables climáticas, que permiten su caracterización, se presentan en el Cuadro N° 1.5. Es preciso hacer notar que algunas de las variables climáticas, tales como temperatura, humedad relativa, evaporación y precipitación fueron generados por gradiente altitudinal correspondiente a cada variable climática; en el caso de la radiación solar e insolación fueron tomados

de la estación Weberbauer, pues su intensidad y variación es función latitudinal, por tanto a una misma latitud igual radiación solar.

A) Radiación solar

Según Vásquez S., la intensidad de la radiación solar que llega a la superficie terrestre en los lugares ubicados en el entorno latitudinal de 7° sur es el 65 % de la intensidad recibida en el límite superior de la atmósfera (1.96 cal/cm² min), es decir 1.27 cal/cm² min. Dicha intensidad experimenta una variación diaria, es alta poco después del medio día y baja por la mañana y tarde. Los valores mensuales, es mayor en verano y menor en invierno; así, la máxima ocurre en el mes de Febrero con 1.53 cal/cm² min y la mínima en el mes de Junio con 0.97 cal/cm² min.

De análisis de información de la estación A. Weberbauer, se aprecia que el 31 % de días del año puede ocurrir una radiación solar acumulada entre 400 a 500 cal/cm² día y el 75 % de días entre 300 a 600 cal/cm² día. La mayor radiación acumulada se produce en el mes de Noviembre, 505 cal/cm² por día, y la menor en el mes de Junio, 415 cal/cm² por día. Estas variaciones influyen en la variación térmica, que a su vez influye en la variación de la tasa de evaporación y así en el ciclo hidrológico.

B) Insolación.

La insolación o horas de sol, muestran poca variabilidad en el transcurso del año, estudios realizados por Vásquez S. (1989) demuestra que existe mayores horas de sol en los meses de invierno y menores en los meses de verano influenciado directamente por la ausencia o presencia de nubosidad, respectivamente, en uno u otro caso; así, hay 7.3 horas en el mes de Julio y 4.9 horas en el mes de Febrero. Por estos valores, se entiende que se tendría mayor radiación solar acumulada en los meses de mayor hora de sol; sin embargo, ello no es así porque la intensidad de la radiación solar que llega a la superficie de la tierra, a la latitud de 7° S, es menor por la mayor inclinación de los rayos solares. En cambio, en los meses de verano la intensidad de la radiación solar se incrementa por la perpendicularidad de los rayos solares.

C) *Temperatura.*

Para el análisis térmico del espacio geográfico en análisis se ha generado los valores de la temperatura máxima, mínima y media, basado en el gradiente térmico altitudinal, teniendo como base los valores de las temperaturas observadas en las distintas estaciones y su correlación con la altitud. Así en el Cuadro N° 1.3 se observa que la temperatura máxima y media tienen muy buena correlación inversa con la altitud, del orden de - 0.98, y la temperatura mínima tiene aceptable correlación inversa, del orden de - 0.66, esto es debido a la ocurrencia de inversiones térmicas por el descenso de masas de aire frío y densos de las partes altas de la montaña a las partes bajas, expulsando hacia las partes altas aires más calientes y menos densos.

Tabla N° 1.3: Coeficientes de correlación (r) altitud versus temperatura

Variable	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM
r para temp máx	-0.98	-0.97	-0.98	-0.97	-0.97	-0.97	-0.96	-0.96	-0.96	-0.97	-0.98	-0.98	-0.98
r para temp mín	-0.62	-0.78	-0.66	-0.76	-0.68	-0.64	-0.54	-0.63	-0.71	-0.65	-0.42	-0.70	-0.66
r para temp med	-0.98	-0.98	-0.97	-0.98	-0.98	-0.97	-0.98	-0.99	-0.99	-0.98	-0.97	-0.97	-0.98

Los gradientes térmicos, en promedio son de 10.4 °C para la temperatura máxima, 3.3 °C para la temperatura mínima y 7.0 °C para la temperatura media para una variación altitudinal de 1000 m, estos gradientes varían en el curso del año, son mayores en los meses de verano y menores en los meses de invierno, como se puede apreciar el Cuadro N° 1.4.

Tabla N° 1.4: Gradiente térmico mensual de la temperatura máxima, mínima y media

Variable	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM
Temp máx	11.2	10.5	10.8	9.9	9.5	9.7	9.5	10.0	10.6	11.2	11.2	11.1	10.4
Temp mín	3.0	3.8	3.2	3.5	3.6	3.7	3.4	3.8	4.1	2.8	1.8	3.5	3.3
Temp med	7.1	7.3	7.1	6.7	6.5	6.9	6.5	6.9	7.5	7.3	6.6	7.1	7.0

La temperatura del aire varía en el curso del día, mes, estación y año. Es más significativa la variación diaria, alcanzando valores altos durante el día y decayendo considerablemente durante la noche. Así, es posible observar temperaturas extremas, las mínimas llegan a valores por debajo de 0 °C, alcanzando temperaturas cercanas a - 10 °C y las máximas ascienden hasta temperaturas superiores a 25 °C. De estos hechos se concluye se tiene grandes oscilaciones térmicas diarias.

Por su ubicación geográfica, en la región sub ecuatorial, la temperatura experimenta poca variación entre un mes y otro; sin embargo, en los meses de verano las temperaturas son más elevadas que en el invierno. Así, el régimen térmico, en ambos niveles altitudinales (nivel bajo y alto), muestra muy poca variación intermensual, menor a 2 °C entre el mes más caluroso y el más frío, aspectos que se pueden apreciar en el Cuadro N° 1.5.

La temperatura del aire, además de sufrir variaciones en el curso del tiempo, sufre otra variación espacial o geográfica, por efectos de la altitud y latitud, en áreas pequeñas es más notorio el efecto de la altitud, observándose estratificación térmica.

Así, en altitudes cercanas al río Marañón (2500 msnm) la temperatura media normal es de 17.5 °C, a altitudes de 3,000 msnm desciende a 10.5 °C y a altitudes de 4,000 desciende mucho mayor a valores del orden de 3.6 °C. Comportamiento similar se observa con la temperatura máxima y mínima; sin embargo, debido al descenso de masas de aire frío desde las cumbres hacia las partes bajas y la expulsión de aires calientes y húmedos hacia las cumbres, en ocasiones se observa inversiones térmicas.

Tabla N° 1.5: Valores de los parámetros climáticos a distintos niveles de altitud

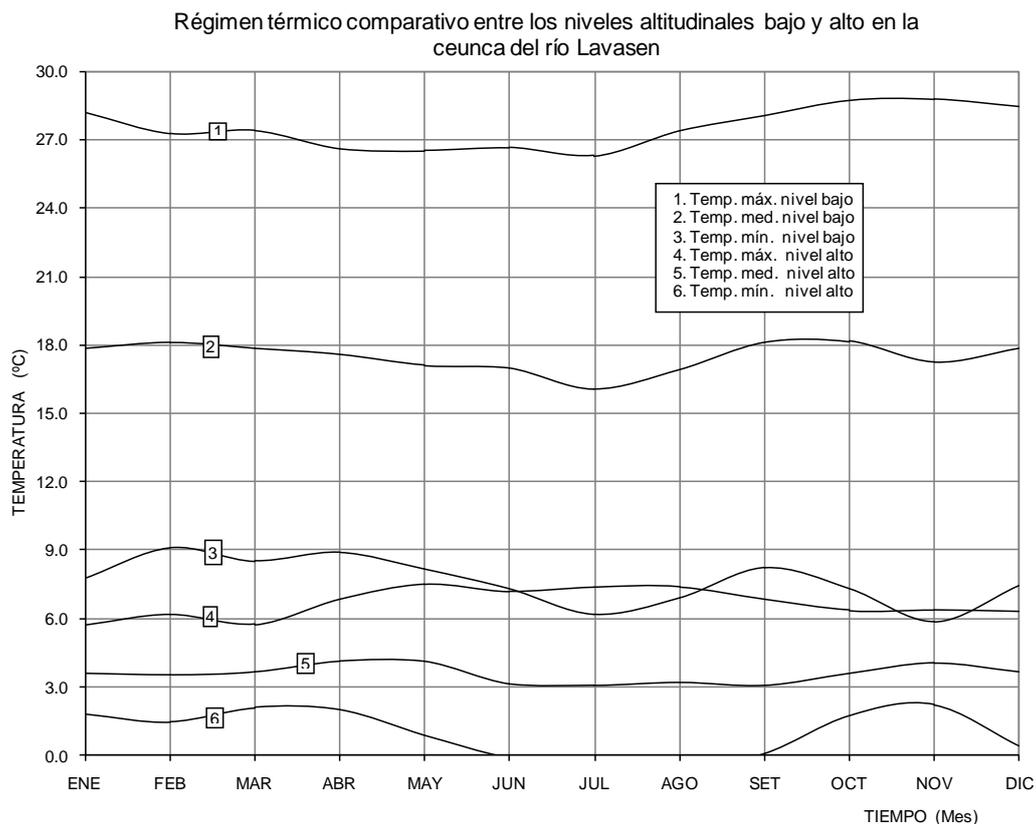
PARAMETRO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	ANUAL
Nivel altitudinal bajo (2000 msnm)													
Temp. Max. (°C)	28.2	27.3	27.4	26.6	26.5	26.7	26.3	27.4	28.1	28.7	28.8	28.4	27.5
Temp. Min. (°C)	7.8	9.1	8.5	8.9	8.2	7.3	6.2	6.9	8.2	7.3	5.8	7.4	7.6
Temp. Med. (°C)	17.8	18.1	17.9	17.6	17.1	17.0	16.1	16.9	18.1	18.2	17.3	17.8	17.5
H°R media (%)	76.3	78.4	80.5	78.4	77.3	71.3	67.2	66.1	69.2	73.3	72.4	75.4	73.8
Evaporac (mm)	122.0	95.3	100.0	100.4	101.6	107.5	128.3	134.7	127.2	124.5	134.0	132.2	1407.6
Precipitac (mm)	94.5	120.1	140.1	78.8	36.2	14.1	9.4	11.5	37.8	74.0	78.1	91.2	785.7
Nivel altitudinal medio (3000 msnm)													
Temp. Max. (°C)	17.0	16.7	16.6	16.7	17.0	16.9	16.8	17.4	17.5	17.5	17.6	17.4	17.1
Temp. Min. (°C)	4.8	5.3	5.3	5.4	4.5	3.6	2.8	3.1	4.2	4.6	4.0	3.9	4.3
Temp. Med. (°C)	10.7	10.8	10.8	10.9	10.6	10.1	9.6	10.1	10.6	10.9	10.7	10.8	10.5
H°R media (%)	78.2	79.8	79.7	78.1	77.6	72.5	69.7	69.4	71.7	74.7	73.1	75.8	75.0
Evaporac (mm)	88.7	70.2	74.7	76.5	83.4	91.2	106.5	110.3	100.5	95.4	98.1	94.7	1090.0
Precipitac (mm)	120.9	151.8	175.8	100.7	47.8	19.7	14.2	17.0	50.4	96.6	100.7	116.6	1012.3
Nivel altitudinal alto (4000 msnm)													
Temp. Max. (°C)	5.7	6.2	5.8	6.8	7.5	7.2	7.4	7.4	6.9	6.4	6.4	6.3	6.7
Temp. Min. (°C)	1.8	1.5	2.1	2.0	0.9	-0.1	-0.6	-0.6	0.1	1.8	2.2	0.4	1.0
Temp. Med. (°C)	3.6	3.5	3.6	4.1	4.1	3.2	3.1	3.2	3.1	3.6	4.0	3.7	3.6
H°R media (%)	82.1	82.6	78.0	77.5	78.0	75.0	74.7	75.8	76.6	77.7	74.4	76.7	77.4
Evaporac (mm)	21.9	20.0	24.0	28.8	46.9	58.7	62.8	61.6	46.9	37.3	26.3	19.7	454.9
Precipitac (mm)	173.8	215.2	247.4	144.4	71.2	31.0	23.7	28.0	75.5	141.8	146.1	167.6	1465.6

Fuente: Elaboración propia

La Figura N° 1.1 nos muestra que la oscilación térmica (diferencia entre la temperatura máxima y mínima) en los niveles bajos son mayores, en cambio en las cumbres estas amplitudes son menores; así mismo nos muestra que la

temperatura máxima de los niveles altitudinales altos son muy próximos a la temperatura mínima de las partes bajas, ello demuestra que existe una gran variación térmica por efecto de la altitud.

Figura N° 1.1.



D) *Humedad atmosférica*

La humedad atmosférica sigue el mismo comportamiento que la precipitación, observándose valores más altos durante la estación lluviosa y más bajos durante la estación de estiaje o seca. Sin embargo, como consecuencia de la variación de la temperatura diaria, se advierte una gran oscilación de la humedad relativa durante el curso del día, siendo inversamente proporcional a la temperatura.

E) La evaporación.

La evaporación muestra una marcha inversa a la precipitación, es decir son mayores en la época de estiaje y menores en los meses lluviosos; por otro lado por efecto altitudinal y térmico son mayores en los niveles bajos, cercanías del río Marañón, y menores en las cumbres que tienen altitudes del entorno de 4 000 msnm.

Así las áreas agrícolas cercanas al río Marañón experimentan evaporaciones del orden de 1408 mm/año (14,080 m³/ha por año) y las áreas agrícolas de las cumbres tienen una evaporación total anual de 4 549 m³/ha por año, representa menos de la mitad de la evaporación de los niveles altitudinales bajos. Estos valores son manifiestos debido a una mayor temperatura en las partes bajas y menor temperatura en las cumbres.

F) Precipitación.

De los estudios realizados por León R., para las cuencas del Cajamarquino y Condebamba, vecinas a la cuenca de los ríos Quishuar y Lavasén y con características topo climáticas similares, sobre todo el Condebamaba, podemos deducir que el régimen de las precipitaciones, en el ámbito de estudio, presenta grandes variaciones mensuales en el curso del año, distinguiéndose dos estaciones hidrológicamente diferentes, una lluviosa y otra relativamente seca.

El período lluvioso se extiende desde octubre hasta abril, en su transcurso se descarga alrededor de 85 % de la precipitación anual; mientras que, en el período seco precipita solamente el 15 % del total anual. El mes de julio es el más seco, con apenas 1.4 % de precipitación del total anual, con un coeficiente de variabilidad superior al 80 % entre un año y otro, es mayor a niveles altitudinales menores; en cambio, los meses lluviosos muestran una menor variabilidad entre un año y otro, con coeficiente de variabilidad promedio de 40 %, lo que indica una mayor regularidad entre un año y otro que los meses secos.

Mayores detalles del análisis de la precipitación se dan en numeral correspondiente a precipitación.

1.5. Clima y zonas de vida

El gran escalonamiento de climas con la altura determina la separación de diferentes formaciones vegetales. En el ámbito en estudio, según la Clasificación de Formaciones del Mundo de Leslie Holdrige, se encuentra las formaciones Bosque seco Montano Bajo Tropical (bs – MBT) y Bosque húmedo Montano Tropical (bh – MT).

El Bosque seco Montano Bajo Tropical se encuentra comprendida entre 2400 y 2800 msnm. Su clima se caracteriza por precipitaciones anuales entre 600 a 800 mm y biotemperaturas de 13 a 17 °C con posibilidad de ocurrencia de heladas nocturnas en invierno (Junio a Septiembre). En este medio la vegetación primaria son árboles y arbustos del tipo espinoso, así como cactáceas; en algunos lugares han desaparecido, siendo reemplazada por cultivos o por una vegetación secundaria de gramíneas.

El Bosque húmedo Montano Tropical se encuentra ocupando, prácticamente, el resto de la zona hasta alturas 3400 msnm. Su clima se caracteriza por precipitaciones que van desde 700 a 1000 mm y su bio temperatura promedio anual fluctúa entre 9 a 12 °C. La vegetación primaria, prácticamente, ha desaparecido y solo se encuentra solamente en algunos fondos de quebradas; la sido reemplazada por cultivos o por una vegetación secundaria de gramíneas, arbustos y árboles introducidos.

El Bosque muy húmedo Montano Tropical, ocupa alturas superiores a 3400 msnm. Su clima se caracteriza por precipitaciones superiores a 1000 mm y temperaturas por debajo de 8 °C, con alta frecuencia de heladas. Su vegetación está compuesta por la invasión, en la parte basal, por especies del Bosque húmedo Montano Tropical y en las partes altas son los géneros herbáceos stipa y agrostis y calamagrostis.

I. PRECIPITACION.

Generalidades

Desde el punto de vista de la ingeniería de los recursos hidráulicos, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre; por tanto, sus mediciones forman el punto de partida de la mayor parte de los estudios concernientes a su aprovechamiento y control. En nuestro caso, es de interés saber la cantidad de agua que deberá pasar por debajo del puente Sinchivin, como consecuencia de la ocurrencia de un evento lluvioso máximo, evento que ocurrirá en un periodo de retorno compatible con la vida útil de la obra, previamente establecida.

En este acápite, se tratarán aspectos fundamentales de las características que tienen las precipitaciones, en el ámbito de estudio, técnicas físico-estadísticas para la generación de información pluviométrica, la probabilidad de su ocurrencia y su transformación en escurrimiento superficial.

2.1. Información pluviométrica

2.1.1. Procedencia de la información.

La información pluviométrica, para el análisis, provienen de distintas fuentes; así:

- Para el análisis del gradiente pluviométrico altitudinal, la información provienen de los archivos del Centro de Investigación y Capacitación Forestal (CICAFOR), hoy ADEFOR, de las estaciones Huayo, Iscococho y Pampagrande, ubicados en distintos niveles altitudinales de la cuenca del río Condebamba, tributario del río Crisnejas y cercanos (en línea recta) de la zona en interés, con características climáticas y fisiográficas del área en estudio. Estas informaciones han sido extraídos del estudio “Distribución de las precipitaciones en las cuencas de los ríos Cajamarca y Condebamba”, publicada por la Cooperación Técnica Belga.
- Para la extensión de la información, los datos pluviométricos provienen de la estación Augusto Webebauer, situado en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Cajamarca, muy cercano a la ciudad de Cajamarca.
- La información de la precipitación máxima en 24 horas o llamado, de otro modo, precipitación máxima diaria se han obtenido del “Estudio de ingeniería de la irrigación Cajabamba – laguna Quengococha” realizada por ATA SA para el Ministerio de Agricultura.
- La intensidad de las precipitaciones provienen de los archivos personales del consultor del presente estudio, información que fue generada para el “Estudio de las intensidades de las precipitaciones en las cuencas de los ríos

Cajamarca y Condebamba”, bajo la modalidad de tesis en la Universidad Nacional de Cajamarca. Investigación que se inicia con el análisis, individual, de las bandas de los pluviógrafos y concluye con el cuadro de intensidades para distintos tiempos de duración y retorno.

2.1.2. Análisis de confiabilidad, relleno y extensión.

Dado que la información es proveniente de estudios anteriores en el que se ha realizado los respectivos tratamientos de datos, se considera que son consistentes, completas y suficientes; es decir confiables para ser utilizados en el presente estudio.

2.1.3. Generación y extensión de información pluviométrica para la zona en estudio

La zona en estudio, no cuenta con información pluviométrica; por tanto, surge la necesidad de generar información pluviométrica para los cálculos de escurrimiento superficial, útil para el diseño de cunetas, badenes, alcantarillas, pontones, puentes y otras obras hidráulicas. La generación de información se ha realizado por correlación sucesiva, primero entre la altitud y la cantidad precipitada, registrada en estaciones ubicadas a distintas altitudes, y segundo entre los valores de la estación base, A. Weberbauer, y los valores generados por gradiente pluviométrico altitudinal. Los fundamentos matemáticos y estadísticos de la correlación se explican a continuación.

Para ambos casos fue suficiente el uso del modelo de regresión lineal simple (RLS) que matemáticamente se expresa como:

$$\hat{Y} = a + b * x \dots\dots\dots (2.1)$$

La estimación de los parámetros con:

$$a = \frac{\sum y - b \sum x}{n} \dots\dots\dots (2.2) \quad ; \quad b = \frac{\sum y.x - \bar{y} \sum x}{\sum x^2 - \bar{x} \sum x} \dots\dots\dots (2.3) \quad ; \quad r = b \frac{S_x}{S_y} \dots\dots\dots (2.4)$$

En las cuales:

\hat{Y} : Variable aleatoria dependiente, variable esperada.

x : Variable aleatoria independiente.

a : Punto de intersección entre la línea de regresión y el eje Y .

b : Coeficiente de regresión o pendiente de la línea de regresión.

r : Coeficiente de correlación entre x e y ; y variable dependiente y x independiente.

S_x : Desviación estándar de x .

S_y : Desviación estándar de y .

n : Longitud de cada una de las series de valores.

Teniendo en cuenta el proceso estadístico de la RLS, descrito líneas arriba, se ha realizado la correlación entre la altitud de la ubicación de las estaciones y la precipitación registrada en ellos mes a mes de cada uno de los años de registro comunes.

Por la vecindad, características fisiográficas y características climáticas similares a la zona en estudio y por estar influenciados por la misma perturbación meteorológica, por estar ubicados en la misma franja latitudinal, se ha tomado los registros de las estaciones ubicados en la cuenca del río Codebamba-Crisnejas tributario del río Marañón, a 40 km aguas abajo de la zona en estudio. Otra razón por las que se toma estas estaciones es porque contaron con instrumentos registradores de precisión y continuamente mantenidas. Las estaciones son Huayo situado a 2010 msnm, Iscocucho situado a 2115 msnm, Pampagrande situado a 2620 msnm y Corralpampa situado a 3385 msnm.

Del análisis de correlación se deduce que existe una alta asociación, superior a 0.80, entre la altitud y la precipitación mensual, es decir a mayor altitud mayor precipitación y viceversa, las veces que esta asociatividad es mediana son escasos, la mayoría de oportunidades son muy altos, del orden de 90 %, llegando en oportunidades a una correlación perfecta positiva igual a 1. Valores que indican que la altitud tiene efecto directo en la mayor o menor pluviosidad, por lo que se puede calcular la precipitación de un determinado lugar conocido su altitud.

Tabla N° 2.1.: Coeficientes de correlación entre la altitud (msnm) y la precipitación mensual (mm)

COEF CORR	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	ANUAL
<i>r promedio</i>	0.87	0.84	0.84	0.84	0.85	0.80	0.80	0.83	0.88	0.85	0.87	0.85	0.97

Con la ecuación de regresión correspondiente para cada mes, de la forma: $\hat{Y}_{ij} = a_{ij} + b_{ij} * X$; en la que \hat{Y}_{ij} es la precipitación esperada en el mes *i* del año *j*, a_{ij} y b_{ij} son, respectivamente, la intersección y la pendiente de la correlación de la precipitación del mes *i* y del año *j*, *x* es la altitud establecida para el cual se quiere conocer la precipitación, para nuestro caso se establecieron *x* igual a 2 500, 3 000 y 4 000 msnm, a partir de los cuales se obtuvo la precipitación media para la zona en estudio, cuyo resultado de estos cálculos se presentan en el Cuadro N° 2.3, en el que del año 1977 a 2007 corresponden a los valores generados.

Tabla N° 2.2: Coeficiente de correlación entre la precipitación de la estación Weberbauer y la precipitación de la zona en estudio

Estación base:	Estación o espacio territorial	Coeficiente de correlación (r)
Weberbauer	Lavasen Bajo	0.94
Weberbauer	Lavasen Medio	0.95
Weberbauer	Lavasen Alto	0.93
Weberbauer	Promedio cuenca Lavasen	0.95

Seguidamente, con la precipitación generada, con la finalidad de extender la información, con el procedimiento descrito líneas más arriba, se procedió el análisis de correlación, para los años comunes, de la precipitación de la estación base, estación A. Weberbauer, con las precipitaciones generadas para cada uno de los niveles altitudinales obteniéndose coeficientes de correlación altas, como puede verse en el Cuadro N° 2.2, lo que indica que la variación de la precipitación en el lugar de estudio, es en la misma medida de la variación en la estación base (Cajamarca), por depender, en gran medida, de las mismas perturbaciones meteorológicas asociadas a los vientos alisios.

Con la ecuación de regresión lineal correspondiente se procedió a extender la información, resultados que se presentan en el Cuadro N° 2.3, precipitación media mensual y anual de la cuenca Sinchivin al puente Sinchivin Bajo.

Tabla N° 2.3: Precipitación mensual y anual, promedio en el ámbito en estudio

Año	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1973	151.9	114.6	146.3	156.6	49.8	51.9	20.3	35.3	139.6	106.8	110.8	117.1	1201.0
1974	104.6	201.7	151.7	96.2	14.5	33.8	17.4	43.3	66.2	114.3	89.2	123.3	1056.2
1975	146.3	247.0	309.5	114.6	108.7	22.7	18.5	36.8	75.9	129.0	106.1	130.1	1445.2
1976	205.0	102.8	130.7	91.2	72.7	42.4	7.7	14.2	26.2	56.3	116.0	75.4	940.7
1977	280.1	229.8	221.6	68.6	117.1	13.7	12.9	3.4	27.9	85.2	111.8	112.4	1284.7
1978	33.3	65.1	83.3	74.3	108.0	9.2	23.1	1.2	41.6	36.4	88.4	138.9	702.8
1979	101.6	122.6	302.7	92.3	36.4	0.1	14.5	27.2	76.7	38.9	54.6	55.9	923.6
1980	81.5	60.7	112.7	67.5	29.4	6.5	0.1	7.6	3.1	191.3	171.9	160.4	892.8
1981	132.4	213.4	177.7	62.6	58.6	38.8	1.7	27.7	36.1	179.5	101.4	162.4	1192.4
1982	105.3	136.4	110.1	95.7	76.6	7.9	4.2	1.3	74.0	222.7	108.3	208.9	1151.5
1983	213.7	88.1	281.9	127.0	38.7	20.4	18.9	5.9	39.2	91.3	103.1	179.8	1208.0
1984	63.7	388.3	206.1	89.9	88.7	20.6	22.7	31.6	56.4	120.8	142.4	140.5	1371.7
1985	38.5	86.0	82.3	93.6	61.6	6.4	5.0	26.5	55.4	73.3	35.5	114.9	679.0
1986	191.9	102.4	118.0	141.1	50.7	7.7	6.0	23.5	10.0	62.3	86.6	94.8	895.0
1987	163.2	137.6	52.7	89.4	26.9	10.3	19.8	25.4	64.4	52.4	117.6	96.8	856.7
1988	173.7	167.3	75.4	152.3	23.6	15.8	7.6	8.2	57.4	112.4	106.3	103.6	1003.5
1989	139.3	248.0	179.6	136.9	36.0	32.9	12.4	16.5	88.6	169.0	78.9	11.7	1149.8
1990	160.5	151.9	161.7	101.5	50.0	23.8	17.9	23.2	51.0	118.6	100.2	104.8	1065.0
1991	73.9	143.9	210.0	91.2	37.4	8.6	8.2	8.0	23.0	50.3	91.0	116.4	861.9
1992	87.2	55.7	108.4	78.0	36.2	39.7	14.5	22.7	69.4	104.5	56.0	55.1	727.5
1993	99.9	177.5	378.5	163.4	52.4	10.5	12.6	12.0	85.4	168.5	115.7	134.9	1411.3
1994	184.6	164.1	265.3	227.0	61.0	12.6	7.6	7.9	25.6	48.8	143.5	193.2	1341.2
1995	75.3	171.6	122.2	82.8	38.8	10.2	27.6	23.9	25.0	86.0	84.0	123.3	870.6
1996	106.3	195.3	190.8	83.9	28.3	8.8	8.3	31.5	28.6	123.0	111.4	59.2	975.5
1997	104.2	239.1	47.7	68.8	33.3	31.7	7.9	7.6	49.1	84.5	177.0	203.5	1054.2
1998	163.5	184.0	396.7	134.6	37.3	14.8	9.5	14.7	34.5	128.1	51.6	80.1	1249.6
1999	151.1	375.1	112.8	105.1	88.9	42.1	41.0	9.4	130.8	40.4	124.2	111.8	1332.7
2000	77.2	253.3	198.8	124.6	68.9	31.2	10.8	27.9	93.3	23.8	75.0	192.8	1177.5
2001	297.1	160.2	356.1	94.2	80.4	11.1	28.6	7.6	59.7	77.5	149.0	145.2	1466.7
2002	48.5	99.6	209.1	124.5	42.4	20.9	23.8	12.7	29.7	144.3	158.8	137.9	1052.3
2003	85.0	100.5	164.4	71.3	54.1	41.3	10.3	23.6	30.0	77.2	104.2	129.8	891.8
2004	62.2	93.7	75.0	71.8	10.8	36.0	52.1	36.3	106.6	147.8	194.9	162.0	1049.2
2005	136.1	188.2	213.5	89.3	18.5	14.4	7.6	12.9	54.8	147.3	53.0	140.5	1076.2
2006	133.6	161.4	309.3	125.1	19.2	43.8	10.3	16.8	40.4	26.8	99.0	131.3	1117.1
2007	152.0	34.1	283.8	176.4	51.5	9.7	23.8	17.3	25.1	187.6	155.4	111.8	1228.4
2008													
MAX	297.1	388.3	396.7	227.0	117.1	51.9	52.1	43.3	139.6	222.7	194.9	208.9	1466.7
MED	129.3	161.8	187.0	107.5	51.6	21.5	15.3	18.6	54.3	103.6	107.8	124.6	1082.9
MIN	33.3	34.1	47.7	62.6	10.8	0.1	0.1	1.2	3.1	23.8	35.5	11.7	679.0
DEVEST	61.7	80.5	94.6	36.5	27.4	14.0	10.8	11.2	31.7	52.0	37.2	43.9	210.3
CV (%)	0.5	0.5	0.5	0.3	0.5	0.7	0.7	0.6	0.6	0.5	0.3	0.4	0.2

- Los números en cursiva son extendidos

2.1.4. Pruebas de ajuste de la información a distribuciones teóricas de probabilidad

Como se sabe el diseño y planeación de obras hidráulicas están relacionados con eventos hidrológicos futuros, estimados a partir de una serie de tiempo, anterior a la fecha de análisis, haciendo uso de funciones de distribución de probabilidad. Para la selección de la adecuada función probabilidad es necesario realizar la prueba de ajuste, que en este caso se ha realizado la prueba de Smirnov-Kolgomorov para la distribución de Gumbel por ser la de mayor uso en este tipo de estudios.

La prueba de ajuste de Smirnov-Kolgomorov consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada F_o y la estimada F_e con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado. Si $D < d$ se admite que la serie de tiempo analizada se ajusta a la distribución de probabilidad seleccionada.

La función de distribución de probabilidad (F_o) observada se calculó con la ecuación $F_o = 1 - [m / (n+1)]$, en la que m es el número de orden del dato, ordenado decrecientemente, y n es el número total de datos, compatible con el número de años de observación.

Por su uso generalizado y sus aplicaciones múltiples se ha selecciona la función de distribución de probabilidad de Gumbel para el cual se ha realizado la prueba de la bondad de ajuste de los datos de la precipitación máxima en 24 horas de la estación de Cajabamba. La *distribución de Gumbel*, distribución, también, conocida como la “Ley de los valores extremos”, corresponde a la función de distribución:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \dots\dots (2.5)$$

La función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \alpha.e^{-\alpha(x-\beta)-e^{-\alpha(x-\beta)}} \dots\dots (2.6)$$

Donde α y β son los parámetros de la función y se calculan con:

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{S} \quad ; \quad \beta = x - \frac{\mu_y}{\alpha}$$

Donde:

\bar{x} : Promedio de la serie de valores.

S : Desviación estándar de la serie de valores.

μ_y y σ_y : Promedio y desviación esperados de los extremos reducidos (son valores tabulares).

Aplicando las ecuaciones de las funciones de distribuciones observada y esperada (la de Gumbel) a la serie de tiempo precipitación máxima en 24 horas registrada en la estación Cajabamba se tiene los resultados presentados en el Cuadro N° 2.4.; en él se observa que la máxima diferencia absoluta es 0.0751, valor mucho menor al valor crítico de 0.23 para el número muestral de 34 y para un nivel de significación 0.05 (95 %). Por tanto, se considera que la serie de tiempo se ajusta muy bien a la distribución de Gumbel, por lo que es aconsejable la aplicación de la distribución de Gumbel a la información pluviométrica.

Tabla N° 2.1.: Valores críticos d para la prueba de Esmirnov-Kolgomorov de bondad de ajuste

Tamaño de muestra	Nivel de significancia		
	0.20	0.10	0.05
5	0.45	0.51	0.56
10	0.32	0.37	0.41
15	0.27	0.30	0.34
20	0.23	0.26	0.29
25	0.21	0.24	0.26
30	0.19	0.22	0.24
35	0.18	0.20	0.23
40	0.17	0.19	0.21
45	0.16	0.18	0.20
50	0.15	0.17	0.19
n>50	1.07/(n^0.5)	1.22/(n^0.5)	1.36/(n^0.5)

Fuente: Fundamentos de hidrología de superficie - Aparicio

Tabla N° 2.4.: Prueba de ajuste de Esmirnov-Kolgomorov a la precipitación máxima en 24 hora para la distribución de Gumbel. Estación: Cajabamba

AÑO	PP max en 24 h (mm)	Nº Ord.	PP max en 24 h Ord.	Fo = 1-(m/n+1)	Fe(X) Gumbel	Fo (X) - Fe (X)	Frecuencia porcentual	Tr (años)
1970	41.0	1	66.20	0.971	0.9592	0.0123	2.9	35.00
1971	39.0	2	65.70	0.943	0.9572	0.0143	5.7	17.50
1972	30.4	3	64.20	0.914	0.9507	0.0364	8.6	11.67
1973	33.5	4	53.00	0.886	0.8626	0.0231	11.4	8.75
1974	39.4	5	49.30	0.857	0.8100	0.0472	14.3	7.00
1975	41.0	6	48.80	0.829	0.8016	0.0270	17.1	5.83
1976	34.4	7	48.60	0.800	0.7982	0.0018	20.0	5.00
1977	44.8	8	44.80	0.771	0.7229	0.0485	22.9	4.38
1978	27.3	9	43.30	0.743	0.6875	0.0553	25.7	3.89
1979	20.4	10	43.30	0.714	0.6875	0.0268	28.6	3.50
1980	19.2	11	42.00	0.686	0.6542	0.0315	31.4	3.18
1981	21.2	12	41.00	0.657	0.6268	0.0303	34.3	2.92
1985	35.0	13	41.00	0.629	0.6268	0.0017	37.1	2.69
1986	64.2	14	39.40	0.600	0.5801	0.0199	40.0	2.50
1987	42.0	15	39.00	0.571	0.5679	0.0035	42.9	2.33
1988	53.0	16	39.00	0.543	0.5679	0.0250	45.7	2.19
1989	31.0	17	37.10	0.514	0.5072	0.0071	48.6	2.06
1990	32.5	18	36.50	0.486	0.4872	0.0015	51.4	1.94
1991	35.0	19	36.00	0.457	0.4703	0.0132	54.3	1.84
1992	27.0	20	35.00	0.429	0.4359	0.0074	57.1	1.75
1993	43.3	21	35.00	0.400	0.4359	0.0359	60.0	1.67
1994	36.0	22	34.40	0.371	0.4150	0.0436	62.9	1.59
1995	31.2	23	33.50	0.343	0.3834	0.0405	65.7	1.52
1996	33.3	24	33.30	0.314	0.3764	0.0621	68.6	1.46
1997	48.8	25	32.50	0.286	0.3481	0.0624	71.4	1.40
1998	66.2	26	31.20	0.257	0.3027	0.0455	74.3	1.35
1999	43.3	27	31.00	0.229	0.2957	0.0672	77.1	1.30
2000	25.8	28	30.40	0.200	0.2751	0.0751	80.0	1.25
2001	48.6	29	27.30	0.171	0.1760	0.0046	82.9	1.21
2002	49.3	30	27.00	0.143	0.1673	0.0245	85.7	1.17
2003	39.0	31	25.80	0.114	0.1346	0.0203	88.6	1.13
2004	36.5	32	21.20	0.086	0.0443	0.0414	91.4	1.09
2005	37.1	33	20.40	0.057	0.0345	0.0226	94.3	1.06
2006	65.7	34	19.20	0.029	0.0229	0.0057	97.1	1.03
n	34.0							
PROMEDIO	38.688							
DESVEST	11.740							

Características de la precipitación.

Para caracterizar la precipitación, nos ocuparemos de dos aspectos, su variación en el tiempo, también denominado régimen, su variación en el espacio y la probabilidad de su ocurrencia.

2.1.5. Régimen de las precipitaciones.

Para caracterizar el régimen de las lluvias, es decir, la distribución de la precipitación en el curso del año, se ha establecido las curvas de las alturas de lluvias medias mensuales, haciendo figurar en el mismo gráfico las curvas de máxima y mínima observada, así como a distintas probabilidades de su ocurrencia, 25, 75 y 90 % de probabilidad de ser igualadas o excedidas, Figura N° 2.1.

Para poner en mejor evidencia la distribución de las lluvias, dependientemente de su valor absoluto, se calcularon los *coeficientes pluviométricos relativos porcentuales del módulo anual*, cuya suma, de todos los “coeficientes mensuales”, es igual a 100 (ver Cuadro N° 2.5)

De los cuadros y figuras, mencionadas líneas arriba, se deduce que el régimen de las precipitaciones en el ámbito en estudio presenta grandes variaciones mensuales en el curso del año, distinguiéndose dos estaciones hidrológicamente diferentes, uno lluviosa y otra relativamente seca. El período lluvioso se extiende desde octubre hasta abril, en su transcurso se descarga alrededor de 85 % de la precipitación anual; mientras que, en el período seco precipita solamente el 15 % del total anual. El mes de julio es el más seco, con apenas 1.4 % de precipitación del total anual, con un coeficiente de variabilidad superior al 80 % entre un año y otro, es mayor a niveles altitudinales menores; en cambio, los meses lluviosos muestran una menor variabilidad entre un año y otro, con coeficiente de variabilidad promedio de 40 %, lo que indica una mayor regularidad entre un año y otro que los meses secos.

Del período lluvioso los meses de febrero y marzo se muestran como los de mayor pluviosidad, con el 32 % del módulo anual, en los meses lluviosos precipita el 54 % del total anual, en los meses intermedios el 36 % y en los meses secos, apenas, 10 %; lógicamente con variación entre un punto y otro de las cuencas. Los coeficientes pluviométricos relativos porcentuales, demuestran que el mes de marzo es el de mayor pluviosidad.

Cuadro N° 2.5: Precipitación media, máxima y mínima mensuales, y a distintas probabilidades de ocurrencia de ser igualadas o superadas

DESCRIPCION	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	AÑO
ESTACION: PROMEDIO CUENCA LAVASEN													
1. Precipitación máxima (mm)	297.1	388.3	396.7	227.0	117.1	51.9	52.1	43.3	139.6	222.7	194.9	208.9	1,466.7
2. PP al 25 % de Prob. (mm)	163.2	201.7	265.3	127.0	68.9	33.8	20.3	27.2	74.0	144.3	124.2	145.2	1,228.4
3. Precipitación media (mm)	129.3	161.8	187.0	107.5	51.6	21.5	15.3	18.6	54.3	103.6	107.8	124.6	1,082.9
4. PP al 75 % de Prob. (mm)	81.5	100.5	112.7	82.8	33.3	9.7	7.7	8.0	28.6	56.3	86.6	103.6	895.0
5. PP al 90 % de Prob (mm)	56.7	63.4	75.2	68.7	18.9	7.2	4.7	4.9	24.2	37.9	54.0	57.9	805.0
6. Precipitación mínima (mm)	33.3	34.1	47.7	62.6	10.8	0.1	0.1	1.2	3.1	23.8	35.5	11.7	679.0
7. Coef pluviom relativo %	11.9	14.9	17.3	9.9	4.8	2.0	1.4	1.7	5.0	9.6	10.0	11.5	100.0

El análisis de la irregularidad interanual de las lluvias indica que existe una amplia variabilidad entre un año y otro; así, en el año más húmedo llueve 2.2 veces más que el año más seco, alejándose del módulo medio en una proporción 1.35 veces más. Los años más lluviosos son coincidentes con los años Niño fuertes y moderados, como puede verse en la Figura N° 2.2 estos ocurrieron los años 1975, 1983-1984, 1993-1994, 1998-1999 y 2001. Cabe precisar que ellos ocurren por una mayor diferencia entre el anticiclón del Atlántico y el ciclón del Pacífico que moviliza mayor masa de aire húmedo con los vientos alisios y no son efectos orográficos, como es el caso del flanco occidental de la cordillera de los andes.

Figura N° 2.1: Curvas clasificadas del régimen de precipitación en la cuenca Sinchivín

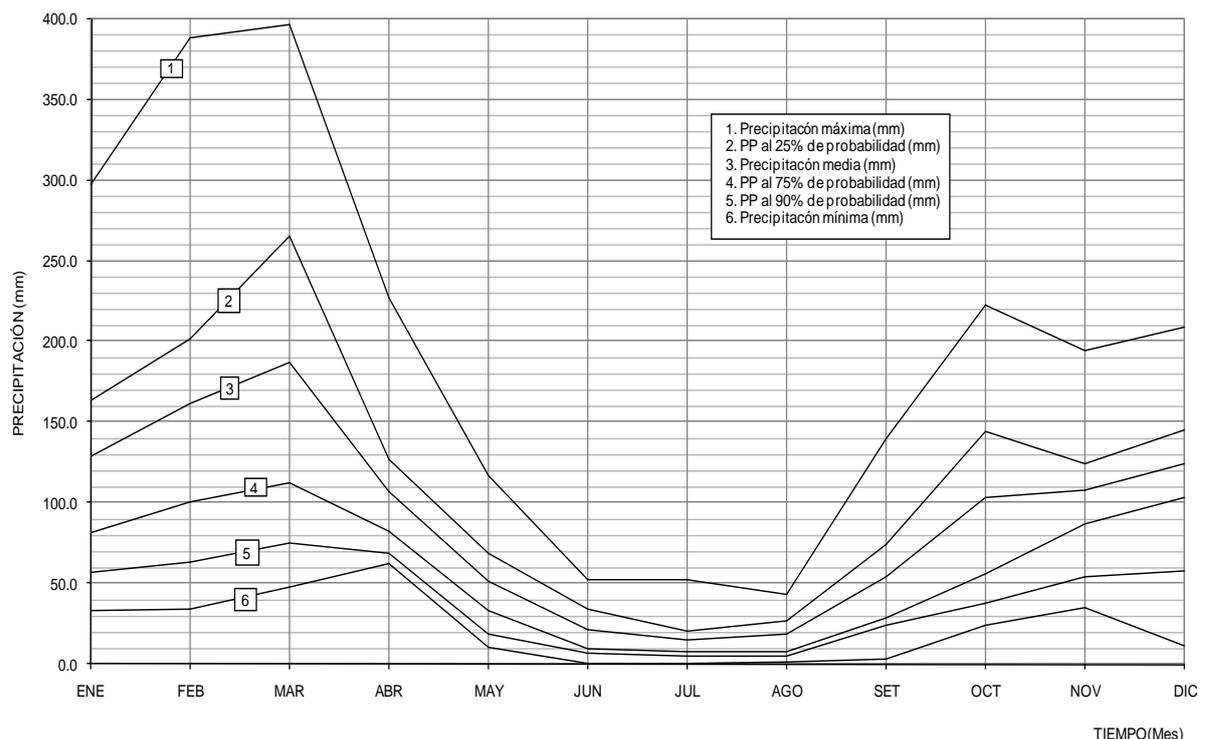
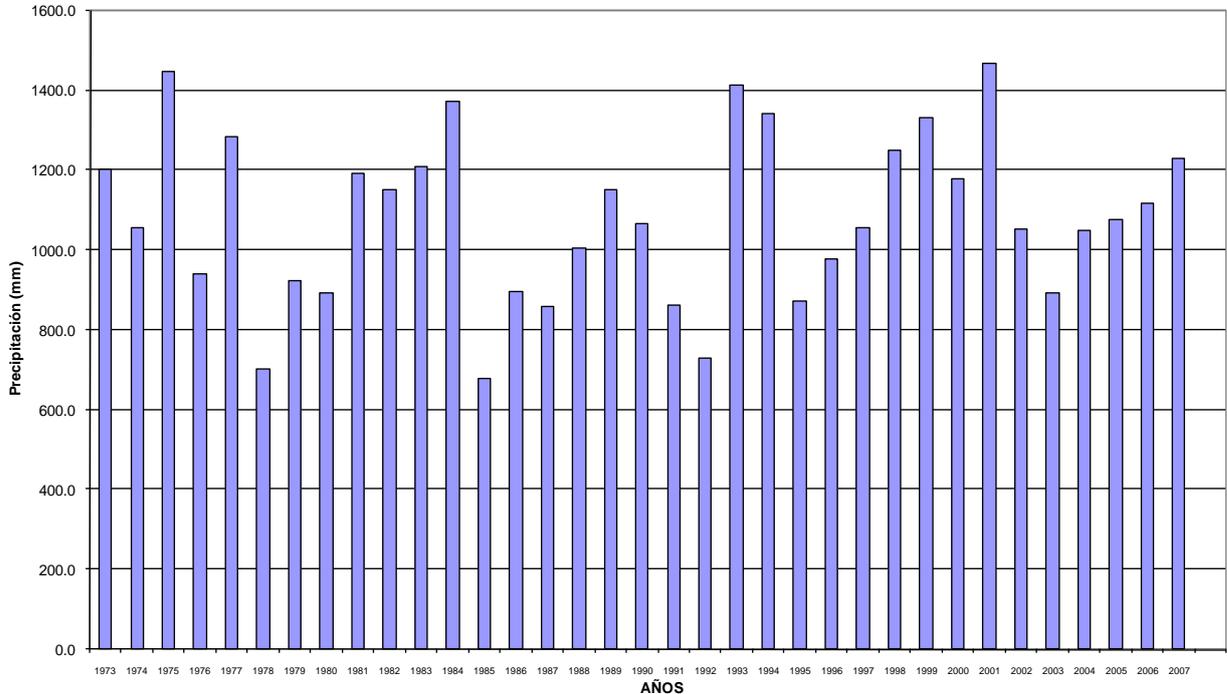


Figura N° 2.2.: Variación interanual de la precipitación anual en la cuenca Sinchivin



2.1.6. Variación espacial de las precipitaciones.

Para el análisis de la variación geográfica de lluvia, dado que existen grandes cambios de altitud a poca distancia horizontal, se ha tenido que generar las lluvias para distintos niveles altitudinales, teniendo en cuenta que existe alta correlación entre la altitud y la precipitación, con valores del coeficiente de correlación superiores a 0.80 y en oportunidades perfecta, es decir r igual a 1.0. Los resultados de la precipitación mensual promedio en la cuenca y en cada año se presentan en el Cuadro N° 2.3; en resumen, los valores medio, máximo y mínimo para los distintos niveles de altitud puede verse en el Cuadro N° 2.5.

Tabla Nº 2.5: Alturas de precipitación a distintos niveles de altitud

PARAM	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	ANUAL
NIVELES ALTITUDINALES BAJO, 2 500 msnm													
MAX	221.3	305.8	296.4	168.4	79.2	36.4	36.5	29.9	102.5	145.2	144.2	150.7	1073.1
MED	94.3	119.9	139.6	78.9	35.8	13.9	9.2	11.4	37.7	74.0	78.0	91.1	783.7
MIN	23.8	22.9	33.2	38.7	5.4	0.0	0.0	0.5	1.4	15.2	26.5	6.0	465.5
DEVEST	45.9	62.5	70.9	28.2	19.4	10.3	7.7	8.0	24.0	37.6	27.7	33.3	156.9
CV (%)	0.49	0.52	0.51	0.36	0.54	0.74	0.83	0.70	0.64	0.51	0.35	0.37	0.20
NIVELES ALTITUDINALES MEDIO, 3 000 msnm													
MAX	278.0	367.7	371.5	212.3	103.1	48.1	48.3	40.0	130.4	201.1	182.2	193.9	1368.5
MED	120.5	151.3	175.2	100.4	47.7	19.6	14.0	16.9	50.2	96.2	100.4	116.2	1008.7
MIN	30.9	31.4	44.2	56.6	9.5	0.1	0.1	1.0	2.7	21.7	33.3	10.4	632.5
DEVEST	57.6	75.9	88.6	34.3	25.2	13.1	9.9	10.4	29.7	48.3	34.7	41.1	196.4
CV (%)	0.48	0.50	0.51	0.34	0.53	0.67	0.70	0.62	0.59	0.50	0.35	0.35	0.19
NIVELES ALTITUDINALES ALTO, 4 000 msnm													
MAX	391.6	493.2	521.5	300.0	187.4	71.6	71.8	60.3	186.0	330.7	258.1	283.9	1959.4
MED	173.0	214.1	246.3	143.4	71.6	31.2	23.7	27.9	75.2	140.7	145.1	166.5	1458.6
MIN	45.1	48.2	66.0	80.4	17.8	0.3	0.3	1.9	5.3	34.8	46.8	19.0	930.0
DEVEST	82.3	103.3	124.4	48.2	38.3	18.8	14.4	15.4	41.5	71.2	50.0	58.5	277.3
CV (%)	0.48	0.48	0.50	0.34	0.53	0.60	0.61	0.55	0.55	0.51	0.34	0.35	0.19

Del cuadro precedente se desprende que los niveles de altitud menores a 2,500 msnm son menos lluviosos, con una media anual 784 mm. Este piso es caracterizado por escasas precipitaciones desde el mes de mayo a septiembre, con un período de moderadas precipitaciones los meses de abril, de octubre y noviembre y un período lluvioso de diciembre a marzo. Estos periodos, en el nivel altitudinal de 3,000 msnm, son más corto en el caso del seco, de mayo a setiembre, pero más prolongado en el caso lluvioso, de octubre a abril, no diferenciándose el período intermedio; la media anual es de 1009 mm.

En los niveles altitudinales del entorno a los 4,000 msnm se observa una mayor precipitación anual del orden de 1,459 mm, con una estación seca de tres meses, de junio a agosto, y un periodo lluvioso de setiembre a mayo.

En suma, se puede apreciar que existe menor precipitación, mensual y anual, en los niveles bajos y mayor precipitación en las cumbres, debido a que el efecto orográfico es preponderante para la ocurrencia de las lluvias, que origina que los vientos alisios húmedos procedentes del sureste se condensan rápidamente y descarguen sus aguas en las cumbres, y que por efecto del fenómeno de Foën decrece al descender por las estribaciones occidentales de las montañas dando origen a precipitaciones menores.

2.1.7. Probabilidad de ocurrencia de las lluvias máxima mensual.

Una curva interesante, desde el punto de vista de aprovechamiento, es la **distribución de frecuencias de las precipitaciones máximas mensuales** registradas en el ámbito de estudio. En dicha curva las ordenadas representan aportaciones anuales de las precipitaciones y en abscisas se representa la probabilidad de que se presente una aportación igual o mayor que un valor dado, o bien la probabilidad contraria, o sea que ocurra una precipitación anual menor o igual que un valor dado y que valdrá; estas probabilidades pueden ser leídos numéricamente en el Cuadro N° 2.6 y gráficamente en la Figura N° 2.3, para la precipitación máxima mensual promedio en la cuenca Sinchivín.

Esta probabilidad ϕ ha sido obtenida dividiendo el ordinal de la aportación m en cuestión entre el número total de años de observación N , adicionado en una unidad; la ecuación de relaciona estos elementos es la de Weibull, descrita como

$\phi = \frac{m}{N + 1}$, es la más utilizada para este tipo de cálculos.

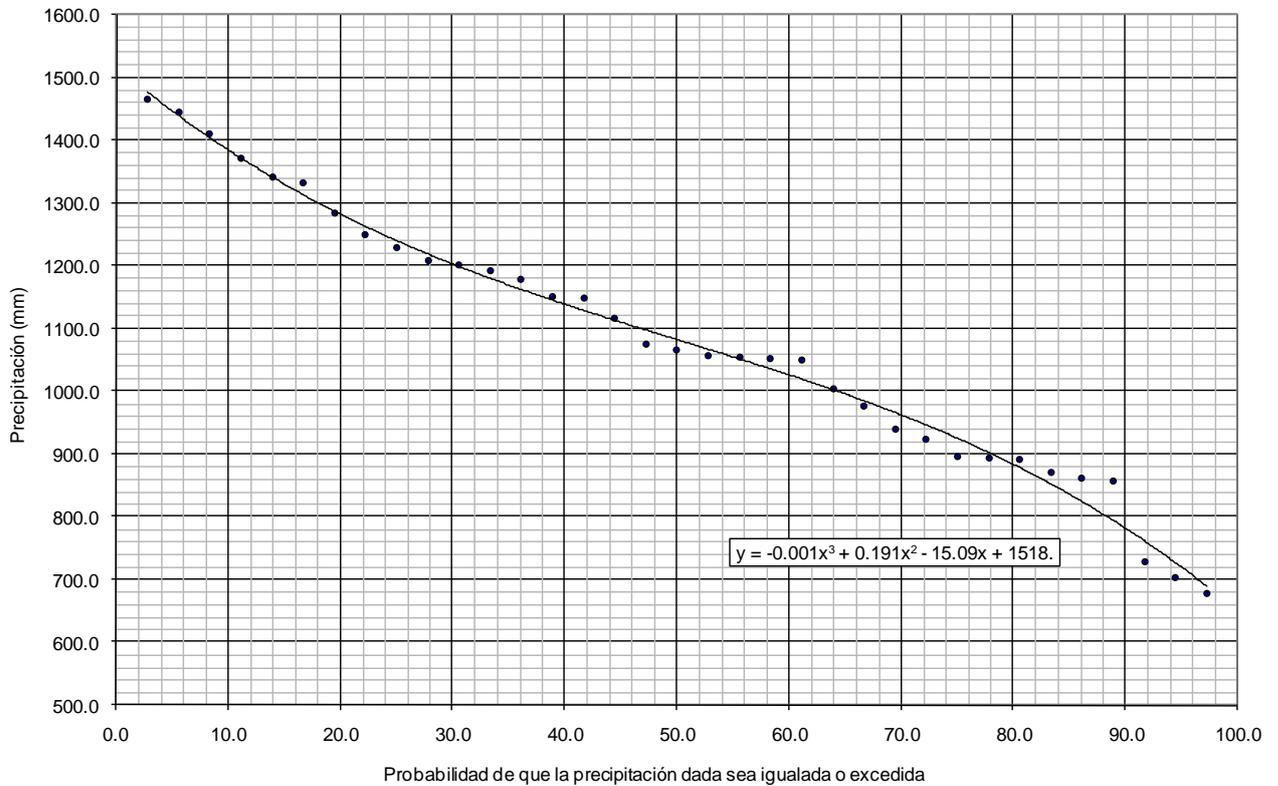
De la misma forma que se obtiene una curva de distribución de frecuencias de las precipitaciones anuales correspondientes a una serie de años se puede hacer lo mismo con las precipitaciones mensuales de enero a diciembre. De las doce distribuciones de frecuencia, así obtenidas se puede obtener una **familia de curvas de precipitaciones mensuales con su probabilidad de que sean igualadas o superadas**. Para ello se busca en la curva de distribución de frecuencias, de precipitaciones del mes, aquellas precipitaciones con probabilidad determinada, para nuestro caso 25, 75 y 90 % de probabilidad de que sea igualado o superado, valores presentados en el Cuadro N° 2.4.

Tabla N° 2.6.: Distribución de frecuencias de la precipitación máxima mensual, en mm.

AÑO	Precipitación máxima mensual				Nº	ϕ (%)	Precip máx mens cuenca Lavasen	Precip máx mens Lavasen bajo	Precip máx mens Lavasen medio	Precip máx mens Lavasen alto	1- ϕ (%)	Tiempo retorno (años)
	Cuenca Lavasen	Lavasen bajo	Lavasen medio	Lavasen alto								
1973	156.6	115.3	146.3	208.1	1	2.78	396.7	305.8	371.5	521.5	97.22	36.0
1974	201.7	149.4	188.6	267.0	2	5.56	388.3	296.4	367.7	497.8	94.44	18.0
1975	309.5	230.7	289.7	407.7	3	8.33	378.5	282.7	354.4	493.2	91.67	12.0
1976	205.0	151.9	191.7	271.3	4	11.11	375.1	280.1	351.1	491.5	88.89	9.0
1977	280.1	191.0	257.8	391.6	5	13.89	356.1	265.8	333.4	468.5	86.11	7.2
1978	138.9	87.0	125.9	203.8	6	16.67	309.5	230.7	289.7	407.7	83.33	6.0
1979	302.7	228.0	284.0	396.1	7	19.44	309.3	230.5	289.5	407.5	80.56	5.1
1980	191.3	128.3	172.6	284.9	8	22.22	302.7	228.0	284.0	396.1	77.78	4.5
1981	213.4	156.8	199.3	284.2	9	25.00	283.8	211.2	265.5	391.6	75.00	4.0
1982	222.7	148.9	201.1	330.7	10	27.78	281.9	200.0	261.4	384.2	72.22	3.6
1983	281.9	200.0	261.4	384.2	11	30.56	280.1	197.3	257.8	374.1	69.44	3.3
1984	388.3	305.8	367.7	491.5	12	33.33	265.3	191.0	248.2	350.0	66.67	3.0
1985	114.9	80.0	106.1	158.4	13	36.11	253.3	188.3	237.0	334.4	63.89	2.8
1986	191.9	148.2	181.0	246.4	14	38.89	248.0	184.3	232.0	330.7	61.11	2.6
1987	163.2	144.0	158.4	187.2	15	41.67	239.1	177.6	223.6	327.5	58.33	2.4
1988	173.7	128.2	162.3	230.4	16	44.44	222.7	158.3	201.1	315.8	55.56	2.3
1989	248.0	184.3	232.0	327.5	17	47.22	213.5	156.8	199.6	284.9	52.78	2.1
1990	161.7	119.2	151.1	214.8	18	50.00	213.4	155.6	199.3	284.2	50.00	2.0
1991	210.0	155.6	196.4	277.9	19	52.78	210.0	155.0	196.4	282.4	47.22	1.9
1992	108.4	79.0	101.1	145.3	20	55.56	209.1	151.9	195.5	277.9	44.44	1.8
1993	378.5	282.7	354.4	497.8	21	58.33	205.0	149.4	191.7	276.7	41.67	1.7
1994	265.3	197.3	248.2	350.0	22	61.11	201.7	148.9	188.6	271.3	38.89	1.6
1995	171.6	126.6	160.3	227.7	23	63.89	195.3	148.2	182.6	267.0	36.11	1.6
1996	195.3	144.6	182.6	258.7	24	66.67	194.9	144.6	182.2	258.7	33.33	1.5
1997	239.1	177.6	223.6	315.8	25	69.44	191.9	144.2	181.0	258.1	30.56	1.4
1998	396.7	296.4	371.5	521.5	26	72.22	191.3	144.0	172.6	246.4	27.78	1.4
1999	375.1	280.1	351.1	493.2	27	75.00	173.7	128.3	162.3	230.4	25.00	1.3
2000	253.3	188.3	237.0	334.4	28	77.78	171.6	128.2	160.3	227.7	22.22	1.3
2001	356.1	265.8	333.4	468.5	29	80.56	164.4	126.6	158.4	218.4	19.44	1.2
2002	209.1	155.0	195.5	276.7	30	83.33	163.2	121.3	153.6	214.8	16.67	1.2
2003	164.4	121.3	153.6	218.4	31	86.11	161.7	119.2	151.1	208.1	13.89	1.2
2004	194.9	144.2	182.2	258.1	32	88.89	156.6	115.3	146.3	203.8	11.11	1.1
2005	213.5	158.3	199.6	282.4	33	91.67	138.9	87.0	125.9	187.2	8.33	1.1
2006	309.3	230.5	289.5	407.5	34	94.44	114.9	80.0	106.1	158.4	5.56	1.1
2007	283.8	211.2	265.5	374.1	35	97.22	108.4	79.0	101.1	145.3	2.78	1.0

La utilidad práctica de la figura es que establecida una determinada probabilidad puede ser leída la precipitación que será igualada o superada en el número de veces de la probabilidad establecida.

Figura N° 2.3.: Curva de distribución de frecuencias de la precipitación anual promedio en la cuenca Sinchivin



2.2. Precipitación máxima en 24 horas y mensual.

Al no existir, en el área en estudio, estación de medición de la cantidad precipitada, menos con instrumentos de registro continuo; así como, datos de caudales de los ríos, estos se estimarán a partir de las precipitaciones máximas en 24 horas, es decir la máxima precipitación diaria, registradas en la estación Cajabamba, por las razones antes expuestas. Estos cálculos dan como resultados los caudales máximos útiles para dimensionar las obras hidráulicas a ser construidas a lo largo de la carretera y del puente Sinchivin.

La información de las precipitaciones máximas en 24 horas a ser utilizadas, en las estimaciones de escurrimiento superficial y caudales, proceden de la estación Cajabamba, los mismos que se presentan en el Cuadro N° 2.7; serie de tiempo suficiente para los cálculos requeridos. De manera referencial, también, se presenta de la estación Weberbauer de Cajamarca.

Se hace notar, que en la mayoría de oportunidades, se observa mayor precipitación máxima diaria en la estación de Cajabamba, aspecto que se coincide con la mayor pluviosidad de Cajabamba, del orden de 950 mm, respecto a lo observado en la estación Weberbauer que es de 652, las precipitaciones máximas mensuales, también son mayores en Cajabamba que en Cajamarca, ver Cuadro N° 2.8.

De igual modo, que, en el caso anterior, se presenta, en el Cuadro N° 2.9 y Figura N° 2.4, la distribución de frecuencias de la precipitación máxima en 24 horas. En ellos se observa que existe el 97 % de probabilidad de que la precipitación sea menor de 66 mm y solo el 3 % de probabilidad de que sea superior al valor indicado. Entender que esto la ocurrencia sobre 100 eventos y no la ocurrencia en un determinado tiempo de retorno.

Tabla N° 2.7: Precipitación máxima en 24 horas

AÑO	ESTACION		AÑO	ESTACION	
	Cajabamba	Weberbauer		Cajabamba	Weberbauer
1970	41.0	26.0	1989	31.0	30.0
1971	39.0	29.6	1990	32.5	25.4
1972	30.4	25.2	1991	35.0	29.7
1973	33.5	28.6	1992	27.0	17.7
1974	39.4	21.4	1993	43.3	22.5
1975	41.0	37.9	1994	36.0	28.5
1976	34.4	36.5	1995	31.2	20.6
1977	44.8	40.5	1996	33.3	35.1
1978	27.3	18.1	1997	48.8	27.6
1979	20.4	28.0	1998	66.2	31.7
1980	19.2	28.6	1999	43.3	38.8
1981	21.2	39.3	2000	25.8	30.1
1982	S/D	30.5	2001	48.6	28.2
1983	S/D	28.1	2002	49.3	22.3
1984	S/D	27.6	2003	39.0	20.8
1985	35.0	19.8	2004	36.5	28.1
1986	64.2	27.4	2005	37.1	20.2
1987	42.0	24.3	2006	65.7	16.4

1988	53.0	18.2			
------	------	------	--	--	--

Fuente: SENAMHI

Tabla Nº 2.8: Precipitación máxima mensual

AÑO	ESTACION		AÑO	ESTACION	
	Cajabamba	Weberbauer		Cajabamba	Weberbauer
1973	209.0	98.4	1991	202.0	133.7
1974	153.0	128.2	1992	122.0	66.6
1975	221.0	199.4	1993	309.0	245.0
1976	150.0	130.4	1994	248.2	170.2
1977	199.0	146.4	1995	237.4	108.3
1978	103.0	65.6	1996	233.2	124.0
1979	188.0	159.7	1997	184.7	152.9
1980	151.0	130.4	1998	296.3	257.0
1981	245.0	186.5	1999	319.7	242.7
1982	113.0	124.8	2000	228.9	162.3
1983	230.0	152.8	2001	244.2	230.2
1984	186.0	233.6	2002	329.5	133.1
1985	109.0	53.0	2003	140.7	103.6
1986	197.0	120.2	2004	158.6	123.7
1987	315.0	98.2	2005	172.6	136.0
1988	189.0	109.7	2006	276.4	199.3
1989	192.0	158.8	2007	319.2	182.4
1990	153.0	101.8			

Fuente: SENAMHI y Estudio riego Cajabamba – ATA

Tabla N° 2.9.: Distribución de frecuencias de la precipitación máxima en 24 horas, en mm.

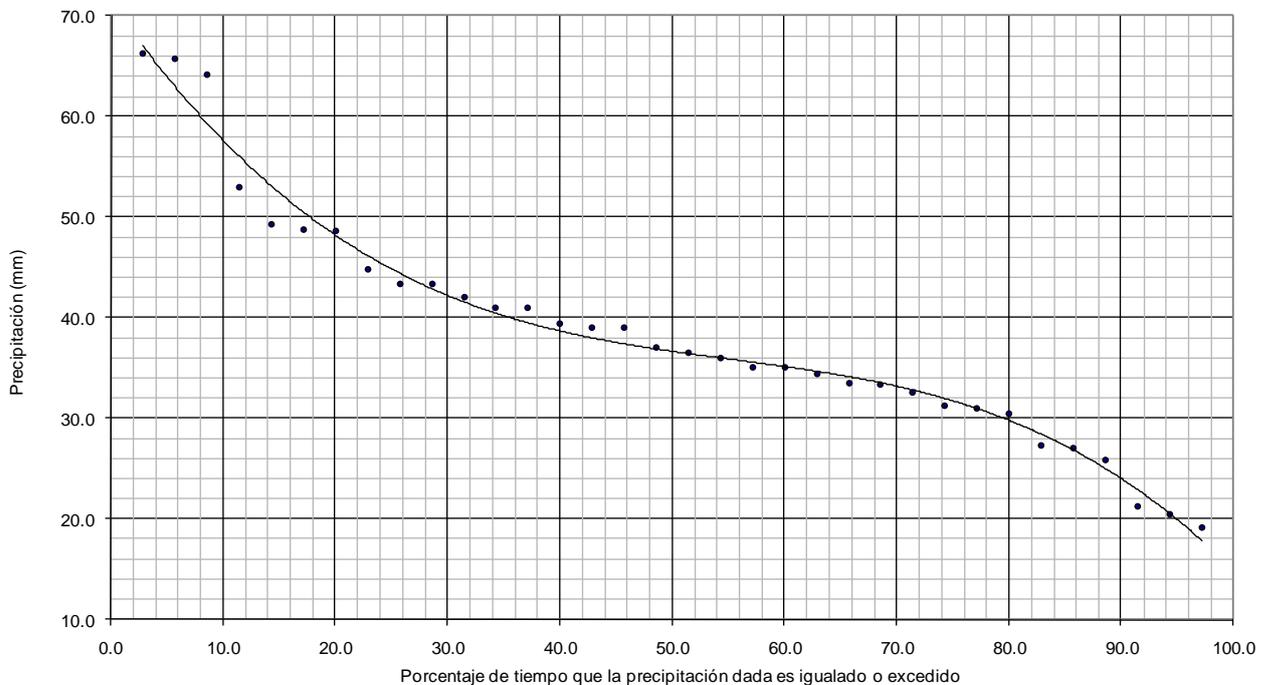
AÑO	PP máx en 24 horas		Nº	φ (%)	PP máx 24 h estación Weberbauer	PP máx 24 h estación Cajabamba	1- φ (%)	Tiempo retorno (años)
	Estación Weberbau	Estación Cajabamba						
1970	26.0	41.0	1	2.86	40.5	66.2	97.14	35.0
1971	29.6	39.0	2	5.71	39.3	65.7	94.29	17.5
1972	25.2	30.4	3	8.57	38.8	64.2	91.43	11.7
1973	28.6	33.5	4	11.43	37.9	53.0	88.57	8.8
1974	21.4	39.4	5	14.29	36.5	49.3	85.71	7.0
1975	37.9	41.0	6	17.14	35.1	48.8	82.86	5.8
1976	36.5	34.4	7	20.00	31.7	48.6	80.00	5.0
1977	40.5	44.8	8	22.86	30.1	44.8	77.14	4.4
1978	18.1	27.3	9	25.71	30.0	43.3	74.29	3.9
1979	28.0	20.4	10	28.57	29.7	43.3	71.43	3.5
1980	28.6	19.2	11	31.43	29.6	42.0	68.57	3.2
1981	39.3	21.2	12	34.29	28.6	41.0	65.71	2.9
1985	19.8	35.0	13	37.14	28.6	41.0	62.86	2.7
1986	27.4	64.2	14	40.00	28.5	39.4	60.00	2.5
1987	24.3	42.0	15	42.86	28.2	39.0	57.14	2.3
1988	18.2	53.0	16	45.71	28.1	39.0	54.29	2.2
1989	30.0	31.0	17	48.57	28.0	37.1	51.43	2.1
1990	25.4	32.5	18	51.43	27.6	36.5	48.57	1.9
1991	29.7	35.0	19	54.29	27.4	36.0	45.71	1.8
1992	17.7	27.0	20	57.14	26.0	35.0	42.86	1.8
1993	22.5	43.3	21	60.00	25.4	35.0	40.00	1.7
1994	28.5	36.0	22	62.86	25.2	34.4	37.14	1.6
1995	20.6	31.2	23	65.71	24.3	33.5	34.29	1.5
1996	35.1	33.3	24	68.57	22.5	33.3	31.43	1.5
1997	27.6	48.8	25	71.43	22.3	32.5	28.57	1.4
1998	31.7	66.2	26	74.29	21.4	31.2	25.71	1.3
1999	38.8	43.3	27	77.14	20.8	31.0	22.86	1.3
2000	30.1	25.8	28	80.00	20.6	30.4	20.00	1.3
2001	28.2	48.6	29	82.86	20.2	27.3	17.14	1.2
2002	22.3	49.3	30	85.71	19.8	27.0	14.29	1.2
2003	20.8	39.0	31	88.57	18.2	25.8	11.43	1.1
2004	28.1	36.5	32	91.43	18.1	21.2	8.57	1.1
2005	20.2	37.1	33	94.29	17.7	20.4	5.71	1.1
2006	16.4	65.7	34	97.14	16.4	19.2	2.86	1.0

2.3. Intensidades de las precipitaciones

La intensidad de las precipitaciones es la razón de caída de la precipitación en la unidad de tiempo, normalmente referida a una hora, calculada con la relación matemática $I = \frac{PP*60}{t}$, en la que I es la intensidad de la precipitación, en mm/h, PP es la lluvia parcial, en mm, caída en el tiempo t, en minutos.

El proceso de cálculo, es largo, se inicia con el cálculo de las intensidades instantáneas a partir de las bandas de los fluviógrafos en el cual se registra la marcha de la precipitación en un episodio lluvioso, luego las intensidades son calculadas para distintos tiempos de duración establecidos, normalmente 5, 10, 30, 60 y 120 minutos, luego haciendo uso de las funciones de distribución de probabilidad de Gumbel, se calcula las intensidades para distintos tiempos de duración de la lluvia y para distintos tiempos de retorno, también establecidos.

Figura N° 2.4.: Curva de distribución de frecuencias de la precipitación máxima en 24 horas, estación de Cajabamba



Con los valores, así calculados, en estudios anteriores, para las estaciones de Huayo, Iscococho, Chancay y Negritos se ha correlacionado la altitud con las intensidades para cada tiempo de retorno y duración, obteniéndose, para la mayoría de casos, de buena a alta correlación ($r = 0.6$ y $r = 0.9$) por lo que haciendo uso de la ecuación de regresión lineal simple se ha calculado la intensidad para la cuenca Sinchivin, para distintos tiempos de duración y retorno, y a partir de ella se ha calculado la intensidad par el tiempo de duración equivalente al tiempo de concentración al puente Sinchivin Bajo, valores que son presentados en el Cuadro N° 2.10.

Tabla N° 2.10.: Intensidades para el tiempo de concentración (t_c) de la cuenca Sinchivin, al puente Sinchivin Bajo, y para distintos tiempos de retorno (T_r).

Tiempo de retorno (años)	Intensidad (mm/h) para tiempo de concentración al puente Sinchivin Bajo	
	Cálculo con ecuac potencial	Cálculo con ecuac polinómico
10	12.6	8.5
20	13.7	9.3
25	14.3	9.6
50	16.1	10.5
100	16.9	10.8
500	20.8	12.7
1000	22.4	13.5

Fuente: Preparación propia

Otra manera de estimar la intensidad de la precipitación es hacer uso de la metodología experimental que relaciona la intensidad con la precipitación máxima en 24 horas (precipitación máxima diaria); para lo cual, primeramente, haciendo uso de la distribución de Gumbel, explicada líneas arriba, se ha calculado las lluvias máximas diarias para distintos tiempos de retorno, resultado que se presenta en el Cuadro N° 2.11.

Tabla N° 2.11.: Precipitación máxima en 24 h para distintos tiempos de retorno; estación de Cajabamba

T_r (años)	PP max 24 h (mm)
2	36.9
10	56.5
20	64.0
25	66.4
50	73.8
100	81.0
500	97.9
1000	105.1

Se precisa que se hace uso de la precipitación máxima en 24 horas de la estación Cajabamba, por ser la más cercana al ámbito de interés y porque en ella ocurre las lluvias correspondientes a la misma perturbación meteorológica que en la cuenca Sinchivin, justamente por estar en la misma franja latitudinal y por estar influenciado por las mismas corrientes de viento procedentes del sur este.

Luego con el método denominado de “Bell” propuesto por F.C. Bell Generalized rainfall-duration-frequency relationships, J. Hydarulque Divitions ASCE, vol. 95 January 1969, método empírico, se convirtió la precipitación máxima de 24 horas de 2 años de tiempo de retorno en precipitación de una hora, luego se discretisa a duraciones establecidas. La fórmula de “Bell” se expresa como:

$$PP(t, Tr) = (0.35 * \ln Tr + 0.76) * (0.54 * t^{(1/4)} - 0.50) * PPh$$

Donde:

PP(t,Tr): Altura de precipitación para cualquier duración (t) y cualquier periodo de retorno (Tr).

t : Tiempo de duración de la precipitación, minutos.

Tr : Tiempo de retorno, en años.

PPh : Altura de precipitación en una hora y para un periodo de retorno igual de dos años.

Los coeficientes que posibilitan la precipitación máxima diaria de 2 años de tiempo de retorno a precipitación de una hora se dan en la Tabla N° 2.2, luego al valor así calculado se aplica el coeficiente corrector de simultaneidad (K) calculada con: $K = 1$ si $S < 1\text{Km}^2$ y $K = 1 - \log S / 15$ si $S > 1\text{Km}^2$.

Tabla N° 2.2: Factor de cálculo de la precipitación para distintos tiempos de duración

CONDICIONES	COEF.
Factor de origen de la tormenta, PP max de 2 años de Tr	0.50
Factor de número de tormentas, PP máximas de 2 años de Tr	0.58

Factor de valor medio de precipitación diaria, PP máxima de 2 años de Tr	0.53
Precipitación en una hora	16.5

Con el proceso de cálculo, descrito, se obtiene las precipitaciones para distintos tiempos de duración dados en el Cuadro N° 2.12.

Seguidamente, se calculó las intensidades de la precipitación para distintos tiempos de duración y de retorno con la ecuación:

$$I = \frac{PP * 60}{t}$$

Donde: I es la intensidad de la precipitación (mm/h) y t es el tiempo de duración (minutos)

Tabla N° 2.12: Precipitación máxima para distintos tiempos de duración y retorno;

Estación Cajabamba

Tr (años)	PP máx (mm en 24 h)	Altura de precipitación para distinto tiempos de duración (mm)				
		5	10	30	60	120
20	64.0	9.3	14.0	23.2	30.5	39.1
25	66.4	9.7	14.6	24.2	31.8	40.8
50	73.8	11.0	16.5	27.3	35.9	46.0
100	81.0	12.3	18.3	30.4	40.0	51.3
500	97.9	15.2	22.7	37.7	49.5	63.5
1000	105.1	16.4	24.6	40.8	53.5	68.7

Finalmente, se calculo las intensidades para distintos tiempos de retorno correspondiente a la duración de tormenta equivalente al tiempo de concentración de la cuenca (ver Cuadro N° 2.13.)

Tabla N° 2.13: Intensidad para distintos tiempos retorno correspondiente al tiempo de concentración de la cuenca Sinchivin

<i>Tiempo de retorno (años)</i>	<i>Intensidad (mm/h) para tiempo de concentración al puente Sinchivin Bajo</i>	
	<i>Cálculo con ecuación potencial</i>	<i>Cálculo con ecuación polinómico</i>
20	13.0	11.2
25	13.6	11.7
50	15.3	13.2
100	17.0	14.8
500	21.1	18.3
1000	22.8	19.0

Fuente: Preparación propia

II. ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL

El diseño y la planeación de las obras hidráulicas están relacionados con eventos hidrológicos futuros, sobre todo de aquellas que son emplazadas en los cursos de agua; entre ellas, obras viales como cunetas, alcantarillas, badenes, pontones y puentes. La complejidad de los procesos físicos que tienen lugar en la generación de esta avenida hace, en la mayoría de los casos, imposible una estimación confiable de la misma por métodos basados en leyes de la mecánica o la física.

Por ello, con mucha frecuencia, la aplicación de otras técnicas es el camino para la solución para los cálculos; en particular, la estadística y la probabilidad juegan un papel de primer orden en el análisis hidrológico. En ese sentido, para los cálculos de las máximas avenidas que impactaran sobre la carretera Santa Catalina - Chuquitambo – Tinajares, en particular sobre el puente, se ha recurrido al análisis estadístico y de probabilidad a partir de las intensidades máximas de precipitación y a las alturas máximas de precipitación diaria.

3.1. CALCULOS DE CUADALES MAXIMOS.

Las descargas máximas se han obtenido a partir de dos tipos de información de origen: (i) de las intensidades máximas de la precipitación de la cuenca Sinchivin, generada por correlación altitudinal de distintas estaciones del Cajamarquino y Condebamba; y (ii) de las alturas de las precipitaciones máximas diarias registradas en las estaciones de Cajabamba expresadas en intensidades para distintos tiempos de duración de tormenta y tiempo de retorno.

Para ambos casos, las intensidades máximas y las precipitaciones máximas diarias, se han realizado el análisis estadístico y de probabilidades y luego han sido transformados a escurrimiento superficial, haciendo uso de métodos de la relación precipitación-escurrimiento superficial; determinando así, los caudales para distintos tiempos de retorno establecidos.

Para el cálculo de las intensidades y precipitaciones máximas en 24 horas para distintos tiempos de duración de la lluvia y distintos tiempos de retorno se ha utilizado la función de distribución de probabilidad de Gumbel, resultados que son presentados en los Cuadros N^os 2.10 y 2.13. Se parte de la premisa que sus características estadísticas, de probabilidad y distribución son trasladados a los caudales, por ser esta última consecuencia del primero.

Los principales parámetros que intervinieron en el proceso de conversión de la lluvia a escurrimiento superficial son: (i) el área de la superficie de escurrimiento, (ii) la altura de la precipitación en un determinado tiempo, si es referida a una hora es la intensidad, si es diaria es máxima en 24 horas y si mensual es la máxima en el mes, (iii) las características fisiográficas del área de recepción de las lluvias, (iv) el tipo de cobertura de los suelos (bosques, pastizales, cultivos, etc) y (v) el tiempo que utiliza la gota de agua de llegar del extremo distal de la cuenca al punto de interés, llamado tiempo de concentración.

Existen distintos métodos que hacen uso de los parámetros, antes mencionados; cuyos fundamentos conceptuales describiremos a continuación.

3.1.1. Método Racional.

Uno de los métodos que relaciona las características, antes descritas, es el método denominado racional, a pesar de su sencillez es el método de uso

generalizado, aplicándose con resultados satisfactorios a áreas de cuenca superiores para el cual fue formulada. La expresión matemática es la siguiente:

$$Q = 0.278 * CIA \dots\dots\dots (4.1)$$

Donde:

Q : Caudal, en m³/s

C : Coeficiente de escurrimiento, que depende de la cobertura vegetal, la pendiente y el tipo de suelo; sin dimensiones. Obtenida en tablas.

I : Intensidad para un tiempo de retorno dado y de una duración de precipitación compatible al tiempo de concentración (t_c) de la cuenca o superficie de escurrimiento, en mm/hora.

A : Área de la cuenca o superficie de escurrimiento, en km²; obtenida por planimetrado.

El tiempo de concentración (t_c), tiempo que transcurre desde que una gota de lluvia impacta sobre la superficie de escurrimiento y fluye hasta llegar a la desembocadura o punto de interés; está influenciada por las características fisiográficas, topográficas, de cobertura y tipo de suelo de la superficie de escurrimiento. Normalmente, para su cálculo se utilizan relaciones matemáticas obtenidas empíricamente. En nuestro caso se utilizó distintos métodos con la finalidad de asumir una de ellas según las características de la superficie de escurrimiento, particular.

Los métodos son:

- Kirpich, expresado como: $t_c = 0.06626 * \left[\frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right] = \text{horas}; L \text{ en Km y } S \text{ en m/m}$

- Australiano, expresado como: $t_c = \frac{58 * L}{A^{0.1} * S^{0.5}} = \text{minutos}; L \text{ en km, } A \text{ en Km}^2 \text{ y } S \text{ en m/km}$

- Chow, expresado como: $t_c = 0.005 * \left[\frac{L}{S^{0.5}} \right]^{0.64} = \text{horas}; L \text{ en m y } S \text{ en } \%$

- Temez, expresado como: $t_c = 0.3 * \left[\frac{L^{0.76}}{S^{0.19}} \right] = \text{horas}; L \text{ en km y } S \text{ en m/m}$

- Hataway, expresado como: $t_c = 0.606 * \frac{(L * n)^{0.467}}{S^{0.234}} = \text{horas}$; L en Km, S en m/m y n sin dimensión.
- Giandotti, expresado como: $t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H}} = \text{Horas}$; A en Km², L en Km y H en m.

En las cuales, t_c es el tiempo de concentración, L es la longitud del dren principal, S es la pendiente, A el área de la superficie de escurrimiento, n coeficiente de rugosidad de la superficie de escurrimiento y H la diferencia de nivel entre la cota mayor y menor de la superficie de escurrimiento. Los cálculos realizados con los distintos métodos, mencionados, se presentan en el Cuadro N° 3.1, cuadro en el que se indica que el área de la cuenca es de 108.20 Km² y su pendiente media es de 11.2 %.

Tabla N° 3.1.: Tiempos de concentración, calculada con distintos métodos.

Codigo	Desde (km)	Hasta (Km)	Area (Km ²)	Long (m)	Cota max (msnm)	Cota min (msnm)	Pendien m/m	Kirpich	Chow	Austral	Temez	Hathawa y	Giandtti
CuenLvsn	21+ 00		108.20	21277	4325	1950	0.112	97.4	81.6	300.9	278.9	214.4	113.1

A pesar que, en la mayoría de casos, las ecuaciones consideran las mismas variables de cálculo, los resultados de los tiempos de concentración son muy disimiles, como puede verse en el Cuadro N° 3.1, por lo que, para una adecuada selección hemos tenido que recurrir a experiencias anteriores como el de la Dirección General de Carreteras de España, luego de trabajos experimentales prologados, considera que la fórmula Californiana o de Kirpich representa los valores correspondientes a tiempos de demora y el ajuste con el tiempo de concentración es mediocre, la formula de Chow se ajusta bien a cuencas grandes, pero en las pequeñas sobrevalora el tiempo si su pendiente es suave y lo subvalora si es fuerte, la formula de Giandotti es similar que la de California, pero se ajusta mejor, y la formula de U.S. Corps of Engineers, en la que se basa Temez, es la que se ajusta mejor a todo campo de condiciones y valores; por tanto es esta última la que se ha tomado para los cálculos del presente estudio.

3.1.2. Método número de curva o curva de escurrimiento.

El método de número de curva fue desarrollado por la *U.S. Soil Conservación Service (SCS)*; aplicable a cuencas pequeñas y medianas. El parámetro de mayor importancia es la altura, pasando la intensidad de la precipitación a un segundo plano. Su principal aplicación es la estimación de las cantidades de escurrimiento tanto en el estudio de avenidas máximas, como en el caso del

cálculo del escurrimiento superficial mensual.

El cálculo con este método está basado en el uso de un “numero de curva” N, número que varía de 1 a 100. El número de curva N = 100, indica que toda la lluvia escurre, y el número N = 1, indica que toda la lluvia se infiltra; por lo que, los números de curvas, representan coeficientes de escorrentía.

El método se basa en la siguiente relación:

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P_e} \dots\dots\dots (4.2)$$

Donde:

- F : Infiltración real acumulada (L)
- S : Infiltración potencial máxima (L)
- Q : Escorrentía total acumulada (L)
- Pe : Escorrentía potencial o exceso de precipitación (L)

De esta ecuación anterior se deriva la ecuación 4.3 utilizada para el cálculo de la lámina de escurrimiento para las unidades del sistema SI; descrita del siguiente modo:

$$Q = \frac{[N(P+50.8)-5080]^2}{N[N(P-203.2)+20320]} \dots\dots\dots (4.3)$$

Donde:

- Q : Escorrentía total acumulada, en mm.
- P : Altura de la precipitación, en mm.
- N : Número de curva para la condición media de humedad del área de escurrimiento, valor obtenido en tablas en función de las características hidrológicas de los suelos, uso de la tierra y tipo de cobertura. Las características

hidrológicas de los suelos, a su vez, es función de sus características físicas que determinan su mayor o menor capacidad de transmisibilidad hidráulica.

La parte medular del método, es transitar volumétricamente la lámina de escurrimiento hacia la desembocadura y ser expresada en términos de caudal, para lo cual deberá multiplicarse por el gasto unitario (q), expresado en $m^3/s/mm/Km^2$, que es función del tiempo de concentración; son valores tabulares como producto de una larga investigación por el Servicio de Conservación de Suelos de US.

3.2. CAUDAL DE DISEÑO.

Establecido: (i) el área de la cuenca (A) por planimetrado con el software Civil 3D, (ii) el tiempo de concentración (t_c) con los métodos antes mencionados, y (iii) el coeficiente de escurrimiento ponderado (C) en función de las características fisiográficas, topográfica, cobertura y de suelo de la cuenca, que son valores tabulares, se procedieron al cálculo de las descargas máximas; resultados que son presentados seguidamente.

Se aclara, que para el cálculo de la intensidad para el tiempo de concentración (t_c) de la cuenca Sinchivin, al punto de ubicación del puente, y para distintos tiempos de retorno dados, se ha hecho uso de dos ecuaciones, una potencial $Y = aX^{-b}$ y otra polinómica de la forma general $Y = aX^3 - bX^2 - cX + d$, resultante de la relación entre los valores logaritmados del tiempo de duración de la tormenta y las intensidades correspondientes para cada tiempo de duración (20, 25, 50, 100, 500 y 1000 años). Con las intensidades de precipitación, así calculadas, y haciendo uso del método racional se ha calculado el caudal para distintos tiempos de retorno.

En el caso del cálculo del caudal con la precipitación máxima en 24 horas se ha hecho uso del método de curva de escurrimiento, llamada, también, curva número (CN), para lo cual se ha tenido en cuenta todos los aspectos considerados en los fundamentos

Tabla N° 3.2.: Caudales máximos (m³/s) para distintos tiempos de retorno (años)

Tr (años)	Q (m ³ /s) con I (mm/h) calculada de PP máx en 24 horas		Q (m ³ /s) con I (mm/h) calculada por gradiente de intensidad		Q (m ³ /s) calc con PP máx en 24 h
	Ecuac potencial	Ecuac polinómica	Ecuac potencial	Ecuac polinómica	
10			94.5	64.1	
20	97.7	84.4	103.0	69.7	68.2
25	101.9	88.2	107.4	72.2	75.1
50	115.0	99.4	120.8	78.7	97.7
100	128.1	110.8	126.8	81.4	122.1
500	158.5	137.3	155.9	95.3	184.3
1000	171.6	148.4	168.4	101.4	213.3

En el cuadro precedente se observa que hay diferencias numéricas entre un método de cálculo y otro; pero ello, en los tiempos de retorno de interés (50 y 100 años) no son tan grandes. Sin embargo, con la finalidad de reducir los efectos metodológicos de cálculo, por exceso o defecto, y aproximarnos a la realidad de lo que ocurre en la naturaleza se tomará la media de los caudales estimados con las intensidades de la precipitación obtenidas con las ecuaciones polinómicas, por ser estas de mejor ajuste para la extrapolación al tiempo de concentración de la cuenca. Por tanto, los caudales de nuestro interés son: $Q_{50} = 91.90 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{100} = 104.80 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{500} = 138.97 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.3. VIDA UTIL DE OBRAS VIALES

Vida útil es la duración estimada que una determinada obra puede cumplir correctamente con la función para la cual fue construida. Cuando se refiere a obras de ingeniería, como carreteras, puentes, represas, etc. se calcula en años; sobre todo para efectos de su amortización, ya que, en general, estas obras continúan prestando utilidad mucho más allá del tiempo estimado como vida útil para el análisis de factibilidad económica.

Generalmente, la vida útil de un puente es estimada en 50 años; sin embargo, ese tiempo puede verse afectada por la ocurrencia de eventos máximos extraordinarios y el transporte de material sólido por el río que puede reducir este tiempo; por tanto la vida útil de la obra debe ser compatible con el tiempo de retorno del evento extraordinario de una determinada magnitud, en el caso denominada avenida o caudal de diseño.

Los criterios para estimar el caudal de diseño que deben soportar las estructuras de drenaje de obras viales han sido definido por diseñadores e investigadores. Entre ellos, V. Yevjevich y J.D. Salas, luego de largos estudios, establecen los periodos de retorno que se presentan en la Tabla N° 3.1.

Tabla N° 3.1.: Tiempos de retorno de avenidas para el diseño de obras viales

ESTRUCTURA	PERIODO DE RETORNO (años)
Grandes puentes	100
Pequeños puentes	50
Alcantarillas y badenes	25
Cunetas	20

Fuente: Estudio mejoramiento carretera Patahuasi-Sicuani. MTC.

Un concepto adicional a la vida útil de la obra es el riesgo de falla (R), es decir la probabilidad porcentual de que la obra falle durante su vida útil, es calculada mediante la relación matemática: $R = 1 - \bar{P}^n$; donde: \bar{P}^n es la probabilidad de que el evento no ocurra en n años sucesivos, compatible con el tiempo de útil de la obra, expresada como: $\bar{P}^n = (1 - \frac{1}{T})^n$, en el que T es el tiempo de retorno del evento; quedando el riesgo de falla queda expresada como:

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

Aplicando las consideraciones señaladas al caso del puente Sinchivin, se tendrá un 63 % de que la obra falle durante su vida útil.

III. TIRANTE Y COTA DEL NIVEL DEL AGUA DE DISEÑO.

En el presente acápite se fundamenta y realiza los cálculos para obtener los tirantes y velocidades de las diferentes secciones transversales del tramo de río donde se ubicará el puente; corresponden al nivel alcanzado por el agua, en el cauce, durante la creciente máxima de diseño. Así mismo, se determinará el comportamiento hidráulico del flujo del agua en el

tramo; tramo, secciones transversales y perfil longitudinal que puede verse en el Plano 4.1., del anexo IV.

A diferencia de los canales prismáticos, en el que se puede manejar la gran mayoría de variables, en los cursos naturales, ríos, por el contrario no hay determinaciones previas, sino, las respuestas son en todo caso al influjo de eventos aleatorios, estudiados y analizados por la hidrología y la hidráulica fluvial, cuyos análisis interrelacionan la topografía del cauce del río, los volúmenes de agua y sedimentos, así como la manera que influyen en el nivel del agua las obstrucciones u obras hidráulicas que se presentan en el cauce.

4.1. DESCRIPCCION DE LA SECCION DE ALINEAMIENTO

Los ríos de cuencas de montaña, como el río Lavasén, son de régimen estacional fuertemente influenciado al influjo directo de las precipitaciones y baja al flujo de base (escurrimiento subsuperficial y subterráneo), discurren entre estribaciones rocosas estrechas y que algunas veces se amplían, tienen altas pendientes y gran capacidad de transporte de sedimentos, generan severas socavaciones de fondo y de ataques contra las márgenes.

El proceso de producción de sedimentos en las cuencas y su transporte por parte de las corrientes naturales es muy complejo. Estas presentan una importante carga de sólidos, con tamaños que van desde finas hasta bolos que van continuamente arrancando del lecho y de las paredes del río y depositándolos donde la velocidad disminuye, como puede verse en la Fotografía N° 4.1, sección donde se ubicará el puente, en la zona de inundación y depósito de la margen derecha hay material fino, graba, bolos y rocas de gran tamaño, estos últimos transportados por arrastre.

Fotografía N° 4.1.: Vista panorámica del lugar de ubicación del puente existente, margen izquierda y derecha.



En la misma fotografía se observa que la margen izquierda está constituida de un macizo rocoso, que se inserta verticalmente al lecho del río, que podrá trabajar como estribo del puente y favorecerá al anclaje. En cambio, en la margen derecha habrá la necesidad de limpiar el material depositado para disminuir el tirante y facilitar el flujo; además, se tendrá que ascender por su flanco en la búsqueda de suelos o rocas más estables para el estribo derecho. Mayores detalles de ambas márgenes podrán verse en las fotografías del Anexo IV.

FUNDAMENTOS.

Definir el eje hidráulico corresponde a definir la cota de la superficie libre a lo largo del río. Su cálculo involucra el uso de una serie de variables no siempre conocidas y relaciones que difícilmente se pueden simplificar. En el caso de cauces naturales, la labor es más complicada por involucrar en el cálculo secciones muy irregulares.

Una de las metodologías más conocida y utilizada es el de **paso estándar** (Standad step method), en la que los niveles de agua son calculados desde una sección a otra, resolviendo la ecuación de energía de manera iterativa. La ecuación de energía se expresa como:

$$Z_1 + Y_1 + \alpha * \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \alpha * \frac{V_2^2}{2g} + hf \quad \dots\dots (4.1)$$

Donde:

Y_1 y Y_2 : Profundidad o tirante del agua en cada una de las secciones.

Z_1 y Z_2 : Cota de fondo de las secciones transversales

V_1 y V_2 : Velocidades promedio en las secciones transversales.

α_1 y α_2 : Coeficientes de Coriolis, tiene en cuenta distribución transversal de velocidades. Dicho coeficiente tendrá un valor muy próximo a 1 si el flujo es turbulento, como es el caso que nos ocupa; por tanto, en el cálculo son más importantes otros factores (de índole estimativa) que el error que por esta aproximación pueda cometerse.

g : Aceleración de la gravedad.

hf : Pérdida de carga

Poniendo la línea horizontal de referencia en el nivel de la cota inferior se tiene:

$$So\Delta x + Y_1 + \alpha \frac{V_1^2}{2g} = Y_2 + \alpha \frac{V_2^2}{2g} + Sf\Delta x \quad \dots\dots (4.2)$$

En este caso el nivel de aguas en una sección "i" la denotaremos como Z_{eh} : $Z_{eh} = Y_i + Z_i$

La pérdida de carga (hf) entre dos secciones es evaluada como pérdida por fricción más la pérdida por contracción y expansión (pérdidas singulares). La formulación matemática que la expresa es de la forma:

$$hf = Sf * L + C \left| \alpha * \frac{V_1^2}{2g} - \alpha * \frac{V_2^2}{2g} \right| \dots\dots\dots (4.3)$$

Donde:

L : Distancia entre secciones transversales.

Sf : Pendiente de la pérdida de carga entre dos secciones transversales.

C : Coeficiente de pérdida de carga por contracción o expansión, dependen de la naturaleza de la transición. En general, a lo largo de un cauce natural, las transiciones o cambios geométricos son graduales, por lo que no se incurre en altas pérdidas de carga. Según la literatura, se recomienda para transiciones graduales, un coeficiente de expansión de 0.3 y de contracción de 0.1.

Hay distintas alternativas para calcular las pérdidas de carga por fricción entre dos secciones consecutivas. Uno de los métodos es el denominado "Average Conveyance Equation" (Coeficiente de conductividad hidráulica promedio). Su expresión es la siguiente:

$$Sf = \left(\frac{2Q}{K_1 + K_2} \right)^2 ; \text{ Con } K = \frac{R^{2/3}}{n}$$

La pendiente en cada sección, se calcula con la ecuación tradicional de Manning:

$$Q = \frac{R^{2/3}}{n} A * S^{1/2} = K * A * S^{1/2}$$

Como se ve, el método de paso estándar, se basa en la ecuación de energía. En el que, si se tiene dos secciones adyacentes, la energía de la sección que se encuentra aguas arriba debe ser igual a la energía de la sección que se encuentra aguas abajo mas la pérdida que se generan por fricción y turbulencia en el tramo; y así, sucesivamente en todo el tramo de río en análisis.

Debe tenerse en cuenta las siguientes premisas:

No existe variación de caudal en el tramo. De existir, debe dividirse el canal en tramos de igual caudal.

El fondo del canal es rígido.

La pendiente de la línea de energía puede calcularse usando la ecuación de Manning.

El flujo puede ser permanente o gradualmente variado.

MAXIMO NIVEL DEL AGUA DE DISEÑO.

Un dato muy importante, en el análisis fluvial de un río, es saber hasta dónde llegará el nivel del agua si el caudal alcanzara una cierta cantidad, normalmente caudales de eventos excepcionales. Este valor es útil para la concepción y dimensionamiento, entre otros, de defensas rivereñas, barrajes, muros de encauzamiento, espigones, la altura de ubicación y la luz de un puente, etc.

El nivel que alcanzará el agua, de un caudal determinado, dependerá de la forma del cauce, de la pendiente y de su naturaleza (tipo de materiales, presencia de vegetación, etc.); así como la presencia de distintas obras hidráulicas que interrumpen el flujo normal, obstaculizándolo totalmente o reduciendo el lecho del río.

En el presente análisis, para hacer el cálculo del nivel del agua y de algunas características del flujo de la avenida de diseño y seleccionados, se ha hecho uso del modelo HEC RAS 3.1.1 (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System) creado por US Army Corps of Engineers; modelo, cuya principal función es la delineación de planicies de inundación, es decir, de calcular el nivel del agua en cada sección transversal en el tramo de un río o canal artificial, el flujo puede ser permanente o variado.

Para el cálculo de los niveles de agua en cada sección transversal, el modelo, utiliza el método de paso estándar, explicado en los fundamentos. Para ello, es necesario conocer las secciones transversales, las distancias entre las secciones transversales, el coeficiente de rugosidad de Manning en cada porción de cada sección transversal y el caudal de diseño. Los dos primeros provienen del levantamiento topográfico del lecho del río, la rugosidad está condicionada por las características del lecho del río y sus paredes son valores obtenidos en Tablas, que son productos de largas investigaciones, y el caudal proviene del análisis hidrológico de la cuenca y el río.

Ingresado los valores de las variables señaladas, las condiciones de flujo y corrido el modelo se obtuvo los siguientes resultados:

Para las condiciones actuales de la sección transversal en el lugar de ubicación del puente, el Cuadro N° 4.1 resume las características hidráulicas de la sección, vistos objetivamente en las Figuras N°s 4.1 a 4.3. En ellos se puede observar que el río tiene un cauce principal y una de inundación, en épocas de máximas avenidas, en el que deposita material de arrastre y acarreo. El tirante máximo va desde 3.59 m para un caudal cincuentenal hasta 4.01 m para un caudal de tiempo de retorno de 500 años, respectivamente, sus espejos de agua son 19.67 y 20.27 m, el flujo es crítico por la obstaculización del material depositado. Las cotas máximas del nivel del agua, respectivamente, para un caudal de 50, 100 y 500 años de tiempo de retorno son: 1222.70, 1244.82 y 1235.12 msnm

Cuadro N° 4.1.: Características hidráulicas de la sección de ubicación del puente Sinchivin, en condiciones actuales

Variables	Características para distintos tiempos de retorno		
	50 años	100 años	500 años
Q Total (m ³ /s)	91.9	104.80	138.97
Flow Area (m ²)	25.59	28.10	34.01
Vel Total (m/s)	3.59	3.73	4.09
Top Width (m)	19.67	19.98	20.27
W.S. Elev (m)	1954.70	1954.82	1955.12
Min Ch El (m)	1951.11	1951.11	1951.11
Max Chl Dpth (m)	3.59	3.71	4.01
Froude # Chl	1.00	1.00	1.01

Figura N° 4.1.: Perfil longitudinal del lecho del río y la superficie del agua en el tramo de ubicación del puente Sinchivin

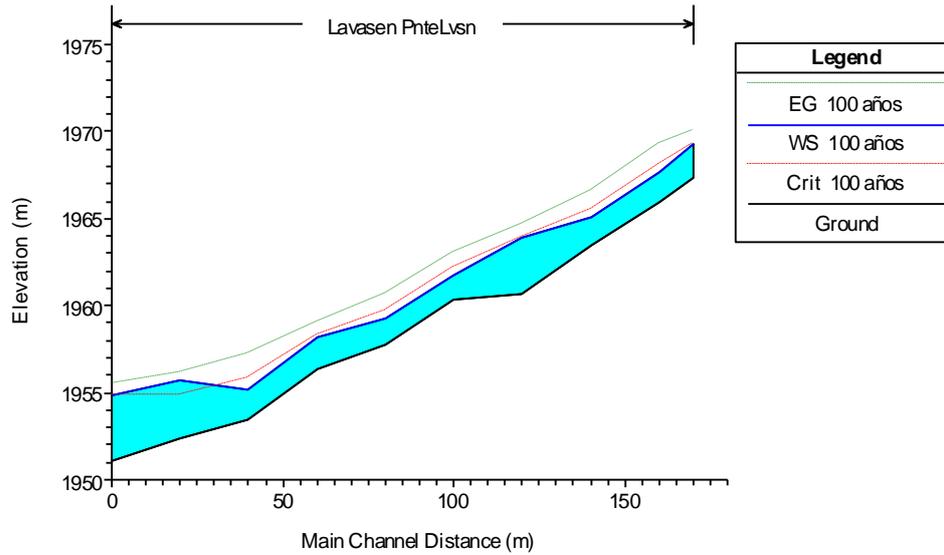


Figura Nº 4.2.: Sección transversal de la progresiva 00+174, lugar de ubicación del puente; para un caudal cincuentenal, en condiciones actuales.

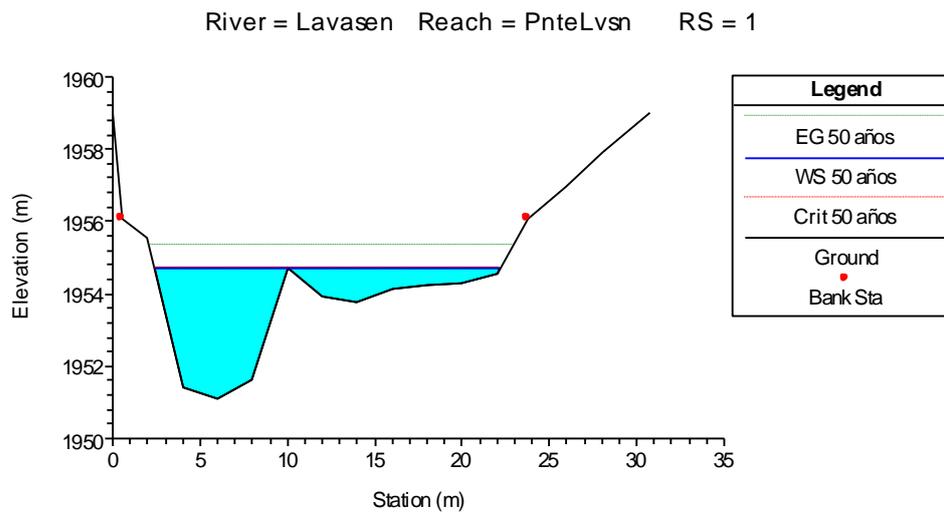


Figura Nº 4.3.: Sección transversal de la progresiva 00+174, lugar de ubicación del puente; para un caudal centenal, en condiciones actuales.

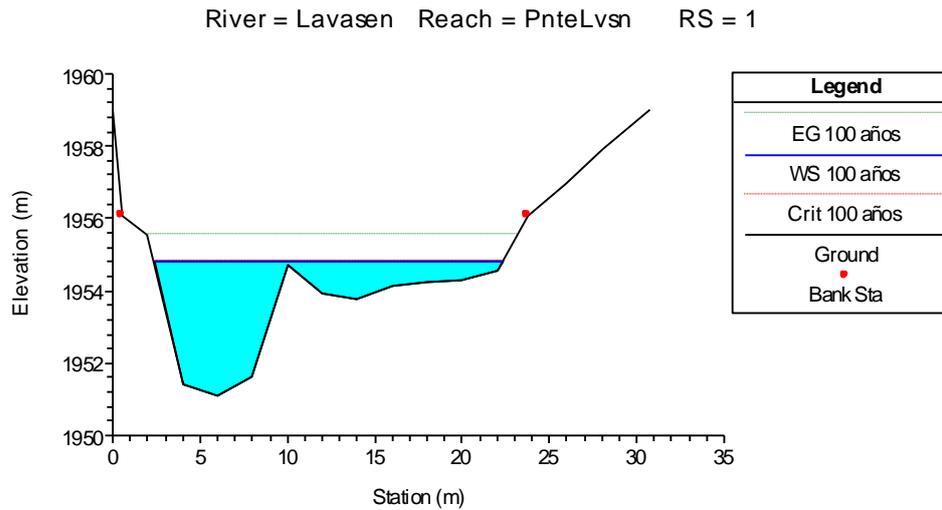
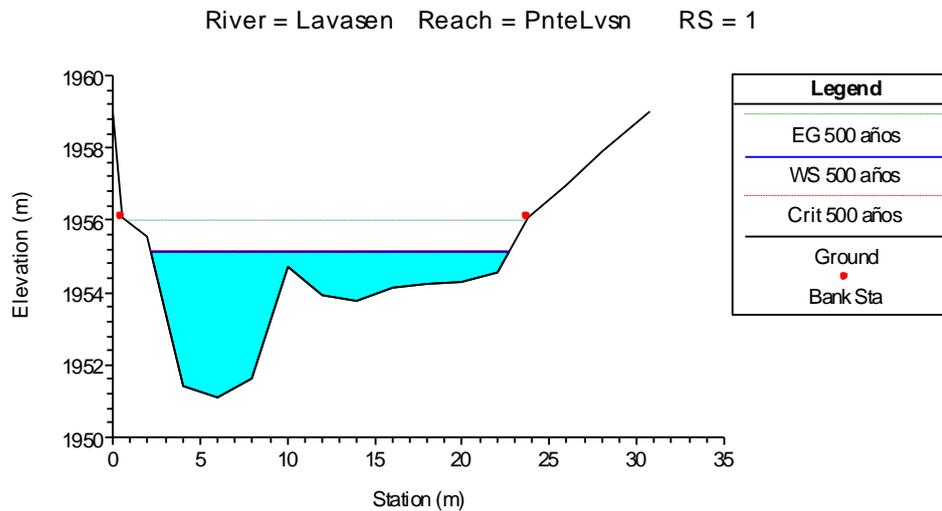


Figura Nº 4.4.: Sección transversal de la progresiva 00+174, lugar de ubicación del puente; para un caudal cinco centenal, en condiciones actuales.



Después de la limpieza de la sección transversal, en el lugar de ubicación del puente, las condiciones hidráulicas cambian; así: el tirante se deprime hasta 2.13 m para el caudal cincuentenal y hasta 2.56 m para el caudal cinco centenal, con espejos de agua de 13.82 y 15.11 m. Alcanzando el nivel del agua, las cotas máximas de 1222.70, 1244.82 y 1235.12 msnm, respectivamente, para los tiempos de retorno de 50, 100 y 500 años, aspectos que se puede ver en el Cuadro Nº 4.2 y apreciado, objetivamente, en las Figuras

Figura Nº 4.5.: Perfil longitudinal del lecho del río y la superficie del agua en el tramo de ubicación del puente Sinchivin; después de la limpieza del lecho.

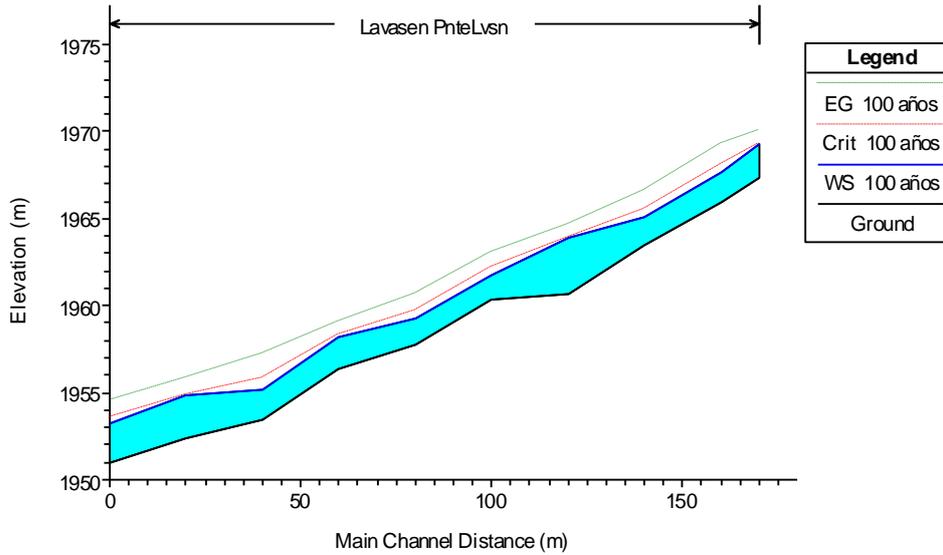


Figura Nº 4.6.: Sección transversal de la progresiva 00+174, lugar de ubicación del puente; para un caudal cincuentenal, después de la limpieza del lecho.

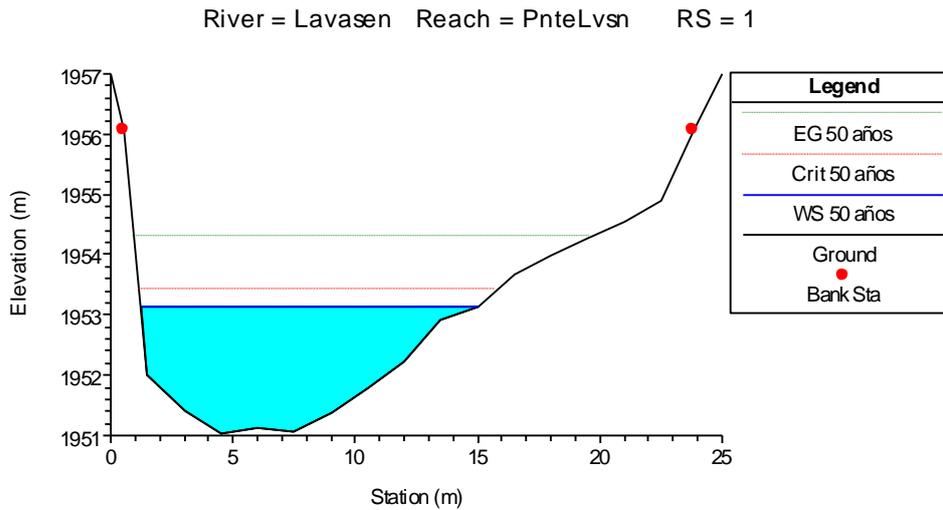


Figura N° 4.7.: Sección transversal de la progresiva 00+174, lugar de ubicación del puente; para un caudal centenal, después de la limpieza del lecho.

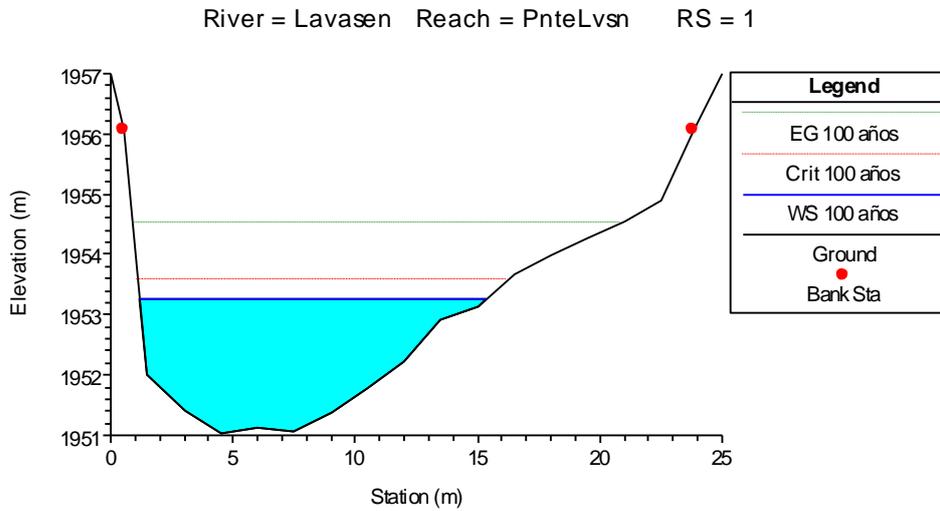
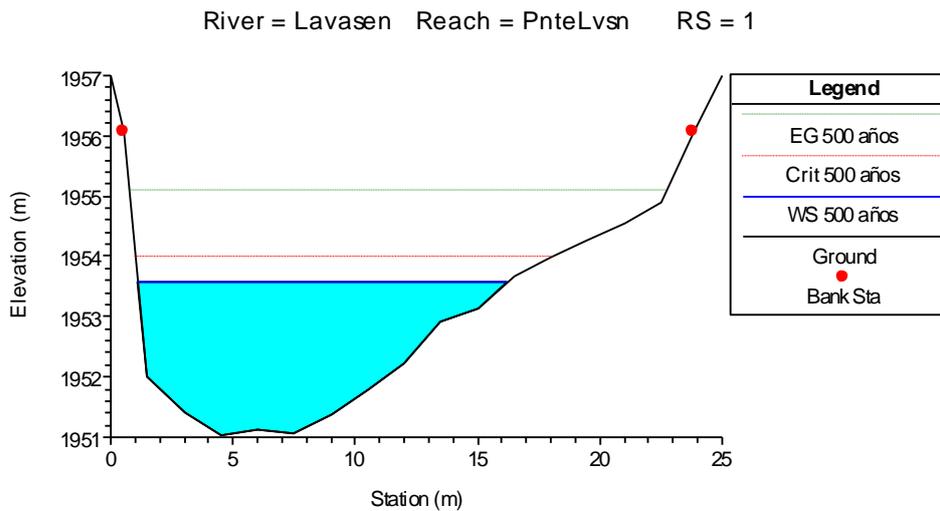


Figura N° 4.8.: Sección transversal de la progresiva 00+174, lugar de ubicación del puente; para un caudal cinco centenal, después de la limpieza del lecho.



En el Cuadro N° 4.3 se presenta el resumen de las características hidráulicas de las 10 secciones transversales en análisis del tramo donde se ubicará el puente del río Sinchivin, cuya apreciación objetiva se puede hacer en las figuras, correspondientes, dadas en el Anexo III. Se observa que hay una gran variación del tirante hidráulico y del ancho del espejo del agua entre secciones, debido al estrechamiento y la ampliación de las secciones, influenciando en la velocidad de flujo, que además es influenciado por la pendiente, que en promedio es del orden de 9.2 %, y por las condiciones del lecho de río que es sinuoso a costar distancias y con alta presencia de rocas y material de acarreo.

Cuadro N° 4.3.: Resumen de las características hidráulicas de las 10 secciones transversales

Cross Sec	Q Total (m ³ /s)	Flow Area (m ²)	Vel Total (m/s)	Top Width (m)	W.S. Elev (m)	Min Ch El (m)	Max Chl Dpth (m)	Froude # Chl
<i>Tiempo de retorno 50 años</i>								
10	91.90	25.79	3.56	19.88	1969.20	1967.33	1.87	0.97
9	91.90	16.55	5.52	16.73	1967.51	1965.97	1.54	1.72
8	91.90	18.18	5.06	18.34	1965.01	1963.43	1.58	1.62
7	91.90	22.61	4.06	16.02	1963.67	1960.64	3.03	1.09
6	91.90	18.91	4.86	19.57	1961.64	1960.30	1.34	1.58
5	91.90	18.06	5.09	15.45	1959.18	1957.76	1.42	1.50
4	91.90	24.80	3.74	19.68	1958.12	1956.32	1.80	1.07
3	91.90	14.98	6.13	12.81	1955.06	1953.43	1.63	1.81
2	91.90	22.56	4.07	13.50	1954.72	1952.42	2.30	1.01
1	91.90	19.40	4.74	13.82	1953.15	1951.02	2.13	1.28
<i>Tiempo de retorno 100 años</i>								
10	104.80	28.49	3.68	20.39	1969.33	1967.33	2.00	0.97
9	104.80	18.47	5.67	17.17	1967.62	1965.97	1.65	1.69
8	104.80	19.57	5.35	18.82	1965.08	1963.43	1.65	1.68
7	104.80	25.66	4.08	17.69	1963.85	1960.64	3.21	1.08
6	104.80	20.55	5.10	19.90	1961.72	1960.30	1.42	1.60
5	104.80	19.84	5.28	15.79	1959.30	1957.76	1.54	1.50
4	104.80	26.36	3.98	19.86	1958.21	1956.32	1.89	1.10
3	104.80	16.87	6.21	13.10	1955.21	1953.43	1.78	1.75
2	104.80	24.78	4.23	13.76	1954.88	1952.42	2.46	1.01
1	104.80	21.11	4.96	14.18	1953.27	1951.02	2.25	1.30
<i>Tiempo de retorno 500 años</i>								
10	138.97	35.13	3.96	21.52	1969.65	1967.33	2.32	0.96
9	138.97	23.24	5.98	18.30	1967.89	1965.97	1.92	1.63
8	138.97	22.82	6.09	19.68	1965.25	1963.43	1.82	1.80
7	138.97	32.94	4.22	21.54	1964.22	1960.64	3.58	1.09
6	138.97	25.16	5.52	20.80	1961.95	1960.30	1.65	1.60
5	138.97	24.21	5.74	16.61	1959.57	1957.76	1.81	1.52
4	138.97	30.76	4.52	20.31	1958.43	1956.32	2.11	1.17
3	138.97	21.66	6.42	13.79	1955.56	1953.43	2.13	1.63
2	138.97	30.36	4.58	14.39	1955.28	1952.42	2.86	1.01
1	138.97	25.69	5.41	15.11	1953.58	1951.02	2.56	1.32

Dado las características fisiográficas del lugar de ubicación del puente, la definición del alineamiento del eje del se hará por consideraciones relacionadas, principalmente, con aspectos topográficos, naturaleza de suelo y roca a ser escavado en la construcción de la carretera y en el anclaje del puente, además por aspectos de beneficios económicos; por tanto, los aspectos hidrológico e hidráulico, no son determinantes.

SOCAVACION.

Se denomina socavación a la excavación profunda causada por el agua, debido a los remolinos del agua allí donde encuentra algún obstáculo la corriente y al roce en las márgenes de las corrientes que han sido desviadas, en el caso de los puentes, por los estribos. Es una de las causas, más comunes, de falla de los puentes.

Como parte de los diseños de las obras de cruce de un cauce natural, ríos, se incluye la magnitud de la socavación general y local producida, la primera producida en el lecho de la sección transversal del río y la segunda producida al pie de pilas y estribos de puentes, y otras obras hidráulicas.

El desequilibrio entre la tasa a la cual el sedimento es arrastrado por la corriente fuera de una determinada zona del lecho y la tasa de sedimento alimentada hacia ella, se calcula mediante ecuaciones de formulación empírica y práctica. Por tanto, en la aplicación de estas fórmulas debe tenerse claro que se trata de herramientas técnicas basadas en modelos aproximados o idealizados de fenómenos complejos y cuyos resultados deberán ser empleados con criterio.

La socavación general, disminución del nivel del fondo, es causada por el incremento de la capacidad del flujo a la erosión y arrastre del material sólido como consecuencia de su mayor velocidad durante las avenidas. Inclusive, puede presentarse, en lechos rocosos con tal que la velocidad de la corriente sea superior a la necesaria para producir el desgaste de la roca.

Estudios de campo y laboratorio realizados por Lischthvan y Levediev generaron la formulación siguiente:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 \mu \theta \beta d_m^{0.28}} \right)^{1/(1+z)}$$

Donde:

H_s : Profundidad del flujo o tirante después de ocurrida la socavación, en m.

H_o : Profundidad inicial existente ($H_o = Y$), definida por el caudal de diseño, en m.

μ : Coeficiente de sección o distribución de gasto, igual a $S^{(1/2)}/n$, S pendiente y n rugosidad.

β : Coeficiente de frecuencia; $\beta = 0.7929 + 0.0973 \log Tr$.

d_m : Diámetro medio de las partículas del material granular, en mm.

z : Exponente variable que depende del diámetro medio de las partículas del material granular

$$z = 0.394557 - 0.04136 \log d_m - 0.00891 \log^2 d_m$$

θ : Coeficiente de corrección por contracción del flujo. Valor tabular con velocidad y ancho del espejo del agua.

θ : Coeficiente de corrección por la densidad del agua durante la avenida. Valor tabular de la relación agua – sedimento.

La Profundidad de socavación es: $S_v = H_s - H_o$

El departamento de Hidráulica de la Universidad Mexicana de San Nicolás, propone la siguiente modificación de la formula anterior para suelos no cohesivos y para $2.8 \text{ mm} \leq d_m \leq 182.0 \text{ mm}$:

$$S_v = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{4.7 \beta d_m^{0.28}} \right) \left(\frac{d_m^{0.092}}{0.223 + d_m^{0.092}} \right)$$

Alfa, representa la conductancia de la sección de escurrimiento consecuencia de la pendiente de energía y coeficiente de rugosidad asociados con la misma, es estimada con

$\alpha = \frac{Qd}{\mu * Be * d_m^{5/3}}$, siendo Be la relación entre el área de la sección transversal y el ancho del espejo de agua, Qd el caudal de diseño y μ igual a la unidad si no hay contracciones o obstáculos. Beta, en este caso es calculado con: $\beta = 0.8416 + 0.03342 * \ln Tr$

Los resultados de las estimaciones de las profundidades de socavación se presentan en el cuadro siguiente:

Método	Profundidad de socavación (m) para caudales de distintos Tr		
	50 años	100 años	500 años
Lischthvan - Levediev	0.86	0.89	0.96

Lischthvan y Levediev modificado	0.82	0.88	1.01
----------------------------------	------	------	------

Si bien es cierto que la erosión del lecho del río en el lugar en el que se implanta el puente es la causa hidráulica más frecuente de fallo. Sin embargo, esta erosión, es analizada como erosión potencial y tiene carácter de estimación. Los componentes de la erosión específica en el caso de un puente son la erosión en la sección del puente y sus inmediaciones, debido al estrechamiento causado por el puente con respecto al ancho de ocupación por a la avenida antes de existir éste y la erosión local en pilas, estribos y otros elementos mojados o rodeados por la corriente.

En nuestro caso, los estribos del puente se van anclar en las rocas de las paredes del río sin causar estrechamiento y perturbación en el escurrimiento fluvial, por tanto solo se estima la erosión general del lecho del río.

Como el río Sinchivin, es un río de montaña que, durante las grandes crecidas, como consecuencia de precipitaciones intensas, experimenta aumento en su sección transversal originada profundización generalizada de su lecho fluvial, por aumento de la fuerza tractiva, y desprendimiento y arrastre de suelo, rocas y árboles de sus taludes. Los árboles y troncos, arrastrados por la corriente, son las denominadas palizadas que muchas de las veces son las causantes de la falla del puente por lo que debe considerarse su posibilidad en el momento de determinar la luz y altura del tablero.

CONCLUSIONES

El clima, de la zona en estudio, presenta grandes variaciones altitudinales, yendo de cálido con temperaturas media del orden de 17.0 °C, en la cuenca baja, a frígido en la cuenca alta con temperatura media de 3.6 °C, pasando por temperaturas del orden de 11 °C, a altitudes de 3000 msnm; sin embargo, se observa poca variación entre un mes y otro, distinguiéndose en los meses de verano mayor temperatura que en los meses de invierno.

La humedad relativa experimenta poca variación entre un mes y otro, es más seco el bajo Sinchivin que la cuenca alta y son más secos los meses de invierno que los de verano. Por efectos térmicos la evaporación en la cuenca baja es de 1408 mm, en la cuenca media de 1090 mm y en la cuenca alta 455 mm, demostrando que la demanda de agua de especies vegetales cultivadas y silvestres son mayores en las partes bajas que en las altas.

Hay una gran variación intermensual de la precipitación. El período lluvioso se extiende desde octubre hasta abril, descargándose el 85 % de la precipitación anual; mientras que, en el período seco precipita solamente el 15 % del total anual. El mes de julio es el más seco, con apenas 1.4 % de precipitación del total anual y el mes más lluvioso es el mes de marzo con el 17 % del total anual. El módulo total anual es 1083 mm, con variaciones interanuales grandes que van desde 679 mm (1985) hasta 1467 mm (2001).

Los efectos orográficos en la variación altitudinal de las precipitaciones son grandes, observándose menor precipitación en la cuenca baja del Sinchivin, 784 mm, ascendiendo hasta 1459 mm, en la cuenca alta, a altitudes de 4000 msnm.

Las lluvias son frecuentes con grandes intensidades. Cálculos basados en las intensidades instantáneas dan como resultado intensidades de 10.5, 10.8 y 12.7 mm/h y los basados en la precipitación máxima en 24 horas da como resultado 13.2, 14.8 y 18.3 mm/h, ambos para una duración de tormenta igual al tiempo de concentración al punto de ubicación del puente y para períodos de retorno, respectivamente, de 50, 100 y 500 años.

Los caudales de interés, con el que serán calculados los niveles máximos de agua a su paso por la sección de ubicación del puente, son: el caudal cincuentenal igual a $Q_{50} = 86.51 \text{ m}^3/\text{s}$, el caudal centenal igual a $Q_{100} = 124.35.80 \text{ m}^3/\text{s}$ y el caudal cinco centenales iguales a $Q_{500} = 138.97 \text{ m}^3/\text{s}$.

El cuadro siguiente, resume las características hidráulicas de la sección transversal del lugar de ubicación del puente en las condiciones actuales, con material de arrastre acumulado, en el que los datos de mayor importancia son la cota del nivel del agua, el tirante y el ancho del espejo del agua.

Variables	Características hidráulicas para distintos tiempos de retorno		
	50 años	100 años	500 años
Cota del nivel del agua (msnm)	1222.70	1244.82	1235.12
Tirante del río (m)	3.59	3.71	4.01
Ancho del espejo de agua (m)	19.67	19.98	20.27
Area de la sección transversal (m ²)	25.59	28.10	34.01
Velocidad del agua (m/s)	3.59	3.73	4.09

Similar que, en el caso anterior, el cuadro siguiente, resume las características hidráulicas de la sección transversal del lugar de ubicación del puente, después de que el material de arrates acumulado haya sido limpiado; en el que los datos de mayor importancia son la cota del nivel del agua, el tirante y el ancho del espejo del agua, valores que disminuyen, respecto a la condición anterior.

Variables	Características hidráulicas para distintos tiempos de retorno		
	50 años	100 años	500 años
Cota del nivel del agua (msnm)	1222.70	1244.82	1235.12
Tirante del río (m)	2.13	2.25	2.56
Ancho del espejo de agua (m)	13.82	14.18	15.11
Area de la sección transversal (m ²)	19.40	21.11	25.69
Velocidad del agua (m/s)	4.74	4.96	5.41
Caudal Qmax:	86.51 m ³ /s		
Area de cuenca	108.20 km ²		
Pendiente de cuenca	11.2 %		
Longitud de cuenca	21277 m		
Pendiente del río	0.10		

La profundidad de de socavación que originaran los máximos caudales que pasen por la sección del puente son los que se indican en el cuadro siguiente:

Variable:	Tiempos de retorno (años)		
	50	100	500
Profundidad de socavación (m)	0.84	0.885	0.985

Debe tenerse en cuenta que en el río Lavasén, como todo río de montaña, hay una constante actividad de degradación (erosión) y agradación (deposito), haciendo que, alternativamente, se socave y se rellene el lecho; por lo que deberá limpiarse, periódicamente, el lecho para deprimir el tirante y no ponga en riesgo la estabilidad del puente el paso de las máximas avenidas.



ANEXOS

Anexos I : *Registros de precipitaciones*

Anexos II : *Precipitación generada para distintas altitudes de la cuenca Sinchivin*

Anexo III : *Secciones transversales del tramo en análisis hidráulico del río Sinchivin*

Anexo IV : *Fotografías de la sección transversal de ubicación del puente*

Anexo IV : *Plano en planta, secciones transversales y perfil longitudinal del tramo de ubicación del puente sobre el río Sinchivin*

Anexo I : Registros de precipitaciones

Tabla N° I.1.:

PRECIPITACIÓN MENSUAL Y ANUAL HISTORICA, en mm/mes

Estación : **Weberbauer**
Operador : SENAMHI
Latitud S : 7°10'
Longitud E : 78°30'

Altitud (msnm) : 2,536
Años registro : 1973 -2006
Año base de análisis : 1973

Año	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1973	95.3	70.7	91.6	98.4	27.9	29.3	8.4	18.3	87.2	65.5	68.2	72.3	733.1
1974	64.1	128.2	95.2	58.5	4.6	17.3	6.5	23.6	38.7	70.5	53.9	76.4	637.5
1975	91.6	158.1	199.4	70.7	66.8	10.0	7.2	19.3	45.1	80.2	65.1	80.9	894.4
1976	130.4	62.9	81.3	55.2	43.0	23.0	0.1	4.4	12.3	32.2	71.6	44.8	561.2
1977	129.9	146.4	141.9	42.6	25.5	8.0	7.5	0.1	16.1	53.4	54.8	68.2	694.4
1978	12.7	34.4	48.8	37.0	65.6	3.9	4.4	3.8	23.8	24.4	54.0	44.8	357.6
1979	84.1	81.6	159.7	37.1	16.3	1.8	7.5	15.3	33.6	24.4	26.3	46.6	534.3
1980	34.9	42.4	65.0	29.3	6.9	15.1	3.2	5.6	2.3	130.4	111.0	106.7	552.8
1981	78.2	186.5	105.7	33.7	14.7	6.6	7.2	12.1	22.0	111.9	45.6	111.3	735.5
1982	71.7	102.9	75.7	88.7	38.2	7.8	2.1	6.6	43.9	124.8	67.3	87.4	717.1
1983	116.6	75.7	152.8	105.7	31.1	10.1	9.6	2.7	19.2	86.9	28.1	118.4	756.9
1984	24.7	233.6	123.8	80.0	69.5	25.1	23.4	18.7	36.7	68.6	97.6	104.1	905.8
1985	24.6	42.4	37.2	41.9	53.0	0.4	4.8	18.3	37.3	50.0	23.9	40.3	374.1
1986	84.4	47.7	96.8	120.2	16.2	0.6	1.2	14.6	1.3	43.6	66.2	51.8	544.6
1987	98.2	95.2	39.2	52.2	11.1	4.0	10.8	12.3	39.5	37.2	74.3	61.5	535.5
1988	109.7	105.5	44.8	95.6	10.6	5.4	0.0	0.4	32.9	69.2	65.2	63.4	602.7
1989	87.0	158.8	113.6	85.4	18.8	16.7	3.2	5.9	53.5	106.6	47.1	2.7	699.3
1990	101.0	95.3	101.8	62.0	28.0	10.7	6.8	10.3	28.7	73.3	61.2	64.2	643.3
1991	43.8	90.0	133.7	55.2	19.7	0.7	0.4	0.3	10.2	28.2	55.1	71.9	509.2
1992	52.6	31.8	66.6	46.5	18.9	21.2	4.6	10.0	40.8	64.0	32.0	31.4	420.4
1993	61.0	112.2	245.0	102.9	29.6	1.9	3.3	2.9	51.4	106.3	71.4	84.1	872.0
1994	116.9	103.4	170.2	144.9	35.3	3.3	0.0	0.2	11.9	27.2	89.8	122.6	825.7
1995	44.7	108.3	75.7	49.7	20.6	1.7	13.2	10.8	11.5	51.8	50.5	76.4	514.9
1996	65.2	124.0	121.0	50.4	13.7	0.8	0.5	15.8	13.9	76.2	68.6	34.1	584.2
1997	63.8	152.9	26.5	40.4	17.0	15.9	0.2	0.0	27.4	50.8	111.9	129.4	636.2
1998	103.0	116.5	257.0	83.9	19.6	4.8	1.3	4.7	17.8	79.6	29.1	47.9	765.2
1999	94.8	242.7	69.5	64.4	53.7	22.8	22.1	1.2	81.4	21.7	77.0	68.8	820.1
2000	46.0	162.3	126.3	77.3	40.5	15.6	2.1	13.4	56.6	10.7	44.5	122.3	717.6
2001	191.2	100.8	230.2	57.2	48.1	2.3	13.9	0.0	34.4	46.2	93.4	90.9	908.6
2002	27.0	60.8	133.1	77.2	23.0	8.8	10.7	3.4	14.6	90.3	99.9	86.1	634.9
2003	51.1	61.4	103.6	42.1	30.7	22.3	1.8	10.6	14.8	46.0	63.8	80.7	528.9
2004	36.1	56.9	44.5	42.4	2.1	18.8	29.4	19.0	65.4	92.6	123.7	102.0	632.9
2005	84.9	119.3	136.0	54.0	7.2	4.5	0.0	3.5	31.2	92.3	30.0	87.8	650.7
2006	83.2	101.6	199.3	77.6	7.7	23.9	1.8	6.1	21.7	12.7	60.4	81.7	677.7
2007	95.4	17.5	182.4	111.5	29.0	1.4	10.7	6.4	11.6	118.9	97.6	68.8	751.2
MAX	191.2	242.7	257.0	144.9	69.5	29.3	29.4	23.6	87.2	130.4	123.7	129.4	908.6
MED	76.4	106.4	112.5	66.1	28.1	10.3	6.6	8.7	32.0	64.8	64.3	75.2	651.6
MIN	12.7	31.8	26.5	29.3	2.1	0.4	0.0	0.0	1.3	10.7	23.9	2.7	357.6

Fuente: Estudio hidrológico valle Cajamarca – R. LEON / SENAMHI

Tabla Nº I.2.:

PRECIPITACIÓN MENSUAL COMPLETA Y EXTENDIDA, EN mm/mes

Estación : **Cajabamba**
Operador : SENAMHI
Latitud S : 07° 37' S
Longitud E : 78° 03' W

Altitud (msnm): 2480 msnm
Años registro:
Año inic análisis: 1970

Año	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1970	76.0	85.0	182.0	120.0	42.0	18.0	3.0	8.0	21.0	184.0	99.0	171.0	1009.0
1971	97.0	121.0	371.0	119.0	24.0	10.0	11.0	2.0	28.0	155.0	83.0	106.0	1127.0
1972	118.0	116.0	245.0	129.0	18.0	7.0	1.0	7.0	30.0	41.0	39.0	128.0	879.0
1973	105.0	128.0	153.0	209.0	17.0	33.0	46.0	7.0	112.0	123.0	100.0	73.0	1106.0
1974	130.0	123.0	153.0	95.0	34.0	44.0	99.0	0.0	33.0	102.0	56.0	94.0	963.0
1975	129.0	108.0	221.0	67.0	97.0	8.0	11.0	12.0	65.0	171.0	53.0	60.0	1002.0
1976	94.0	104.0	127.0	150.0	8.0	10.0	0.0	32.0	19.0	43.0	37.0	24.0	648.0
1977	50.0	199.0	131.0	58.0	44.0	6.0	0.0	11.0	57.0	86.0	27.0	52.0	721.0
1978	42.0	83.0	103.0	52.0	54.0	8.0	1.0	14.0	41.0	56.0	40.0	63.0	557.0
1979	69.0	71.0	188.0	61.0	24.0	0.0	7.0	12.0	29.0	83.0	8.0	66.0	618.0
1980	35.0	73.0	110.0	37.0	9.0	3.0	0.0	9.0	35.0	151.0	36.0	77.0	575.0
1981	72.0	245.0	139.0	92.0	123.0	10.0	5.0	3.0	23.0	159.0	51.0	80.0	1002.0
1982	73.0	81.0	113.0	100.0	21.0	1.0	4.0	10.0	45.0	110.0	11.0	81.0	650.0
1983	111.0	230.0	158.0	100.0	109.0	3.0	3.0	2.0	11.0	75.0	71.0	145.0	1018.0
1984	83.0	109.0	186.0	152.0	128.0	9.0	5.0	2.0	60.0	112.0	111.0	150.0	1107.0
1985	67.0	73.0	77.0	92.0	23.0	1.0	3.0	1.0	57.0	103.0	79.0	109.0	685.0
1986	122.0	73.0	134.0	93.0	15.0	3.0	10.0	25.0	13.0	132.0	108.0	197.0	925.0
1987	315.0	132.0	93.0	56.0	3.0	3.0	15.0	9.0	30.0	90.0	161.0	95.0	1002.0
1988	73.0	189.0	62.0	57.0	22.0	19.0	8.0	8.0	26.0	130.0	105.0	178.0	877.0
1989	99.0	126.0	192.0	101.0	20.0	0.0	7.0	6.0	33.0	144.0	53.0	31.0	812.0
1990	65.0	78.0	135.0	77.0	22.0	4.0	3.0	1.0	47.0	153.0	134.0	92.0	811.0
1991	51.0	202.0	199.0	96.0	10.0	1.0	1.0	1.0	36.0	83.0	84.0	171.0	935.0
1992	102.0	81.0	87.0	92.0	8.0	5.0	1.0	6.0	23.0	110.0	122.0	78.0	715.0
1993	87.0	230.0	309.0	216.5	66.8	0.5	5.2	44.3	67.6	166.6	173.0	287.8	1654.3
1994	195.0	248.2	182.8	162.6	62.9	4.5	8.6	1.0	19.1	106.1	116.4	135.1	1242.3
1995	46.9	156.7	155.6	71.2	65.6	3.7	16.5	1.0	35.2	127.8	80.0	237.4	997.6
1996	121.6	233.2	162.8	151.6	43.1	11.8	0.0	9.5	28.8	151.1	67.6	75.1	1056.2
1997	59.9	148.4	84.8	58.8	25.1	21.9	0.0	21.2	39.0	93.8	148.2	184.7	885.8
1998	261.2	262.8	296.3	151.3	22.6	2.7	0.0	7.6	48.6	120.5	64.5	87.1	1325.2
1999	187.3	319.7	98.7	73.2	50.6	38.7	14.3	3.1	92.5	21.9	95.3	123.1	1118.4
2000	92.3	228.9	186.0	98.8	37.4	14.9	2.3	7.7	65.6	14.8	40.0	141.5	930.2
2001	193.0	127.0	244.2	42.0	46.5	2.6	5.1	0.0	33.9	95.8	169.4	192.9	1152.4
2002	73.1	94.4	329.5	108.4	19.7	4.7	13.5	0.0	57.6	124.5	144.2	176.1	1145.7
2003	84.9	92.1	137.4	78.6	23.2	17.5	7.9	0.0	50.8	100.8	140.7	139.0	872.9
2004	100.1	76.4	75.3	75.1	41.3	3.1	30.0	4.7	79.7	128.7	158.6	145.9	918.9
2005	120.0	135.0	172.6	70.0	11.1	4.7	1.4	11.7	10.8	149.9	22.7	172.5	882.4
2006	84.7	137.8	276.4	98.9	8.0	22.8	4.4	23.0	60.7	74.3	101.5	140.6	1033.1
2007	106.0	58.4	319.2	155.9	44.8	0.0	7.2	1.3	28.5	170.8	85.6	108.1	1085.8
MAX	315.0	319.7	371.0	216.5	128.0	44.0	99.0	44.3	112.0	184.0	173.0	287.8	1654.3
MED	105.0	141.6	173.4	100.5	38.0	9.5	9.5	8.5	41.9	111.7	86.2	122.8	948.6
MIN	35.0	58.4	62.0	37.0	3.0	0.0	0.0	0.0	10.8	14.8	8.0	24.0	557.0

Fuente: Estudio ingeniería irrigación Cajabamba – ATA SA / SENAMHI.

Anexo II : Precipitación generada para distintas altitudes de la cuenca Sinchivín

Tabla Nº II.1.:

PRECIPITACIÓN MENSUAL Y ANUAL, en mm/mes

Estación : **Cuenca Lavasen bajo**
 Operador : Altitud (msnm): 2500
 Latitud S : Años registro:
 Longitud E : Año base de análisis : 1973

Año	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1973	111.8	83.7	107.6	115.3	34.8	36.4	12.6	23.9	102.5	77.8	80.8	85.5	872.7
1974	76.2	149.4	111.7	69.8	8.2	22.7	10.4	29.9	47.2	83.5	64.5	90.2	763.5
1975	107.6	183.5	230.7	83.7	79.2	14.4	11.2	25.0	54.5	94.5	77.3	95.3	1056.9
1976	151.9	74.8	95.8	66.0	52.1	29.2	3.1	8.0	17.0	39.7	84.7	54.1	676.4
1977	191.0	184.5	188.5	47.6	60.9	9.1	8.1	1.9	17.4	60.8	85.9	91.5	947.0
1978	23.8	57.7	62.4	66.9	75.2	5.8	12.8	0.6	35.0	23.5	68.9	87.0	519.7
1979	61.4	83.5	228.0	57.0	21.7	0.0	7.7	17.4	54.6	19.7	38.5	45.5	634.9
1980	51.1	40.5	86.8	57.2	20.9	3.3	0.0	3.4	1.4	116.4	128.3	113.4	622.8
1981	87.6	156.8	132.8	38.7	51.2	27.4	1.1	16.7	18.2	145.2	83.4	128.3	887.7
1982	77.7	100.2	92.0	60.3	53.4	4.6	2.3	0.5	53.8	136.3	73.9	148.9	804.1
1983	149.2	54.7	200.0	98.6	23.6	16.1	10.6	3.6	23.2	74.7	67.8	150.2	872.3
1984	50.2	305.8	154.4	67.2	67.9	10.5	13.9	19.6	32.5	89.7	79.4	80.6	971.6
1985	28.9	64.1	63.0	53.1	45.9	2.1	6.4	13.4	32.9	49.1	26.5	80.0	465.5
1986	148.2	74.4	89.2	114.8	36.5	3.6	5.2	15.8	4.6	41.9	60.3	81.5	676.2
1987	144.0	99.5	37.4	83.0	20.7	8.3	14.5	16.6	43.7	33.6	84.7	63.9	650.0
1988	128.2	123.4	54.1	112.1	15.1	9.1	3.0	3.4	40.5	82.0	77.4	75.4	723.8
1989	102.3	184.3	132.7	100.5	24.4	22.0	6.6	9.7	64.1	124.7	56.7	6.0	834.1
1990	118.3	111.8	119.2	73.8	34.9	15.2	10.7	14.7	35.7	86.7	72.8	76.3	770.2
1991	53.0	105.7	155.6	66.0	25.5	3.8	3.4	3.3	14.6	35.2	65.9	85.1	617.0
1992	63.0	39.3	79.0	56.1	24.5	27.2	8.2	14.4	49.6	76.0	39.5	38.8	515.6
1993	72.6	131.1	282.7	120.5	36.8	5.1	6.7	6.3	61.7	124.3	84.5	99.0	1031.3
1994	136.5	121.0	197.3	168.4	43.3	6.7	3.0	3.2	16.6	34.0	105.5	143.0	978.4
1995	54.0	126.6	89.4	59.7	26.5	4.9	18.0	15.3	16.1	62.1	60.6	90.2	623.5
1996	77.4	144.6	141.1	60.5	18.6	3.9	3.5	21.0	18.8	90.0	81.3	41.9	702.7
1997	75.8	177.6	33.2	49.1	22.4	21.1	3.2	3.0	34.3	61.0	130.7	150.7	762.0
1998	120.6	136.0	296.4	98.8	25.3	8.4	4.4	8.3	23.3	93.9	36.2	57.7	909.4
1999	111.2	280.1	82.3	76.5	64.3	29.0	28.2	4.3	95.9	27.7	90.9	81.5	972.0
2000	55.5	188.3	147.2	91.2	49.2	20.8	5.4	18.3	67.6	15.2	53.8	142.6	855.0
2001	221.3	118.1	265.8	68.3	57.9	5.6	18.8	3.0	42.2	55.7	109.6	106.8	1073.1
2002	33.8	72.4	155.0	91.1	29.2	13.0	15.2	6.8	19.6	106.1	117.0	101.3	760.6
2003	61.3	73.1	121.3	51.0	38.0	28.4	5.0	15.1	19.9	55.5	75.8	95.1	639.5
2004	44.2	67.9	53.8	51.4	5.4	24.4	36.5	24.7	77.6	108.7	144.2	119.4	758.3
2005	99.9	139.2	158.3	64.6	11.2	8.1	3.0	7.0	38.6	108.4	37.2	103.2	778.6
2006	98.0	119.0	230.5	91.6	11.8	30.3	5.0	9.9	27.7	17.5	71.9	96.3	809.4
2007	111.9	22.9	211.2	130.3	36.1	4.6	15.2	10.3	16.2	138.7	114.4	81.5	893.4
2008													
MAX	221.3	305.8	296.4	168.4	79.2	36.4	36.5	29.9	102.5	145.2	144.2	150.7	1073.1
MED	94.3	119.9	139.6	78.9	35.8	13.9	9.2	11.4	37.7	74.0	78.0	91.1	783.7
MIN	23.8	22.9	33.2	38.7	5.4	0.0	0.0	0.5	1.4	15.2	26.5	6.0	465.5
DEVEST	45.9	62.5	70.9	28.2	19.4	10.3	7.7	8.0	24.0	37.6	27.7	33.3	156.9
CV (%)	0.5	0.5	0.5	0.4	0.5	0.7	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.4	0.2

Tabla Nº II.2.:

PRECIPITACIÓN MENSUAL Y ANUAL, en mm/mes

Estación : **Cuenca Lavasen medio**
 Operador :
 Latitud S :
 Longitud E :

Altitud (msnm): 3000
 Años registro:
 Año base de análisis : 1973

Año	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1973	141.9	106.9	136.6	146.3	46.1	48.1	18.5	32.5	130.4	99.5	103.4	109.2	1119.3
1974	97.5	188.6	141.7	89.6	13.1	31.1	15.8	40.0	61.5	106.6	83.1	115.0	983.6
1975	136.6	231.0	289.7	106.9	101.4	20.7	16.8	33.9	70.6	120.4	99.0	121.4	1348.4
1976	191.7	95.8	122.0	84.9	67.6	39.2	6.7	12.8	24.0	52.3	108.2	70.1	875.2
1977	257.8	218.5	213.3	63.3	103.1	12.6	11.7	3.0	25.3	79.1	105.3	107.2	1200.3
1978	30.9	63.3	78.1	72.5	99.8	8.3	20.5	1.0	40.0	32.6	83.5	125.9	656.5
1979	91.5	112.8	284.0	83.5	32.7	0.1	12.8	24.8	71.2	34.1	50.6	53.3	851.4
1980	73.9	55.7	106.2	65.0	27.2	5.7	0.1	6.5	2.7	172.6	161.0	148.6	825.3
1981	121.2	199.3	166.4	56.6	56.7	36.0	1.6	25.0	31.6	170.9	96.9	153.9	1116.2
1982	98.4	127.4	105.6	86.8	70.8	7.1	3.7	1.1	68.9	201.1	99.7	193.9	1064.6
1983	197.6	79.8	261.4	119.9	34.9	19.1	16.8	5.3	35.2	87.1	94.3	172.4	1123.9
1984	60.3	367.7	193.2	84.3	83.5	18.1	20.5	28.6	50.5	113.0	126.6	125.5	1271.7
1985	36.1	80.6	77.4	83.4	57.7	5.3	12.2	23.3	49.8	67.3	33.3	106.1	632.5
1986	181.0	95.4	110.8	134.5	47.1	6.7	5.8	21.6	8.7	57.2	80.0	91.5	840.3
1987	158.4	128.1	49.1	87.8	25.4	9.8	18.5	23.2	59.3	47.7	109.4	88.6	805.2
1988	162.3	156.3	70.1	142.3	21.6	14.2	6.5	7.1	53.2	104.8	99.1	96.6	934.2
1989	130.1	232.0	167.8	127.8	33.2	30.2	11.1	14.9	82.5	157.9	73.4	10.4	1071.3
1990	149.9	141.9	151.1	94.6	46.3	21.7	16.2	21.2	47.3	110.6	93.4	97.7	991.8
1991	68.7	134.3	196.4	84.9	34.5	7.5	7.1	7.0	21.0	46.6	84.8	108.6	801.4
1992	81.2	51.7	101.1	72.6	33.4	36.6	13.1	20.7	64.5	97.4	52.0	51.1	675.3
1993	93.1	165.8	354.4	152.6	48.6	9.2	11.2	10.6	79.5	157.5	107.9	125.9	1316.6
1994	172.5	153.4	248.2	212.3	56.7	11.2	6.5	6.8	23.4	45.2	134.0	180.6	1250.8
1995	70.0	160.3	114.0	77.1	35.8	8.9	25.3	21.9	22.9	80.1	78.2	115.0	809.5
1996	99.1	182.6	178.3	78.1	26.0	7.7	7.2	29.0	26.3	114.7	103.9	55.0	907.9
1997	97.1	223.6	44.2	63.9	30.7	29.1	6.8	6.5	45.4	78.7	165.4	190.3	981.7
1998	152.8	172.0	371.5	125.7	34.4	13.3	8.4	13.2	31.8	119.6	47.9	74.5	1164.9
1999	141.1	351.1	105.2	98.0	82.8	38.9	37.9	8.2	122.1	37.3	115.9	104.2	1242.9
2000	71.8	237.0	185.9	116.3	64.0	28.7	9.5	25.6	86.9	21.7	69.7	180.2	1097.3
2001	278.0	149.7	333.4	87.8	74.8	9.8	26.3	6.5	55.4	72.1	139.2	135.6	1368.5
2002	44.9	92.9	195.5	116.2	39.2	19.0	21.7	11.4	27.3	134.8	148.4	128.8	979.9
2003	79.1	93.7	153.6	66.3	50.1	38.2	9.1	21.6	27.5	71.8	97.1	121.1	829.4
2004	57.8	87.3	69.7	66.7	9.5	33.2	48.3	33.5	99.4	138.0	182.2	151.4	977.1
2005	127.1	175.9	199.6	83.2	16.8	12.9	6.5	11.5	50.8	137.6	49.1	131.2	1002.3
2006	124.7	150.8	289.5	116.7	17.5	40.5	9.1	15.2	37.3	24.6	92.3	122.5	1040.7
2007	142.0	31.4	265.5	164.9	47.7	8.5	21.7	15.6	23.0	175.4	145.1	104.2	1145.0
2008													
MAX	278.0	367.7	371.5	212.3	103.1	48.1	48.3	40.0	130.4	201.1	182.2	193.9	1368.5
MED	120.5	151.3	175.2	100.4	47.7	19.6	14.0	16.9	50.2	96.2	100.4	116.2	1008.7
MIN	30.9	31.4	44.2	56.6	9.5	0.1	0.1	1.0	2.7	21.7	33.3	10.4	632.5
DEVEST	57.6	75.9	88.6	34.3	25.2	13.1	9.9	10.4	29.7	48.3	34.7	41.1	196.4
CV (%)	0.5	0.5	0.5	0.3	0.5	0.7	0.7	0.6	0.6	0.5	0.3	0.4	0.2

Tabla Nº II.3.:

PRECIPITACIÓN MENSUAL Y ANUAL, en mm/mes

Estación : **Cuenca Lavasen alto**
 Operador :
 Latitud S :
 Longitud E :

Altitud (msnm): 4000
 Años registro:
 Año base de análisis : 1973

Año	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1973	202.0	153.4	194.7	208.1	68.8	71.6	30.3	49.8	186.0	143.1	148.4	156.5	1612.6
1974	140.3	267.0	201.8	129.3	22.8	47.9	26.5	60.3	90.1	153.0	120.2	164.6	1423.7
1975	194.7	326.1	407.7	153.4	145.7	33.4	27.9	51.8	102.8	172.1	142.3	173.5	1931.3
1976	271.3	138.0	174.3	122.7	98.6	59.1	13.9	22.4	38.0	77.3	155.1	102.2	1272.9
1977	391.6	286.6	262.9	94.8	187.4	19.4	19.0	5.3	40.9	115.9	144.3	138.7	1706.7
1978	45.1	74.4	109.4	83.6	149.0	13.4	36.0	1.9	50.0	50.9	112.6	203.8	930.0
1979	151.8	171.5	396.1	136.5	54.6	0.3	23.0	39.6	104.3	62.9	74.9	68.9	1284.5
1980	119.6	85.9	145.0	80.4	40.0	10.6	0.3	12.7	5.3	284.9	226.4	219.1	1230.2
1981	188.3	284.2	233.8	92.4	67.7	53.1	2.5	41.5	58.4	222.3	124.0	205.0	1573.3
1982	139.8	181.7	132.7	139.9	105.6	12.0	6.5	2.3	99.2	330.7	151.4	283.9	1585.7
1983	294.4	129.8	384.2	162.5	57.6	25.2	29.2	8.7	59.3	112.0	147.2	216.8	1627.1
1984	80.5	491.5	270.8	118.3	114.8	33.2	33.6	46.6	86.3	159.6	221.1	215.5	1871.9
1985	50.4	113.4	106.4	144.1	81.4	11.8	24.0	42.9	83.6	103.5	46.8	158.4	966.7
1986	246.4	137.5	154.0	173.9	68.5	12.8	7.0	33.2	16.8	87.7	119.3	111.4	1168.5
1987	187.2	185.2	72.5	97.4	34.7	12.8	26.5	36.4	90.3	75.9	158.9	137.9	1115.7
1988	230.4	222.1	102.2	202.6	34.6	24.3	13.7	14.5	78.7	150.4	142.5	138.9	1354.9
1989	185.6	327.5	238.1	182.4	50.8	46.7	20.0	25.3	119.4	224.3	106.7	19.0	1545.8
1990	213.2	202.0	214.8	136.2	69.0	34.8	27.1	34.0	70.4	158.5	134.6	140.5	1435.2
1991	100.2	191.5	277.9	122.7	52.6	15.1	14.5	14.3	33.8	69.4	122.5	155.7	1170.2
1992	117.6	76.5	145.3	105.6	51.0	55.6	22.8	33.4	94.3	140.1	76.9	75.7	994.7
1993	134.2	235.4	497.8	217.0	72.2	17.4	20.2	19.4	115.2	223.7	154.8	179.8	1887.1
1994	244.7	218.0	350.0	300.0	83.4	20.2	13.7	14.1	37.2	67.4	191.1	255.9	1795.6
1995	102.0	227.7	163.2	111.9	54.4	17.0	39.8	35.0	36.4	116.0	113.5	164.6	1181.5
1996	142.5	258.7	252.8	113.3	40.7	15.2	14.7	44.9	41.1	164.2	149.2	81.0	1318.4
1997	139.7	315.8	66.0	93.5	47.3	45.1	14.1	13.7	67.8	114.0	234.8	269.4	1421.1
1998	217.2	243.9	521.5	179.5	52.4	23.2	16.2	23.0	48.8	171.0	71.2	108.3	1676.0
1999	201.0	493.2	151.0	140.9	119.8	58.7	57.3	16.0	174.5	56.5	165.8	149.6	1784.5
2000	104.6	334.4	263.2	166.4	93.7	44.5	17.8	40.1	125.5	34.8	101.6	255.3	1582.0
2001	391.5	212.8	468.5	126.7	108.7	18.2	41.1	13.7	81.6	105.0	198.2	193.3	1959.4
2002	67.0	133.8	276.7	166.2	59.1	31.1	34.8	20.4	42.5	192.1	211.1	183.8	1418.6
2003	114.6	135.0	218.4	96.9	74.3	57.7	17.2	34.6	42.9	104.6	139.7	173.1	1209.1
2004	85.0	126.1	101.6	97.5	17.8	50.8	71.8	51.2	142.9	196.6	258.1	215.2	1414.6
2005	181.4	249.4	282.4	120.4	27.9	22.6	13.7	20.6	75.3	196.1	72.9	187.2	1449.8
2006	178.1	214.4	407.5	167.0	28.9	60.9	17.2	25.7	56.5	38.8	133.0	175.1	1503.1
2007	202.2	48.2	374.1	234.0	71.0	16.4	34.8	26.3	36.6	248.6	206.5	149.6	1648.4
2008													
MAX	391.6	493.2	521.5	300.0	187.4	71.6	71.8	60.3	186.0	330.7	258.1	283.9	1959.4
MED	173.0	214.1	246.3	143.4	71.6	31.2	23.7	27.9	75.2	140.7	145.1	166.5	1458.6
MIN	45.1	48.2	66.0	80.4	17.8	0.3	0.3	1.9	5.3	34.8	46.8	19.0	930.0
DEVEST	82.3	103.3	124.4	48.2	38.3	18.8	14.4	15.4	41.5	71.2	50.0	58.5	277.3
CV (%)	0.5	0.5	0.5	0.3	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.5	0.3	0.4	0.2

Anexo III: Plano en planta, secciones transversales y perfil longitudinal del tramo de ubicación del puente sobre el río Sinchivin