

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



PROYECTO PROFESIONAL:

**“DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE
LUIS ALBERTO SÁNCHEZ”**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADO POR EL BACHILLER:
WILMER MESTANZA CUEVA**

**ASESOR:
Mg. Ing. ROBERTO MOSQUEIRA RAMÍREZ**

**Cajamarca - Perú
- 2013 -**

DEDICATORIA.

A LA MEMORIA DE MI PADRE, QUIEN CON SU EJEMPLO DE TRABAJO Y PERSEVERANCIA, ME ENSEÑO A ALCANZAR MIS METAS. ÉL SE FUE UN DÍA MARTES, COMO ES HOY UN DÍA DE OTOÑO, TODOS ESTUBIMOS ALLÍ, SUS HIJOS, SUS NIETOS, SUS MAS DULCES RETOÑOS, A DIOS LE PIDO QUE DE MI MENTE Y DE MI CORAZÓN NUNCA LO APARTES.

A MI DULCE COMPAÑIA MI MADRE, QUIEN ESTÁ CONMIGO SIEMPRE Y ESPERANDO EN DAR SIN ESPERAR RECIBIR Y ME ENSEÑA A VIVIR LA VIDA CON ILUCIÓN Y ACUNAR ESPERANZAS, SOLO SI MUERE LA ILUCIÓN DEJARÁ DE SER ESPERANZA, QUE CON SUS OCURRENCIAS Y GRACIAS ALEGAN MI VIDA.

A MI TÍA JUANITA, QUIEN NUNCA DESMAYO Y ESTUBO CONMIGO EN ESOS MOMENTOS MAS DIFICILES DE MI VIDA Y QUE ME HIZO VER LA LUZ AL FINAL DEL TUNEL.

A MIS HERMANOS A QUIENES LES GUARDO ETERNA GRATITUD.

INDICE

<u>CONTENIDO</u>	<u>PÁG.</u>
DEDICATORIA	I
INDICE	II
RESUMEN	III
CAPITULO I. - INTRODUCCION.	
1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	2
1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO	2
1.3 ANTECEDENTES DEL PROYECTO	3
1.4 ALCANCES	3
1.5 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO	3
1.6 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DEL PROYECTO	4
CAPITULO II. - MARCO TEORICO	
2.1 ASPECTOS REFERENCIALES DEL PROYECTO	6
2.1.1 TOPOGRAFÍA	6
2.1.2 ESTUDIO GEOLÓGICO	7
2.1.3 ESTUDIO DE SUELOS Y CANTERAS	7
2.1.4 CAPACIDAD DE CARGA DE LAS CIMENTACIONES	15
2.1.5 HIDROLOGÍA E HIDRAULICA	16
2.1.6 DISEÑO GEOMETRICO	17
2.1.7 DISEÑO ESTRUCTURAL	18
2.1.8 IMPACTO AMBIENTAL	19
2.1.9 IMPACTO SOCIO ECONÓMICO DEL PROYECTO	21
CAPITULO III. - METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTO	
3.1 ESTUDIOS PRELIMINARES	23
3.2 ESTUDIO DE SUELOS Y CANTERAS	26
3.3 ESTUDIO HIDROLOGICO	33
3.4 ESTUDIO DE IMPACTO MEDIO AMBIENTAL	53
3.5 ARQUITECTURA EN PLANTA Y ELEVACIÓN	66
3.6 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE	70
CAPITULO IV. - PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	
4.1 RESULTADOS DE SUELOS	80
4.2 ENSAYOS DEL AGREGADO PARA EL CONCRETO	85
4.3 RESULTADOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE	87
CAPITULO V. - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
5.1 CONCLUSIONES	91
5.2 RECOMENDACIONES	92
BIBLIOGRAFÍA	93
CAPITULO VI. - ANEXOS	
6.1 EXPEDIENTE TÉCNICO:	97
6.1.1 RESUMEN DE LA MEMORIA DESCRIPTIVA	98
6.1.2 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA Y SUB-ESTRUCTURA DEL PUENTE	99
6.1.3 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	138
6.1.4 INGENIERÍA DE COSTOS	152
6.1.4.1 PRESUPUESTO.	153
6.1.4.2 LISTA DE INSUMOS.	155
6.1.4.3 PLANILLA DE METRADOS.	157
6.1.4.4 ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS.	162
6.1.4.5 FORMULA POLINOMICA.	172
6.1.4.6 CRONOGRAMA DE OBRA	174
6.1.5 ESTUDIO DE SUELOS	176
6.1.6 PANEL FOTOGRAFICO	185
- PLANOS TOMO II	

RESUMEN.

El presente proyecto consiste en el diseño del puente carrozable "Luis Alberto Sánchez", de 2 vías de 14.40 m. de luz libre entre apoyos, de 7.20 m de ancho, cuenta con 4 vigas principales de 0.60m x 1.30 m., con 4 vigas diafragma de 0.25x0.85m, con una losa maciza de 0.25m de altura, con veredas de 0.20m x 1.20 m con guarderas de 0.20mx0.60m de concreto armado, $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$, $f_y=4,200 \text{ Kg/cm}^2$. y una baranda de fo go de 0.60 m de altura, con parantes de 3" y pasamanos de 3".

La carga admisible es de: 1.76 Kg/cm^2 , con esta carga se diseñó los estribos, de concreto armado y voladizo, de 5.80 m de altura, con cajuelas de 0.65 m. x 1.25 m., cimentación de en 3.75 m. x 10.0 m., con $f'c= 175 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$, las alas de concreto ciclópeo de 5.80 m de altura x 1.05 de corona, con cimentación de 0.65m.x 3.75m. en el arranque y de 3.0 m de altura x 0.30 m de corona y con cimentación de 0.65x1.90 m, con concreto ciclópeo de $f'c =140 \text{ Kg/cm}^2 + 30\%$ de piedra grande como máximo 8", por la existencia de un muro de contención de concreto armado en la margen izquierda y por haber estudios referentes a las defensas ribereñas en el lugar, se ha optado por mantener el diseño inicial con un ángulo de 90° respecto al eje normal del puente.

Los diseños hidráulicos han sido efectuados, tomando en cuenta los datos Hidrológicos obtenidos de la estación A. Weberbauer, cuya información registra datos desde los años 1973 a 1998 (25 años), Se ha tenido en cuenta también para el diseño la verificación in situ, mediante observaciones con los lugareños de la zona de las señales de máximas avenidas, habiéndose registrado en el mes de Mayo del año 1996 la máxima avenida, información valiosa para determinar su altura y compararla con el caudal obtenido por el método racional.

La construcción de dicho proyecto demandará de una inversión total de S/ 1,174, 966.52., la que se construirá en 90 días calendarios.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Teniendo presente que el transporte vial es de vital importancia para el desarrollo socio-económico de los pueblos, por ello el presente proyecto profesional tiene por finalidad realizar el diseño de un puente de concreto armado denominado "Luis Alberto Sánchez", el mismo que está ubicado en la intersección del Jr. Cruz Blanca con la quebrada Chilco, la prolongación del Jr. Larry Jhonson y la Av. Paccha Alta, la referida vía conectará a los pobladores de la asociación Luis Alberto Sánchez con el centro poblado de la Paccha en dirección a Pariamarca; zona considerada por la Municipalidad Provincia de Cajamarca como la futura área de expansión urbana de Cajamarca. El afluente mencionado en épocas de lluvia incrementa su caudal de modo tal que hace difícil el tráfico peatonal, por consiguiente, a través del proyecto se posibilitará dar solución definitiva a este problema, dotando de una infraestructura adecuada que generará la circulación fluida de vehículos y pobladores de dicha zona en forma segura.

1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.2.1.- Objetivo General:

Diseñar el Puente Carrozable Luis Alberto Sánchez.

1.2.2.- Objetivos Específicos:

- Determinar la capacidad portante del estrato de fundación
- Determinar el empuje activo y pasivo para las estructuras de contención
- Identificar el método de Diseño y el tipo de vehículo para el diseño.
- Resolver el estudio Hidrológico para la zona en estudio.
- Diagnosticar el estudio medio ambiental.
- Definir la arquitectura en planta y elevación del puente.
- Resolver el diseño estructural del puente.
- Elaborar el expediente técnico del proyecto: "Diseño del Puente Carrozable Luis Alberto Sánchez".

1.3. ANTECEDENTES DEL PROYECTO

En la actualidad existe un puente sobre la quebrada Chilco, el mismo que se encuentra en la prolongación de la Avenida La Paz y teniendo la necesidad de proyectar otro puente que cruce la Quebrada Chilco con el Jr. Cruz Blanca; en esta parte de la vía, debido a que el tránsito de vehículos y peatones no es posible por la falta de un puente que permita la continuidad de la referida vía hacia los centros poblados de La Paccha y Pariamarca. Por mucho tiempo el propósito de los pobladores ha sido contar con un puente que solucione definitivamente el tránsito vehicular y peatonal sin ninguna dificultad, en virtud al permanente problema que están expuestos los pobladores generalmente en épocas de lluvias, los cuales exponen sus vidas, debido a que intentan cruzar la quebrada y llevar sus productos agrícolas para ser comercializados en los mercados de la ciudad de Cajamarca. Por tal razón el Alcalde del centro poblado menor se encuentra realizando gestiones a diversas instituciones públicas comprometidas con el desarrollo de Cajamarca para el financiamiento respectivo.

1.4. ALCANCES

El estudio será desarrollado a nivel de ejecución, por tal razón el proyecto estará destinado a contribuir y beneficiar a los habitantes de los lugares circundantes de la zona, y específicamente al centro poblado de La Paccha. Además es importante señalar que se prevé para el futuro, dentro del plan de desarrollo urbano para la ciudad de Cajamarca por parte de la municipalidad, en tal sentido la estructura servirá para unir la avenida La Paz, con el caserío de Pariamarca y la carretera hacia la costa.

1.5. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

- **Ubicación:** El proyecto del cual se hace referencia se encuentra ubicado en la ciudad de Cajamarca, a la altura de la décima cuadra del Jr. Cruz Blanca.
Para llegar a dicho lugar se dispone de comité de combis que durante todo el día brinda servicio de transporte de pasajeros.
- **Altitud:** Se encuentra ubicado a 2715.70 msnm.
- **Clima:** El clima que presenta la zona es templado y seco. La temperatura fluctúa entre los 4 a 18° C.
- **Precipitación:** La precipitación pluvial anual fluctúa entre 200 a 1,500 mm., siendo

está mayor entre los meses de Diciembre a Abril.

- **Topografía:** La topografía del área en estudio es plana.

1.6. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DEL PROYECTO

El Proyecto del Puente Carrozable "Luis Alberto Sánchez" se justifica porque beneficiaría económicamente y socialmente a la zona de expansión urbana denominada Barrio "Nuevo Cajamarca" y a las futuras poblaciones circundantes del otro lado de la quebrada.

Este proyecto facilitaría el traslado hacia Cajamarca mejorando el intercambio comercial e impulsando el desarrollo de dichas zona de expansión urbana.

El proyecto es importante porque está de acuerdo con la política de desarrollo local de la Municipalidad de Cajamarca referida a regular el transporte urbano e interurbano, ya que considera para el futuro que la vía denominada Av. La Paz se proyectará con la carretera de Cajamarca a la costa.

Por otro lado se considera la necesidad que los pobladores no tengan dificultad en llegar a la ciudad de Cajamarca, pues la totalidad de los pobladores que habitan a la margen derecha de la quebrada, zona conocida como La Paccha, realizan sus diversas actividades con esta ciudad, los que se ven dificultades en épocas de lluvia teniendo que acceder a otras vías alternas.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ASPECTOS REFERENCIALES DEL PROYECTO

Actualmente en la Asociación Luis A. Sánchez existen Jirones y Avenidas y en ellas, el Jr. Perera, la Avenida Paccha Alta y el cruce con la prolongación Larry Jhonson se ven interrumpidas por el cruce de la Quebrada Cruz Blanca; por lo que es necesario ubicar un Puente en este lugar y a tenido que ser seleccionado cuidadosamente de acuerdo a las características topográficas, geológicas, hidrológicas, ambientales y socio económicas de la zona.

2.1.1. TOPOGRAFÍA

La topografía se utiliza para elaborar planos de la superficie terrestre, trazar cartas de navegación, establecer límites en terrenos de propiedad privada y pública, así como constituir bancos de datos con información sobre recursos naturales, etc.

Para el efecto existen dos tipos de apoyo planimétrico:

Poligonación y triangulación.

- a) **Poligonación.**- Usada en terrenos de pequeña, mediana y grandes extensiones, siempre y cuando la topografía no obstaculice la medición de los lados de la poligonal. La técnica de la Poligonación puede ejecutarse de tres maneras: poligonal abierta, poligonal cerrada y triangulación.

Poligonal Abierta.- Es usada cuando el levantamiento es de forma alargada y con un ancho corto. La desventaja en este método es que no se puede comprobar el error de cierre con mucha precisión.

Poligonal Cerrada.- Es usada en terrenos de pequeña y mediana extensión, donde la topografía y características del terreno pueden permitir la medición de los elementos directamente. Aquí sí se puede comprobar el cierre del levantamiento.

Triangulación.- Es una red de apoyo planimétrico formado por una serie de triángulos, en los cuales uno o más lados de cada triángulo lo son también de triángulos adyacentes. Este método es usado en levantamientos de grandes extensiones de terreno, es la técnica que ofrece mayores ventajas.

García-1981.

2.1.2. ESTUDIO GEOLÓGICO

El estudio geológico es necesario porque determina la formación natural del cauce, así como la estratigrafía y proceso formativo.

Karrow - 1986.

2.1.3. ESTUDIO DE SUELOS Y CANTERAS

El estudio de suelos del lugar donde se ubicarán las estructuras del puente, es de suma importancia porque nos proveen valiosa información sobre el comportamiento de los suelos ante cargas aplicadas a la cimentación, teniendo en consideración que es muy frecuente que en un área pequeña, los materiales que conforman el suelo tenga una variación apreciable.

Este estudio no debe limitarse tan sólo al lugar donde se construirá la estructura en nuestro caso el puente, sino que debe comprender además el lecho del río tanto aguas arriba como aguas abajo incluyendo posibles zonas de préstamo.

Pastor – 2000.

2.1.3.1 SUELOS

Respecto a los ensayos, éstos se efectúan para:

a. Ensayos generales de los suelos. Estos ensayos se realizan para identificar suelos de modo que puedan ser descritos y clasificados adecuadamente. Los ensayos generales más comunes son:

- Contenido de humedad (W%)
- Granulometría.
- Límites de consistencia
- Peso Específico
- Peso Volumétrico

b. Ensayos para la inspección control de la calidad de la construcción.

Estos ensayos se realizan para asegurar que los suelos se compacten adecuadamente durante la construcción, de modo que se cumplan las condiciones impuestas en el proyecto. Estos ensayos son:

- Ensayo de compactación para el contenido óptimo de humedad y densidad seca máxima.

c- Ensayos de la resistencia del suelo.

Estos ensayos se realizan para determinar la capacidad de carga de los suelos y analizar si son adecuados para usarlos en la construcción. Los ensayos de resistencia son:

- Ensayo de California Bearing Ratio (CBR).
- Ensayo de compresión simple.
- Ensayo de compresión triaxial.

CLASIFICACIÓN DE SUELOS:

Por la gran variedad de suelos que se presentan en la naturaleza. La Mecánica de Suelos ha desarrollado algunos métodos de clasificación de los mismos. Cada uno de estos métodos tiene, prácticamente, su campo de aplicación según la necesidad y uso que los haya fundamentado. Y así se tiene la clasificación de suelos según el tamaño de sus partículas, la clasificación de la Asociación Americana de Funcionarios de Caminos Públicos, American Association State Highway Officials (AASHO), el sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.), la clasificación de la Administración de la Aeronáutica Civil (C.A.A.), etc.

La Existencia de esta variedad de sistemas de clasificación de suelos se debe, posiblemente, al hecho de que tanto el ingeniero civil como el geólogo y el agrónomo analizan el suelo desde diferentes puntos de vista. Sin embargo lo que es fundamental es el hecho de que cualquier clasificación que quiera abarcar las necesidades correspondientes, debe estar basada en las propiedades mecánicas de los suelos ya que éstas son fundamentales en las variadas aplicaciones de la ingeniería.

Aunque hoy en día es casi aceptado por la mayoría que el sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.) es el que mejor satisface los diferentes campos de aplicación de la Mecánica de Suelos.

Badillo – 1984

• **Sistema AASHTO:**

Los suelos se clasifican en siete grupos, basándose en la composición granulométrica, el límite líquido y el índice de plasticidad de un suelo. La evaluación de cada grupo, se hace por medio de su "índice de grupo".

Esta clasificación divide a los suelos en dos clases: una formada por los suelos granulares y otra constituida por los suelos de granulometría fina, limo-arcillosas.

A. Suelos granulares.- Son aquellos que tienen 35 %, o menos, del material fino que pasa el tamiz N° 200. Estos suelos forman los grupos A-1, A-2, A-3.

B. Suelos finos Limo-Arcillosos.- Son aquellos que tienen más del 35% del material fino que pasa el tamiz N° 200. Estos suelos constituyen los grupos A-4, A-5, A-6, A-7.

Esta clasificación se muestra en la tabla 2.1

TABLA 2.1

Clasificación General	Materiales Granulares (35% o menos del total pasa el tamiz N° 200)							Materiales limo-arcillosos (más del 35% del total pasa el tamiz N°200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Clasificación de grupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Porcentaje de material que pasa el tamiz N° 10 N° 40 N° 200	50 máx. 30 máx. 15 máx.	51 máx. 25 máx.	51 mín. 10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	35 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción que pasa el tamiz N° 40 Limite Líquido, W _L Índice Plástico, I _p	6 máx.		NP	40 máx. 10 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mín. 11 mín.	40 máx. 10 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mín. 11 mín.
Índice de Grupo	0		0	0			4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.

Mora. - 1988.

Sistema SUCS:

Este sistema, como la clasificación anterior, divide a los suelos en dos grandes grupos: granulares y finos.

En el primer grupo se hallan las gravas, arenas y suelos gravosos o arenosos con pequeñas cantidades de material fino (limo o arcilla). Estos suelos corresponden, en líneas generales, a los clasificados como A-1, A-2, A-3 de AASHTO y son designados de la siguiente forma:

Gravas o suelos gravosos: GW, GC, GP y GM.

Arenas o suelos arenosos: SW, SC, SP y SM.

Las siglas representan:

G: Grava o suelo gravoso.

S: Arena o suelo arenoso.

W: Bien graduado.

C: Arcilla inorgánica.

P: Mal graduado.

M: Limo inorgánico o arena muy fina.

Así, por ejemplo, SM significa suelos arenosos con cierto contenido de limo.

En el segundo grupo se hallan los materiales finos, limosos o arcillosos, de baja o alta compresibilidad y son designados de la siguiente forma:

- Suelos de bajo o mediana compresibilidad: ML, CL y OL.

- Suelos de alta compresibilidad: MH, CH, y OH.

Las siglas representan:

M: Limo inorgánico o arena muy fina.

C: Arcilla.

O: Limos, arcillas y mezclas limo-arcillosas con alto contenido de materia orgánica

L: Baja o mediana compresibilidad.

H: Alta compresibilidad.

Así, CH será un suelo arcilloso de alta compresibilidad.

Los suelos fibrosos orgánicos, turbosos, de compresibilidad excesiva se designan con las siglas Pt (Peat).

En el cuadro SUCS se halla la descripción completa, así como las características y propiedades de los diferentes suelos correspondientes a esta clasificación.

Mora. 1988

Esta clasificación se muestra en la tabla 2.2

a.- ENSAYOS GENERALES DE LOS SUELOS:

a.1.- CONTENIDO DE HUMEDAD

Es la relación porcentual entre el peso del agua contenida en el suelo y el peso de su fase sólida, se expresa mediante la siguiente fórmula:

$$W (\%) = \frac{\text{Peso del agua en el suelo}}{\text{Peso del suelo seco}} \times 100 \dots\dots\dots (1)$$

Badillo - 1984

a.2.- ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Es la determinación del porcentaje en peso de las partículas de piedra, grava, arena, limo y arcilla que componen un suelo. El tamaño de partículas se determina por medio del tamizado del suelo de grano grueso hasta la malla N° 200 (0.075 mm), y por sedimentación en agua con suelo que pasa por la malla N° 200. En el presente proyecto se realizará el análisis granulométrico por tamizado por el método de sedimentación (lavado previo).

Badillo - 1984

a.2.1.- Coeficiente de Uniformidad (Cu)

El coeficiente de uniformidad se define como el tamaño del 60% dividido por el tamaño del 10%. Se determina la intersección de la curva con la línea del 60% y se anota el tamaño de las partículas correspondientes a este punto. Se repite para la línea 10% y se calcula el coeficiente de uniformidad.

Es un valor que define o cuantifica el grado de no uniformidad del suelo:

$$Cu = \frac{D60}{D10} \dots\dots\dots (7)$$

Según el coeficiente de uniformidad un suelo puede ser:

Cu < 3 Suelo uniforme.

3 < Cu < 15 Suelo heterogéneo.

Cu > 15 Suelo muy heterogéneo.

Badillo - 1984

a.2.2.- Coeficiente de Curvatura (Cc)

Este coeficiente define la graduación de un suelo, es decir, si un suelo es bien o mal graduado.

$$Cc = \frac{(D30)^2}{(D60-D10)} \dots\dots\dots (8)$$

D30 = Diámetro en mm. Correspondiente al 30% que pasa.

$1 < C_c < 3$ bien graduado, caso contrario mal graduado.

a.3.- LÍMITES DE CONSISTENCIA

Conocidos comúnmente como límites de Atterberg. Son los puntos de transición de un estado de consistencia a otro en función de la humedad.

Los mencionados límites son: límite líquido, límite plástico y límite de contracción, y mediante ellos se puede dar una idea del tipo de suelo en estudio. Los límites de consistencia, todos, se determinan empleando suelo que pase la malla N° 40. La diferencia entre los valores del límite líquido (LL) y límite plástico (LP) da el llamado índice plástico (IP) del suelo. Los límites líquido y plástico dependen generalmente, de la cantidad de arcilla.

Cuando no se puede determinar el límite plástico de un suelo, se dice que es no plástico (NP), y en este caso se dice el índice plástico es igual a cero.

a.3.1.-Límite líquido (LL)

Contenido de humedad bajo el cual el suelo se comporta como un material plástico y marca la frontera entre los estados líquido y plástico de un suelo.

Para la determinación del límite líquido, en nuestro caso, se utilizó el aparato estándar (Copa de Casa Grande); la muestra de suelo que se emplea es la que pasa el tamiz N° 40.

a.3.2.-Límite plástico (LP)

Denominado así al contenido de agua del material en el límite inferior de su estado plástico. Se obtiene en el laboratorio de la siguiente manera:

a.3.3.-Índice de plasticidad (IP)

Valor numérico, diferencia entre el límite líquido y el límite plástico. Un índice de plasticidad elevado, indica mayor plasticidad. Cuando un material no tiene plasticidad (arena), se considera el índice de plasticidad como cero y se indica: $IP = NP$ (No plástico).

Cuadro de Grado de Plasticidad

GRADO DE PLASTICIDAD	LÍMITE LÍQUIDO
No plástico	0 - 4
Plasticidad baja	4 - 30
Plasticidad media	30 - 50
Plasticidad alta	450

Badillo - 1984

a.4.- PESO ESPECÍFICO

Es la relación del peso, al aire, de un determinado volumen de material, a una cierta temperatura, y el peso, al aire, de un volumen igual de agua destilada, a la misma temperatura.

Badillo - 1984

a.5.- PESO VOLUMETRICICO

Se denomina peso volumétrico de un suelo al peso de dicho suelo contenido en una unidad de volumen, y generalmente se expresa en Kg/m³. Se le denomina peso volumétrico seco y suelto de un suelo al peso volumétrico aparente de él tomando el peso del mismo previamente cuarteado y secado en un horno a peso constante. La principal aplicación de este dato está en la conversión de pesos de material a volúmenes y viceversa.

Badillo - 1984

2.1.3.2 CANTERAS

2.1.3.2.1 UBICACION Y ESTUDIO DE CANTERAS

INTRODUCCION

Para realizar cualquier construcción, estos estudios son de gran importancia ya que dichos agregados ocupan aproximadamente los 3/4 del volumen del concreto y teniendo en cuenta que sus propiedades van a dar un comportamiento determinado al concreto.

Es erróneo considerar que los agregados de una cantera tienen las mismas propiedades que las de otro; puesto que existen múltiples factores que influyen en ello como los de origen geológico, composición mineralógica, estratigrafía, etc.

Pérez - 2009

2.1.3.2.2 AGREGADOS

Se definen los agregados como los elementos inertes del concreto que son aglomerados por la pasta de cemento para formar la estructura resistente. Ocupan alrededor de las tres cuartas partes del volumen total, luego la calidad de esto tiene una importancia primordial en el producto final.

Se ha establecido convencionalmente la distinción entre agregado grueso (piedra) y agregado fino (arena) en función de las partículas mayores y las menores de 4.75 mm. (malla estándar ASTM N° 4).

Características físicas de los agregados.- En general son primordiales en los agregados las características de densidad, resistencia, porosidad, y la distribución granulométrica de las partículas, que se acostumbra denominar granulometría o gradación.

Asociados a las características anteriores se encuentran una serie de ensayos o pruebas estándar que miden estas propiedades para compararla con valores de referencia establecidos.

- Peso específico para agregados normales, su valor oscila entre 2500 y 2750 Kg/m³.
- Peso unitario para agregados normales su valor oscila entre 1500 y 1700 Kg/m³.
- Módulo de fineza para agregado fino, no deberá ser menor de 2.3 ni mayor de 3.1.

Resistencia a la abrasión, el agregado grueso ensayado empleando el método de Los Ángeles no deberá tener una pérdida mayor de 50 %. Cuando el concreto se va a usar en la construcción de pavimento rígido o construcciones sometido a fuertes fricciones el porcentaje de desgaste debe ser inferior al 30 %.

N.T.P - 2010

2.1.4. CAPACIDAD DE CARGA DE LAS CIMENTACIONES

Dentro de los estudios de mecánica de suelos para un proyecto de esta envergadura, están los que se realizan con la finalidad de determinar la resistencia admisible, ángulo de fricción interna, los cuales son imprescindibles para el diseño.

La carga admisible en una cimentación es aquella que puede ser aplicada sin producir daños incompatibles en la estructura, teniendo además un margen de seguridad dado por el llamado "Coeficiente de seguridad adoptado". La carga admisible no depende únicamente del terreno, sino también de la cimentación, características de la estructura y del coeficiente de seguridad que se adopte en cada caso.

Para el instante de falla el Dr. Terzaghi presento la ecuación siguiente, que sirve para determinar la capacidad de carga límite de una cimentación corrida o continua para la falla por corte general:

$$q_c = C \cdot N_c + P_v \cdot Z \cdot N_q + 0.5 P_v \cdot B \cdot N_w \dots\dots\dots (9)$$

Dónde:

C: Fuerza de cohesión.

N_c, N_q y N_w: Factores de capacidad de carga.

P_v: Peso volumétrico del suelo

Z: Profundidad de cimentación.

B: Ancho de cimentación.

Que representa el esfuerzo máximo por unidad de longitud que puede aplicarse a la cimentación.

Para el caso de corte local y de punzonamiento el Dr. Terzaghi corrigió su fórmula para el corte general, así:

$$q_c = C' \times N'c + P_v \times Z \times N'q + 0.5 \times P_v \times B \times N'w \dots\dots\dots (10)$$

Dónde:

q_c : Capacidad de carga límite en tn/m^2 o Kg/m^2 .

C' : Cohesión del suelo en tn/m^2 .

$$C' = (2/3) C$$

P_v : Peso volumétrico del suelo en tn/m^3 o Kg/m^3 .

Z : Profundidad de desplante de la cimentación en metros.

B : Dimensión menor de la zapata rectangular en metros.

$N'c, N'q, N'w$: factores de carga debidos a la cohesión sin dimensión que depende únicamente del ángulo de fricción interna del suelo.

Peck – 1982.

2.1.5. HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

Hidrología es una ciencia empírica que forma parte de la climatología que trata del origen, distribución, propiedades y comportamiento del agua en la naturaleza.

La Hidrología está ligada al estudio de fenómenos naturales, de manera que los métodos que emplean no pueden ser rígidos, quedando algunas decisiones al criterio del ingeniero. Desde el punto de vista ingenieril los aspectos hidrológicos que se deben destacar en un estudio de esta índole son las precipitaciones y los escurrimientos de las aguas por encima y por debajo de la superficie terrestre; la hidrología es utilizada en ingeniería principalmente en relación con el diseño y ejecución de estructuras hidráulicas. Por lo tanto el conocimiento y dominio de los fundamentos de la hidrología son parte esencial de la preparación del Ingeniero civil. Para lograr la seguridad y economía en las estructuras y obras de arte hidráulico, la hidrología separa el problema en dos componentes.

1. Estimación del volumen de agua que probablemente llegue al punto emisor de la estructura durante la intensidad máxima de una tormenta, denominado caudal de diseño o caudal probable, mediante una serie de ecuaciones estadísticas de afinidad hidráulica.
2. Diseño geométrico de las estructuras del puente mediante estudios hidráulicos, para llevar con seguridad la descarga de diseño.

Fuente: Hidrología para Estudiantes de Ingeniería Civil. y otros.-1998.

2.1.6. DISEÑO GEOMÉTRICO

En la geometría de la vía, debemos diferenciar las características del perfil longitudinal y de la sección transversal, en el primero la pendiente del trazo y la presencia de curvas verticales y en las de la sección la forma misma. Es decir en puentes carreteros el ancho de la calzada (rodadura, bermas y sobreechamientos en curvas). La presencia de peraltes en curva el ancho de sardineles, veredas y dimensiones de barandas y defensas: en puentes peatonales el ancho de la calzada y dimensiones de barandas; en puentes ferroviarios el ancho de trocha, las dimensiones del balasto y la posible presencia de pasos peatonales y barandas; en puentes acueductos la forma del canal de acceso y la transición a la forma estructural más apropiada que puede no ser la misma del canal.

Al tratar los aspectos de las condiciones de las vías de servicio debemos diferenciar, y lo haremos en esta ocasión, los puentes carreteros, puentes peatonales, puentes ferroviarios y acueductos; cada uno de estos tipos de vías tienen sus propias condicionantes que se reflejan en los códigos existentes para su proyecto, y en particular aquellos relacionados con la vía y con el puente.

Entre los datos funcionales más importantes que se deben fijar antes de iniciar el proyecto de diseño de un puente son:

Datos geométricos:

- Ancho de la calzada (número de vías)
- Dimensiones de la vereda, baranda, etc.
- Peralte, sobreechamiento, pendiente, curvatura, gálibo.

Datos de las cargas vivas:

- Sistema de carga de diseño
- Cargas excepcionales
- Cargas futuras

Otros datos:

- Velocidad de diseño
- Volumen de tráfico
- Accesorios del tablero: vereda, barandas, ductos.

Pastor – 2000.

2.1.7 DISEÑO ESTRUCTURAL

- Actualmente la tendencia para analizar y diseñar una estructura, es que esta debe cumplir con los criterios de optimización y economía, es decir elegir el puente más adecuado estructuralmente, así como el más económico y viable.

Pastor – 2000.

A. CLASIFICACION DE LOS PUENTES.

La clasificación de los puentes es diversa, así tenemos:

- Según el Material, pueden ser de concreto armado, concreto simple, albañilería, piedra, acero, madera, etc.
- De acuerdo a la altura del tablero en relación con la estructura principal o portante, los puentes pueden ser de tablero: superior, inferior o intermedio.
- De acuerdo a su fijeza, pueden ser: fijos, levadizos o giratorios.
- De acuerdo a su duración prevista, pueden ser: provisionales o definitivos.
- Por la carga a que están destinados, pueden ser: ferrocarriles, carreteros o pasarelas (pasarelas para caminos de herradura).
- Planimétricamente, pueden ser: rectos o curvos.
- Por la gradiente de la calzada, pueden ser: horizontales o en rampa.
- Por el ángulo de cruce, pueden ser: rectos o esviados.
- Desde el punto de vista estructural, tendremos en cuenta el siguiente cuadro:

a. Luces pequeñas o moderadas:

3 a 8 m. Puente losa llena o nervada.

8 a 25 m. Puente con vigas (losa forjada en dos vigas principales o losa forjada en cierto número de vigas T).

b. Luces Medianas:

30 a 60 m. Puentes Mixtos (vigas principales de acero y losa de concreto con anclajes deslizantes), puente Arco, puente de concreto pre-esforzado.

c. Luces Grandes:

Más de 60 m Puente arco. Puente de concreto pre-esforzado, puente colgante.

De acuerdo a todo lo anotado anteriormente, se puede decir que el puente del presente proyecto se clasifica como: puente de concreto armado con losa superior, de dos apoyos (uno fijo y el otro deslizante), planimétricamente recto, con gradiente horizontal.

- Desde el punto de vista estructural será de losa forjada en cierto número de vigas principales y por su duración será de carácter definitivo.

Pastor – 2000.

B. PARTES DEL PUENTE.

Las partes principales de un puente son:

- La super-estructura: compuesto por losa, vigas, veredas y barandas.
- La sub-estructura o infraestructura: compuesta para este caso de estribos.
- Los elementos auxiliares, que varían según la clase de puente; siendo principales los dispositivos de apoyo, que sirven para transmitir las cargas de la super-estructura, y al mismo tiempo permiten que se produzcan los movimientos previstos en los apoyos.

Pastor – 2000.

C. CARGAS QUE SOPORTA EL PUENTE

Para efectos de dar un enfoque sustantivo del análisis de las estructuras de los puentes debemos conocer también las cargas a la que va a estar sometida, las que son bastante variadas, por ello vamos a hacer una descripción de todas ellas más como descripción para su interpretación que como magnitud de las mismas.

Dado el carácter aleatorio de las cargas y de sus diversas combinaciones, para el diseño se utilizan valores y criterios que se establecen en los códigos, normas y especificaciones correspondientes, en vista que en nuestro país no existen normas propias para el diseño de puentes; las cargas que se dan en el presente capítulo se basan en las especificaciones americanas de la American Association of State of Highway And Transportation Officials (ASSHTO) con algunas modificaciones que proponen los expertos en el diseño de puentes en el Perú.

Pastor – 2000.

2.1.8 IMPACTO AMBIENTAL

En el país se viene realizando proyectos de inversión con la finalidad de elevar la producción y la productividad. El propósito primordial ha sido el obtener beneficios económicos y sociales sin mayores consideraciones respecto a la magnitud de los perjuicios que pudiera ocasionarse al ambiente físico, biológico y humano en el área de influencia del proyecto.

En el Perú a partir de 1990 con la dación del Código de Medio Ambiente se ha acentuado la tarea de crear conciencia sobre el medio ambiente y su protección, llevando a cabo acciones con el fin de evaluar los posibles impactos negativos y positivos que los proyectos de inversión generan sobre los recursos naturales y aspectos socio culturales y estéticos.

Adicionalmente, se tiene una confusión entre "medio ambiente" y "ecología", siendo en la mayoría de los casos considerada como sinónimos, lo que deteriora el concepto de medio ambiente e incrementa la oposición a ser tomado en cuenta como una herramienta en la toma de decisiones; esto es, una obra de infraestructura vial tiene implicaciones en la flora, fauna, suelo, aire e hidrología del lugar donde habrá de implantarse (parte ecológica), pero además repercute en aspectos relativos al uso del suelo, tenencia de la tierra, modificación en los patrones de migración, cambios en los cultivos, incremento en la demanda de servicios, etc. (que junto con la parte ecológica representa una visión global del medio ambiente).

En este presente proyecto, se pretende explicar la importancia que tiene la Evaluación Ambiental y las ventajas que tiene el incorporarla en la toma de decisiones dentro de la etapa de Planeación. Seguidamente se presenta, para comprender la variable ambiental, los conceptos básicos relacionados a medio ambiente y la metodología de aplicación para realizar los estudios de impacto ambiental.

Morales – 2000

CONCEPTOS BASICOS

Los conceptos básicos que se utilizan en los estudios de impacto ambiental son:

- 1. Cuenca Hidrográfica.-** Área de escurrimiento de un río o territorio en el que los distintos ríos confluyen en un río principal. Cada cuenca está separada de las cuencas vecinas por la línea divisoria de agua, que casi siempre coincide con la línea de cumbres, llamada también Divortium Acuarium.
- 2. Ambiente.-** Se entiende como el entorno que existe alrededor del hombre, esto es, el compendio de valores naturales, sociales y culturales existentes en el lugar y momento determinado que influye en la vida material y psicológica del hombre.
- 3. Calidad Ambiental.-** Se define como las estructuras y los procesos ecológicos que permiten el desarrollo racional, la conservación de la diversidad biológica y el mejoramiento del nivel de vida de la población humana.

4. Conservación Ambiental.- Constituye el campo de estudio de la naturaleza, el manejo de los recursos naturales en base a los objetivos naturales y sociales como es el bienestar humano y el mantenimiento de la cantidad y calidad de los recursos naturales. La conservación integral incluye los recursos humanos y el ambiente.

5. Factores Ambientales.- Son las unidades o características del entorno ambiental. Estos factores se refieren al suelo, agua, clima, flora, fauna y aspectos socios económicos y culturales.

6. Acciones Antrópicas.- Son las actividades que realiza el hombre en el proceso de producción. Estas actividades pueden realizarse en las fases de construcción u operación de cualquier proyecto de instalación de infraestructura.

1. Impacto Ambiental.- Impactos, efectos y consecuencias ambientales son términos sinónimos e incluyen aquellas alteraciones ecológicas, estéticas, históricas, culturales y socio económicas causadas por el ser humano. Un impacto ambiental puede ser positivo o negativo.

2. Estudio de Impacto Ambiental.- Es un estudio técnico, de carácter multidisciplinario, que se realiza para predecir los impactos ambientales y proponer las medidas de control sobre los efectos que puedan producir los proyectos, actividades o las decisiones políticas.

Morales – 2000

2.1.9 IMPACTO SOCIO ECONÓMICO DEL PROYECTO

El proyecto por su naturaleza va a impactar favorablemente en la economía de la zona de influencia del proyecto, por cuanto el centro poblado menor de la Paccha cuenta con terrenos de producción agrícola que comercializa con la ciudad de Cajamarca. Además, el crecimiento urbano de Cajamarca está orientado hacia esas zonas según el Plan de reordenamiento territorial de la Municipalidad. Es más, esto motivará la necesidad de contar con otros centros educativos y asistenciales (actualmente cuenta con un centro de salud y un centro educativo inicial bastantes distantes).

Por otro lado el aumento poblacional como consecuencia de lo anterior, dinamizará la economía por el crecimiento de los negocios y sobre todo por la proyección que se tiene respecto a la construcción del mercado mayorista, el terrapuerto, la plaza pecuaria, etc., que hará posible constituirse en el futuro en un Nuevo Cajamarca.

Morales - 2000

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTO

3.1. ESTUDIOS PRELIMINARES

3.1.1. GENERALIDADES

En esta etapa definimos los parámetros siguientes:

- Longitud de la luz libre de la quebrada en la zona seleccionada.
- Altura en el centro de la quebrada, para su verificación con el levantamiento topográfico.
- Caudal aproximado o altura de las máximas avenidas, en concordancia con la información proporcionada por los lugareños, por no haber registro alguno sobre niveles de máximas avenidas.
- Área de inundación en crecientes de la quebrada.
- Pendiente del terreno aguas arriba y aguas abajo de la quebrada.
- Tipo de uso de los terrenos aledaños.

Modalidad de ejecución del levantamiento topográfico. El levantamiento topográfico fue ejecutado durante un día. Sin embargo, todo el trabajo se hizo en dos etapas:

- A. Trabajo de campo.
- B. Trabajo de gabinete.

García - 1981

3.1.2. TRABAJO DE CAMPO

Esta etapa tuvo como procesos los siguientes:

- Reconocimiento de la zona
- Ubicación de la estación.
- Medición de los lados de la poligonal.
- Medición del azimut del primer punto.
- Determinación de la cota respectiva en la estación.
- Radiación en las estaciones elegidas.

Equipo y Materiales utilizados:

- Teodolito Wild-T1A 8746
- Nivel de Ingeniero.
- Trípode.
- Mira de 4 m.
- Altimetro.
- Wincha.

- Brújula.
- Estacas de madera (30cm.)
- Pintura.

Medición de los Lados de la Poligonal:

Para este fin usamos teodolito y wincha haciéndose lecturas con los tres hilos estadimétricos, también se anotó la lectura del ángulo vertical, el cual permite reducir las distancias al horizonte.

Medición del Azimut:

Colocando el teodolito en la estación E-1 de la poligonal y utilizando la brújula se encontró el azimut del primer lado que coincide con el norte magnético. La cual en la E1 se colocó $0^{\circ}00'00''$ con dirección a N.M.

Medición de los Ángulos de la Poligonal:

Para ello hemos utilizado el método de reiteración así de este modo se anotaron dos mediciones por cada ángulo. La medición de los ángulos se realizó en sentido horario y corresponden a los formados por los lados de la poligonal.

Radiación de las Estaciones:

Para completar el levantamiento topográfico se realizó la radiación de las estaciones, para lo cual se ha considerado los puntos necesarios para representar en los planos todas las características que presenta la zona en estudio.

Conde – 1994

3.1.3. TRABAJO DE GABINETE

Aquí los datos obtenidos en el campo fueron procesados a través del cálculo analítico.

Elección de la escala del plano.

Para elegir la escala del plano, se tuvo en cuenta lo siguiente:

- Las Normas Peruanas para el Diseño de Carreteras (ítem 7.1.3.6), se tiene que para proyectos de puentes a partir de 50 metros de luz, el plano topográfico se presentará a escala 1:100.
- De acuerdo a estas normas y considerando una escala de 1:100, es muy grande para poder presentar el puente, optamos la escala de 1:500, ya que las Normas Peruanas facultan al proyectista la opción de escoger la escala para estudios especiales (ítem 7.1.3.1.) dentro de lo cual consideramos el presente estudio.

Elección de la equidistancia para el plano topográfico.

Para obtener la equidistancia entre curvas a nivel, se tiene en cuenta la siguiente tabla:

TABLA 3.1
CLASIFICACION DE LA TOPOGRAFIA DEL TERRENO

ANGULO RESPECTO A LA HORIZONTAL DEL TERRENO	TIPO DE TOPOGRAFÍA
0° - 10°	Llana
10° - 20°	Ondulada
20° - 30°	Accidentada
Mayor a 30°	Montañosa

TABLA 3.2
PARA LA SELECCION DE EQUIDISTANCIA PARA CURVAS DE NIVEL

ESCALA DEL PLANO	TIPO DE TOPOGRAFÍA	EQUIDISTANCIA (m)
GRANDE 1/1000 a menos	Llana	0.10 - 0.25
	Ondulada	0.25 - 0.50
	Accidentada	0.50 - 1.00
MEDIANA 1/1000 a 1/10000	Llana	0.25 - 0.50 - 1.00
	Ondulada	0.50 - 1.00 - 2.00
	Accidentada	2.00 - 5.00
PEQUEÑA 1/10000 a mayor	Llana	0.50 - 1.00 - 2.00
	Ondulada	2.00 - 5.00
	Accidentada	5.00 - 10.00 - 20.00
	Montañosa	10.00 - 20.00 - 50.00

FUENTE: Nueva Norma Peruana para el Diseño de Carreteras.

Según la tabla se considera a la topografía del terreno como ondulada, adoptando la escala 1:500; por consiguiente tomamos una equidistancia (E) de 0.25 metros.

VOLUMEN DE TRANSITO VEHICULAR

Entendemos por volumen de tránsito cierta cantidad de vehículos motorizados que transitan por un camino, en determinado tiempo, las unidades más comúnmente usadas en los volúmenes de tránsito, son "vehículos por día" o "vehículos por hora".

La capacidad de un camino admite un volumen máximo de trabajo para ser considerado eficiente y es interesante para nosotros conocer los volúmenes de tránsito, porque son una medida de la capacidad de nuestros caminos.

Con la finalidad de completar el estudio del puente, es de vital importancia conocer la cantidad y tipos de vehículos que transitan actualmente y transitarán después del Proyecto (Una proyección de 40 años).

También consideraremos los siguientes parámetros:

- Expansión urbana.
- Empalme con la futura vía de evitamiento (3ra. etapa).
- Empalme con la futura vía industrial.

De acuerdo a estos parámetros se llegó a evaluar el diseño con el vehículo del tipo H20 - S16.

CLASIFICACION DE CARRETERAS

Clasificación según la jurisdicción: Carretera de sistema vecinal

Clasificación según el servicio: Carretera de segunda clase.

Vehículo para el diseño: H20 - S16.

Velocidad directriz: 30 Km/h.

3.2 ESTUDIO DE SUELOS Y CANTERAS

3.2.1. Equipos y procedimientos utilizados en los ensayos de laboratorio de suelos.

1. Contenido de humedad.

Equipo necesario:

- Balanza con aproximación de 0.01 gr.
- Recipiente metálico (taras).
- Horno.

Procedimiento:

- Se extrajo una muestra de suelo, puede ser alterado o inalterado.
- Se pesó una tara (Pt).
- Se colocó la muestra de suelo extraída en la tara y se pesa (Pth).
- La muestra húmeda se colocó en una estufa a temperatura de 100 °C - 110 °C durante 24 horas.
- Se pesó la muestra de suelo seco (Pts) en la tara

- Se determinó el peso del agua contenida en la muestra de suelo:

$$P_w = P_{th} - P_t.$$

- Se determinó el peso de la muestra seca:

$$P_s = P_t - P_t \dots\dots\dots (2)$$

- Se determinó el contenido de humedad:

$$W \% = \frac{P_w}{P_s} \times 100 \dots\dots\dots (3)$$

2. Análisis Granulométrico.

Equipo necesario

- Balanza.
- Juego de tamices con su respectiva tapa.
- Tapa.
- Cazoleta de fondo.
- Mortero de mano.
- Brocha.
- Horno.

Procedimiento:

- Se deja secar la muestra.
- Se pesa aproximadamente 500 gr. de material cuando el suelo es arenoso.
- 1000 gr. cuando el suelo es gravoso, si es necesario se pulveriza la muestra (cuando el suelo es de grano fino).
- Se deja pasar la muestra por un juego de tamices (los gruesos arriba, los finos abajo).
- Se agita el juego de tamices y si es necesario se ayuda con cepillo, haciendo pasar los granos por las mallas.
- Se coloca la muestra en un depósito y se llena con agua suficiente para cubrir el material. Se debe empapar hasta que todo el material quede disgregado. Esto puede requerir de 2 a 12 horas.
- Se amasa las muestras con los dedos, luego se vierte el agua sucia con cuidado. No arrastrar ninguna de las partículas visibles del fondo del recipiente.
- Secar la muestra en el horno y volver a pesar.

- Se pesa el material retenido en cada tamiz.
- Se determina el porcentaje retenido parcial en cada tamiz.

$$\% \text{ ret. parcial} = \frac{\text{Peso Mat. en tamiz} \times 100}{\text{Peso total de la muestra}} \dots\dots\dots (4)$$

- Se determina el porcentaje acumulado.
- Se determina el porcentaje que pasa en cada tamiz:
100 - % retenido acumulado
- Se dibuja la curva granulométrica.
- Se determina el coeficiente de uniformidad y coeficiente de curvatura de la siguiente manera:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \dots\dots\dots (5)$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} \dots\dots\dots (6)$$

1. Límites de Consistencia.

a) Limite Liquido (LL)

Equipo necesario

- Tamiz N° 40.
- Mortero.
- Copa de casa grande.
- Espátula.
- Taras.
- Balanza.
- Horno.

Procedimiento:

- Se pesa 150 a 200 gr. de material que pasa la malla N° 40.
- Se coloca el material en un recipiente, se agrega agua y se mezcla hasta formar una pasta.

- Se coloca una parte de la mezcla en la Copa de Casa Grande con una altura máxima de 1 cm.
- Se hace una ranura en el centro con el acanalador.
- Se acciona la Copa de Casa Grande hasta que la ranura se cierre aproximadamente 1/2", en este instante sacar una cantidad de la muestra y determinar su contenido de humedad.
- Se grafica la curva en papel semilogarítmico, en las abscisas irá el número de golpes y en la ordenada el contenido de humedad. El número de golpes estará comprendido entre 6 y 35.
- El límite líquido es el contenido de humedad para 25 golpes.

b) Limite Plástico (LP)

Equipo necesario

- Tamiz N° 40.
- Mortero.
- Placas de vidrio o mayólica.
- Balanza.
- Taras.
- Horno.

Procedimiento:

- Seleccionar la muestra igual que para el límite líquido.
- Se mezcla alrededor de 15 gr. de suelo húmedo.
- Se amasa la muestra ligeramente humedecida entre las manos y se rola el suelo en forma de un cilindrito sobre una placa de vidrio o metal con la mano hasta alcanzar un diámetro de 3 mm.
- Se repite este proceso hasta que el cilindro presente señales de desmoronamiento y agrietamiento.
- Al llegar al estado señalado se determina el contenido de agua de una parte del cilindro correspondiente.
- El límite plástico será el promedio de tres valores obtenidos de esta manera.

4. Peso Específico.

a) Material Fino

Equipo necesario

- Matraz.
- Mortero.
- Bomba de vacíos.
- Tara, balanza.

Procedimiento:

- Secar la muestra al horno (50 - 100 gr).
- Registrar el peso del matraz limpio y seco (Pf)
- Aforar el matraz hasta la marca y registrar su peso P (f+w). Utilizar agua destilada.
- Triturar la muestra seca en el mortero e introducirlo al matraz limpio y seco y registrar su peso P (f+s).
- Adicionar agua hasta 1/4 de su capacidad y permanecer en reposo durante 12 horas, para luego rellenar agua hasta los 3/4 de su capacidad y someterlo por 15 minutos o hasta que no salga burbujas a la bomba de vacíos.
- Aforar el matraz hasta la marca y registrar su peso: P (f+w+s).
- Calcular el peso específico haciendo:

$$\text{Peso específico} = \frac{Ps}{Ps + P (f+w) - P (f+w+s)} \dots\dots\dots (9)$$

4. Peso Volumétrico.

Equipo necesario

- Balanza.
- Recipiente de volumen conocido.

Procedimiento:

- Se toma una porción de material seco y se deja caer desde una altura de 30 a 40 cm dentro del recipiente de volumen conocido llenándolo y enrazándolo, sin apretarlo con una regla.
- Se pesa el recipiente con la muestra.
- Calcular el peso volumétrico haciendo:

$$Pv = \frac{\text{Peso de la muestra}}{\text{Volumen del recipiente}} \dots\dots\dots (10)$$

3.2.2. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DE LA ZONA EN ESTUDIO

La zona en estudio geológicamente pertenece a la era cenozoica, edad del Cuaternario o Reciente que se caracteriza por estar constituida por depósitos de materiales aluviales, fluviales, glaciares y lacustres. **Morales – 2000.**

FORMACIONES DEL CUATERNARIO O RECIENTE

Depósitos Fluvio Glaciares y Lacustres

Estos se encuentran a lo largo del valle cajamarquino y están conformados por arenas, limos, arcillas, grava y cantos rodados de dimensión y naturaleza variable, cuyas potencias también son variables.

Estas peculiaridades presentan la zona materia del estudio.

FISIOGRAFIA

La fisiografía corresponde a un paisaje fluvio glacial y limnico, donde la topografía es plana. **Morales – 2000.**

MORFOLOGIA

La quebrada "Chilco" se origina al pie del cerro "JANTUN CAGA", aportando las aguas de lluvia hacia la cuenca del Atlántico; esta quebrada nace producto de la formación de pequeños torrentes y su caudal es notorio solo en épocas de lluvia.

En el tramo inicial ocasiona gran erosión, y se observan grandes asentamientos y deslizamientos de tierra, parte de la cual arrastra aguas abajo, esta remoción de tierras, se ve compensada precariamente por plantaciones de árboles, que en su mayoría son de eucalipto.

Aguas abajo la erosión es menos intensa, notándose una topografía llana en la zona de estudio. **Morales – 2000.**

3.2.3. EXPLORACIÓN DE SUELOS Y CANTERAS, MUESTREO

3.2.3.1.-Suelos. El trabajo comenzó con la excavación de dos calicatas de 1.00 metro de ancho x 1.50 metros de largo y con una profundidad de 4.00 mts. En promedio y cuya ubicación se muestra en el plano topográfico. Las tablas que describen a estas calicatas son:

Tabla 3.3 Descripción de las calicatas

CALICATA N°	UBICACIÓN	AREA (m2)	ALTURA (m)	N°
C1	Margen derecha de la quebrada	1,5	4	4
C2	Margen izquierda de la quebrada	1,5	4	4

Tabla 3.4 Descripción de las calicatas

CALIC.	EXTRACT.	POTEN.
C1	E1	1.20
	E2	0.70
	E3	1.10
	E4	1.00
C2	E1	1.00
	E2	1.00
	E3	1.00
	E4	1.00

Nota: La primera capa que se ha removido corresponde al de materia orgánica en un promedio de 20 cm.

Se han obtenido muestras de cada calicata, por capas, de acuerdo a la estratificación, efectuándose en el Laboratorio de Mecánica de Suelos los ensayos respectivos, con muestras alteradas.

El material extraído de las calicatas presenta características geológicas comunes, son rocas sedimentarias, perteneciente a un abanico aluvial, formación de la era cuaternaria, compuesta por arenisca cuarzosa y calizas de grano fino a medio.

El material con diámetro mayor de 2" son fragmentos de roca arenisca cuarzosa y caliza, presentan fisuras o fracturas debido a la presencia de oxidaciones de fierro.

FUENTE: Elaboración propia-2012

3.2.3.2.-Canteras. Obviamente, los estudios realizados en este proyecto serán con fines específicos de cimentación y diseño de mezclas. De esta manera se estimó por conveniente realizar dichos estudios en los lugares posibles donde se ubicarán los estribos, así también en el lugar de la cantera donde nos proporcionará el material para el diseño de mezclas.

Pérez- 2009

3.2.4. ENSAYO DE LABORATORIO Y PROCESO DE DATOS

Se hicieron los ensayos (Análisis Granulométrico, Límites de Consistencia, Peso Específico, Peso específico de la Piedra, Contenido Natural de Humedad) correspondientes a cada uno de los estratos de cada una de las calicatas, excepto el ensayo de Proctor Modificado y C.B.R.

Dentro del ensayo de análisis granulométrico, se presenta la clasificación de suelos por el Método de Clasificación AASHTO.Y SUCS

Badillo – 1984

3.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO

3.3.1. GENERALIDADES

Para el presente proyecto se toma como diseño de obras de arte dos tipos de obras como el planteamiento de obras de sistema de drenaje superficial en una vía y el planteamiento del muro de contención que servirá como defensa ribereña para la urbanización.

En zonas en donde el clima por su continua variación juega un factor preponderante para el diseño de obras civiles y en zonas como la nuestra en donde ocurren precipitaciones muy considerables en épocas de invierno, la evacuación de las aguas y la protección frente al caudal incrementado en la quebrada nos obliga a estar preparados frente a posibles fenómenos climatológicos que puedan ocasionar daño no solo a las estructuras diseñadas sino también a los moradores y usuarios que puedan encontrarse en el momento del fenómeno.

El objetivo de un sistema de drenaje de una vía en general es reducir al máximo posible la cantidad de agua que llegue al camino y que en cualquier forma pueda perjudicarlo.

Hidrología - 1998

3.3.1.1. INFORMACIÓN HIDROLÓGICA

Para el diseño de obras de arte y para el desarrollo de los métodos a emplear; Método Racional (para pavimentos) y Método Regional (para muro de contención), contamos con los datos de intensidades máximas de precipitaciones de la estación Hidrometeorológica AUGUSTO WEBERBAUER, cuyos datos se presentan a continuación:

ESTACIÓN AUGUSTO WEBERBAUER
INTENSIDADES

LATITUD : 07°10" DEP. : CAJAMARCA
LONGITUD : 28°30" PROV.: CAJAMARCA
ALTITUD : 2536 m.s.n.m. DIST. : CAJAMARCA

TABLA 3.6

AÑO	5 min.	10 min.	30 min.	60 min.	120 min.
1978	26.00	24.00	21.00	12.00	6.00
1979	60.00	60.00	38.00	23.00	14.00
1980	73.02	60.10	33.80	21.08	9.28
1981	67.20	54.80	29.13	15.54	13.02
1982	88.29	75.15	37.20	23.10	13.27
1983	75.30	50.40	31.40	23.71	13.99
1984	112.80	71.80	27.60	15.63	9.80
1985	59.31	54.40	25.56	14.70	8.05
1986	84.60	65.40	30.11	15.60	8.23
1987	76.00	49.20	21.60	13.20	7.95
1988	70.40	52.80	23.00	13.79	7.85
1989	73.60	47.80	28.00	16.00	9.60
1990	111.60	75.00	37.94	23.00	12.00
1991	83.00	73.00	41.00	26.00	14.00
1992	56.00	39.00	19.00	10.00	5.00
1993	58.00	51.00	28.00	18.00	10.00
1994	91.49	64.18	36.22	19.04	12.91
1995	71.11	56.25	28.66	16.72	9.32
1996	81.30	60.21	32.44	17.88	11.12
1997	82.20	68.10	35.04	17.86	8.94
1998	92.00	66.34	40.60	27.10	13.50

*** Fuente: Tesis de Estudio del Mejoramiento de la Carretera Michiquillay – Tandayoc Tramo: Punre – Tandayoc – Sánchez Dávalos Magaly - 1998**

ESTACIÓN A WEBERBAUER

MODELACION POR GUMBEL

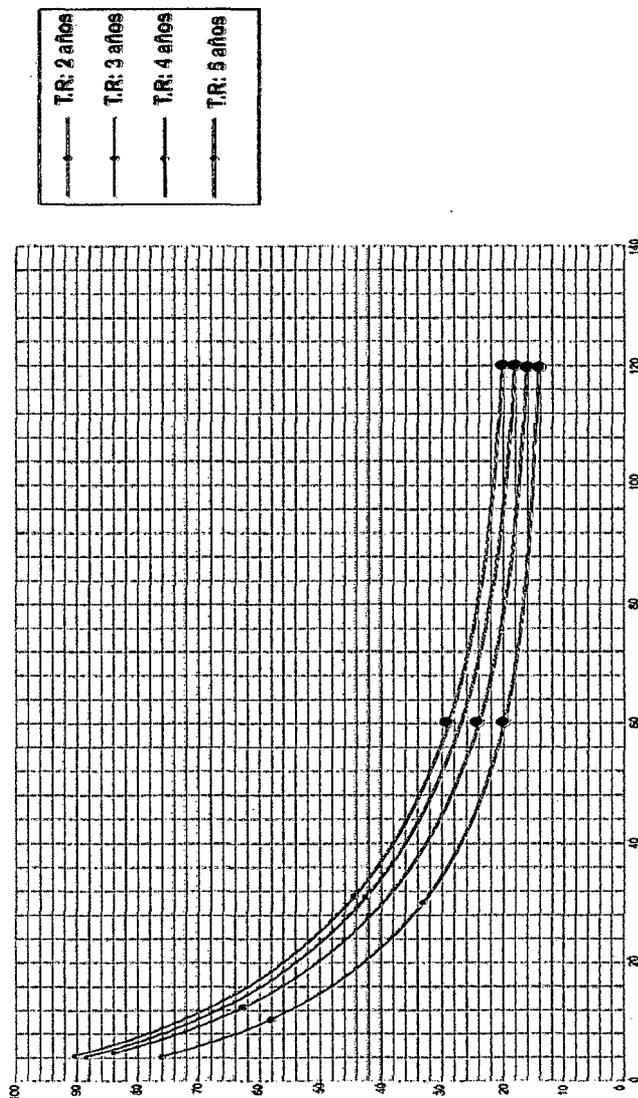
TABLA 3.7

PARÁMETROS	5 min.	10 min.	30 min.	60 min.	120 min.
Desv. est.	18.299	11.690	6.403	4.338	2.997
Promedio	76.547	58.228	30.819	18.113	10.686
α	0.070	0.110	0.200	0.296	0.428
β	68.312	52.967	27.938	16.161	9.337

NOTABLA 3.8

		INTENSIDADES				
Tiempo de retomo Tr(años)	5	10	30	60	120	
		90.22	66.96	35.60	21.35	12.92
4	87.79	65.41	34.75	20.78	12.53	
3	83.43	62.63	33.23	19.75	11.81	
2	75.55	57.59	30.47	17.88	10.52	

CURVA: INTENSIDAD-FRECUENCIA-DURACIÓN

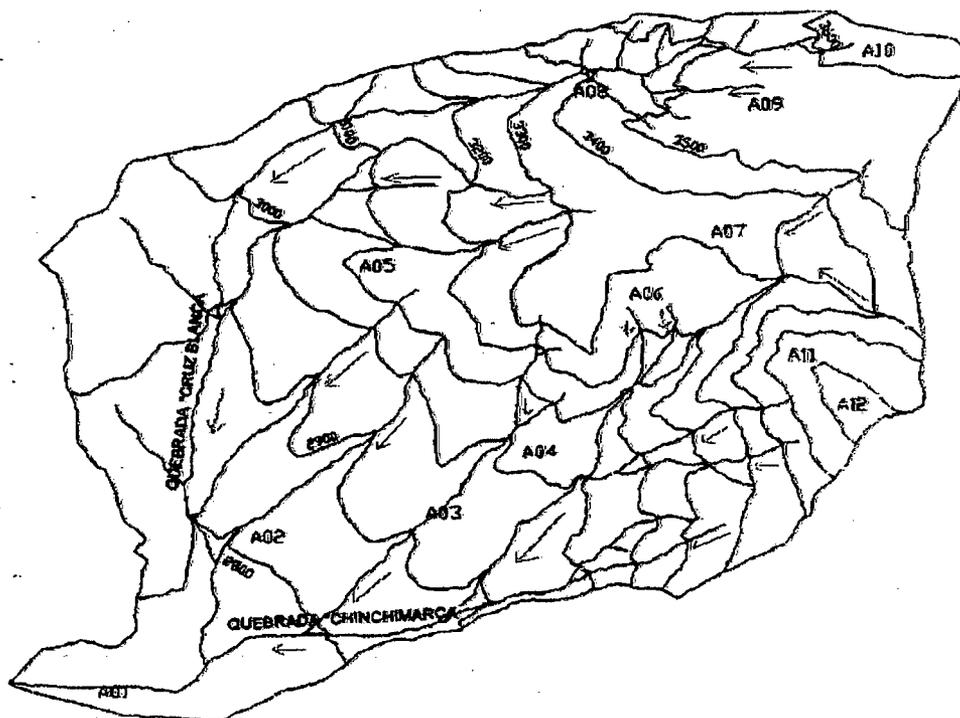


3.3.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO PARA EL DISEÑO DEL DRENAJE PRIMARIO.

3.3.2.1. PARÁMETROS DE DISEÑO PARA EL CÁLCULO DE EL CAUDAL HIDROLÓGICO.

La delimitación de la Microcuenca se realiza en base a la carta Nacional a escala 1: 5000 (ver plano).

A. AREA DE LA CUENCA.



CUENCA DE LA QUEBRADA "CRUZ BLANCA"

AREA: 13.08 km²

AREAS PARCIALES	Km ²	ALTITUDES	
AREA 1	0.93	2700	2800
AREA 2	1.72	2800	2900
AREA 3	2.29	2900	3000
AREA 4	1.4	3000	3100
AREA 5	1.26	3100	3200
AREA 6	1.37	3200	3300
AREA 7	1.43	3300	3400
AREA 8	1.04	3400	3500
AREA 9	1.06	3500	3600
AREA 10	0.18	3600	3700
AREA 11	0.29	3700	3800
AREA 12	0.09	3800	3900
AREA TOTAL	13.08		

A. PENDIENTE DE LA CUENCA (Sc.)

TABLA 3.9

CURVA DE NIVEL	Cota (m)	Longitud (Km)
CURVA 1	2700	0.000
CURVA 2	2800	2.207
CURVA 3	2900	5.346
CURVA 4	3000	4.894
CURVA 5	3100	5.109
CURVA 6	3200	5.984
CURVA 7	3300	6.609
CURVA 8	3400	5.349
CURVA 9	3500	3.624
CURVA 10	3600	1.295
CURVA 11	3500	1.796
CURVA 12	3600	1.124
TOTAL		42.213

Usando la fórmula $Sc = E \frac{Len}{A}$ (1)

A

Dónde: Sc= Pendiente de la Cuenca
 Len= Longitud total de todas las curvas de nivel entre la delimitación de la Cuenca.
 E= Equidistancia.

B. ALTITUD MEDIA (Hm)

TABLA 3.10

PROMEDIO	ÁREA ENTRE COTAS	AixHi
2750	0.93	2557.50
2850	1.72	4896.27
2950	2.29	6753.11
3050	1.40	4269.32
3150	1.28	4020.11
3250	1.37	44.55.92
3350	1.43	4778.46
3450	1.04	3585.36
3550	1.06	3770.20
3650	0.18	668.72
3550	0.29	1045.18
3650	0.09	323.06
TOTAL	13.08	41123.20

Usando la fórmula:

$$H_m = \frac{1}{A} (\sum H_i A_i) \dots\dots\dots(2)$$

$H_m = 3144.5 \text{ m.}$

D. PERIODO DE RETORNO (Tr)

Consideramos un periodo de retorno de 25 a 50 años.

E. PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL (S)

TABLA 3.11

LONG. PARCIALES L_i (m)	DESNIVELES h_i (m)	PENDIENTE ENTRE TRAMOS	
		$s_i = h_i/l_i$	$(h^2/s_i)^{1/2}$
2041.56	100	0.05	9224.48
1264.53	100	0.08	4496.72
718.75	100	0.14	1926.95
604.50	100	0.17	1486.25
768.52	100	0.13	2130.51
385.33	100	0.26	756.41
270.14	100	0.37	444.01
727.27	100	0.14	1961.31
673.14	100	0.15	1746.46
TOTAL 7453.75			24173.09

Usando la fórmula:

$$S = \left[\frac{L}{\sum \sqrt{\frac{L_i^3}{S_i}}} \right]^2 \dots\dots\dots(3)$$

Dónde:

L = longitud total del cauce principal

L_i = longitud parcial, longitud de cada tramo desigual

S_i = pendiente entre cada tramo = $\Delta h_i/l_i$

S= 9.51%

F. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.

Hallamos los valores de Longitud y pendiente del cauce principal reemplazando estos valores en la formula se tiene:

Para el cálculo del Tc, utilizamos la fórmula de KIRPICH

$$T_c = 0.020 \times L^{0.75} \times S^{-0.40} \dots\dots\dots (4)$$

Dónde:

Tc: Tiempo de Concentración.

L : Longitud del cauce principal.

S : Pendiente del cauce principal.

Tc = 35.83min.

G. COEFICIENTE DE ESCORRENTIA.

Tabla 3.12

VARIABLE	VARIABLE DE LA CUENCA			
	(40)	(30)	(20)	(10)
Relieve del terreno	Muy accidentado S>30%	Accidentado 10%<S<30%	Ondulado 5%<S<10%	Llano,pendientes inferiores al 5%
Permeabilidad del suelo	Muy impermeable Roca	Bastante impermeable Arcilla	Bastante permeable Normal	Muy permeable Arena
Vegetación	(20) Ninguna	(15) Poca menor del 10% del área de la cuenca	(10) Bastante De 10 a 50% del área de la cuenca	(5) Mucha Hasta el 90% del área de la cuenca
Capacidad de almacenaje del agua	(20) Ninguna	(15) Poca	(10) Bastante	(5) Mucha
Valores de K	75-100	50-75	30-50	25-30
Valores de C	0.75-0.80	0.50-0.75	0.35-0.60	0.20-0.40

Para la cuenca que tiene bastante permeabilidad de suelo, poca vegetación, poca capacidad de almacenaje y con una pendiente de cuenca cercana al valor de 30%; obtenemos los siguientes valores:

- Pendiente de la cuenca = 32.28% entonces K1 = 30

- Permeabilidad del suelo K2 = 15
- Vegetación K3 = 15
- Capacidad de almacenaje de agua K4 = 15

TOTAL = 75

Luego para valores de K entre 75 y 100 obtenemos en la tabla 3.21 el valor de **C = 0.75**

H. INTENSIDAD MÁXIMA.

Para el cálculo de intensidades en el presente proyecto hacemos un análisis regional para el traslado de intensidades, teniendo en cuenta la altitud media de la cuenca y la altitud de la estación hidrometeoro lógica, en nuestro caso: Estación A. Weberbauer, que generará los datos a nuestra cuenca de intensidades desconocidas.

La relación con la que se parte es la siguiente:

$$I_{cd} / H_{mcd} = I_{ce} / H_{ce}$$

Luego:

$$I_{cd} = H_{mcd} \times I_{ce} / H_{ce} \dots\dots\dots (5)$$

Dónde:

- I_{cd} : Intensidad cuenca desconocida.
- H_{mcd} : altura media cuenca desconocida
- I_{ce} : Intensidad leída de estación hidrometereológica
- H_{ce} : Altura estación hidrometereológica.

Para la validación de los datos de intensidades realizamos la prueba probabilística de SMIRNOV-KOLMOGOROV. **Hidrología - 1998**

- Prueba de SMIRNOV-KOLMOGOROV.

Dicha prueba consiste en comparar las diferencias existentes entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor máximo del valor absoluto de la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teórica del modelo, es decir

$$\Delta = \max |F(x) - P(x)| \dots\dots\dots (6)$$

Dónde:

$\Delta_{Exp.}$ = Es el estadístico de Mirnov-Kolmogorov, cuyo valor es igual a la diferencia máxima existente entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica.

$F(x)$ = Probabilidad de la distribución de ajuste.

$P(x)$ = Probabilidad de datos no agrupados, denominado también frecuencia acumulada.

El valor crítico del estadístico; es decir, para un nivel de significación del 5% (nivel de significación recomendado para estudios hidrológicos) está dado por la expresión siguiente; donde N es el tamaño de muestra:

$$\Delta_{Teo} = 1.36 / N^{1/2} \dots \dots \dots (7)$$

Hidrología - 1998

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

TABLA 3.13

CALCULO DE INTENSIDADES

VIDA ÚTIL AÑOS "N"	RIESGO DE FALLA J (%)	TIEMPO DE RETORNO TR(AÑOS)	INTENSIDADES $X = \beta - \frac{1}{\alpha} * Ln(-Ln(1 - \frac{1}{Tr}))$				
			5 min.	10 min.	30 min.	60 min.	120 min.
2	5	39	120.583	86.360	46.227	28.552	17.898
	10	19	110.312	79.798	42.633	26.117	16.216
	15	13	104.128	75.848	40.469	24.651	15.203
	20	9	99.604	72.958	38.887	23.579	14.462
	25	7	95.980	70.642	37.618	22.720	13.868
	30	6	92.912	68.683	36.545	21.993	13.366
	35	5	90.219	66.962	35.603	21.354	12.925
	40	4	87.787	65.409	34.752	20.778	12.527
	50	3	83.432	62.626	33.228	19.746	11.813
5	70	2	75.554	57.594	30.472	17.878	10.523
	5	98	133.657	94.712	50.801	31.651	20.039
	10	48	123.386	88.150	47.207	29.216	18.357
	15	31	117.202	84.200	45.044	27.751	17.344
	20	23	112.678	81.310	43.461	26.678	16.603
	25	18	109.054	78.994	42.193	25.819	16.010
	30	15	105.986	77.035	41.120	25.092	15.507
	35	12	103.293	75.314	40.177	24.453	15.066
	40	10	100.861	73.761	39.326	23.877	14.668
10	50	8	96.506	70.979	37.803	22.845	13.955
	70	5	88.628	65.946	35.046	20.977	12.664
	5	195	143.547	101.030	54.261	33.996	21.659
	10	95	133.276	94.469	50.668	31.561	19.977
	15	62	127.092	90.518	48.504	30.095	18.964
	20	45	122.569	87.628	46.921	29.023	18.223
	25	35	118.944	85.313	45.653	28.613	17.629
	30	29	115.877	83.353	44.580	27.436	17.127
	35	24	113.183	81.632	43.637	26.798	16.686
20	40	20	110.751	80.079	42.787	26.221	16.288
	50	15	106.396	77.297	41.263	25.189	15.574
	70	9	98.518	72.264	38.507	23.322	14.284
	5	390	153.437	107.348	57.722	36.340	23.278
	10	190	143.166	100.787	54.128	33.905	21.596
	15	124	136.982	96.836	51.964	32.439	20.583
	20	90	132.459	93.947	50.382	31.367	19.843
	25	70	128.834	91.631	49.114	30.508	19.249
	30	57	125.767	89.871	48.040	29.781	18.747
40	35	47	123.073	87.951	47.098	29.142	18.306
	40	40	120.641	86.397	46.247	28.566	17.907
	50	29	116.287	83.615	44.723	27.534	17.194
	70	17	108.408	78.582	41.967	25.666	15.904
	5	780	163.327	113.666	61.182	38.684	24.898
	10	380	153.057	107.105	57.588	36.250	23.216
	15	247	146.872	103.154	55.425	34.784	22.203
	20	180	142.349	100.265	53.842	33.712	21.462
	25	140	138.724	97.949	52.574	32.852	20.869
40	30	113	135.657	95.990	51.501	32.125	20.366
	35	93	132.963	94.269	50.558	31.487	19.925
	40	79	130.532	92.715	49.707	30.910	19.527
	50	58	126.177	89.933	48.184	29.878	18.814
	70	34	118.298	84.900	45.427	28.011	17.524

TRASPOSICIÓN INTENSIDADES A LA CUENCA EN ESTUDIO
Con las ecuación 5, hallamos los valores de las intensidades, presentados a continuación:

TABLA 3.14

AÑO	INTENSIDADES MÁXIMAS. (mm/h.)									
	WEBERBAWER	CRUZ BLANCA	WEBERBAWER	CRUZ BLANCA	WEBERBAWER	CRUZ BLANCA	WEBERBAWER	CRUZ BLANCA	WEBERBAWER	CRUZ BLANCA
	5 minutos	5 minutos	10 minutos	10 minutos	30 minutos	30 minutos	60 minutos	60 minutos	120 minutos	120 minutos
1973	101.00	124.79	71.00	87.72	24.00	29.85	14.00	17.30	11.00	13.59
1974	73.00	90.19	58.00	71.68	34.00	42.01	18.00	22.24	19.00	23.47
1975	90.00	111.20	50.00	61.78	24.00	29.65	16.00	19.77	10.00	12.36
1976	68.00	84.02	63.00	77.84	37.00	45.71	19.00	23.47	9.00	11.12
1977	65.00	80.31	53.00	65.48	37.00	45.71	21.00	25.95	11.00	13.59
1978	26.00	32.12	24.00	29.65	21.00	25.95	12.00	14.83	6.00	7.41
1979	60.00	74.13	60.00	74.13	38.00	46.95	23.00	28.42	14.00	17.30
1980	73.02	90.22	60.10	74.25	33.80	41.76	21.08	26.04	9.28	11.47
1981	67.20	83.03	54.80	67.71	29.13	35.99	15.54	19.20	13.02	16.09
1982	88.29	109.08	75.15	92.85	37.20	45.96	23.10	28.54	13.27	16.40
1983	75.30	93.03	50.40	62.27	31.40	38.80	23.71	29.29	13.99	17.28
1984	112.80	139.37	71.80	88.71	27.60	34.10	15.63	19.31	9.80	12.11
1985	59.31	73.28	54.40	67.21	25.56	31.58	14.70	18.16	8.05	9.95
1986	84.60	104.53	65.40	80.80	30.11	37.20	15.60	19.27	8.23	10.17
1987	76.00	93.90	49.20	60.79	21.60	26.69	13.20	16.31	7.95	9.82
1988	70.40	86.98	52.80	65.24	23.00	28.42	13.79	17.04	7.85	9.70
1989	73.60	90.93	47.80	59.06	28.00	34.59	16.00	19.77	9.60	11.88
1990	111.60	137.88	75.00	92.66	37.94	46.88	23.00	28.42	12.00	14.83
1991	83.00	102.55	73.00	90.19	41.00	50.66	26.00	32.12	14.00	17.30
1992	56.00	69.19	39.00	48.19	19.00	23.47	10.00	12.36	5.00	6.18
1993	58.00	71.66	51.00	63.01	28.00	34.59	18.00	22.24	10.00	12.36
1994	91.49	113.04	64.18	79.30	36.22	44.75	19.04	23.52	12.91	15.95
1995	71.11	87.86	56.25	69.50	28.66	35.41	16.72	20.66	9.32	11.52
1996	81.30	100.45	60.21	74.39	32.44	40.08	17.88	22.09	11.12	13.74
1997	82.20	101.56	68.10	84.14	35.04	43.29	17.86	22.07	8.94	11.05
1998	92.00	113.67	66.34	81.96	40.60	50.16	27.10	33.48	13.50	16.68

TABLA 3.15

PRUEBA DE SMIRNOV-KOLMOGOROV.

m	l max 5minut.	P(x>X)	F(x<X)	f(x>X)	f(x>X)-P(x>X)
1	139.37	0.04	0.96	0.04	0.004
2	137.88	0.07	0.96	0.04	0.029
3	124.79	0.11	0.91	0.09	0.018
4	113.67	0.15	0.83	0.17	0.022
5	113.04	0.19	0.82	0.18	0.010
6	111.20	0.22	0.81	0.19	0.029
7	109.08	0.26	0.78	0.22	0.044
8	104.63	0.30	0.73	0.27	0.026
9	102.55	0.33	0.70	0.30	0.036
10	101.56	0.37	0.69	0.31	0.058
11	100.45	0.41	0.67	0.33	0.078
12	93.90	0.44	0.66	0.44	0.002
13	93.03	0.48	0.54	0.46	0.023
14	90.93	0.52	0.60	0.50	0.019
15	90.22	0.56	0.49	0.51	0.041
16	90.19	0.59	0.49	0.51	0.078
17	87.88	0.63	0.44	0.56	0.066
18	86.98	0.67	0.42	0.58	0.085
19	84.02	0.70	0.36	0.64	0.059
20	83.03	0.74	0.33	0.67	0.075
21	80.31	0.78	0.29	0.72	0.055
22	74.13	0.81	0.16	0.84	0.025
23	73.28	0.85	0.15	0.85	0.002
24	71.66	0.89	0.12	0.88	0.010
25	69.19	0.93	0.09	0.91	0.013
26	32.12	0.96	0.00	1.00	0.037

media = 94.576
desv.est. = 22.170

alfa = 0.058
beta = 84.599
delta max = 0.085
delta tabul. = 0.267

para un nivel de significación de 0.05

m	l max 10minut.	P(x>X)	F(x<X)	f(x>X)	f(x>X)-P(x>X)
1	92.85	0.04	0.92	0.08	0.044
2	92.66	0.07	0.92	0.08	0.008
3	90.19	0.11	0.90	0.10	0.009
4	88.71	0.15	0.88	0.12	0.032
5	87.72	0.19	0.87	0.13	0.059
6	84.14	0.22	0.83	0.17	0.052
7	81.95	0.26	0.80	0.20	0.067
8	80.80	0.30	0.78	0.22	0.074
9	79.30	0.33	0.75	0.25	0.083
10	77.84	0.37	0.72	0.28	0.090
11	74.39	0.41	0.64	0.36	0.045
12	74.25	0.44	0.63	0.37	0.079
13	74.13	0.48	0.63	0.37	0.112
14	71.86	0.52	0.56	0.44	0.081
15	69.80	0.56	0.50	0.50	0.052
16	67.71	0.59	0.44	0.56	0.031
17	67.21	0.63	0.42	0.58	0.052
18	65.48	0.67	0.37	0.63	0.032
19	65.24	0.70	0.36	0.64	0.060
20	63.01	0.74	0.28	0.72	0.024
21	62.27	0.78	0.26	0.74	0.038
22	61.78	0.81	0.24	0.76	0.059
23	60.79	0.85	0.21	0.79	0.066
24	59.06	0.89	0.16	0.84	0.054
25	48.19	0.93	0.01	0.99	0.066
26	29.65	0.96	0.00	1.00	0.037

media = 71.942
desv.est. = 14.163

alfa = 0.091
beta = 65.569
delta max = 0.112
delta tabul. = 0.267

para un nivel de significación de 0.05

TABLA 3.16

m	l max 30mint.	P(x>X)	F(x<X)	f(x>X)	[(x>X)-P(x>X)]
1	50.66	0.04	0.93	0.07	0.03
2	50.16	0.07	0.93	0.07	0.00
3	46.95	0.11	0.88	0.12	0.01
4	46.88	0.15	0.88	0.12	0.03
5	46.96	0.19	0.86	0.14	0.04
6	45.71	0.22	0.85	0.15	0.08
7	45.71	0.26	0.85	0.15	0.11
8	44.75	0.30	0.83	0.17	0.13
9	43.29	0.33	0.79	0.21	0.12
10	42.01	0.37	0.75	0.25	0.12
11	41.76	0.41	0.74	0.26	0.15
12	40.08	0.44	0.67	0.33	0.11
13	38.80	0.48	0.61	0.39	0.09
14	37.20	0.52	0.52	0.48	0.04
15	35.99	0.56	0.45	0.55	0.01
16	35.41	0.59	0.42	0.58	0.01
17	34.59	0.63	0.37	0.63	0.00
18	34.59	0.67	0.37	0.63	0.03
19	34.10	0.70	0.34	0.66	0.04
20	31.58	0.74	0.19	0.81	0.07
21	29.65	0.78	0.10	0.90	0.12
22	29.65	0.81	0.10	0.90	0.08
23	28.42	0.85	0.06	0.94	0.08
24	26.69	0.89	0.02	0.98	0.09
25	25.95	0.93	0.02	0.98	0.06
26	23.47	0.96	0.00	1.00	0.04

media = 38.078 alpha = 0.165
 desv.est. = 7.757 beta = 34.587
 delta max = 0.144
 delta tabul. = 0.267 para un nivel de significación de 0,05

m	l max 60mint.	P(x>X)	F(x<X)	f(x>X)	[(x>X)-P(x>X)]
1	33.48	0.04	0.96	0.04	0.00
2	32.12	0.07	0.95	0.05	0.02
3	29.29	0.11	0.90	0.10	0.01
4	28.54	0.15	0.88	0.12	0.03
5	28.42	0.19	0.88	0.12	0.06
6	28.42	0.22	0.88	0.12	0.10
7	26.04	0.26	0.79	0.21	0.05
8	25.95	0.30	0.79	0.21	0.09
9	23.52	0.33	0.65	0.36	0.01
10	23.47	0.37	0.65	0.36	0.02
11	22.24	0.41	0.56	0.44	0.03
12	22.24	0.44	0.56	0.44	0.00
13	22.09	0.48	0.55	0.45	0.03
14	22.07	0.52	0.55	0.45	0.06
15	20.66	0.56	0.43	0.57	0.02
16	19.77	0.59	0.35	0.65	0.06
17	19.77	0.63	0.35	0.65	0.02
18	19.31	0.67	0.31	0.69	0.03
19	19.27	0.70	0.30	0.70	0.01
20	19.20	0.74	0.30	0.70	0.04
21	18.16	0.78	0.21	0.79	0.01
22	17.30	0.81	0.14	0.86	0.04
23	17.04	0.85	0.13	0.87	0.02
24	16.31	0.89	0.08	0.92	0.03
25	14.83	0.93	0.03	0.97	0.05
26	12.36	0.96	0.00	1.00	0.04

media = 22.380 alpha = 0.244
 desv.est. = 5.255 beta = 20.015
 delta max = 0.101
 delta tabul. = 0.267 para un nivel de significación de 0,05

TABLA 3.17

ESTACION GENERADA "CRUZ BLANCA"

MODELAMIENTO POR GUMBEL

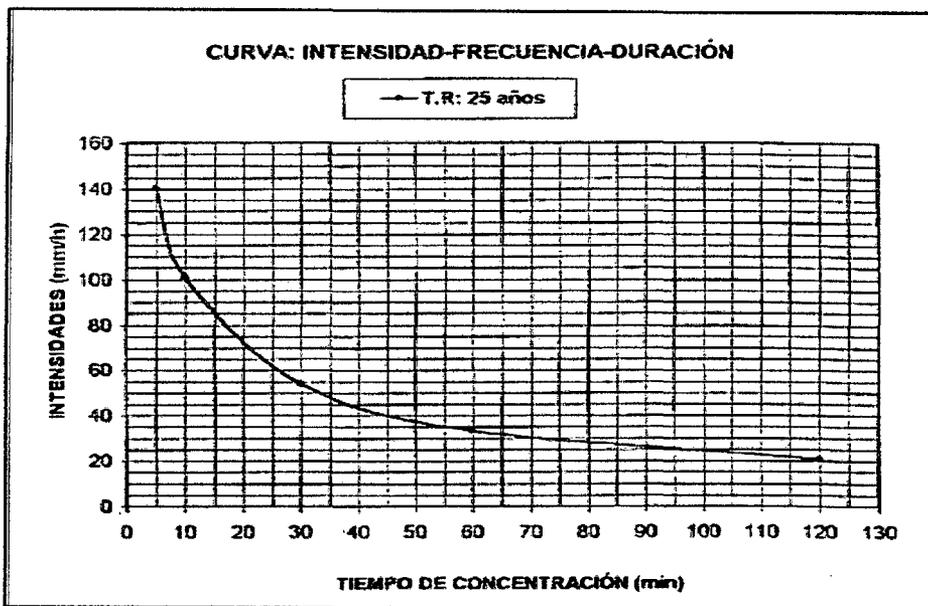
PARAMETROS	5 mín.	10mín.	30mín.	60 mín.	120 mín.
desv.est.	22.170	14.163	7.757	5.255	3.631
promedio	94.575	71.942	38.078	22.380	13.202
$\alpha=$	0.058	0.091	0.165	0.244	0.353
$\beta=$	84.599	65.569	34.587	20.015	11.569

CALCULO DE INTENSIDADES.

VIDA UTIL AÑOS "N"	RIESGO DE FALLA J(%)	TIEMPO DE RETORNO Tr(AÑOS)	INTENSIDADES $X = \beta - \frac{1}{\alpha} - \ln(-\ln(1 - \frac{1}{T}))$				
			5 mín.	10mín.	30mín.	60 mín.	120 mín.
20	5	390	187.730	131.452	70.671	44.462	28.459
	10	190	175.287	123.503	66.317	41.512	26.421
	15	124	167.794	118.717	63.696	39.736	25.194
	20	90	162.314	115.216	61.778	38.437	24.296
	25	70	157.923	112.410	60.242	37.396	23.577
	30	57	154.206	110.036	58.942	36.515	22.968
	35	47	150.943	107.952	57.800	35.741	22.434
	40	40	147.997	106.070	56.769	35.043	21.952
	50	29	142.721	102.699	54.923	33.792	21.087
25	5	488	191.587	133.917	72.021	45.376	29.090
	10	238	179.144	125.967	67.667	42.426	27.053
	15	154	171.652	121.181	65.045	40.650	25.826
	20	113	166.172	117.680	63.128	39.351	24.928
	25	97	161.780	114.875	61.591	38.310	24.209
	30	71	158.064	112.501	60.291	37.429	23.600
	35	59	154.801	110.416	59.149	36.656	23.066
	40	49	151.854	108.534	58.119	35.957	22.583
	50	37	146.578	105.163	56.273	34.707	21.719
30	5	585	194.739	135.930	73.123	46.123	29.607
	10	285	182.296	127.981	68.770	43.173	27.569
	15	185	174.804	123.195	66.148	41.397	26.342
	20	135	169.323	119.694	64.231	40.098	25.444
	25	105	164.932	116.888	62.694	39.057	24.725
	30	85	161.216	114.514	61.394	38.176	24.116
	35	70	157.952	112.429	60.252	37.403	23.582
	40	59	155.006	110.547	59.221	36.704	23.099
	50	44	149.730	107.177	57.375	35.454	22.235
	70	25	140.185	101.079	54.036	33.191	20.672

Tr = 25 años, fuente: Hidrología Aplicada de Ventchov Pág. (430)

TIEMPO DE RETORNO T _r (AÑOS)	INTENSIDADES				
	5	10	30	60	120
25	140.185	101.079	54.035	33.191	20.672



Luego: para un tiempo de concentración de: $t_c = 35.83$ min.
 $I = 42.1$ mm/h.

CALCULO DEL CAUDAL DE LA CUENCA.

CAUDAL LIQUIDO, con la fórmula :

$$Q_{Liq.} = C I A / 360$$

donde : $Q_{Liq.}$: Caudal de diseño, en m³/seg
 C : Coeficiente de escorrentía
 A : Area de la cuenca.
 I : Intensidad máxima.

Valores de K para el cálculo de el coeficiente de escorrentía (C)

De acuerdo a los valores dados en la tabla.

Pendiente cuenca = 32.09 %	→ K1 = 30
Permeabilidad del suelo	→ K2 = 15
Vegetación	→ K3 = 15
Capacidad de almacenaje del agua	→ K4 = 15
	K total = 75

Para valores entre K, entre 75 y 100, dados en la tabla 3.12.

Tenemos un coeficiente de escorrentía $C=0.75$ para nuestro caso.

Luego para:

$C=0.75$

$A=1308$ Ha

$I= 42.1$ mm/h.

Q_{liq.} = 114.72 m³/sg.

CAUDAL SÓLIDO

Con la fórmula; hallamos Ts.

$$T_s = 2500 * i^{3/2} * \left(Q_{Liq} - 0.6 \frac{T * d_m^{3/2}}{i^{7/6}} \right) \dots\dots\dots (8)$$

Dónde: Ts = Masa sólida de la cuenca en Kg / sg

Q_{liq.} = Caudal liquido de la cuenca en m³/sg 114.72 m³ / sg

T = Ancho de la quebrada en metros 10 m.

d_m = Diámetro efectivo en metros. 0.06 m.

I = Pendiente promedio del cauce 0.10

T_s = 8306.92

Luego con la fórmula:

Q_s = T_s / δ_s

Donde Q_s: Caudal sólido

δ_s: peso específico del material del cauce. 2.4 Tn / m³

Luego

Q_s = 3.46 m³/sg.

CAUDAL DE DISEÑO:

Q = Q_{liq.} + Q_s

Q = 118.18 m³/sg

CALCULO DEL TIRANTE (Y).

Para obtener dicho tirante en el lugar donde se proyectará la ubicación del puente, emplearemos la fórmula de Manning; la cual se expresa de la siguiente manera:

Q = 1/n A R^{2/3} S^{1/2} (Fórmula de Manning)..... (9)

Dónde:

Q = caudal de diseño en m³/seg.

A = Área de la sección transversal = b en mts.

R = Radio hidráulico: $R = \frac{b \cdot y}{b + 2y}$ en mts..... (10)

S = Pendiente del río:

n = Coeficiente de rugosidad de Maning

Reemplazando los valores antes mencionados obtenemos una nueva expresión de la forma:

$$\frac{Q * n}{S^{1/2}} = (y + b)^{5/3} / (b + 2y)^{2/3} \dots \dots \dots (11)$$

TIRANTE DE DISEÑO (h)

Al tirante máximo le sumaremos un borde libre. Llámese así al tirante adicional que se le agregará con la finalidad de absorber los niveles extraordinarios que se pueden presentar sobre el tirante del caudal de diseño por diversas razones; tales como: variación de la rugosidad, ingreso de agua no prevista, obstrucciones parciales en el cauce del río, etc.; este tirante adicional puede ser tomado como un tercio del tirante máximo o como el 25% del tirante máximo. Por seguridad tomaremos un valor igual a la tercera parte del tirante máximo es decir:

Borde libre: 1/3 (Y máx)

Morales - 2000

3.2.2.2. PLANTEAMIENTO DEL SISTEMA DE DRENAJE SUPERFICIAL Y SUBSUPERFICIAL.

INTRODUCCION

Cabe mencionar sobre la importancia de las técnicas destinadas a recoger, canalizar y eliminar las aguas susceptibles de perjudicar de cualquier modo a una carretera o a una pista de un aeropuerto.

Las aguas amenazan a estas estructuras de diversas maneras; procedentes de las lluvias, se infiltran o discurren por la superficie del terreno. Las aguas que fluyen superficialmente provocan erosiones en cortes y terraplenes y tienden a correr hacia las cañadas, allí se almacenan a causa del obstáculo que representa el bordo de tierra, a no ser que sean oportunamente eliminadas por una alcantarilla construida a través de la estructura; al almacenarse, se infiltran a través del bordo produciendo en él saturación que abate su resistencia al esfuerzo cortante y propicia asentamientos, fuerzas de filtración que amenazan su estabilidad y peligro de tubificación.

Hidrología - 1998

El objetivo del drenaje superficial es en primer término el reducir al mínimo posible la cantidad de agua superficial que de una u otra manera llega a la estructura y en segundo término dar salida rápida y segura al agua, que inevitablemente llega a esta.

Como puede observarse, el proveer un buen drenaje es uno de los factores más importantes en un proyecto de esta índole y por lo tanto, debe preverse. En general la función del drenaje, consiste en el control, captación y desagüe del agua superficial y subterránea que fluye por los suelos.

Para esto se debe aplicar la técnica adecuada que se basa en los principios físicos del movimiento del agua en medios porosos y los conocimientos hidrológicos del terreno y su uso.

Los casos en los que se hace necesario el drenaje son:

a) Caso de las estructuras para rodadura de vehículos.

El agua que puede llegar por filtración a través del pavimento o por acceso interno, modifica el comportamiento de la capa resistente.

b) Caso de muros de contención de tierras.

La acumulación de agua en el relleno próximo a las paredes, modifica los empujes frontales, los cuales pueden aumentar de forma considerable, hasta valores de orden del doble.

Dadas las características estudiadas tanto en el capítulo de Geología y Suelos, para el presente proyecto solamente se está planteando drenaje en la superestructura del puente.

DRENAJE SUPERFICIAL

Drenaje superficial es el destinado a captar y eliminar las aguas que corren sobre el terreno natural o sobre la estructura, especialmente estas aguas proceden directamente de las lluvias; aunque a veces tiene su origen en inundaciones de corrientes fluviales o en manantiales.

Para el presente proyecto el estudio se basa netamente a la región sub superficial, como sabemos que la Napa Freática donde se va a ubicar dicha estructura se encuentra muy profunda es decir el flujo de las aguas en forma vertical ascendente- no causará mayores problemas. En este caso será muy frecuente tener problemas de lluvia, que dichas aguas se infiltrarán del suelo hacia el interior de éste.

Hidrología – 1998

3.2.2.3. DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SUPERFICIAL Y SUBSUPERFICIAL

BOMBEO DE LA LOSA DEL PUENTE

Sirve para evitar que el agua de lluvia se estanque y ocasione deterioro a la estructura o también evite el escurrimiento longitudinal sobre la superficie de la estructura y la erosión.

Bossio - 1994

DREN CON TUBOS

Está constituido por tubos PVC - SAL diámetro 3" cada tres metros, según consta en los planos respectivos, que sirve para eliminar el agua fuera de la estructura.

Bossio - 1994

DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION (Y_s)

La socavación en general obedece al descenso del fondo durante una crecida como consecuencia de la mayor capacidad que tiene la corriente para transportar sedimentos del fondo de suspensión.

- Analizar este fenómeno es de singular importancia ya que permite garantizar el normal funcionamiento de una estructura, evitando su descalzamiento.
- La profundidad de socavación se puede calcular mediante la fórmula expuesta en el texto del Ingeniero L. Pastor que a continuación se detalla:

$$Y_s = 1.25 (Y \text{ máx}) \left(0.6 - \frac{V'}{V} \right) \dots\dots\dots (12)$$

Y máx = tirante máximo

V' = velocidad de arrastre

V = velocidad en la superficie de la corriente

TABLA DE VALORES DE LA VELOCIDAD DE ARRASTRE

Tabla 3.25

MATERIAL	VELOCIDAD V' (m/seg)
Arena fina	0.40
Arena arcillosa	0.50
Arcilla pura, limo de aluvión no coloidal	0.60
Arcilla ordinaria, grava fina	0.70
Limo de aluvión, coloidal mezcla de grava, arena y arcilla	1.00
Grava gruesa.	1.20
Cantos rodados y grava	1.50
Esquistos tiernos	1.80
Rocas estratificadas	2.40

Como la velocidad media (Vm), es igual al 80% de la velocidad en la superficie, hallaremos la velocidad media haciendo uso de la fórmula de Manning.

$$V_m = 0.80 V \implies V = V_m / 0.8$$

$$V_m = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots (13)$$

3.4. ESTUDIO DE IMPACTO MEDIO AMBIENTAL

Resumen y descripción de los impactos ambientales del proyecto

Para la identificación y evaluación de los impactos ambientales se utilizó la metodología propuesta por Leopold, percepción in situ; de acuerdo a este trabajo de campo se deduce que los impactos positivos son los que predominan como resultado de las actividades del proyecto.

Medidas de gestión ambiental

Se proponen un conjunto de medidas de mitigación de los impactos negativos en el marco de condiciones y características ambientales, preexistentes, así como un plan de contingencias para hacer frente a los riesgos siempre presentes en el almacenamiento y manipulación de materiales; también se propone un plan de abandono y su seguimiento y control para el proyecto en caso de discontinuarse.

En cuanto al volumen de las aguas del canal se preservará su evacuación permanente y segura.

En lo concerniente a los aspectos bióticos, en el ecosistema terrestre y acuático no se generarán áreas perturbadas.

En relación a los parámetros socio-culturales, es obvio el impacto positivo del proyecto, estableciendo posibilidades de acceder a una mejora de calidad de vida de los pobladores, creando empleos, comercio y servicios, y se producirá un impacto muy bajo por la inclusión de nuevos patrones culturales.

El proyecto no provocará alteración de evidencias arqueológicas, debido a la ausencia de éstas en la zona del proyecto.

Objetivos y alcances

Con el objetivo de mitigar el impacto ambiental, deberá conocerse las condiciones de vida de la comunidad directa e indirectamente involucrada que habita en la zona de las obras y pondrá en práctica medidas y controles para la preservación del bienestar de la misma y del medio ambiente, en aspectos originados por la construcción de la obra y relacionados con la prevención de riesgos de la población.

3.4.1 INTRODUCCIÓN

La protección del medio ambiente se ha convertido en una preocupación creciente de la opinión pública y de los gobiernos, por lo tanto se dictan normas, leyes que permitan mantener la calidad de vida del poblador. Uno de estos es el Estudio de Impacto Ambiental (EIA) como una de las acciones importantes para mejorar el ambiente y por lo tanto la salud y calidad de vida de los medios bióticos. El incumplimiento de cualquiera de las disposiciones legales de protección al medio ambiente, se traducen en sanciones.

En el presente estudio se pretende como objetivo fundamental: realizar un diagnóstico del área de influencia del proyecto así como de las posibles actividades impactantes del proyecto, que permita determinar las magnitudes de los impactos hacia el ambiente sean estos positivos o negativos y así poder indicar medidas de previsión, corrección, mitigación y control, a fin de lograr un desarrollo sostenible en armonía con el medio ambiente en su etapa operativa.

La realización del presente Estudio de Impacto Ambiental para el proyecto "Diseño del Puente Carrozable Luis Alberto Sánchez" de la ciudad de Cajamarca, ha estado a cargo de un equipo de profesionales multidisciplinarios, teniendo en consideración los criterios de elaboración de Estudios de Impacto Ambiental, así como la legislación ambiental vigente.

Método de análisis

Se considera de vital importancia, comunicar oportunamente a la comunidad la información necesaria sobre los efectos que la construcción de las obras puedan causar a las condiciones de vida, para lo cual será necesario que el contratista utilice una serie de estrategias de comunicación a través de los diferentes medios (periódicos, radio, televisión, comunicados y otros). Con tal información orientará a la comunidad sobre la magnitud y el alcance de la obra, especialmente en los siguientes aspectos:

- a) Objetivos y beneficios del proyecto y demarcación de las áreas afectadas por la ejecución del mismo
- b) Posibles interferencias y trastornos momentáneos en las condiciones de vida de la población.
- c) Información previa sobre los cortes o suspensión de los servicios públicos, por necesidades del trabajo o relocalización de los mismos.
- d) Información sobre dificultades o variaciones que sufra el proyecto e incomoden a la comunidad.
- e) Recuperación de las áreas degradadas por el proyecto.
- f) Prevención de daños y recuperación de la infraestructura afectada por el proyecto (redes eléctricas y telefónicas, viviendas, jardines, etc.)
- g) Riesgos de accidentes durante la ejecución de las obras y las medidas de control que se pondrán en práctica, con el fin de prevenirlos. Así mismo, la colaboración que se requiere de la comunidad, en este sentido.

3.4.2 MARCO LEGAL

La elaboración del Estudio de Impacto Ambiental para el proyecto "Diseño del Puente Carrozable Luis Alberto Sánchez" de la ciudad de Cajamarca, se realizó considerando la normativa ambiental vigente. Vale decir, la Constitución política del Perú, El código del medio ambiente y los Recursos naturales, ley marco para crecimiento de la- inversión privada, el código penal, el código sanitario, ley general de aguas y demás dispositivos legales..

3.4.3 IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES

Identificación de actividades impactantes

La puesta en marcha del proyecto contempla diversos componentes de edificaciones y operaciones que pueden originar diversos impactos en el ambiente.

Para poder identificar las actividades más significativas del proyecto debemos dividir dos fases, la primera de ellas de construcción y la segunda de operación.

Los criterios de identificación para cada una de estas actividades (y su inclusión en esta categoría) son básicamente los elementos clásicos de edificaciones y de operatividad de los componentes del proyecto explicados en la descripción del proyecto.

FASE DE CONSTRUCCIÓN

Transporte de Materiales

Esta actividad es considerada debido a que en las obras físicas se transportaran diversos materiales para el proyecto.

➤ **Movimiento de Tierras**

Uso de maquinaria pesada o trabajadores para las operaciones de excavación de zanjas, nivelación de terreno (operaciones de corte y traslado). Se considera esta actividad por sus efectos tales como: generación de polvo, alteración de la topografía del terreno así como de la vegetación.

➤ **Obras Provisionales**

En esta actividad se contempla las instalaciones que se realizarán de una manera temporal durante la realización de las obras. Por su carácter temporal no presenta grandes impactos pero si son manifestables de algún modo.

➤ **Transporte de Maquinaria**

Presenta efectos similares al acarreo de materiales, principalmente ruido y vibraciones.

➤ **Generación de Polvo**

Contempla cualquier tipo de actividad que genere polvo en la zona: tránsito vehicular, excavaciones, etc.

➤ **Presencia de Personas Extrañas**

Las obras emplearán, principalmente, mano de obra calificada, y en menor grado no calificada. Ambas serán de la región de Cajamarca.

➤ **Generación de Ruido y Vibraciones**

Los equipos y maquinarias que operen en la zona, generan ruido y vibraciones que pueden ocasionar molestias tanto en la población del lugar como en la flora.

➤ **Obras de Albañilería en General**

Esta actividad contempla todos los trabajos en general en las cuales intervienen los trabajadores en el desarrollo de las labores de construcción.

FASE DE OPERACION

- Realización de las diferentes tareas a desarrollar en las en la ejecución de los trabajos.
- Desarrollo y cumplimiento del plan de trabajo de acuerdo al Cronograma de Avance de Obra.
- Limpieza de equipos y zona de trabajo.
- Disposición final de residuos sólidos.

Como consecuencia de estas actividades primarias, se desprenden las siguientes sub actividades:

➤ **Presencia de personas extrañas**

Dado que la construcción del canal generará puestos de trabajo, se espera la presencia de personas de diferentes zonas de la región de Cajamarca, cada uno de los cuales tienen características culturales y formas de comportamiento diverso que pueden incidir sobre las costumbres, tradiciones y formas de vida de la comunidad.

➤ **Tránsito de Vehículos**

Incremento del servicio de transporte en la zona, tanto por transporte de servicio, vehículos de particulares en la zona producto de las actividades mismas de las operaciones para lo cual deben trasladarse tanto el personal que labora, material de trabajo y eliminación de desmonte y material de descarte.

➤ **Infraestructura permanente**

Toda la edificación una vez concluido el periodo de construcción, se constituirán en edificaciones que alterarán el entorno inmediato paisajístico de la zona, así como incidirán en un incremento del valor de uso de la propiedad inmueble.

➤ **Generación de ruidos**

Como consecuencia de la ejecución de las obras, tanto por el número de personas en la zona, tránsito y otras que pudiesen generarlo en su periodo de operaciones.

➤ **Control de ruidos**

Esta es una actividad mitigadora de lo anterior, para lo cual se podría contemplar el incremento de la cobertura arbórea, que sirva como área de propiedad amortiguamiento tanto de vientos como del ruido que se genere en el área a trabajar.

DESCRIPCIÓN DE LOS IMPACTOS POTENCIALES

IMPACTOS AL AMBIENTE FÍSICO

a) Modificación de la Topografía

El proyecto se emplaza en un sector urbano, los impactos originados por la modificación de la topografía no serán significativos ya que en la zona en que se desarrollarán los trabajos corresponden a áreas que van a ser nivelados o que ya están nivelados, y el proyecto será construido muy cerca de infraestructura arquitectónica ya existente.

b) Ocupación y Pérdidas de Terreno

El proyecto ocasionará impactos significativos en lo que respecta al paisaje urbano, así como en áreas adyacentes al proyecto debido al almacenamiento de materiales de construcción que impactarán negativamente al suelo y durante la fase de construcción. No habrá pérdidas de terreno.

c) Alteración de la Calidad del Aire

Durante la fase de construcción, las actividades del proyecto generarán impactos en la calidad del aire, debido a la emisión de gases, humos así como la generación de ruidos en la operación de los equipos y maquinarias, generación de polvo fugitivo y material particulado en suspensión. En la fase operativa el aire se verá afectado negativamente por la emisión de gases y humos provenientes de los equipos y maquinarias que participan en la obra.

d) Alteración de la Calidad del Agua

La calidad del agua superficial y subterránea se verá impactada por el vertido de efluentes de los residuos inorgánicos, esta agua residuales irán a la red pública de la ciudad de Cajamarca, teniendo como receptor final la cuenca del Chonta.

IMPACTOS AL AMBIENTE BIOLÓGICO

a) Impactos al ecosistema terrestre

Durante la fase de construcción del proyecto se originará mínimo impacto ambiental al ecosistema terrestre, debido al movimiento de tierras

IMPACTO AL AMBIENTE SOCIO ECONÓMICO, CULTURAL Y PAISAJÍSTICO

a) Ambiente socio – económico

Con la implementación del proyecto, se van a originar impactos positivos debido a la generación de empleo, dinamizando la economía local, mejora en las condiciones de vida contribuyendo a la lucha contra la pobreza, pues la mayor parte de la población es pobre.

b) Ambiente Cultural

El ambiente cultural en la zona de implementación del proyecto se verán impactado positivamente debido a que la población del entorno de la obras se verán influenciadas por nuevas obras de proyección cultural y/o urbana que mejorarán la calidad de vida de todos los pobladores.

c) Ambiente Paisaje Urbano

La modificación del paisaje urbano como un nuevo elemento edificatorio dentro de los existentes.

IDENTIFICACIÓN DE ELEMENTOS AMBIENTALES AFECTADOS

Mayormente los elementos ambientales identificados tienen una dependencia con las actividades identificadas, por lo que estos ya han sido explicados en la caracterización del medio.

A manera de listado podemos mencionar:

a) Medio Natural:

- Aire : Calidad de aire, contaminación sonora
- Suelo : Erosión, topografía, contaminación microbiológica
- Agua : Contaminación del agua superficial, contaminación del agua subterránea

b) Medio Socio – Económico:

- Cultural: patrones culturales
- Infraestructura: alcantarillado
- Humanos: salud y seguridad

- Economía y población: Cambio de valor de suelo, generación de empleo, nuevas actividades económicas, densidad poblacional.
- Medio perceptual: Vistas y paisaje.

EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL ESTUDIO

Con estos estudios se logrará mitigar o prevenir los efectos ambientales que pueden resultar de la ejecución de las obras, donde se tiene que dar protección y conservación del entorno humano, físico y Biológico de las áreas ubicadas en la zona del proyecto.

3.4.4 MEDIDAS DE GESTIÓN AMBIENTAL.

MEDIDAS DE MITIGACIÓN POR ETAPAS DEL PROYECTO

ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

Se prevé que, durante la construcción ocurran impactos negativos del proyecto sobre el medio ambiente, los mismos que por su magnitud pueden ser de insignificantes a medios, originados básicamente por la ampliación y/o aperturas de vías de acceso para la descarga y acarreo de los materiales de construcción, la remoción de terrenos en la construcción de la infraestructura de los módulos, generan ruidos, vibraciones y emisiones gaseosas que debido a la magnitud del proyecto los impactos no serán significativos.

a) Implementación de las acciones de mitigación de impacto ambiental

Se recomienda tener en cuenta la siguiente implementación para la ejecución del trabajo:

b) Construcción de Accesos:

La construcción de accesos será de una longitud mínima, de acuerdo a los requerimientos indispensables del proyecto y cumpliendo con las especificaciones técnicas de construcción de modo que no se afecte la estabilidad de los taludes naturales y se evite la erosión de los suelos.

c) Demarcación y aislamiento del área de trabajo:

El responsable del proyecto, por intermedio del Supervisor, determinará el límite de la zona de trabajo, que podrá ser utilizada por el contratista durante la ejecución de las obras. En los sitios definidos por el Supervisor, se colocarán barreras, para impedir el paso de tierra, escombros o cualquier otro material, a las zonas adyacentes a las del trabajo.

Se construirá un cerco perimétrico para evitar accidentes por la presencia de personas extrañas al proyecto.

d) Manejo de los Materiales de las Excavaciones

Los materiales excedentes de las excavaciones se retirarán en forma inmediata de las áreas de trabajo, protegiéndolas adecuadamente y se colocarán en las zonas de depósito (botadero) previamente seleccionados y autorizados o aquellas indicadas por la supervisión y de acuerdo a lo indicado en la sección relacionada con dichos sitios.

El suelo removido para construir las estructuras, también podrá ser depositado en un lugar adecuado a fin de ser utilizado, de ser posible, en el restablecimiento y revegetación de las áreas alteradas y/o aledañas.

e) Señalización

Además de lo estipulado en el pliego de condiciones, el contratista tendrá a su cargo la señalización completa de las áreas de trabajo y la construcción y conservación de los pasos temporales, vehiculares y peatonales, que se pueden requerir.

f) Protección de las Excavaciones Exteriores

El contratista deberá tomar medidas que garanticen la seguridad del personal de la obra y de la comunidad de las construcciones existentes y de la obra misma. El contratista manejará correctamente las aguas superficiales, mediante sistemas de drenaje y bombeo que lleven el agua a los sitios autorizados, para garantizar la estabilidad de las excavaciones, la limpieza y seguridad del área de trabajo.

g) Almacenamiento de materiales dentro del área de trabajo

El contratista contará con sitios de almacenamiento de materiales, bien localizados, que faciliten el transporte de los mismos a los sitios donde hayan de utilizarse.

h) Control de Agentes Contaminantes

El contratista, además de acatar las normas de seguridad, tendrá especial cuidado en preservar las condiciones del medio ambiente, principalmente en lo relativo al manejo y operación del equipo mecánico para la ejecución de los trabajos, para lo cual evitará el vertimiento al suelo y a las aguas de grasas y aceites; además seguirá las recomendaciones de los fabricantes en cuanto al control de la emisión de partículas del material o gases. Los equipos y

máquinas contarán con un adecuado mantenimiento para mitigar la generación y la emisión de gases y humos.

i) Control de Ruidos

El contratista será responsable de controlar el nivel de ruido producido por la ejecución de las obras, para lo cual seguirá las recomendaciones de los fabricantes de los equipos. Donde se pueda afectar a la comunidad, los horarios de trabajo se programarán de tal forma que se minimice las molestias.

Los equipos y máquinas contarán con un adecuado mantenimiento para mitigar la generación de ruidos y vibraciones.

j) Manejo de Materiales de Construcción

Los materiales de construcción (arena, hormigón, etc.) serán humedecidos para evitar la generación de polvo y material particulado.

k) Capacitación del Personal

El personal que va a laborar en la construcción del proyecto será capacitado con charlas de educación ambiental y seguridad personal y contarán con sus equipos de protección personal.

l) Limpieza

El contratista mantendrá limpio todos los sitios de la obra y evitará la acumulación de desechos y basuras, los cuales serán trasladados a los sitios de depósito autorizados.

3.4.5. PLAN DE CONTINGENCIA

La Municipalidad Provincial de Cajamarca, como responsable del cumplimiento de las disposiciones legales vigentes, implementará en el área a construirse, un conjunto de acciones para prevenir posibles eventualidades catalogadas como riesgos.

El plan de contingencia contiene lineamientos para enfrentar situaciones de riesgo.

- La implementación y responsabilidades involucran a usuarios y personal

a) Objetivos del plan

- Prever el daño a personas
- Prever el daño a las edificaciones y equipamiento
- Minimizar los daños económicos y perjuicios a viviendas, a terceros y a la comunidad en general como consecuencia del desarrollo de las labores.
- Minimizar los impactos sobre los ecosistemas

- Mantener la buena imagen de la infraestructura local

b) Organización del plan

El Comité de Respuesta ante Contingencias, estará conformado de la siguiente manera:

- Representante de la Municipalidad Provincial de Cajamarca.
- Coordinadores
- Brigadas de Emergencia – Integrado por profesionales, técnicos y operarios que desarrollan la obra.

Es responsabilidad de este Comité:

- Determinar la localización y magnitud de las emergencias
- Asignar los equipos y personal necesario para enfrentar las emergencias
- Determinar las estrategias para hacer frente a las situaciones de emergencias
- Supervisar el cumplimiento del plan
- Hacer las coordinaciones con los grupos de apoyo externo, de ser necesario (Bomberos, Defensa Civil, PNP, Dirección de Salud, etc.)
- Evaluar los daños económicos y ambientales.
- Elaborar el informe para las autoridades competentes
- Evaluar el Plan y tomar las medidas correctivas de ser necesario

c) Estrategias

Las estrategias contempladas en el plan de contingencias, están basadas en cada una de las posibles eventualidades que pudiesen presentarse por la manipulación de equipos y demás materiales en pleno proceso de la construcción durante la ejecución de obra y, aún, cuando no se realicen trabajos.

El personal y el responsable de la obra deberán indicar las precauciones adecuadas para la correcta manipulación de los equipos y materiales de construcción según el tipo de ellos que se requiera para la construcción. Por otro lado, los responsables deben mantener una vigilancia permanente sobre el cumplimiento de las normas de seguridad y el correcto uso de equipos de protección personal durante la obra.

(1) ACCIDENTES EN OBRA

Una vez ocurrida la emergencia se deberá:

- Identificar la magnitud y naturaleza de la emergencia
- Verificar que no existan personas afectadas. En caso de producirse deberán ser evacuadas al centro de salud más cercano.
- Evaluar el área de influencia de la emergencia. En caso de ser necesario coordinar con las brigadas de emergencia para hacer frente al siniestro.
- Solicitar los recursos necesarios para hacer frente a la emergencia.
- Evaluar los daños producidos y elaborar un informe sobre lo ocurrido.
- Tomar las medidas correctivas al plan en caso de ser necesarias.

(2) INCENDIOS Y EXPLOSIONES

Una vez ocurrida la emergencia se deberá:

- Identificar la magnitud y naturaleza de la emergencia.
- Verificar que no existan personas afectadas. En caso de producirse deberán ser evacuadas al centro de salud más cercano.
- Retirar el material inflamable del lugar o zona del siniestro.
- Emplear los equipos necesarios (extintores, agua, arena, etc.) de acuerdo a la naturaleza del siniestro que se hará frente.
- Evacuar el área de influencia de la emergencia. En caso de ser necesario coordinar con las brigadas de emergencia para hacer frente al siniestro.
- Solicitar los recursos necesarios para hacer frente a la emergencia.
- Evaluar los daños producidos y elaborar un informe sobre lo ocurrido.
- Tomar las medidas correctivas al plan en caso de ser necesarias.

(3) QUEMADURAS, INTOXICACIONES Y ENVENENAMIENTOS

De producirse cualquiera de estas eventualidades que afectasen la salud y/o integridad física de las personas, se deberá:

- Brindar primeros auxilios.
- En caso de ser necesario evacuar a los afectados al centro de salud más cercano.
- Elaborar el informe sobre lo ocurrido.
- Tomar las medidas correctivas al plan, de ser necesarias.

3.4.6. PLAN DE ABANDONO

El Plan de Abandono tiene como objetivo establecer el programa de actividades que la Municipalidad deberá de implementar para remediar los impactos ambientales generados

por las actividades del proyecto, a fin de restablecer en lo posible las condiciones iniciales del ambiente y los recursos usados durante las actividades del proyecto, es decir el canal, estableciendo buenas y mejores condiciones al final del proyecto, consolidando su compromiso de uso sostenible de los recursos naturales involucrados en el proyecto.

a) Objetivos

- Evitar daños ambientales, a la salud y al bienestar humano ocasionados por residuos sólidos, líquidos o gaseosos.
- Rehabilitar en lo posible el área involucrada en el proyecto, a fin de recuperar las alteraciones ocasionadas producto del movimiento de tierras, restableciendo mejores condiciones ambientales a como fueron antes del proyecto.

b) Acciones

Ante la eventualidad de que las actividades de construcción de obra sean discontinuadas definitivamente, se deben realizar las siguientes acciones:

- Retirar los equipos de la obra, así como los materiales contaminantes que se hallen en stock en el área a abandonar.
- Los equipos o partes de estos e instalaciones que no sea posible retirar, deberán ser tratados de manera adecuada para evitar que contengan elementos contaminantes, que puedan causar daños inmediatos o a futuro.
- Las áreas contaminadas por efecto de las actividades del proyecto deberán ser recuperadas y adecuadas de tal manera que sea posible su restauración mediante acciones de reforestación, renivelación, etc.
- Una vez determinada la infraestructura que quedará abandonada, se deberá proceder a la clausura de sus accesos y a la señalización de sus áreas con letreros que adviertan sobre los riesgos de permanencia o acceso al lugar.

3.4.7. PLAN DE VIGILANCIA Y CONTROL

Las acciones tendientes a preservar la calidad del medio ambiente deberán de tener continuidad durante la vida del proyecto a fin de garantizar el cuidado del medio ambiente y el cumplimiento de la legislación ambiental vigente, por lo que es necesario implementar acciones para garantizar el cumplimiento de los objetivos propuestos.

c) Acciones

- Formar dentro del personal que trabajará en las obras del Canal un Comité de Seguridad Ambiental, debidamente capacitado, para que de manera coordinada con los jefes de áreas se encargue de supervisar el cumplimiento de las acciones realizadas a preservar la calidad del medio ambiente.
- Monitorear periódicamente los efluentes, emisiones y residuos sólidos que hayan sido tratados y vigilar que los resultados obtenidos se hallen dentro de los límites máximos permisibles, llevando un registro estadístico de los resultados de análisis de los monitoreos.
- Con los resultados de los monitoreos, establecer el grado de cumplimiento o no cumplimiento de las normas ambientales vigentes, a fin de tomar las acciones correctivas de ser necesarias.
- El Comité de Seguridad Ambiental, deberá elaborar los informes respectivos sobre los aspectos ambientales para ser remitidos a la autoridad competente.

3.5. ARQUITECTURA EN PLANTA Y ELEVACION

3.5.1. DETERMINACION DE LA LUZ DEL PUENTE

La luz del puente es el primer parámetro a considerar, cuando se inicia el proceso de selección del tipo o tipos de puentes a estudiar. Después de haber efectuado el levantamiento topográfico y definida la ubicación de los apoyos, la luz total a salvar por el puente es de 15.00 metros, el cual se apoyará en dos estribos de concreto armado.

3.5.2. DETERMINACION DE LA ALTURA DEL PUENTE

Determinados los principales parámetros hidrológicos de diseño: tirante máximo, profundidad de socavación y borde libre y dadas las condiciones topográficas de la zona, se ha optado por una altura de 5.80 metros a nivel de cimentación, y se la puede obtener usando la fórmula de Manning. Dónde: $S = 0.01$, $b = 14.40$ m., $Y_o = 2.09$ m. (tirante de la avenida máxima, de los cálculos de hidrología), $P_m = 18.58$ m, $R_h = 1.62$ m., $n = 0.035$ para lechos de ríos y el borde libre de 0.93m. y un caudal de: $Q = 118.46$ m³/seg.

3.5.3. ESTUDIO Y ESTIMACION DEL TRÁFICO VEHICULAR

Para el estudio del tráfico se procedió al método de conteo directo, para establecer el número de vehículos que transitan en la actualidad en la zona y luego proyectarlo al

tráfico futuro para un periodo de diseño de 40 años. Para el conteo se tuvo en cuenta la Avenida más transitada denominada Av. La Paz por la cual circulan mayormente vehículos de transporte público que vienen del centro de Cajamarca.

Para el cálculo del tráfico futuro se procede de la siguiente manera:

- La obtención del tráfico actual para la zona, se obtiene como se mencionó anteriormente, por medio de conteo.
- Luego se halla el porcentaje de volumen de tráfico de la zona en estudio con respecto al volumen de tráfico total de la ciudad de Cajamarca hallado anteriormente.
- Enseguida se calcula el tráfico futuro en la ciudad de Cajamarca para el periodo de diseño de 40 años y se calcula el tráfico para la zona haciendo uso del porcentaje que significa en la actualidad para el total de tráfico de la ciudad.

El proceso de cálculo se presenta a continuación:

Datos de tráfico de Cajamarca en el lugar de estudio:

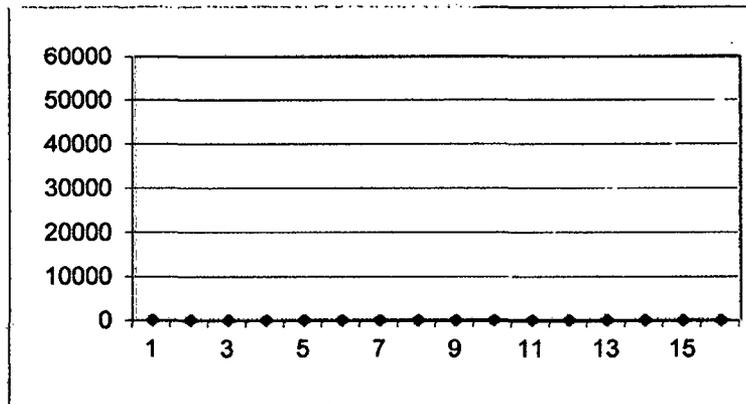
PARA LOS AÑOS 2007

1	1981	3390
2	1982	3820
3	1983	4251
4	1984	4675
5	1985	4911
6	1986	5548
7	1987	6082
8	1988	6255
9	1989	6308
10	1990	6411
11	1991	13879
12	1992	23487
13	1993	28779
14	1994	33895
15	1995	41557
16	1996	50680

Fuente: Tesis "Construcción del Puente Carrozable, sobre La Quebrada los Chilcos – Jaime Cuzco minchan, Juan Orlando Cuzco Minchan.

CALCULO DE TRÁFICO FUTURO

$$Y = 21.218 x^3 - 172.18 x^2 + 337.87 x + 3944.4$$



Dónde:

X: años

Y: volumen de tráfico

- Cálculo del tráfico en toda la ciudad de Cajamarca para el año 2000

Para $x = 20$; reemplazando en la ecuación se tiene:

$Y = 111573.8$ vehículos por día

- Cálculo del tráfico de la zona mediante conteo manual para el año 2004

Tabla 3.5.1

TIPO DE VEHÍCULO	NUMERO DE VEHICULOS							PROM.	PORCENT. (%)
	LUN	MAR	MIERC	JUEV	VIERN	SABA	DOM		
Automóviles y camiones livianos	38	32	40	35	39	22	26	33.14	92.43
C2	2	4	1	2	2	1	2	2	5.58
C3	0	1	0	2	1	0	1	0.71	1.99
	TOTAL							35.86	100

Como podemos observar en el cuadro el tránsito promedio diario (TPD) es de 35.86 para el año 2000, luego el porcentaje de tráfico en base al total de la ciudad de Cajamarca será:

$$\frac{111573.8}{35.86} = \frac{100}{X}$$

$$X = 0.032\%$$

- Cálculo del tráfico para el periodo de diseño de 40 años; año 2040.

Para $x = 60$; reemplazando en la ecuación se tiene: $Y = 3987456.6$

- Cálculo del tráfico de la zona para el año 2040

Considerando el mismo porcentaje para $x = 60$, año 2040, se tiene:

3987456.6 ----- 100%
 y^2 ----- 0.032%
 $y^2 = 1275$ vehículos diarios

Entonces nuestro TPD de diseño será 1275 vehículos (en dos direcciones)

Luego en una dirección será: TPD = 638 vehículos.

En función al porcentaje según el tipo de vehículo calculado anteriormente en la tabla N° 3.5.1 calculamos el número de vehículos de acuerdo al tipo de vehículo para 1275 para dos sentidos.

Tabla 3.5.2

TIPO DE VEHICULO	PORCENTAJE (%)	NUMERO DE VEHICULOS
Automoviles y camiones livianos	92.43	1178.5
C2	5.58	71.1
C3	1.99	25.4
	100%	1275

3.5.4. DISEÑO GEOMETRICO DE LA CALZADA

Según la AASHTO, el ancho de diseño de una vía de tráfico es de 3.60 metros, la carga viva equivalente o la del camión de diseño, se asume que ocupa un ancho de 3.00 metros.

Durante el análisis transversal del puente, para efectos de calcular los esfuerzos máximos por carga viva (3.0 metros de ancho) en la ubicación más desfavorable, pero dentro de su propio carril de tráfico (3.60 metros).

Los puentes que tengan un ancho de superficie de 6.00 metros a 7.20 metros, se considerarán de dos vías, con un ancho de vía igual a la mitad del ancho de superficie de rodadura.

Para tal efecto en el presente proyecto adoptaremos un ancho de superficie de rodadura de 7.20 metros correspondiente a dos vías según los establece la AASHTO para efectos del diseño

ANCHO DE VEREDAS

Para ello consideraremos un ancho de vereda a ambos costados de 1.20 metros para circulación peatonal; además contará con barandas formadas por muros laterales de 0.20 x 0.60 m., terminando en pasamanos de fierro negro de 2" y 3" de diámetro. La vereda será de 0.25 metros de altura, respecto a la losa.

3.5.5 DISEÑO DE ACCESOS

En el presente proyecto, la longitud de los accesos a mejorar es de 100 metros a ambos lados del puente.

PARAMETROS DE DISEÑO.

- Clasificación según el servicio:
Carretera de segunda clase.
- Vehículo para el diseño.
H20-S16 ó HS20-44
- Velocidad directriz. : 30 Km/h
- Radio mínimo: 15 metros.

3.6 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE

3.6.1 ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES.

Actualmente la tendencia para analizar y diseñar una estructura, es que esta debe cumplir con los criterios de optimización y economía, es decir elegir el puente más adecuado estructuralmente, así como el más económico y viable.

A. CLASIFICACION DE LOS PUENTES.

La clasificación de los puentes es diversa, así tenemos:

- Según el Material, pueden ser de concreto armado, concreto simple, albañilería, piedra, acero, madera, etc.
- De acuerdo a la altura del tablero en relación con la estructura principal o portante, los puentes pueden ser de tablero: superior, inferior o intermedio.
- De acuerdo a su fijeza, pueden ser: fijos, levadizos o giratorios.
- De acuerdo a su duración prevista, pueden ser: provisionales o definitivos.
- Por la carga a que están destinados, pueden ser: ferrocarriles, carreteros o pasarelas (pasarelas para caminos de herradura).
- Planimétricamente, pueden ser: rectos o curvos.
- Por la gradiente de la calzada, pueden ser: horizontales o en rampa.
- Por el ángulo de cruce, pueden ser: rectos ó esviajados.
- Desde el punto de vista estructural, tendremos en cuenta el siguiente cuadro:

a. Luces pequeñas o moderadas:

- 3 a 8 m.- Puente losa llena o nervada.

8 a 25 m.-Puente con vigas (losa forjada en dos vigas principales o losa forjada en cierto número de vigas T).

b. Luces Medianas:

30 a 60 m.-Puentes Mixtos (vigas principales de acero y losa de concreto con anclajes deslizante), puente Arco, puente de concreto pre-esforzado.

c. Luces Grandes:

Más de 60 m. Puente arco. Puente de concreto pre-esforzado, puente colgante.

- De acuerdo a todo lo anotado anteriormente, se puede decir que el puente del presente proyecto se clasifica como: puente de concreto armado con losa superior, de dos apoyos (uno fijo y el otro deslizante), planimétricamente recto, con gradiente horizontal.
- Desde el punto de vista estructural será de losa forjada en cierto número de vigas principales y por su duración será de carácter definitivo.

B. PARTES DEL PUENTE.

Las partes principales de un puente son:

- La superestructura: compuesto por losa, vigas, veredas y barandas.
- La subestructura o infraestructura: compuesta para este caso de estribos.
- Los elementos auxiliares, que varían según la clase de puente; siendo principales los dispositivos de apoyo, que sirven para transmitir las cargas de la superestructura, y al mismo tiempo permiten que se produzcan los movimientos previstos en los apoyos.

C. CARGAS QUE SOPORTA EL PUENTE

Para efectos de dar un enfoque sustantivo del análisis de las estructuras de los puentes debemos conocer también las cargas a la que va a estar sometida, las que son bastante variadas, por ello vamos a hacer una descripción de todas ellas más como descripción para su interpretación que como magnitud de las mismas.

Dado el carácter aleatorio de las cargas y de sus diversas combinaciones, para el diseño se utilizan valores y criterios que se establecen en los códigos, normas y especificaciones correspondientes, en vista que en nuestro país no existen normas propias para el diseño de puentes; las cargas que se dan en el presente capítulo se basan en las especificaciones americanas de la American Association of State of Highway And Transportation Officials (ASSHTO) con algunas modificaciones que proponen los expertos en el diseño de puentes en el Perú.

C.1. DEFINICIONES Y NOMENCLATURA

Las cargas, fuerzas y acciones que se deben considerar en el diseño estructural de puentes son:

1. Cargas Permanentes.

- * Peso propio D1
- * Carga Muerta D2
- * Empuje de tierras E

2. Cargas o Acciones Permanentes Variables.

- * Efecto del pre-esforzado PS
- * Contracción del Concreto SH
- * Fluencia del Concreto CR
- * Asentamiento de Apoyos DS
- * Presión hidráulica SF
- * Subpresión (Buoyancy) B

3. Cargas Transitorias

- Carga viva y sus derivados
- Carga viva (efecto estático) L
- Amplificación dinámica I
- Fuerzas longitudinales FL
- Fuerzas centrífuga CF
- Fuerzas de cabeceo (trenes) HF
- Fuerzas de viento W
- Efecto de temperatura T

4. Cargas Excepcionales

- * Sismo EO
- * Huaycos H
- * Frenado de emergencia Fle
- * Rotura de rieles BR
- * Descarrilamiento DR
- * Colisión CL

5. Cargas Temporales

- * Cargas durante la construcción
- * Cargas durante el mantenimiento

D. ELECCION DEL METODO DE DISEÑO:

Los métodos mayormente difundidos, y que son de mayor aplicación en nuestro medio, para estructuras de concreto armado, son: El método Elástico o de trabajo, y el Método Plástico o de Rotura.

a. Hipótesis del Método Elástico o de Trabajo:

- Este método hace uso de las cargas reales o de servicio, esto es, cargas sin afectar por los coeficientes o factores de carga.
- Considera al acero y al concreto trabajando dentro del rango elástico.
- El factor de seguridad se incluye al hallar los esfuerzos de trabajo, más no al encontrar las cargas últimas. Esta circunstancia aparentemente equivalente trae una diferencia fundamental con el método plástico. Mientras el método del trabajo o Elástico supone un comportamiento elástico con un estricto cumplimiento de la ley de Hooke; el método de rotura supone un comportamiento inelástico de los materiales, debido a que analiza la falla del elemento.
- Supone que las secciones planas permanecen planas antes y después de las deformaciones.
- Los esfuerzos y las deformaciones se mantienen proporcionales a su distancia del eje Eje neutro.
- Desprecia la resistencia a la tracción del concreto.

b. Hipótesis del Método Plástico o de Rotura:

Las cargas de diseño para el estado de falla están dadas por:

$$U = 1.15 (1.25 M_d + 1.75 M_l)$$

Dónde:

U = Carga de diseño.

M_d = Carga muerta.

M_l = Carga viva.

Según el método LRFD.; con normas americanas adaptadas a las normas peruanas, donde:

L: Carga

R: Resistencia

F: Factores de incrementos de cargas y reducción, f'_c, f_y

D: Diseño

E. CALIDAD DE DISEÑO DE UN PUENTE.

Es muy difícil cuantificar la calidad de diseño de un puente, en general los criterios de evaluación será que debe cumplir los siguientes objetivos básicos.

- **Funcionalidad:** La ubicación y las dimensiones son las más adecuadas a la vía en estudio.
- **Optimización estructural:** La resistencia y el comportamiento es el más adecuado en condiciones de servicio.
- **Economía:** Que debe tener un costo inicial y el mantenimiento debe ser mínimo.
- **Estético:** Que debe tener un diseño geométrico adecuado, tal que muestre su belleza ante el paisaje circundante por ser una obra de arte.

En el presente proyecto creemos que hemos logrado los objetivos básicos seleccionando de varias alternativas la más óptima y viable.

3.6.2 ESTRIBOS

3.6.2.1. DEFINICION

Se denomina "estribo" al apoyo extremo de un puente, el cual recibe la reacción de un tramo de puente y soporta a su vez el empuje de tierras

3.6.2.2 FINALIDAD DE LOS ESTRIBOS

La necesidad de colocar estribos es justificada para:

- a) Conseguir una superficie de apoyo al nivel que se proyecta ejecutar la obra.
- b) Contener el relleno de tierra de manera que de ellas no rodee el apoyo, interrumpiendo el paso de la vía inferior en el caso de un puente de sobre un curso de agua.
- c) Obtener un apoyo que permanezca a una cota fija, transmitiendo al terreno presiones susceptibles de ser soportadas por este.

3.6.2.3 CLASES DE ESTRIBOS

Respecto a los materiales con que son ejecutados los estribos estos pueden ser de:

- a) Concreto Ciclópeo.
- b) Concreto Armado.
- c) Pilote ó cilindros rellenos (son provisionales)

Por su forma los estribos pueden ser:

- a. **Estribos con alas inclinadas o estribos en V**

Las alas que contienen el relleno forman un ángulo con el cuerpo del estribo menor de 90° medido en el diedro de las caras internas del estribo. Generalmente el ángulo formado es 45° dependiendo en cada caso de la topografía del terreno.

Las alas son de altura variable ya que la altura del relleno que sostiene va disminuyendo conforme se aleja al borde del camino. Los estribos de estas alas pueden ser de capas de madera, pilotes de concreto, concreto ciclópeo o concreto armado y en este último caso pueden ser en cantiléver o con contrafuertes.

b. Estribos con alas perpendiculares o estribos en U

En esta clase de estribos las alas son perpendiculares al eje del cuerpo del estribo, y actúa como un cantiléver empotrado.

Las alas son de altura constante e igual a la del estribo, ya que sostiene la misma altura de relleno.

Esta clase de estribos pueden ser de concreto ciclópeo, concreto armado, etc.

c. Estribos T

Esta clase de estribos carece de alas de contención del relleno. Está formado por una pared perpendicular a la anterior en el eje de ésta, que está rodeado por sus dos lados con los derrames del relleno, la parte superior de la pared se ensancha de manera de constituir el acceso del puente para el tráfico.

La parte inferior se ensancha también constituyendo la zapata. Esta clase de estribos se usa casi exclusivamente en gradas.

d. Estribos Cajón o Celulares

Este tipo de estribos empleados en el caso de que la altura total del estribo sea grande, tiene el objeto de evitar el trabajo en cantiléver del estribo, haciéndola trabajar como losa armada horizontalmente. El cajón inicial originado al unir los extremos de las alas con una pared paralela al cuerpo del estribo, puede sub-dividirse en celdas más pequeñas con el objeto de tener menores espesores en las paredes.

e. Estribos Pilares

Cuando se tiene que el estribo colocado a orillas de una vía de comunicación o a la orilla de un río requieren una altura exagerada, puede resultar más económico prolongar el puente dejando convertido al estribo en pilar y colocar un estribo para recibir el tramo adicional, que por estar fuera de la zona del río no necesita alas pudiendo el relleno rodear el estribo, a este estribo se le llama estribo Pilar

f. Estribos en Arco

Estos estribos soportan el empuje del arco, tienen un lineamiento que son sustancialmente diferente a los estribos anteriores.

3.6.2.4. PARTES DE UN ESTRIBO

Un estribo se compone de dos partes principales

a. La Cimentación.

Es la parte enterrada en el terreno, recibe el empuje de tierras por todos sus lados y que por consiguiente se anulan. Sirven para alcanzar el terreno resistente, precaviéndose así contra hundimientos o socavaciones.

b. Elevación.

Es la parte del estribo que sobresale del terreno soportando el empuje de tierras. La elevación del estribo comprende; el Cuerpo y las Alas. En el cuerpo del Estribo está situada la cajuela en la cual se aloja el puente.

3.6.2.5. FUERZAS QUE ACTUA SOBRE UN ESTRIBO

Las fuerzas que actúan sobre un estribo son las siguientes:

a. Reacción del puente, Peso propio y Sobrecarga.

El peso propio incluye el peso completo de la estructura, pavimentos, parapetos, barandas, etc. En la reacción considerada para el diseño no se considerará el impacto.

a. Peso del Estribo mismo

b. Peso de la tierra que favorece la estabilidad

Debe considerarse para el diseño el peso de la tierra que gravita sobre la zapata, en el caso de estribo de concreto armado y de las gradas o taludes de la pared interior del estribo en el caso de concreto ciclópeo.

c. Frenado de los vehículos sobre el puente

d. Fuerzas de fricción originadas por las dilataciones o contracciones del puente

e. Empuje de las tierras

El empuje de las tierras puede calcularse por cualquier método conocido, recomendándose el método gráfico o el método analítico de Rankine.

El valor del empuje dado por Rankine es:

$$E = \frac{1}{2} Wh^2 * C \dots\dots\dots (1)$$

El valor del coeficiente C está dado para el caso de que la superficie superior del relleno sea horizontal por:

$$C = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} \dots\dots\dots (2)$$

Dónde:

δ = Angulo sobre la horizontal del talud de material, siendo $\delta=0$

ϕ = Angulo de fricción interna o de reposo.

3.6.2.6. ESTABILIDAD DE LOS ESTRIBOS

Los estribos de puentes pueden fallar por tres razones:

a. Por volteo.

Es decir que el estribo por acción de las fuerzas horizontales puede pivotar sobre la arista exterior volteándose.

Para que esto no suceda es necesario que la relación del momento de estabilidad al momento de volteo sea mayor que 1.

En el caso de estribos de puentes esta relación no debe ser menor de 2. Se entiende por momento de estabilidad el producto de la suma de fuerzas verticales por su distancia a la arista de volteo el producto de la resultante de las fuerzas horizontales consideradas por su distancia a la misma arista.

b. Por deslizamiento.

Un estribo de puente al igual que un muro de sostenimiento cualquiera, puede deslizarse sobre su base paralelamente al eje del puente, o sea en el sentido de acción de las fuerzas horizontales. Para evitar esto, es necesario que el producto de las fuerzas verticales por el coeficiente de rozamiento sea mayor que la suma de fuerzas horizontales.

La relación entre el primero y el segundo debe ser por lo menos mayor que 2.

Para evitar la fuerza de fricción pueden los siguientes coeficientes de rozamiento y ángulo de fricción:

Tabla 3.18

TIPO DE MATERIAL	COEFICIENTE
Albañilería sobre albañilería	0.70
Albañilería sobre roca	0.70
Albañilería sobre cascajo	0.60
Albañilería sobre tierra o arcilla seca	0.50
Albañilería sobre arcilla húmeda	0.33

c. Por Falla del Terreno.

Al haber una compresión en la arista exterior mayor de la que el terreno puede soportar, éste cede produciéndose así el volteo o simple hundimiento de la estructura. Esta falla puede producirse también por socavación del terreno por acción del agua. Para prevenirse de esta falla, las presiones que el estribo transmite al terreno deben ser inferiores a las permisibles por éste y la cota de cimentación debe ser tal que esté fuera de la zona de socavación del río.

Pastor - 2000

CAPÍTULO IV

PRESENTACION DE RESULTADOS

4.1.- RESULTADOS DE SUELOS.

CUADRO DE RESUMENES DE PARAMETROS FISICOS Y MECANICOS DEDUCIDOS PARA LA CIMENTACION

OBRA	DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SANCHEZ
UBICACION	CAJAMARCA
EJECUCION	BACH. WILMER MESTANZA CUEVA

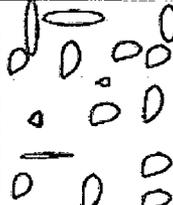
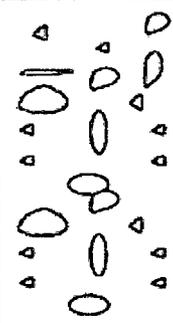
CALICATA	ESTRATO	Granulometria				PROPIEDADES FISICAS											PARAMETRO FISICOS								
		N°4	N°10	N°40	N°200	AASHTO	SUCS	LIMITES DE CONSISTENCIA			Cc	G	e	W %	ST%	DENSIDAD NATURAL			I.L	Cr	ç	ø			
								LL	LP	IP						HT	ST	<N.4							
C1	E1	44	39	29	11	A1-a(0)	GP	22	18	4	0.08	2.57	0.53	6.81	33.34	1.80	1.69	1.69	-2.80	3.8					
	E2	37	34	26	11	A1-a(0)	GP-GM	22	N.P	N.P.	0.08	2.56	0.53	5.46	26.61	1.77	1.68	1.68							
	E3	43	38	28	12	A1-a(0)	GM	24	N.P	N.P.	0.08	2.57	0.54	6.21	29.44	1.77	1.67	1.67						35.0	
	E4	34	29	20	4	A1-a(0)	GW	22	N.P	N.P.	0.08	2.57	0.45	4.57	25.95	1.85	1.77	1.77							
C2	E1	41	37	28	14	A1-a(0)	GM	23	20	3	0.08	2.56	0.54	6.56	31.03	1.77	1.80	1.66	-4.48	5.48					
	E2	34	31	24	13	A1-a(0)	GM	20	N.P	N.P.	0.07	2.57	0.53	5.03	24.62	1.77	1.69	1.69							
	E3	42	32	26	13	A1-a(0)	GM	20	N.P	N.P.	0.07	2.57	0.51	4.13	20.73	1.77	1.70	1.70							
	E4	30	25	18	7	A1-a(0)	GP-GM	22	N.P	N.P.	0.08	2.56	0.49	3.23	16.77	1.77	1.71	1.71							

NOMENCLATURA:

Cc = indice de comprension	HT = Densidad húmeda total	ç = Cohesión	ø = Angulo de friccion interna
G = Peso especifico	ST = Densidad seca total	e = Proporción de vacios	W = Contenido natural de humedad
ST% = Grado de saturación	IL = Indice de liquidez	Cr = Consistencia relativa	<N4 = Densidad seca menor N.4.

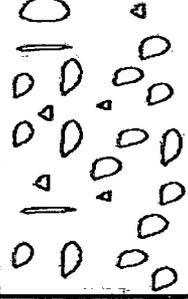
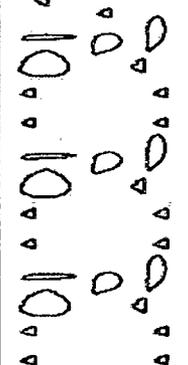
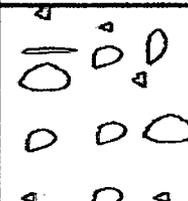
CALICATA C1 ESTRIBO IZQUIERDO

REGISTRO DE EXCAVACIONES

PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE EXCAVACIÓN	MUESTRA	SIMBOLO	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	CLASIFICACIÓN
1.20	C I E L O A B I E R T O	E1		Material del tipo A1-a (0): gravo arenoso con porcentajes de 54% grava; 31% de arena y 14% de finos y con una plasticidad baja (3%).	GM
1.90		E2		Material del tipo A1-a (0): gravo arenoso con porcentajes de 64% grava; 24% de arena y 13% de finos y con una plasticidad nula.	GM
3.00		E3		Material del tipo A1-a (0): gravo arenoso con porcentajes de 52% grava; 34% de arena y 13% de finos y con una plasticidad nula.	GM
4.00		E4		Material del tipo A1-a (0): gravo arenoso con porcentajes de 63% grava; 30% de arena y 7% de finos y con una plasticidad nula.	GP-GM

CALICATA C2 ESTRIBO DERECHO

REGISTRO DE EXCAVACIONES

PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE EXCAVACIÓN	MUESTRA	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	CLASIFICACIÓN
1.00	C I E L O A B I E R T O	E1		Material del tipo A-1a (0); gravo arenoso con porcentajes de 52% grava; 38% de arena y un 11% de finos y plasticidad baja (4%).	GP
2.00		E2		Material del tipo A-1a (0); gravo arenoso con porcentajes de 61% grava; 17% de arena y un 12% de finos y plasticidad nula.	GP-GM
3.60		E3		Material del tipo A-1a (0); gravo arenoso con porcentajes de 51% grava; 37% de arena y un 12% de finos y plasticidad nula.	GM
4.00		E4		Material del tipo A-1a (0); gravo arenoso con porcentajes de 62% grava; 34% de arena y un 4% de finos y plasticidad nula.	GW

PRESUNTA CARGA ADMISIBLE

Densidad aparente para gravas: 1.77 Tn/m^3 . (Tabla de pág. 61 del Manual del curso de Mecánica de suelos por el Ing. Peter Wicke.)

Gravas de plasticidad nula. Cohesión 0.00 Kg/cm^2 , ángulo de fricción interna 35°

(Cuadro 1.12 de pág. 33 del curso aplicado de cimentaciones por José María Rodríguez Ortiz)

Para ángulo de fricción interna = 35° (ábaco de pág. 367 del libro Mecánica de Suelos II de Juárez Badillo):

Factor de capacidad de carga debido a la cohesión : 24.0

Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga : 13.0

Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo: 10.0

Capacidad de carga $q_0 = 2/3 * C * N^l_C + D_h * D_f * N^l_q + 1/2 * D_h * B * N^l_w$

$$D_h = 0.00177 \text{ Kg/cm}^3$$

$$D_f = 75 \text{ cm.}$$

$$B = 400 \text{ cm}$$

$$C = 0.00 \text{ Kg/cm}$$

$$F_s = 3$$

Presión admisible q_{adm}: 1.76 Kg/cm^2
--

4.2.- ENSAYOS DEL AGREGADO PARA EL CONCRETO.

4.2.1 DESCRIPCIÓN DE LA CANTERA

La ubicación y estudio del material de cantera para el presente estudio tiene por finalidad dar a conocer las características así como sus propiedades de los agregados de las canteras que son usadas con mayor frecuencia en la ciudad de Cajamarca. Estas son: Agocucho y la Victoria. Se ha considerado la cantera "La Victoria", que cumple con las especificaciones señaladas para el estudio de materiales.

CANTERA ENSAYADA: "LA VICTORIA"

Peso de la muestra original = 5000 gr.

Peso de la muestra ensayada = 3539 gr.

% de desgaste = $(5000 - 3539) * 100 / 5000$

% de desgaste = 29.22 %

Tabla 3.5 DATOS DE LA CANTERA

ENSAYO	AGREGADO FINO	AGREGADO GRUESO
Peso Específico	2.51 kg/m ³	2.62 kg/m ³
Peso Volumétrico	1552 kg/m ³	1595 kg/m ³
Módulo de Finura	2.95	7.8
Absorción	2.80%	1.40%
Material mas fino que la malla # 200	3.60%	1.20%
Abrasión	—	29.22%

Fuente: Tesis: "Proyecto del Puente Sobre la Quebrada Susumayo en la Carretera Agocucho – La Collpa".

NOTA: Según la tabla anterior, las propiedades, tanto del agregado fino como del agregado grueso cumplen con las normas ASTM - C33 e ITIN-TEC; por lo tanto, el material a utilizar en obra será de la cantera recomendable La Victoria por estar más cerca a nuestro proyecto.

4.3.- RESULTADOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE.

4.3.1 RESUMEN DE SUPERESTRUCTURA

La superestructura tiene las siguientes características:

Luz del puente	15.00 m.
Ancho de vereda	1.20 m.
Guardera de concreto	0.20 * 0.60 m.
Baranda de F°G°	Tipo "A"
Ancho de Calzada	7.20 m.
02 Vigas interiores	0.60 * 1.25 m.
02 Vigas exteriores	0.60 * 1.25 m.
04 Diafragmas	0.25 * 0.85 m.
Espesor de losa	0.20 m.
Acero de refuerzo	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
Concreto	$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

4.3.2 RESUMEN DE SUBESTRUCTURA.

La subestructura tendrá las siguientes características:

Altura de estribo	5.80 m.
Zapata	4.5 m. x 10 m.
Altura de zapata	0.65 m.
Cajuela	0.65 m.
Concreto	$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$
Acero de refuerzo	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

4.4.3 ALAS.

En el Arranque:

Altura del estribo	5.80 m.
Ancho corona	1.05 m.
Ancho cimentación	0.65m x 3.75m.

En el extremo:

Altura del estribo	3.00 m.
Ancho corona	0.30 m.
Ancho cimentación	0.65m. x 1.90m.

Material: Concreto ciclópeo $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2 + 30\% \text{ P.G. Máx. } 8''$

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- 1.- Se determinó la clase de suelo **A1- a(0)** : gravo arenoso y una presión admisible de: $\sigma = 1.76 \text{ Kg/cm}^2$, con lo que se diseñó los estribos los que son de concreto armado, en voladizo de **5.80 m** de altura, con cajuela de **0.65 m. x 1.25 m.**, cimentación de **3.75 m.x 10.0m.**, con una calidad de: $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$, las alas de concreto ciclópeo de **5.80 m.** de altura x **1.05 m.** de corona, con cimentación de **0.65 m. x 3.75m.** en el arranque y de **3.0 m.** de altura x **0.30 m.** de corona y con cimentación de **0.65 m.x1.90 m.**, con concreto ciclópeo de: $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2 + 30\%$ de piedra grande como máximo **8"**, por la existencia de un muro de contención de concreto armado en la margen izquierda y por haber estudios referentes de las defensas ribereñas del lugar, se ha optado por mantener el diseño inicial con un ángulo de **90°** respecto al eje normal del puente.
- 2.- El puente que se ha diseñado se ha clasificado como: Puente de Concreto Armado con losa superior, de dos apoyos (uno fijo y el otro deslizante), planimetricamente recto, con gradiente horizontal. Desde el punto de vista estructural será de losa forjada en cierto número de vigas principales y por su duración será de carácter definitivo y se ha diseñado para un vehículo de **H-20 - S16**. Para el diseño del proyecto se ha empleado el método de Rotura y la verificación con el método elástico; las acciones mecánicas como momentos y cortantes por carga viva fueron seleccionadas de los tres métodos propuestos: carga del vehículo, carga equivalente y carga de eje Tándem, de las cuales se seleccionó los valores más críticos.
- 3.- Se determinó según información hidrológica el caudal de diseño de **118.46 m³/seg** y un tirante por socavación de **1.20 m.**, dato que ha sido obtenido por el método racional y ha sido comparada en situ por los lugareños, que han sido testigos presenciales de los registros de las máximas avenidas.
- 4.-Con la puesta en marcha del proyecto, se concluye que el impacto al medio ambiente sería positivo.
- 5.- Se determinó la arquitectura del puente: en planta en una longitud de **15.00m.**; siendo está la luz total a salvar y en elevación de **5.80m.**

6.- Se determinó el diseño estructural del puente así como también se está presentando el Expediente Técnico: especificaciones técnicas, planos y memoria descriptiva y/o de cálculo del Proyecto Diseño del Puente Carrozable "Luis Alberto Sánchez" de un solo tramo, con una luz de libre de 14.40m. y un ancho de vía de: 7.20m.; el puente contará con 4 vigas principales de 0.60m x 1.25 m., 4 vigas diafragma de 0.25x0.85m., con una losa maciza de 0.25m. de altura, con veredas de 0.20 m. x 1.20 m. ; con guarderas de 0.20 m.x0.60 m. de concreto armado, con un concreto de: $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}$. y una baranda de fo. Go. de 0.60 m. de altura, con parantes de 3" y pasamanos de 3".

5.2. RECOMENDACIONES:

- 1.- La ejecución de este proyecto, debe regirse estrictamente a las especificaciones Técnicas y Planos correspondientes, a fin de lograr una estructura resistente y segura, que facilite tránsito vehicular y peatonal sin ningún tipo de riesgo.
- 2.- Se recomienda realizar los estudios de los accesos al puente.
- 3.- Mediante la supervisión Técnica; de ejecutarse el Proyecto, se comprobará in situ, la presión admisible del suelo.
4. Al realizar los rellenos, que se harán como mínimo de 28 días de haber concluido el vaciado de los estribos; recomendamos verificar que el material utilizado en el relleno, si es el adecuado para cumplir dicha función.
5. Se recomienda la limpieza del cauce de la quebrada debajo del puente y que esta sea periódica y permanente, debido a la sedimentación.
6. Recomendamos a la Municipalidad Distrital de Cajamarca, que una vez concluido el estudio del Proyecto, iniciar las gestiones de financiamiento, a fin de lograr la ejecución del presente Proyecto en el más breve plazo y de ejecutarse el Proyecto, la ejecución recomendamos hacerlo en las épocas de estiaje, que son en los meses de Mayo a Setiembre.

BIBLIOGRAFÍA

01. KARROW L. 1986. Geología Aplicada a la Ingeniería Civil. Editorial: Mc Graw Hill. México.
02. PECK R. et al., 1982. Ingeniería de cimentaciones. Editorial: Limusa. México.
03. RIVA E. 2002. Concreto de Alta Resistencia. Editorial: ICG. Lima – Perú.
04. CAMILE VAN HOOF L. et al., 1978. Los suelos de la cuenca del río Cajamarca – Estudio semi- detallado. Editorial: Ministerio de Agricultura y Alimentación. Lima – Perú.
05. NORMAS PERUANAS PARA EL DISEÑO DE CARRETERAS. 2010. Editorial: MTC. Lima – Perú.
06. JUÁREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ. 1984. Mecánica de suelos - tomo III., Editorial: Limusa. Lima – Perú.
07. CONDE D. 1994. Método y Cálculo Topográfico. Editorial: Lugo. Lima – Perú.
08. PASTOR L. 2000. Puentes y Obras de Arte., Editorial: Ciencias 2000. Lima – Perú.
09. BOSSIO J. et al., 1994. Puentes: Análisis, Diseño y Construcción. Editorial: Lima ACI. Lima – Perú.
10. GARCÍA F. 1981. Técnicas de Levantamiento Topográfico. Editorial: UNC. Cajamarca – Perú.
11. DE CORRAL I. 2001. Topografía de Obras. Editorial: UPC. España.
12. SÁNCHEZ M. 1998. Tesis: Estudio del Mejoramiento de la Carretera Michiquillay – Tandayoc, Tramo: Punre – Tandayoc., Cajamarca – Perú.
13. CUBAS H, et al., 1999. Tesis: Proyecto del Puente sobre la Quebrada. Susumayo en la carretera Agocucho – la Collpa. Cajamarca – Perú.
14. PÉREZ H. 2006. Estudio Tecnológico de las principales canteras de Cajamarca. Editorial: UDEP. Piura– Perú.

15. MORALES F. 2000. Tesis: Estudio de la Pavimentación y Defensa Ribereña de la Urbanización Luis Alberto Sánchez de la Ciudad de Cajamarca. Cajamarca – Perú.
16. MORA O. 2011. Evaporación, modelación acoplada con mecánica de suelos. Editorial: PUJ. Bogotá D.C – Colombia.
17. RODRIGUEZ J. 1994. Curso Aplicado a Cimentaciones. Editorial: Murcia. España
18. WICKLE P. 1979. Manual del curso de Mecánica de Suelos. Editorial: UNC. Cajamarca – Perú
19. VEN TE CHOW. 1991. Hidrología Aplicada de Ventechov. Editorial: Mc. Graw Hill. España
20. NORMAS TECNICAS PERUANAS. 2010. Diseño de Mezclas de Concreto. Editorial: Universitaria. Callao- Perú.
21. HIDROLOGÍA PARA ESTUDIANTES DE INGENIERÍA CIVIL Y OTROS. 1998. Editorial del Estado con Concytec. Lima- Perú.

CAPÍTULO VI

ANEXOS

6.1.- EXPEDIENTE TÉCNICO.

6.1.1.- RESUMEN DE LA MEMORIA DESCRIPTIVA.

1.1 ANTECEDENTES.

La infraestructura y habilitación urbana y vías de accesos del Distrito de Cajamarca, requiere de estudios a nivel de ejecución. Con este estudio se busca la manera de contribuir a favorecer el tránsito peatonal y vehicular, esperando que con el "Diseño Del Puente Carrozable Luis Alberto Sánchez", se esté dotando a la autoridad edil del centro poblado menor, el instrumento técnico y planos necesarios del proyecto.

Elaborando el documento técnico, se está permitiendo a las instituciones comprometidas con el desarrollo local, poder gestionar su financiamiento y hacer viable la ejecución del proyecto.

Se está contribuyendo así con el objetivo primordial de extensión y proyección social de nuestra Universidad ante la petición del Alcalde del centro poblado de la Paccha, evitando en el futuro el congestionamiento vehicular en épocas de máximas precipitaciones pluviales, disminuyendo el costo de transporte, consecuentemente optimizando el tiempo de viaje.

1.2 UBICACIÓN.

Departamento: **CAJAMARCA**
Provincia : **CAJAMARCA**
Distrito : **CAJAMARCA**

1.3 PRESUPUESTO DE OBRA.

La obra se ejecutará en 90 días calendarios y su presupuesto asciende a la suma de:

S/. 1,174,966.52 Nuevos Soles.

Distribuidos de la siguiente manera:

COSTO DIRECTO	S/. 796,587.47
GASTOS GENERALES (15%)	S/. 119,488.12
UTILIDADES (10%)	S/. 79,658.75
SUB TOTAL	S/. 995,734.34
I.G.V. (18%)	S/. 179,232.18
PRESUPUESTO TOTAL	S/. 1,174,966.52

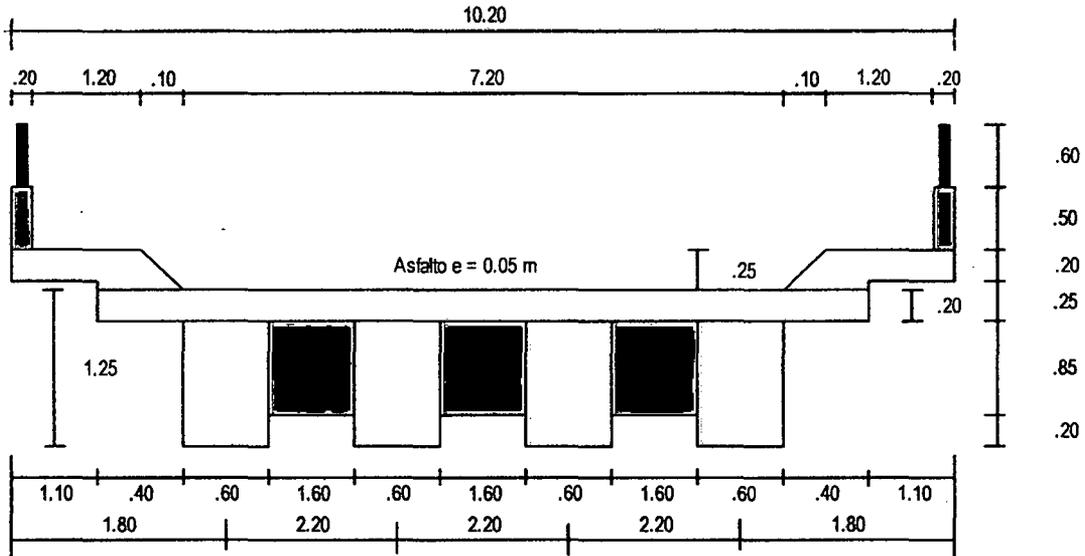
6.1.2.-DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA Y SUB-ESTRUCTURA DEL PUENTE.

DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ

ENTIDAD

DISTRITO CAJAMARCA
PROVINCIA CAJAMARCA
DÉPARTAMENTO CAJAMARCA
REGION CAJAMARCA

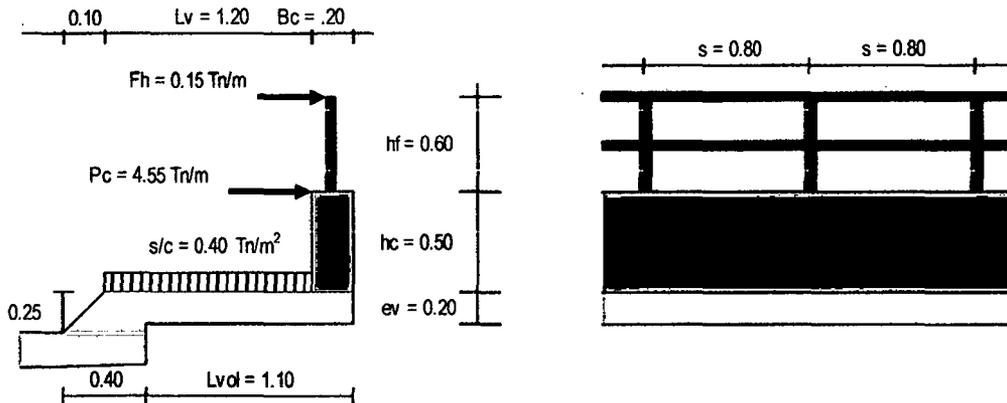
Puente viga losa de concreto armado, simplemente apoyado, de un solo tramo, con veredas y baranda de protección.
 No presenta calzada en voladizo.



DATOS GENERALES

Descripción	Valor	Símbolo	Unidades
NUMERO DE VIAS	2	N	adim
LUZ LIBRE	14.40	L'	m
ANCHO DE CAJUELA	0.60	c	m
NUMERO DE VIGAS	4	Nb	adim
NUMERO DE DIAFRAGMAS	4.00	Nd	Unidades
ANCHO DE DIAFRAGMA	0.25	Bd	m
RESISTENCIA DEL CONCRETO	210	f'c	kg/cm ²
RESISTENCIA DEL ACERO	4200	fy	kg/cm ²
CARGA RUEDA DELANTERA	2.00	P	Tn
SEPARACION EJE CENTRAL Y DELANTERO	4.30	A	m
SEPARACION MINIMA EJES POSTERIORES	4.30	A	m
SEPARACION MAXIMA EJES POSTERIORES	9.00	B	m
IMPACTO	0.33	I	adim
VELOCIDAD DEL VIENTO	100.00	Vv	km/h
COEFICIENTE ACELERACION SISMO	0.32	A	g

DISEÑO DE BARANDA



TUBO GALVANIZADO

ELEMENTO	Diámetro Interior Di (pulg)	Espesor Pared et (mm)	Peso Unitario Pu (kg/m)	Esfuerzo Flexión F (kg/cm ²)	Esfuerzo Corte T (kg/cm ²)
POSTE	3.5	3	5.00	800.00	60.00
PASAMANO	3	2.5	4.00	800.00	60.00

1. DISEÑO DE ELEMENTO DE CONCRETO

ACERO POR FLEXION

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO ACTUANTE	$M_u = P_c \cdot h_c$	2.28	Tn.m
ACERO PRINCIPAL SELECCIONADO	\emptyset	3/8	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	Dv	0.95	cm
AREA DE VARILLA	Av	0.71	cm ²
RECUBRIMIENTO	r	3.00	cm
ANCHO DEL BLOQUE COMPRIMIDO	b	100.00	cm
PERALTE EFECTIVO	$d = B_c - (D_v/2 + r)$	16.53	cm
CALCULO DE w	$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 M_u \cdot 10^5}{\emptyset f'c \cdot b \cdot d^2}}$	0.0453	adim
CUANIA DE ACERO REQUERIDA	$\rho = \frac{w f'c}{f_y}$	0.0023	adim
AREA DE ACERO REQUERIDA	$A_s = \rho \cdot b \cdot d$	3.74	cm ²
AREA DE ACERO MINIMO	$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot B_c$	3.60	cm ²
NOS QUEDAMOS CON LA MAYOR AREA	A_s	3.74	cm ²
ESPACIAMIENTO	$S_p = \frac{100 \cdot A_v}{A_s}$	19.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$S_p < 45 \text{ cm}$	CONFORME	
PROFUNDIDAD BLOQUE COMPRESIONES	$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$	0.880	cm
PROFUNDIDAD EJE NEUTRO	$C = a / \beta_1$ $\beta_1 = 0.85$	1.036	cm
RELACION	C/d	0.063	adim
VERIFICACION SECCION	$C/d \leq 0.42$	CONFORME	

La sección es sub-reforzada, como exige la norma.

ACERO POR CORTE

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CORTANTE ACTUANTE	$V = Pc$	4.55	Tn
CORTANTE RESISTENTE	$V_c = \phi \cdot 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$	10.79	Tn
VERIFICACION POR CORTE	$V_c > V$	CONFORME	

La sección no necesita acero por corte.

ACERO POR TEMPERATURA EN BARANDA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
ACERO TEMPERATURA SELECCIONADO	ϕ	3/8	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	D_v	0.95	cm
AREA DE VARILLA	A_v	0.71	cm ²
AREA DE ACERO REQUERIDA	$A_{st} = 0.0018 \cdot b \cdot B_c$	3.60	cm ²
ESPACIAMIENTO	$S_p = \frac{100 \cdot A_v}{A_{st}}$	20.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$S_p < 45 \text{ cm}$	CONFORME	

Este acero se colocará perpendicular al acero principal en ambas caras del elemento.

2. DISEÑO DE ELEMENTO DE TUBO GALVANIZADO

VERIFICACION DE POSTE

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO ACTUANTE	$M_a = F_h \cdot h_f \cdot s$	0.0720	Tn.m
CAMBIANDO DE UNIDADES.	M_a	7200.00	kg.cm
MOMENTO DE INERCIA	$I = \frac{\pi}{64} ((D_i + 2e_t)^4 - D_i^4)$	91.54	cm ⁴
CENTROIDE	$Y = (D_i + 2 \cdot e_t) / 2$	4.75	cm
MOMENTO RESISTENTE	$M_r = \frac{FJ}{Y}$	15432.77	kg.cm
VERIFICACION DE MOMENTO	$M_r > M_a$	CONFORME	
CORTANTE ACTUANTE	$V_a = F_h \cdot s$	0.1200	Tn
CAMBIANDO DE UNIDADES	V_a	120.00	kg
AREA DE LA SECCION	$A = \frac{\pi}{4} ((D_i + 2e_t)^2 - D_i^2)$	8.66	cm ²
CORTANTE RESISTENTE	$V_r = \frac{T \cdot A}{2}$	259.84	kg
VERIFICACION DE CORTANTE	$V_r > V_a$	CONFORME	

VERIFICACION DE PASAMANO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO ACTUANTE	$M_a = F_h \cdot s^2 / 10$	0.0096	Tn.m
CAMBIANDO DE UNIDADES	M_a	960.00	kg.cm
MOMENTO DE INERCIA	$I = \frac{\pi}{64} ((D_i + 2e_t)^4 - D_i^4)$	47.90	cm ⁴
CENTROIDE	$Y = (D_i + 2 \cdot e_t) / 2$	4.06	cm
MOMENTO RESISTENTE	$M_r = \frac{FJ}{Y}$	9439.00	kg.cm
VERIFICACION DE MOMENTO	$M_r > M_a$	CONFORME	
CORTANTE ACTUANTE	$V_a = F_h \cdot s / 2$	0.0600	Tn
CAMBIANDO DE UNIDADES	V_a	60.00	kg
AREA DE LA SECCION	$A = \frac{\pi}{4} ((D_i + 2e_t)^2 - D_i^2)$	6.18	cm ²
CORTANTE RESISTENTE	$V_r = \frac{T \cdot A}{2}$	185.43	kg
VERIFICACION DE CORTANTE	$V_r > V_a$	CONFORME	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

DISEÑO DE VEREDA

MOMENTO POR PESO PROPIO

ELEMENTO	CARGA - FORMULA	CARGA Tn	BRAZO m	MOMENTO Tn.m/m
BARANDA (Parte concreto)	hc.Bc.(2.50)	0.2500	1.2000	0.3000
BARANDA POSTE (anclaje = 0.30 m)	(hf + anclaje).Pu /s	0.0045	1.2000	0.0054
BARANDA PASAMANO	2.Pu	0.0080	1.2000	0.0096
VEREDA	ev.(Lvol).(2.50)	0.5500	0.5500	0.3025
MD				0.6175

MOMENTO POR SOBRECARGA

ELEMENTO	CARGA - FORMULA	CARGA Tn	BRAZO m	MOMENTO Tn.m/m
VEREDA	(Lvol - Bc).(s/c)	0.3600	0.4500	0.1620
ML				0.1620

ACERO POR FLEXION EN VEREDA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO ULTIMO	$M_u = 1.15 (1.25MD + 1.75ML)$	1.21	Tn.m
MOMENTO ACTUANTE EN BARANDA	$M_u = P_c \cdot hc$	2.28	Tn.m
NOS QUEDAMOS CON EL MAYOR	M_u	2.28	Tn.m
ACERO PRINCIPAL SELECCIONADO	ϕ	3/8	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	D_v	0.95	cm
AREA DE VARILLA	A_v	0.71	cm ²
RECUBRIMIENTO	r	3.00	cm
ANCHO DEL BLOQUE COMPRIMIDO	b	100.00	cm
PERALTE EFECTIVO	$d = ev - (D_v/2 + r)$	16.53	cm
CALCULO DE w	$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7M_u \cdot 10^5}{\phi f'c \cdot b \cdot d^2}}$	0.0453	adim
CUANTIA DE ACERO REQUERIDA	$p = \frac{w f'c}{f_y}$	0.0023	adim
AREA DE ACERO REQUERIDA	$A_s = p \cdot b \cdot d$	3.74	cm ²
AREA DE ACERO MINIMO	$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot ev$	3.60	cm ²
NOS QUEDAMOS CON LA MAYOR AREA	A_s	3.74	cm ²
ESPACIAMIENTO	$S_p = \frac{100 \cdot A_v}{A_s}$	19.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$S_p < 45 \text{ cm}$	CONFORME	
PROFUNDIDAD BLOQUE COMPRESIONES	$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$	0.880	cm
PROFUNDIDAD EJE NEUTRO	$C = a/\beta_1 \quad \beta_1 = 0.85$	1.036	cm
RELACION	C/d	0.063	adim
VERIFICACION SECCION	$C/d \leq 0.42$	CONFORME	

La sección es sub-reforzada, como exige la norma.

ACERO DE TEMPERATURA EN VEREDA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
ACERO TEMPERATURA SELECCIONADO	ϕ	3/8	pulg
AREA DE VARILLA	A_v	0.71	cm ²
AREA DE ACERO REQUERIDA	$A_{st} = 0.0018 \cdot b \cdot ev$	3.60	cm ²
ESPACIAMIENTO	$S_p = \frac{100 \cdot A_v}{A_{st}}$	20.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$S_p < 45 \text{ cm}$	CONFORME	

DISEÑO DE LOSA

DESCRIPCION	SIMBOLO	VALOR	UNIDADES
ESPELOR DE LOSA	e	0.20	m
ESPELOR DE ASFALTO	ef	0.05	m
LUZ LIBRE ENTRE VIGAS	S	1.60	m
RECUBRIMIENTO SUPERIOR	rs	3.00	cm
RECUBRIMIENTO INFERIOR	ri	3.00	cm
IMPACTO	l	0.33	adim
CARGA RUEDA POSTERIOR	P' = 4.P	8.00	Tn

MOMENTO POR PESO PROPIO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
LOSA	$l^2 \cdot e \cdot (2.50)$	0.5000	Tn
CAPA DE RODADURA	$l^2 \cdot ef \cdot (2.20)$	0.1100	Tn
SUMATORIA DE CARGAS	Wd	0.6100	Tn
MOMENTO POR PESO PROPIO	$\pm MD = Wd \cdot S^2 / 10$	0.6701	Tn.m

MOMENTO POR CARGA VIVA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO POR CARGA VIVA	$\pm ML = \left(\frac{S + 0.61}{9.75} \right) \cdot (P') \cdot (1 + l) \cdot 0.80$	1.9294	Tn.m

ACERO POR FLEXION NEGATIVO Y POSITIVO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO ULTIMO	$\pm Mu = 1.15 \cdot (1.25 \cdot MD + 1.75 \cdot ML)$	4.8462	Tn.m
ACERO PRINCIPAL SELECCIONADO	\emptyset	5/8	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	Dv	1.59	cm
AREA DE VARILLA	Av	2.00	cm ²
ANCHO DEL BLOQUE COMPRIMIDO	b	100.00	cm
PERALTE EFECTIVO	$d = e - (Dv/2 + rs)$	16.21	cm
CALCULO DE w	$w = 0.85 \cdot \sqrt{\frac{0.7225 \cdot 1.7Mu \cdot 10^5}{\emptyset^3 f'c \cdot b \cdot d^2}}$	0.1040	adim
CUANTIA DE ACERO REQUERIDA	$p = \frac{w f'c}{fy}$	0.0052	adim
AREA DE ACERO REQUERIDA	As = p.b.d	8.43	cm ²
AREA DE ACERO MINIMO	As _{min} = 0.0018.b.e	3.60	cm ²
NOS QUEDAMOS CON LA MAYOR AREA	As	8.43	cm ²
ESPACIAMIENTO	$Sp = \frac{100 \cdot Av}{As}$	24.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	Sp < 45 cm	CONFORME	
PROFUNDIDAD BLOQUE COMPRESIONES	$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$	0.099	cm
PROFUNDIDAD EJE NEUTRO	C = a/β ₁ β ₁ = 0.85	0.117	cm
RÉLACION	C/d	0.007	adim
VERIFICACION SECCION	C/d ≤ 0.42	CONFORME	

La sección es sub-reforzada, como exige la norma.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

VERIFICACION DEL PERALTE EFECTIVO POR SERVICIO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO DE SERVICIO	MD + ML	2.5995	Tn.m
ESFUERZO DE SERVICIO DEL CONCRETO	$f_c = 0.45.f'c$	94.50	kg/cm ²
ESFUERZO DE SERVICIO DEL ACERO	$f_s = 0.50.f_y$	2100.00	kg/cm ²
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO	Es	2100000.00	kg/cm ²
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	$E_c = 15100\sqrt{f'c}$	218819.79	kg/cm ²
RELACION DE MODULOS DE ELASTICIDAD	$n = E_s/E_c$	9.597	adim
RELACION DE ESFUERZOS DE SERVICIO	$r = f_s/f_c$	22.22	adim
FACTOR ADIMENSIONAL	$k = n/(n + r)$	0.302	adim
FACTOR ADIMENSIONAL	$j = 1 - k/3$	0.899	adim
ANCHO DE BLOQUE COMPRIMIDO	b	100.00	cm
PERALTE EFECTIVO POR SERVICIO	$d' = \sqrt{\frac{2M10^5}{f_c.k.j.b}}$	14.24	cm
PERALTE EFECTIVO POR ROTURA	d	16.21	cm
VERIFICACION DE PERALTE EFECTIVO	$d' < d$	CONFORME	

La sección cumple cuando es requerida por servicio.

ACERO DE REPARTICION

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
PORCENTAJE REQUERIDO	$\% = \frac{121.5}{\sqrt{S}} \leq 67\%$	67.00	%
ACERO DE REPARTICION	Asr = % .As	5.65	cm ²
ACERO SELECCIONADO	ø	1/2	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	Dv	1.27	cm
AREA DE VARILLA	Av	1.29	cm ²
ESPACIAMIENTO	$Sp = \frac{100.Av}{Asr}$	23.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$Sp < 45 \text{ cm}$	CONFORME	

Este acero se coloca perpendicular al acero principal, en la parte inferior de la losa.

ACERO DE TEMPERATURA EN LOSA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
ACERO TEMPERATURA SELECCIONADO	ø	3/8	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	Dv	0.95	cm
AREA DE VARILLA	Av	0.71	cm ²
AREA DE ACERO REQUERIDA	Ast = 0.0018.b.e.	3.60	cm ²
ESPACIAMIENTO	$Sp = \frac{100.Av}{Ast}$	20.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$Sp < 45 \text{ cm}$	CONFORME	

Este refuerzo irá perpendicular al acero principal, en la parte superior de la losa.

DISEÑO DE VIGA

DESCRIPCION	SIMBOLO	VALOR	UNIDADES
LUZ DE CALCULO	$L = L' + c$	15.00	m
PERALTE DE LA VIGA	h	1.25	m
ANCHO DEL ALMA DE LA VIGA T	b	0.60	m
ANCHO DEL PATIN DE LA VIGA T	b'	1.80	m
RECUBRIMIENTO MEDIDO AL ESTRIBO	r	5.00	cm
SEPARACION ENTRE CAPAS DE ACERO	sc	4.00	cm
LUZ LIBRE ENTRE VIGAS	S	1.60	m
DISTANCIA ENTRE EJES DE VIGA	S'	2.20	cm
IMPACTO	l	0.33	adim
CARGA RUEDA DELANTERA	P	2.00	Tn
INERCIA DE LA VIGA	$I_v = b \cdot h^3 / 12$	0.0977	m ⁴

AREA DE SECCION TRANSVERSAL

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
BARANDAS PARTE DE CONCRETO	$2 (0.5 \times 0.2)$	0.2000	m ²
VEREDAS	$2 (0.4 \times (0.2 + 0.25) + 1.1 \times 0.2 - 0.25 \times 0.1 / 2)$	0.7750	m ²
LOSA	$(7.2 + 2 \times 0.4) \times 0.2$	1.6000	m ²
VIGAS	$4 (1.25 - 0.2) \cdot (0.6)$	2.5200	m ²
SECCION TRANSVERSAL (sumatoria)	ST	5.0950	m ²

PESO POR METRO LINEAL DE PUENTE

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
PESO SECCION TRANSVERSAL	1.ST.(2.50)	12.7375	Tn/m
PESO BARANDA PARTE METALICA	ver momento por peso propio de vereda	0.0125	Tn/m
CAPA DE RODADURA	$1 \times 0.05 \times 7.2 \times 2.20$	0.7920	Tn/m
PESO POR METRO LINEAL DE PUENTE	WD	13.5420	Tn/m/puente

A. DISEÑO POR FLEXION

1. MOMENTO POR PESO PROPIO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
ANCHO DE DIAFRAGMA	Bd	0.2500	m
ALTURA DE DIAFRAGMA	Hd	0.8500	m
PESO DE DIAFRAGMA	$Pd = Bd \cdot Hd \cdot S \cdot (Nb - 1) \cdot (2.50)$	2.5500	Tn
COEFICIENTE 1	α	0.5000	adim
COEFICIENTE 2	γ	0.5000	adim
SEPARACION ENTRE EJES DE DIAFRAGMA	$a_d = (L' + 2 \cdot c - Bd) / (Nd - 1)$	5.1167	m
MOMENTO PESO PROPIO POR PUENTE	$MD = (WD \cdot L^2 / 8 + Pd \cdot (\alpha \cdot L - \gamma \cdot a_d)) / Nb$	98.3675	Tn.m/viga

2. MOMENTO POR SOBRECARGA PEATONAL EN VEREDAS

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
SOBRECARGA	s/c	0.4000	Tn/m ²
MOMENTO SOBRECARGA PEATONAL	$Ms/c = 2 \cdot ((s/c \cdot Lv) \cdot L^2 / 8) / Nb$	6.7500	Tn.m/viga

3. MOMENTO POR SOBRECARGA VEHICULAR

FACTOR DE DISTRIBUCION

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
PARA MOMENTO	$\lambda_m = 0.15 + \left(\frac{S'}{0.9144} \right)^{0.6} \left(\frac{S'}{L} \right)^{0.2} \left(\frac{I_v}{L \cdot e^3} \right)^{0.1}$	1.28	adim
PARA CORTE	$\lambda_c = 0.40 + \left(\frac{S'}{1.8288} \right) - \left(\frac{S'}{7.62} \right)^2$	1.52	adim

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

3.1. MOMENTO POR CAMION DE DISEÑO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
LIMITE SUPERIOR PARA MOMENTO	$L_{dos} = A(1 + \sqrt{2})$	10.38	m
LIMITE INFERIOR PARA MOMENTO	$L_{uno} = A(1 + \sqrt{2}/2)$	7.34	m
CONCLUSION	$L > L_{dos}$	Tres ejes producen el máximo momento	
FACTOR POR N° DE VIAS CARGADAS	f	1.00	adim
DISTANCIA PARA MAXIMO MOMENTO	$X = (9.L + 3.A) / 18$	8.22	m
MOMENTO SIN MODIFICAR	$M = [P.(9.L + 3.A).X / (2.L) - 4.P.A]$	46.62	Tn.m
MOMENTO POR CAMION DE DISEÑO	$Mod = \lambda_m.M.(1 + I).f$	79.3615	Tn.m/viga

3.2. MOMENTO POR EJE TANDEM

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CARGA POR EJE	PP	12.00	Tn
DISTANCIA PARA MAXIMA MOMENTO	$X = \frac{2L - 1.20}{4}$	7.20	m
MOMENTO POR EJE TANDEM	$Met = \lambda_m \left(\frac{PP(2L - 1.20)X}{4L} \right) (1 + I).f$	70.60	Tn.m/viga

3.3. MOMENTO POR SOBRECARGA DISTRIBUIDA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
SOBRECARGA DISTRIBUIDA	W	1.00	Tn.m/vía
DISTANCIA PARA MAXIMO MOMENTO	$X = L/2$	7.50	m
MOMENTO POR SOBRECARGA DISTRIBUIDA	$M_{s/cd} = \frac{N}{Nb} \left(\frac{WL^2}{8} \right) f$	14.0625	Tn.m/viga

4. MOMENTO POR CARGA VIVA VEHICULAR

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
HIPOTESIS 01	$ML = Mod + M_{s/cd}$	93.4240	Tn.m/viga
HIPOTESIS 02	$ML = Met + M_{s/cd}$	84.6661	Tn.m/viga
ESCOGEMOS EL MAYOR	ML	93.4240	Tn.m/viga

5. MOMENTO DE DISEÑO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO DE DISEÑO	$M_u = 1.15 (1.25 MD + 1.75 ML + 1.75 Ms/c)$	343.0035	Tn.m/viga

6. ACERO POR FLEXION EN TRACCIÓN

Tanteamos rápidamente el acero suponiendo un peralte efectivo $d = (h - 10)$ cm.:

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
POSIBLE ACERO	As	82.80	cm ²
DIAMETRO DE ESTRIBO	1/2	1.27	cm

En función de este acero hacemos nuestra distribución considerando un máximo de 03 capas:

DESCRIPCION	DIAMETRO pulg	DIAMETRO cm	N° VARILLAS	ESPACIADO cm	AREA cm ²	CENTROIDE cm
NIVEL 3	S/A	0	0	0.00	A3 = 0.00	Y3 = 0.00
NIVEL 2	1	2.54	8	3.88	A2 = 40.80	Y2 = 14.08
NIVEL 1	1	2.54	8	3.88	A1 = 40.80	Y1 = 7.54
		$\Sigma =$	16	$\Sigma =$	81.60	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

Recalculando el acero necesario, conociendo el peralte efectivo d:

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CENTROIDE DEL ACERO EN TRACCION	$Y_c = (A_1.Y_1 + A_2.Y_2 + A_3.Y_3) / A_s$	10.81	cm
AREA REAL DE ACERO EN TRACCION	A_{sc}	81.60	cm ²
PERALTE EFECTIVO	$d = h - Y_c$	114.19	cm
MOMENTO ULTIMO	M_u	343.00	Tn.m
CALCULO DE w	$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7M_u \cdot 10^5}{\phi f'c \cdot b \cdot d^2}}$	0.0812	adim
CUANTIA DE ACERO REQUERIDA	$\rho = \frac{w f'c}{f_y}$	0.0041	adim
AREA DE ACERO REQUERIDA	$A_s = \rho \cdot b \cdot d$	83.45	cm ²
AREA DE ACERO MINIMO	$A_{s_{min}} = (14/f_y) \cdot b \cdot d$	22.84	cm ²
NOS QUEDAMOS CON LA MAYOR AREA	A_s	83.45	cm ²
VARIACION DE ACERO	$-3\% \leq Var \leq 3\%$	-2.22	%
PROFUNDIDAD BLOQUE COMPRESIONES	$a = \frac{A_{sc} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$	10.67	cm
PROFUNDIDAD EJE NEUTRO	$C = a / \beta_1 \quad \beta_1 = 0.85$	12.55	cm
RELACION	C/d	0.110	adim
VERIFICACION BLOQUE DE COMPRESIONES	$C \leq e$	CONFORME	
VERIFICACION SECCION	$C/d \leq 0.42$	CONFORME	

La sección es subreforzada como exige la norma.

7. ACERO EN COMPRESION

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
DADO POR EL ACERO MINIMO	$A's = (14/f_y) \cdot b \cdot d$	22.84	cm ²

Acero real colocado en compresión:

DESCRIPCION	DIAMETRO pulg	DIAMETRO cm	Nº VARILLAS	ESPACIADO cm	AREA cm ²	CENTROIDE cm
NIVEL 2	S/A	0	0	0.00	A'2 = 0.00	Y'2 = 0.00
NIVEL 1	1	2.54	4	12.43	A'1 = 20.40	Y'1 = 7.54
		$\Sigma =$	4	$\Sigma =$	20.40	

Calculamos el centroide para este acero:

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
ACERO REAL EN COMPRESION	$A's$	20.40	cm ²
CENTROIDE DEL ACERO EN TRACCION	$Y'c = (A'1.Y'1 + A'2.Y'2) / A's$	7.54	cm

8. ACERO POR FLAMBEO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
ACERO POR FLAMBEO 1	$A_{sf} = 0.1 \cdot A_{sc}$	8.16	cm ²
ACERO POR FLAMBEO 2.	$A_{sf} = 0.002 \cdot b \cdot d$	13.70	cm ²
TOMANDO LA MAYOR AREA	A_{sf}	13.70	cm ²

Acero real colocado por flambéo (Este acero se distribuye en ambas caras de la viga, a partir de h/2 hacia abajo):

DESCRIPCION	DIAMETRO pulg	DIAMETRO cm	Nº VARILLAS	ESPACIADO cm	AREA cm ²	ESP. MAX cm
CARA	5/8	1.59	4	12.11	A2 = 8.00	Y2 = 19.03
CONTRACARA	5/8	1.59	4	12.11	A1 = 8.00	Y1 = 19.03
		$\Sigma =$	8	$\Sigma =$	16.00	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

9. VERIFICACIONES POR SERVICIO

9.1. VERIFICACION DEL PERALTE EFECTIVO POR SERVICIO

Verificamos el peralte por servicio, despreciando el acero en compresión y la sección sin agrietar, para un ancho de viga rectangular b' .

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO DE SERVICIO	$M_s = MD + ML$	191.79	Tn.m/viga
ESFUERZO DE SERVICIO DEL CONCRETO	$f_c = 0.45.f'c$	94.50	kg/cm ²
ESFUERZO DE SERVICIO DEL ACERO	$f_s = 0.50.f_y$	2100.00	kg/cm ²
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO	E_s	2100000.00	kg/cm ²
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	$E_c = 15100\sqrt{f'c}$	218819.79	kg/cm ²
RELACION DE MODULOS DE ELASTICIDAD	$n = E_s/E_c$	9.597	adim
RELACION DE ESFUERZOS DE SERVICIO	$r = f_s/f_c$	22.22	adim
FACTOR ADIMENSIONAL	$k = n/(n + r)$	0.302	adim
FACTOR ADIMENSIONAL	$j = 1 - k/3$	0.899	adim
ANCHO DE BLOQUE COMPRIMIDO	b'	180.00	cm
PERALTE EFECTIVO POR SERVICIO	$d' = \sqrt{\frac{2M10^5}{f_c.k.j.b'}}$	91.17	cm
PERALTE EFECTIVO POR ROTURA	d	114.19	cm
VERIFICACION DE PERALTE EFECTIVO	$d' < d$	CONFORME	

La sección cumple cuando es requerida por servicio.

9.2. VERIFICACION DEL AGRIETAMIENTO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO DE SERVICIO	$M_s = MD + ML$	191.79	Tn.m/viga
CENTROIDE DEL 1º NIVEL DE ACERO	$d_c = Y_1$	7.54	cm
CENTROIDE DEL ACERO EN TRACCION	Y_c	10.81	cm
ANCHO DEL ALMA DE LA VIGA	b	60.00	cm
AREA DE LA VARILLA DE MAYOR DIAMETRO	A_v	5.07	cm ²
AREA REAL DE ACERO EN TRACCION	A_{sc}	81.60	cm ²
NUMERO DE VARILLAS EQUIVALENTES	$N_v = A_{sc} / A_v$	16.10	varilla
AREA EFECTIVA CONCRETO EN TRACCION	$A = 2.Y_c.b / N_v$	80.55	cm ²
ESFUERZO ACERO TRACCION EN SERVICIO	$f_s = M_s.10^5 / (A_{sc}.j.d)$	2288.38	kg/cm ²
PARAMETRO DE ANCHO DE GRIETA	$Z = f_s.\sqrt[3]{d_c.A}$	19379.50	kg/cm
VERIFICACION (Exposición severa)	$Z \leq 23000$	CONFORME	

9.3. VERIFICACION DE LA FATIGA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO DE SERVICIO	$M_s = MD + 0.75 Mod$	157.89	Tn.m/viga
MOMENTO POR CARGA MUERTA	MD	98.37	Tn.m/viga
AREA REAL DE ACERO EN TRACCION	A_{sc}	81.60	cm ²
ESFUERZO MAXIMO ACERO EN SERVICIO	$f_{s_{max}} = M_s.10^5 / (A_{sc}.j.d)$	1883.86	kg/cm ²
ESFUERZO MINIMO ACERO EN SERVICIO	$f_{s_{min}} = MD.10^5 / (A_{sc}.j.d)$	1173.68	kg/cm ²
RANGO REAL DE ESFUERZOS	$\Delta f = f_{s_{max}} - f_{s_{min}}$	710.18	kg/cm ²
RELACION RESALTE BARRA DE ACERO	r/h	0.30	adim
RANGO ADMISIBLE DE ESFUERZOS	$f_f = 1470 - 0.33 f_{s_{min}} + 551.2 (r/h)$	1248.05	kg/cm ²
VERIFICACION	$f_f > \Delta f$	CONFORME	

Según la norma de puentes, para evaluar la fatiga sólo se considera un camión de diseño, afectado del 75%.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

9.4. VERIFICACION DE VIBRACIONES

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
LONGITUD TOTAL SUPERESTRUCTURA	$Lt = L' + 2.c$	15.60	m
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	$E_c = 15100 \sqrt{f_c} \cdot 10$	2188197.89	Tn/m ²
CARGA MUERTA	$w_d = WD/Nb$	3.39	Tn/m/viga
GRAVEDAD	g	9.81	m/s ²
PERALTE DE LA VIGA	h	1.25	m
MOMENTO DE INERCIA (Sección longitudinal)	$I = Lt h^3 / 12$	2.54	m ⁴
FRECUENCIA DE VIBRACION CALCULADA	$f_v = \frac{2}{\pi L t^2} \sqrt{\frac{3 E_c I g}{w_d}}$	18.18	ciclos/seg
VERIFICACION	$f_v > 6$	CONFORME	

B. DISEÑO POR CORTE

1. CORTANTE POR CARGA MUERTA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CARGA MUERTA POR METRO DE PUENTE LUZ LIBRE	WD	13.54	Tn/m/puente
NUMERO DE DIAFRAGMAS	L'	14.40	m
PESO DE CADA DIAFRAGMA	Nd	4.00	unidades
NUMERO DE VIGAS	Pd	2.55	Tn
	Nb	4.00	unidades
CORTANTE POR CARGA MUERTA	$V_D = \left[\frac{WD \cdot L'}{2} + \frac{(Nd - 2)Pd}{2} \right] / Nb$	25.01	Tn

2. CORTANTE POR SOBRECARGA PEATONAL EN VEREDAS

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
SOBRECARGA	s/c	0.400	Tn/m ²
CORTANTE SOBRECARGA PEATONAL	$V_{s/c} = (s/c \cdot Lv) \cdot L' / Nb$	1.73	Tn.m/viga

3. CORTANTE POR SOBRECARGA VEHICULAR

3.1. CORTANTE POR CAMION DE DISEÑO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
LIMITE SUPERIOR PARA CORTANTE	$L_{co} = 2.A$	8.60	m
LIMITE INFERIOR PARA CORTANTE	$L_{uno} = A(1 + \sqrt{2}/2)$	7.34	m
CONCLUSION	$L > L_{co}$	Tres ejes producen el máximo cortante	
FACTOR POR N° DE VIAS CARGADAS	f	1.00	adim
CORTANTE SIN MODIFICAR	$V = 3.P(3.L - 2.A - 1.5.c) / L$	14.20	Tn.m
CORTANTE POR CAMION DE DISEÑO	$V_{cd} = \lambda_c \cdot V \cdot (1 + I) \cdot f$	28.70	Tn.m/viga

3.2. CORTANTE POR EJE TANDEM

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CARGA POR EJE	PP	12.00	Tn
CORTANTE POR EJE TANDEM	$V_{et} = \lambda_c \left(\frac{PP(2L - c - 1.20)}{2L} \right) (1 + I) f$	22.80	Tn.m/viga

3.3. CORTANTE POR SOBRECARGA DISTRIBUIDA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
SOBRECARGA DISTRIBUIDA	W	1.00	Tn.m/via
CORTANTE POR SOBRECARGA DISTRIBUIDA	$V_{s/cd} = \frac{N}{Nb} \left(\frac{WL'}{2} \right) f$	3.60	Tn.m/viga

Los cortantes máximos han sido calculados en la cara del apoyo.

4. CORTANTE POR CARGA VIVA VEHICULAR

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
HIPOTESIS 01	$VL = V_{cd} + V_{s/cd}$	32.30	Tn.m/viga
HIPOTESIS 02	$VL = V_{et} + V_{s/cd}$	26.40	Tn.m/viga
ESCOGEMOS EL MAYOR	VL	32.30	Tn.m/viga

5. CORTANTE ULTIMO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CORTANTE ULTIMO	$V_u = 1.15 (1.25 V_D + 1.75 V_L + 1.75 V_{s/c})$	104.44	Tn.m/viga

6. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
FACTOR DE REDUCCION POR CORTE	ϕ	0.85	adim
ANCHO DEL ALMA DE LA VIGA	b	60.00	cm
PERALTE EFECTIVO POR ROTURA	d	114.19	cm
CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO	$V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b.d$	44728.44	kg
CAMBIANDO DE UNIDADES	V_c	44.73	Tn
CORTANTE ULTIMO MAXIMO PERMITIDO	$V_{umax} = \phi 2.63 \sqrt{f'_c} b.d$	221954.34	kg
CAMBIANDO DE UNIDADES	V_{umax}	221.95	Tn
VERIFICACION SECCION POR CORTE	$V_c < V_u < V_{umax}$	Reforzar por corte sin modificar sección o f_c	

7. CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
ACERO DE ESTRIBO SELECCIONADO	ϕ	1/2	pulg
DIAMETRO DE VARILLA DE ESTRIBO	D_v	1.27	cm
AREA DE VARILLA	A_v	1.29	cm ²
ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS	$S_p = 2 A_v f_y d / (V_u - V_c) / \phi$	17.61	cm
MENOR DIAMETRO VARILLA EN TRACCION	D_{vm}	2.54	cm
ESP. MAXIMO ZONA CONFINAMIENTO $2d$	$S_{2d} = d/4 \text{ ó } 8.D_{vm} \text{ ó } 30 \text{ cm}$	20.32	cm
ESP. MAXIMO FUERA ZONA CONFINAMIENTO	$S_{máx} \leq d/2$	57.00	cm

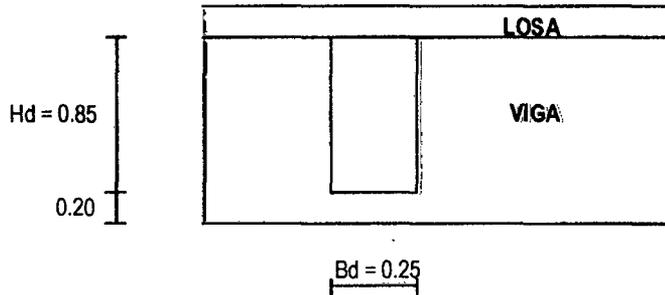
Colocamos estribos de 1/2" con la siguiente distribución:

DESCRIPCION	c / 9 cm	c / 18 cm	c / 20 cm	c / 30 cm	c / 50 cm
DISTRIB. DE ESTRIBOS	1	6	6	9	5

La distribución de estribos escrita en forma convencional será:

1 @ 9 + 6 @ 18 + 6 @ 20 + 9 @ 30 + 5 @ 50 cm / EXT.

DISEÑO DE DIAFRAGMA



1. MOMENTO ULTIMO EN DIAFRAGMA

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
LUZ TOTAL DE SUPERESTRUCTURA	$L_t = L' + 2.c$	15.60	m
NUMERO DE DIAFRAGMAS	Nd	4.00	unidades
MOMENTO ULTIMO EN LA LOSA	Mu	4.85	Tn.m
SEPARACION ENTRE EJES DE DIAFRAGMA	$a_d = (L_t - B_d) / (N_d - 1)$	5.12	m
PESO POR METRO LINEAL DE DIAFRAGMA	$W_f = 1.B_d.H_d.(2.50)$	0.53	Tn/m
LUZ LIBRE ENTRE VIGAS	S	1.60	m
MOMENTO ULTIMO EN DIAFRAGMA	$M_{Dr} = 0.70M_u.a_d + \frac{W_f S^2}{10}$	17.49	Tn.m

2. ACERO POR FLEXION EN TRACCION Y COMPRESION

DESCRIPCION	Nº Var ø	Diámetro	Area Varilla	Nº Var ø	Diámetro	Area Varilla	Area Total
	3/4	cm	cm ²	5/8	cm	cm ²	cm ²
DISTRIB. ACERO (+)	2	1.91	2.84	1	1.59	2	7.68

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
RECUBRIMIENTO AL ESTRIBO	r	3.00	cm
AREA REAL DE ACERO EN TRACCION	Asc	7.68	cm ²
PERALTE EFECTIVO	$d = H_d - (r + D_{estribo} + D_v/2)$	80.10	cm
MOMENTO ULTIMO EN DIAFRAGMA	M _{Dr}	17.49	Tn.m
CALCULO DE w	$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7M_{Dr} \cdot 10^5}{\phi f'c B_d d^2}}$	0.0598	adim
CUANTIA DE ACERO REQUERIDA	$p = \frac{w f'c}{f_y}$	0.0030	adim
AREA DE ACERO REQUERIDA	As = p.Bd.d	5.99	cm ²
AREA DE ACERO MINIMO	As _{min} = (14/f _y).Bd.d	6.67	cm ²
NOS QUEDAMOS CON LA MAYOR AREA	As	6.67	cm ²
VARIACION DE ACERO	- 3 % ≤ Var ≤ 3 %	15.06	%
PROFUNDIDAD BLOQUE COMPRESIONES	$a = \frac{Asc.f_y}{0.85.f'c.B_d}$	7.23	cm
PROFUNDIDAD EJE NEUTRO	C = a/β ₁ β ₁ = 0.85	8.50	cm
RELACION	C/d	0.106	adim
VERIFICACION SECCION	C/d ≤ 0.42	CONFORME	

La sección es subreforzada como exige la norma.

3. ACERO POR FLAMBEO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
ACERO POR FLAMBEO 1	$Asf = 0.1 \cdot Asc$	0.77	cm ²
ACERO POR FLAMBEO 2	$Asf = 0.002 \cdot Bd \cdot d$	4.00	cm ²
TOMANDO LA MAYOR AREA	Asf	4.00	cm ²

Acero real colocado por flambeco (Este acero se distribuye en ambas caras de la viga, a partir de h/2 hacia abajo):

DESCRIPCION	DIAMETRO pulg	DIAMETRO cm	Nº VARILLAS	ESPACIADO cm	AREA cm ²	ESP. MAX cm
CARA	3/8	0.95	3	12.53	A2 = 2.13	Y2 = 13.35
CONTRACARA	3/8	0.95	3	12.53	A1 = 2.13	Y1 = 13.35
		Σ =	6	Σ =	4.26	

4. CORTANTE ULTIMO EN DIAFRAGMA

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
CORTANTE ULTIMO EN DIAFRAGMA	$V_u = \frac{0.70Mu_d}{S} + \frac{W_f S}{2}$	11.27	Tn

5. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
FACTOR DE REDUCCION POR CORTE	ϕ	0.85	adim
ANCHO DE DIAFRAGMA	Bd	25.00	cm
PERALTE EFECTIVO POR ROTURA	d	80.10	cm
CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO	$V_c = \phi 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot Bd \cdot d$	13072.24	kg
CAMBIANDO DE UNIDADES	Vc	13.07	Tn
CORTANTE ULTIMO MAXIMO PERMITIDO	$V_{umax} = \phi 2.63 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot Bd \cdot d$	64867.88	kg
CAMBIANDO DE UNIDADES	Vumax	64.87	Tn
VERIFICACION SECCION POR CORTE	$V_u < V_c$	Colocar estribos mínimos	

6. CALCULO DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
ACERO DE ESTRIBO SELECCIONADO	ϕ	3/8	pulg
DIAMETRO DE VARILLA DE ESTRIBO	D _{estribo}	0.95	cm
AREA DE VARILLA	Av	0.71	cm ²
ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS	$S_p = 2 \cdot Av \cdot f_y / (3.5 \cdot Bd)$	68.16	cm
MENOR DIAMETRO VARILLA EN TRACCION	D _{vm}	1.59	cm
ESP. MAXIMO ZONA CONFINAMIENTO 2d	$S_{2d} = d/4 \text{ ó } 8 \cdot D_{vm} \text{ ó } 30 \text{ cm.}$	12.72	cm
ESP. MAXIMO FUERA ZONA CONFINAMIENTO	$S_{máx} = 0.4d \text{ ó } 30 \text{ cm.}$	30.00	cm

Colocamos estribos de 3/8" con la siguiente distribución:

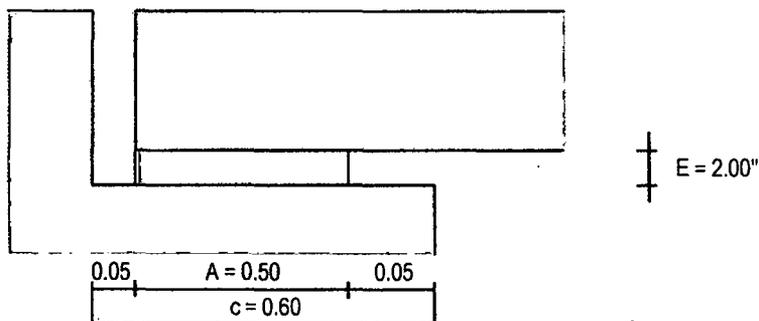
DESCRIPCION	c / 5 cm	c / 13 cm	c / 30 cm
DISTRIB. DE ESTRIBOS	1	3	Resto

La distribución escrita en forma convencional es:

1 @ 5 + 3 @ 13 + Resto @ 30 cm / Extr.

DISEÑO DE APOYOS

APOYO MOVIL



CARACTERISTICAS DEL APOYO

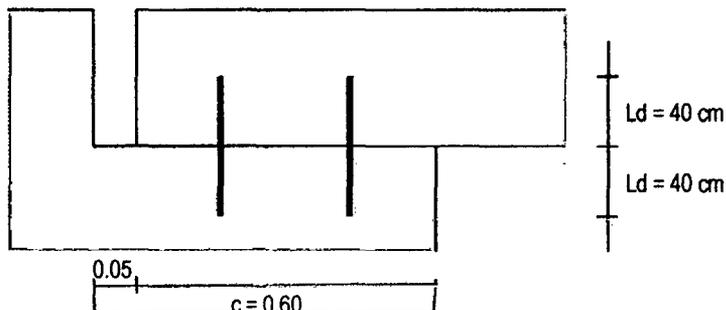
Utilizaremos apoyo de NEOPRENO, Dureza Shore A (ShA).

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
LONGITUD TOTAL DEL PUENTE	$L_t = L' + 2.c$	15.60	m
REACCION POR CARGA MUERTA	VD	25.01	Tn/viga
REACCION POR CARGA VIVA	$V_L + V_s/c$	34.03	Tn/viga
LONGITUD DEL APOYO (Igual al ancho de viga)	B	60.00	cm
ANCHO DEL APOYO	A	50.00	cm
ESPESOR DEL APOYO	E	5.00	cm
ESF. PERMISIBLE DE COMPRESION	σ_m	150.00	kg/cm ²
MODULO ELASTICIDAD TRANSVERSAL	G	8.00	kg/cm ²
COEF. EXPANSION TERMICA CONCRETO	C°	1.08E-05	$^\circ C$
GRADIENTE DE TEMPERATURA	Δ°	35.00	$^\circ C$

VERIFICACIONES

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
PANDEO Y ESPESOR MINIMO	$2 \cdot u \leq E \leq A/5$	CONFORME	
ESFUERZO DE COMPRESION	$\sigma_c = (VD + V_L + V_s/c)/(A \cdot B)$	19.68	kg/cm ²
VERIFICACION COMPRESION	$\sigma_c \leq \sigma_m$	CONFORME	
DESPLAZAMIENTO DE LA VIGA	$u = C^\circ \cdot L_t \Delta^\circ$	0.590	cm
DEFORMACION TANGENCIAL PERMISIBLE	$u \leq 0.70 \cdot E$	CONFORME	
COEFICIENTE	$K_1 = 0.804 + 1.422 \cdot (A/B)$	1.99	adim
DEFLEXION VERTICAL	$et = k_1 \frac{E^3 \cdot \sigma_c - 3}{A^2 \cdot G}$	0.01	cm
VERIFICACION DE DEFLEXION VERTICAL	$et \leq 15\% \text{ de } E$	CONFORME	

APOYO FIJO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
REACCION POR CARGA MUERTA	VD	25.01	Tn/viga
PESO TOTAL DEL CAMION	18.P	36.00	Tn
COEFICIENTE DE ACELERACION SISMICA	A	0.32	g
VELOCIDAD DEL VIENTO	Vv	100.00	Km/h
PRESION BASICA PARA 100 km/h	P _B	150.00	kg/m ²
PRESION DEL VIENTO	$P_v = P_B \left(\frac{V_v}{100} \right)^2$	150.00	kg/m ²
AREA LATERAL DE LA SUPERESTRUCTURA	Alat = (0.5+0.2+0.25+0.85+0.2)x14.4	28.80	m ²
FUERZA VIENTO EN SUPERESTRUCTURA	Fvs = Pv.Alat	4320.00	kg
FUERZA VIENTO EN VEHICULOS	Fvv = 150.L'	2160.00	kg
FUERZA POR SISMO	Fs = VD.A	8004.19	kg
FUERZA POR FRENADO	Ff = 0.25 (18.P)/Nb	2250.00	kg
FUERZA RESULTANTE EN APOYO FIJO	FR = ((Fvs + Fvv) ² + (Fs + Ff) ²) ^{1/2}	12130.08	kg

CALCULO DEL ACERO

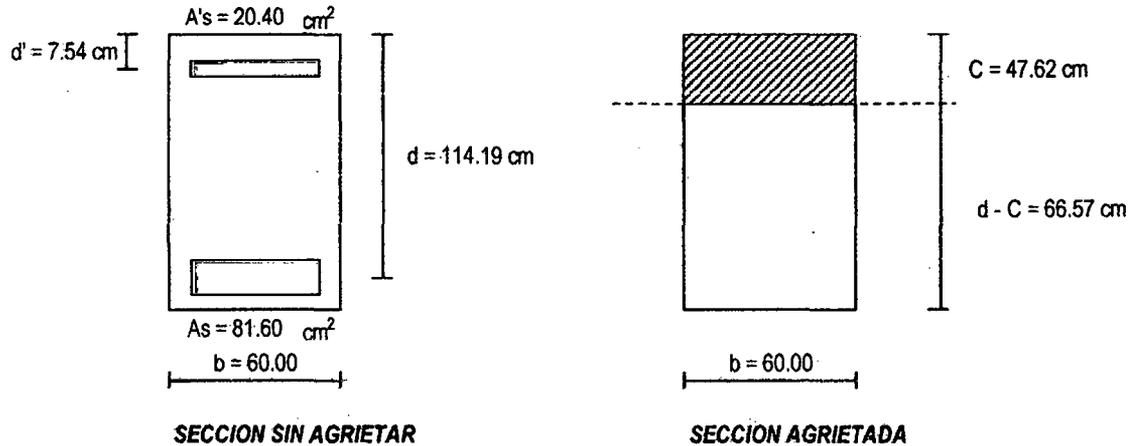
El diseño se hará por corte.

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
ESFUERZO ADMISIBLE POR CORTE	fs = 0.4 fy	1680.00	kg/cm ²
AREA DE ACERO NECESARIA	As = FR / fs	7.22	cm ²
ACERO SELECCIONADO	ø	5/8	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	Dv	1.59	cm
AREA DE VARILLA	Av	2.00	cm ²
NUMERO DE VARILLAS NECESARIO	Nv = As / Av	4.00	varillas/apoyo

LONGITUD DE DESARROLLO EN TRACCION

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
LONGITUD DE DESARROLLO 1	Ld = 0.06Av.fy/(f'c) ^{1/2}	34.78	cm
LONGITUD DE DESARROLLO 2	Ld = 0.006Dv.fy	40.07	cm
LONGITUD DE DESARROLLO 3	Ld = 30 cm	30.00	cm
TOMANDO EL MAYOR DE LOS TRES	Ld	40.00	cm

CONTRAFLECHA



1. MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION TRANSVERSAL DE LA SUPERESTRUCTURA

La sección transversal del puente, se comporta como un sólo elemento debido al monolitismo que le confiere el colado simultáneo de la losa y vigas básicamente; sin embargo, el agrietamiento de las vigas reduce el momento de inercia centroidal de la sección, es por ello que calcularemos el momento de inercia del puente teniendo en cuenta la profundidad del eje neutro de la sección agrietada en las vigas.

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
CUANTIA DE ACERO EN TRACCION	$p = As/(b.d)$	0.01191	adim
CUANTIA DE ACERO EN COMPRESION	$p' = A's/(b.d)$	0.00298	adim
RELACION MODULAR	$n = Es/Ec$	9.597	adim
CENTROIDE DEL ACERO EN COMPRESION	d'	7.54	cm
PERALTE-EFECTIVO	d	114.19	cm
COEFICIENTE K	$K = \sqrt{(p+p')^2 n^2 + 2n(p+p' \frac{d'}{d})} - (p+p') \cdot n$	0.42	adim
PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO	$C = K.d$	47.62	cm
ANCHO TOTAL DEL PUENTE	Bt	1020.00	cm
MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION TRANSVERSAL DE LA SUPERESTRUCTURA	$I_p = Bt.C^3/12$	9180724.48	cm ⁴

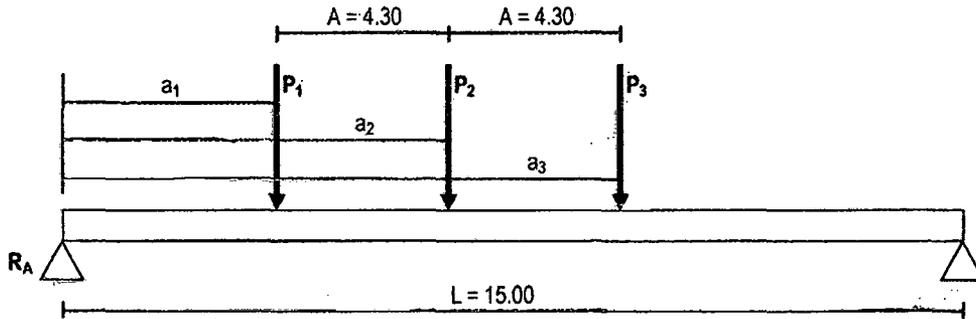
2. DEFLEXION INMEDIATA POR CARGA PERMANENTE

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	E_c	218819.79	kg/cm ²
CARGA MUERTA (Por metro lineal de puente)	WD	135.42	kg/cm
LUZ DE CALCULO	$L = L' + c$	1500.00	cm
DEF. INMEDIATA POR CARGA PERMANENTE	$y = \frac{5WD.L^4}{384E_c.I_p}$	4.44	cm

3. DEFLEXION DIFERIDA POR CARGA PERMANENTE

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
PARAMETRO (Para 5 años a más)	ϵ	2.00	adim
COEFICIENTE DE DEFLEXION DIFERIDA	$\tau = \frac{\epsilon}{1 + 50p'}$	1.74	adim
DEF. DIFERIDA POR CARGA PERMANENTE	$y_d = \tau y$	7.74	cm

4. DEFLEXION POR CAMION DE DISEÑO



DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
LIMITE SUPERIOR PARA MOMENTO	$L_{dos} = A(1 + \sqrt{2})$	10.38	m
LIMITE INFERIOR PARA MOMENTO	$L_{uno} = A(1 + \sqrt{2}/2)$	7.34	m
CONCLUSION	$L > L_{dos}$	Tres ejes producen la máxima deflexión	
CARGA DE LA RUEDA DELANTERA	P	2000.00	kg
NUMERO DE VIAS	N	2	unidades
IMPACTO	I	0.33	adim
CARGA N° 01	$P1 = 8.P(1+I)N$	42560.000	kg
CARGA N° 02	$P2 = 8.P(1+I)N$	42560.00	kg
CARGA N° 03	$P3 = 2.P(1+I)N$	10640.00	kg
DISTANCIA N° 01	$a1 = (L - 2.A)/2$	320.00	cm
DISTANCIA N° 02	$a2 = a1 + A$	750.00	cm
DISTANCIA N° 03	$a3 = a1 + 2.A$	1180.00	cm
DISTANCAIA PARA MAXIMA DEFLEXION	$X = L/2$	750.00	cm
REACCION EN A	$R_A = \frac{P_1(L-a_1) + P_2(L-a_2) + P_3(L-a_3)}{L}$	57030.40	kg
COEFICIENTE DE INTEGRAL	$C_1 = \frac{1}{6L} \sum_{k=1}^n P_k a_k (L-a_k)(2L-a_k)$	1.27E+10	kg.cm ²
DEFLEXION POR CAMION DE DISEÑO	$\Delta_{cd} = \frac{-R_A x^3}{6} + \frac{P_1(x-a_1)^3}{6} + C_1 x$ Ec. Ip	3.04	cm

5. DEFLEXION POR EVACUACION DE AGUAS

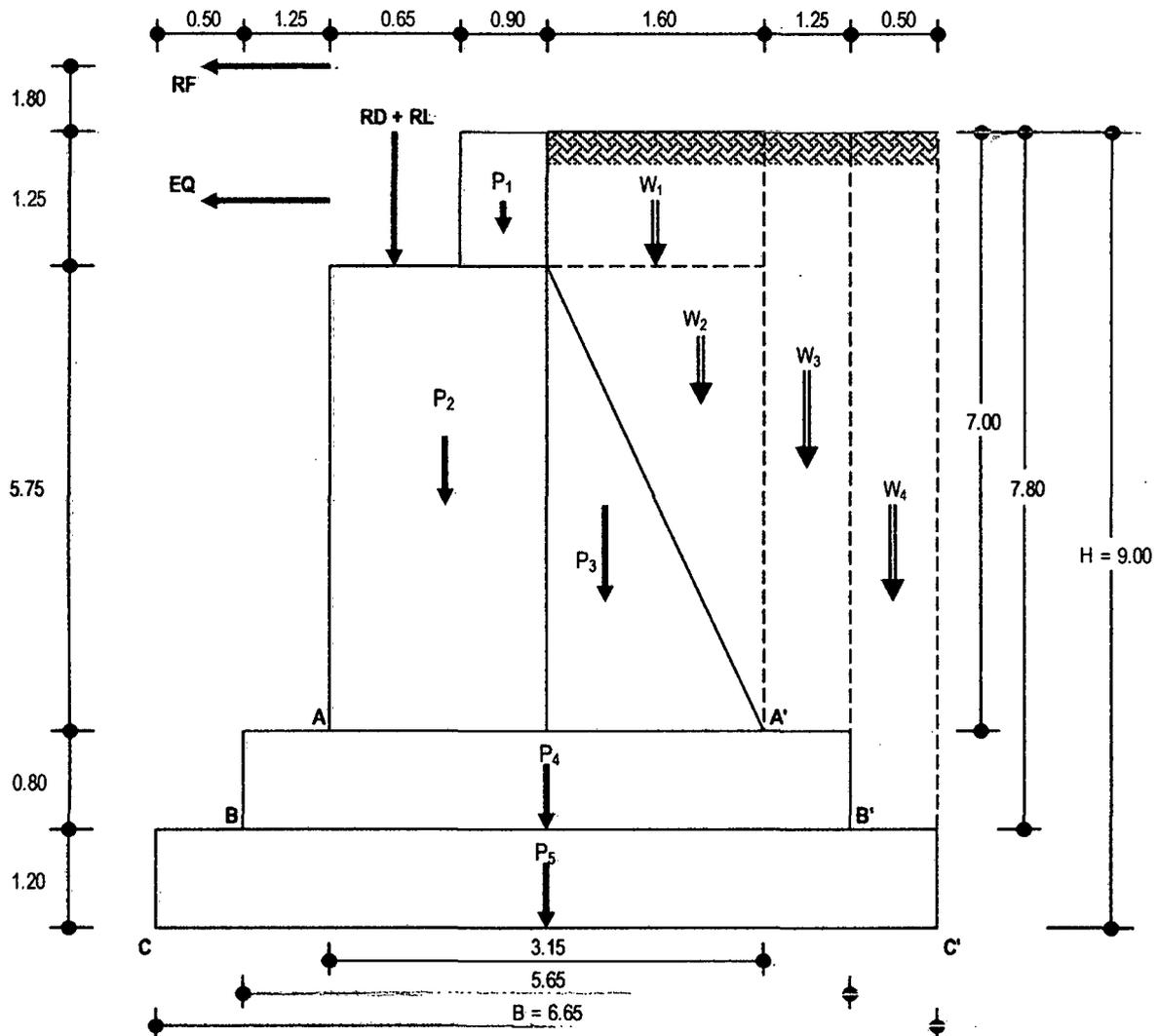
DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
DEFLEXION POR EVACUACION DE AGUAS	$\Delta_{H2O} \geq \left(\frac{L+c}{2}\right) 0.5\%$	3.90	cm

6. CONTRAFLECHA TOTAL

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
CONTRAFLECHA TOTAL	$\Delta = y + y_d + \Delta_{cd} + \Delta_{H2O}$	19.00	cm

ESTRIBO DE GRAVEDAD

DESCRIPCION	SIMBOLO	VALOR	UNIDADES
COEFICIENTE DE ACELERACION SISMICA	A	0.32	g
COEFICIENTE SISMICO HORIZONTAL	$K_H = A / 2$	0.16	g
COEFICIENTE SISMICO VERTICAL	K_V	0.05	g
ALTURA SOBRECARGA VEHICULAR	h'	0.60	m
PRESION POR SOBRECARGA	$q = \gamma \cdot h'$	1.20	Tn/m ²
PESO UNITARIO DEL SUELO	γ	2.00	Tn/m ³
ANGULO INCLINACION DEL RELLENO	α	0.00	°
ANGULO FRICCION INTERNA DEL RELLENO	ϕ	35.00	°
ANGULO FRICCION ENTRE RELLENO Y EL ESTRIBO	δ	30.00	°
ANGULO CARA POSTERIOR DEL ESTRIBO	θ	15.55	°
CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO	σ_t	3.00	kg/cm ²
RESISTENCIA DEL CONCRETO	f'_c	140.00	kg/cm ²
FRICCION CONCRETO SOBRE CONCRETO	f_r	0.70	adim
FRICCION CONCRETO SOBRE SUELO CIMIENTO	f_{rs}	0.60	adim



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

1. REACCIONES DE LA SUPERESTRUCTURA

1.1. POR CARGA MUERTA.

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
LONGITUD TOTAL DEL PUENTE	$L_t = L' + 2 \cdot c$	15.60	m
PESO POR METRO LINEAL DE PUENTE	WD	13.54	Tn/m/puente
NUMERO DE DIAFRAGMAS	Nd	4.00	unid
PESO DE CADA DIAFRAGMA	Pd	2.55	Tn
PESO TOTAL DEL PUENTE	$PT = L_t \cdot WD + N_d \cdot P_d$	221.46	Tn
ANCHO TOTAL DEL PUENTE	BT	10.20	m
ANCHO ADICIONAL EN EL ESTRIBO	Ba	0.40	m
ANCHO TOTAL DEL ESTRIBO	$BE = BT + 2 \cdot Ba$	11.00	m
REACCION POR CARGA MUERTA	$RD = PT / (2 \cdot BE)$	10.07	Tn/m

1.2. POR CARGA VIVA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
LUZ DE CALCULO	$L = L' + c$	15.00	m
NUMERO DE VIAS	Nv	2.00	unid
CARGA RUEDA DELANTERA	P	2.00	Tn
SEPARACION MINIMA ENTRE EJES	A	4.30	m
REACCION TOTAL POR CARGA VIVA	$PL = P \cdot N_v \cdot (18L - 12A) / L$	58.24	Tn
REACCION POR CARGA VIVA	$RL = PL / BE$	5.29	Tn/m

1.3. POR SISMO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
COEFICIENTE DE ACELERACION SISMICA	A	0.32	m
REACCION POR CARGA MUERTA	RD	10.07	Tn/m
REACCION POR SISMO	$EQ = RD \cdot A$	3.22	Tn/m

1.4. POR FRENADO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
NUMERO VIAS IGUAL SENTIDO TRAFICO	Nvi	1.00	unid
CARGA RUEDA DELANTERA	P	2.00	Tn
PESO TOTAL CAMION DE DISEÑO	$18 \cdot P$	36.00	Tn
FUERZA DE FRENADO	$FF = 0.25 \cdot (18 \cdot P)$	9.00	Tn
REACCION POR FRENADO	$RF = FF / BE$	0.82	Tn/m

2. MOMENTOS POR PESO PROPIO DE ESTRIBO

FUERZA	VALOR Tn	RESPECTO de A		RESPECTO de B		RESPECTO de C	
		BRAZO m	MOMENTO Tn.m	BRAZO m	MOMENTO Tn.m	BRAZO m	MOMENTO Tn.m
P ₁	2.70	1.10	2.97	2.35	6.35	2.85	7.70
P ₂	21.39	0.78	16.58	2.03	43.31	2.53	54.01
P ₃	11.04	2.08	23.00	3.33	36.80	3.83	42.32
P ₄	10.85	-	-	2.83	30.65	3.33	36.07
P ₅	19.15	-	-	-	-	3.33	63.68
W ₁	4.00	2.35	9.40	3.60	14.40	4.10	16.40
W ₂	9.20	2.62	24.07	3.87	35.57	4.37	40.17
W ₃	17.50	-	-	5.03	87.94	5.53	96.69
W ₄	7.80	-	-	-	-	6.40	49.92
SUMATORIA		M _A	76.02	M _B	255.02	M _C	406.96

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

3. FUERZAS VERTICALES POR PESO PROPIO DE ESTRIBO

FUERZAS VERTICALES	FORMULA	VALOR	UNIDADES
RESPECTO de A	$F_A = P_1 + P_2 + P_3 + W_1 + W_2$	48.33	Tn
RESPECTO de B	$F_B = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + W_1 + W_2 + W_3$	76.68	Tn
RESPECTO de C	$F_C = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + W_1 + W_2 + W_3 + W_4$	103.63	Tn

4. EMPUJE DEL RELLENO CON SISMO Y SOBRECARGA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDAD
ANGULO θ_0	$\theta_0 = \text{tg}^{-1} \left(\frac{K_H}{1-K_V} \right)$	9.56	°
COEFICIENTE PARA EMPUJE ACTIVO DE RELLENO	$C_{ea} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos\theta_0 \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\delta + \theta + \theta_0) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta_0 - \alpha)}{\cos(\delta + \theta + \theta_0) \cos(\theta - \alpha)} \right]^2}$	0.55	adim

4.1. EMPUJE HORIZONTAL

EMPUJE HORIZONTAL	H m	FORMULA	VALOR Tn	0.4·H m	MOMTO	VALOR Tn.m
RESPECTO de A	7.00	$E_{HA} = (1-K_V) \left[\gamma \frac{H_A^2}{2} \cos\delta + \frac{q \cos\theta}{\cos(\theta - \alpha)} H_A \right] C_{ea}$	26.43	2.80	M_{EAH}	74.00
RESPECTO de B	7.80	$E_{HB} = (1-K_V) \left[\gamma \frac{H_B^2}{2} \cos\delta + \frac{q \cos\theta}{\cos(\theta - \alpha)} H_B \right] C_{ea}$	32.26	3.12	M_{EBH}	100.64
RESPECTO de C	9.00	$E_{HC} = (1-K_V) \left[\gamma \frac{H_C^2}{2} \cos\delta + \frac{q \cos\theta}{\cos(\theta - \alpha)} H_C \right] C_{ea}$	42.08	3.60	M_{ECH}	151.50

4.2. EMPUJE VERTICAL

EMPUJE VERTICAL	H m	FORMULA	VALOR Tn	BRAZO m	MOMTO	VALOR Tn.m
RESPECTO de A	7.00	$E_{VA} = (1-K_V) \left[\gamma \frac{H_A^2}{2} \sin\delta + \frac{q \cos\theta}{\cos(\theta - \alpha)} H_A \right] C_{ea}$	17.10	3.15	M_{EAV}	53.88
RESPECTO de B	7.80	$E_{VB} = (1-K_V) \left[\gamma \frac{H_B^2}{2} \sin\delta + \frac{q \cos\theta}{\cos(\theta - \alpha)} H_B \right] C_{ea}$	20.68	5.65	M_{EBV}	116.85
RESPECTO de C	9.00	$E_{VC} = (1-K_V) \left[\gamma \frac{H_C^2}{2} \sin\delta + \frac{q \cos\theta}{\cos(\theta - \alpha)} H_C \right] C_{ea}$	26.67	6.65	M_{ECV}	177.35

5. MOMENTOS PRODUCIDOS POR LAS REACCIONES DE LA SUPERESTRUCTURA

REACCION	VALOR Tn	RESPECTO de A		RESPECTO de B		RESPECTO de C	
		BRAZO m	MOMENTO	BRAZO m	MOMENTO	BRAZO m	MOMENTO
			Nombre		Tn.m		Nombre
RD	10.07	0.33	MRD _A 3.27	1.58	MRD _B 15.85	2.08	MRD _C 20.89
RL (1+i)	7.04	0.33	MRL _A 2.29	1.58	MRL _B 11.09	2.08	MRL _C 14.61
EQ	3.22	6.38	MEQ _A 20.53	7.18	MEQ _B 23.11	8.38	MEQ _C 26.98
RF	0.82	8.80	MRF _A 7.20	9.60	MRF _B 7.85	10.80	MRF _C 8.84

La reacción por carga viva RL es afectada por el impacto, según reglamento.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

6. BASTONES DE ACERO EN EL ARRANQUE DE LA PANTALLA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
DIAMETRO SELECCIONADO	\emptyset	3/4	pulg
AREA DE VARILLA	A_v	2.84	cm ²
NUMERO DE VARILLAS	N_v	5.00	unid
ESPACIAMIENTO	$S_p = 100/N_v$	20.00	cm
FUERZA PRODUCIDA POR EL ACERO	$FAS_A = N_v \cdot A_v \cdot f_y$	59.64	Tn
BRAZO PALANCA RESPECTO de A	br	2.85	m
MOMENTO RESPECTO de A	$MAS_A = FAS_A \cdot br$	169.97	Tn.m

7. VERIFICACION DE ESTABILIDAD Y PRESIONES

7.1. VERIFICACIONES ESTRIBO DESCARGADO

DESC	RESPECTO de A		RESPECTO de B		RESPECTO de C	
	FORMULA	VALOR	FORMULA	VALOR	FORMULA	VALOR
ΣFV	$F_A + E_{VA} + FAS_A$	125.07	$F_B + E_{VB}$	97.36	$F_C + E_{VC}$	130.30
ΣFH	E_{HA}	26.43	E_{HB}	32.26	E_{HC}	42.08
ΣMr	$M_A + M_{EAV} + MAS_A$	299.87	$M_B + M_{EBV}$	371.86	$M_C + M_{ECV}$	584.31
ΣMv	M_{EAH}	74.00	M_{EBH}	100.64	M_{ECH}	151.50
ANCHO	B	3.15	B	5.65	B	6.65
Coef. Fric.	f_r	0.70	f_r	0.70	f_{rs}	0.60

A. VERIFICACIONES EN LA SECCION AA'

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	CONDICION	VERIFICACION
EXCENTRICIDAD	$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mv) / \Sigma FV$	-0.23	$< B/6 = 0.53$	CONFORME
ESF. EN A	$\sigma_1 = \Sigma FV/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$	22.24	$< 0.4f'c = 560.00$	CONFORME
ESF. EN A'	$\sigma_2 = \Sigma FV/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B)$	57.17	> 0.00	CONFORME
POR DESLIZAMIENTO	$CD = \Sigma FV \cdot f_r / \Sigma FH$	3.31	> 1.50	CONFORME
POR VOLTEO	$CV = \Sigma Mr / \Sigma Mv$	4.05	> 1.50	CONFORME

B. VERIFICACIONES EN LA SECCION BB'

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	CONDICION	VERIFICACION
EXCENTRICIDAD	$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mv) / \Sigma FV$	0.04	$< B/6 = 0.94$	CONFORME
ESF. EN B	$\sigma_1 = \Sigma FV/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$	17.95	$< 0.4f'c = 560.00$	CONFORME
ESF. EN B'	$\sigma_2 = \Sigma FV/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B)$	16.51	> 0.00	CONFORME
POR DESLIZAMIENTO	$CD = \Sigma FV \cdot f_r / \Sigma FH$	2.11	> 1.50	CONFORME
POR VOLTEO	$CV = \Sigma Mr / \Sigma Mv$	3.69	> 1.50	CONFORME

C. VERIFICACIONES EN LA SECCION CC'

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	CONDICION	VERIFICACION
EXCENTRICIDAD	$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mv) / \Sigma FV$	0.00	$< B/6 = 1.11$	CONFORME
ESF. EN C	$\sigma_1 = \Sigma FV/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$	19.65	< 39.90	CONFORME
ESF. EN C'	$\sigma_2 = \Sigma FV/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B)$	19.53	> 0.00	CONFORME
POR DESLIZAMIENTO	$CD = \Sigma FV \cdot f_r / \Sigma FH$	1.86	> 1.50	CONFORME
POR VOLTEO	$CV = \Sigma Mr / \Sigma Mv$	3.86	> 1.50	CONFORME

NOTA: La combinación de cargas usada para evaluar las secciones AA', BB' y CC', corresponde a la hipótesis VII de las normas AASHTO, (EVENTO EXTREMO I, en el actual reglamento). Por esta razón la capacidad del terreno se incrementa en 33%.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

7.2. VERIFICACIONES ESTRIBO CARGADO

DESC	RESPECTO de A		RESPECTO de B		RESPECTO de C	
	FORMULA	VALOR	FORMULA	VALOR	FORMULA	VALOR
ΣFV	$F_A + E_{VA} + FAS_A + RD + RL$	142.18	$F_B + E_{VB} + RD + RL$	114.47	$F_C + E_{VC} + RD + RL$	147.41
ΣFH	$E_{HA} + RF + EQ$	30.47	$E_{HB} + RF + EQ$	36.30	$E_{HC} + RF + EQ$	46.12
ΣMr	$M_A + M_{EAV} + MAS_A + MRD_A + MRL_A$	305.43	$M_B + M_{EBV} + MRD_B + MRL_B$	398.81	$M_C + M_{ECV} + MRD_C + MRL_C$	619.81
ΣMv	$M_{EAH} + MEQ_A + MRF_A$	101.73	$M_{EBH} + MEQ_B + MRF_B$	131.61	$M_{ECH} + MEQ_C + MRF_C$	187.31
ANCHO	B	3.15	B	5.65	B	6.65
Coef. Fric.	fr	0.70	fr	0.70	frs	0.60

A. VERIFICACIONES EN LA SECCION AA'

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	CONDICION	VERIFICACION
EXCENTRICIDAD	$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mv) / \Sigma FV$	0.14	$< B/6 = 0.53$	CONFORME
ESF. EN A	$\sigma_1 = \Sigma FV/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$	57.37	$< 0.4f'c = 560.00$	CONFORME
ESF. EN A'	$\sigma_2 = \Sigma FV/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B)$	32.90	> 0.00	CONFORME
POR DESLIZAMIENTO	$CD = \Sigma FV \cdot fr / \Sigma FH$	3.27	> 1.50	CONFORME
POR VOLTEO	$CV = \Sigma Mr / \Sigma Mv$	3.00	> 1.50	CONFORME

B. VERIFICACIONES EN LA SECCION BB'

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	CONDICION	VERIFICACION
EXCENTRICIDAD	$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mv) / \Sigma FV$	0.49	$< B/6 = 0.94$	CONFORME
ESF. EN B	$\sigma_1 = \Sigma FV/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$	30.82	$< 0.4f'c = 560.00$	CONFORME
ESF. EN B'	$\sigma_2 = \Sigma FV/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B)$	9.70	> 0.00	CONFORME
POR DESLIZAMIENTO	$CD = \Sigma FV \cdot fr / \Sigma FH$	2.21	> 1.50	CONFORME
POR VOLTEO	$CV = \Sigma Mr / \Sigma Mv$	3.03	> 1.50	CONFORME

C. VERIFICACIONES EN LA SECCION CC'

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	CONDICION	VERIFICACION
EXCENTRICIDAD	$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mv) / \Sigma FV$	0.39	$< B/6 = 1.11$	CONFORME
ESF. EN C	$\sigma_1 = \Sigma FV/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$	29.99	< 39.90	CONFORME
ESF. EN C'	$\sigma_2 = \Sigma FV/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B)$	14.35	> 0.00	CONFORME
POR DESLIZAMIENTO	$CD = \Sigma FV \cdot fr / \Sigma FH$	1.92	> 1.50	CONFORME
POR VOLTEO	$CV = \Sigma Mr / \Sigma Mv$	3.31	> 1.50	CONFORME

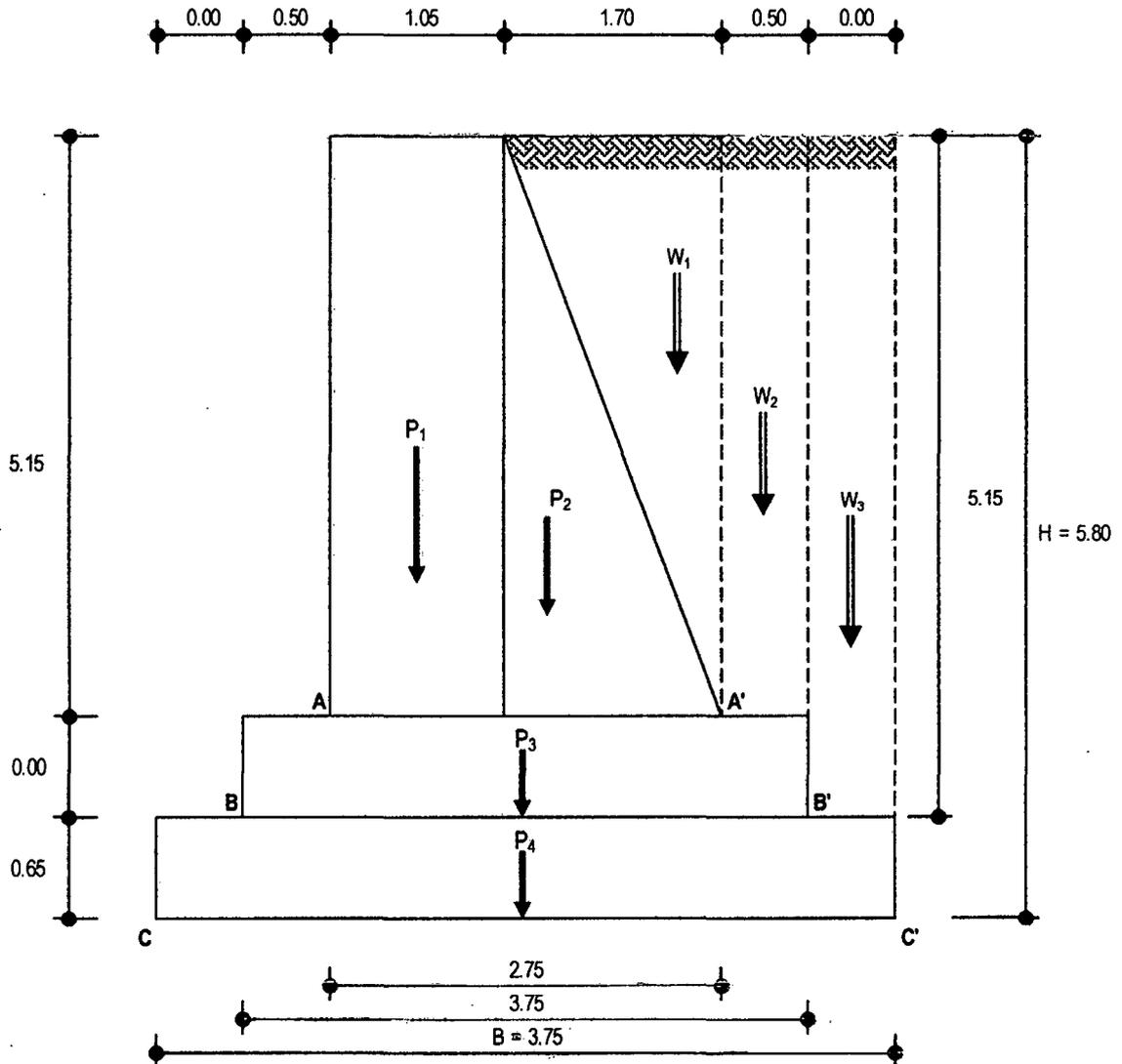
LONGITUD DE DESARROLLO EN TRACCION PARA EL ACERO DE REFUERZO

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
LONGITUD DE DESARROLLO 1	$Ld = 0.06A_v \cdot f_y / (f'c)^{1/2}$	60.49	cm
DIAMETRO DE VARILLA	D_v	1.91	cm
LONGITUD DE DESARROLLO 2	$Ld = 0.006D_v \cdot f_y$	48.13	cm
LONGITUD DE DESARROLLO 3	$Ld = 30 \text{ cm}$	30.00	cm
TOMANDO EL MAYOR DE LOS TRES	Ld	65.00	cm

ALETA DE GRAVEDAD

DESCRIPCION	SIMBOLO	VALOR	UNIDADES
COEFICIENTE DE ACELERACION SISMICA	A	0.32	g
COEFICIENTE SISMICO HORIZONTAL	$K_H = A / 2$	0.16	g
COEFICIENTE SISMICO VERTICAL	K_V	0.05	g
PESO UNITARIO DEL SUELO	γ	2.00	Tn/m ³
ANGULO INCLINACION DEL RELLENO	α	0.00	°
ANGULO FRICCION INTERNA DEL RELLENO	ϕ	35.00	°
ANGULO FRICCION ENTRE RELLENO Y EL ESTRIBO	δ	30.00	°
ANGULO CARA POSTERIOR DEL ESTRIBO	θ	18.27	°
CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO	σ_t	1.76	kg/cm ²
RESISTENCIA DEL CONCRETO	$f'c$	140	kg/cm ²
FRICCION CONCRETO SOBRE CONCRETO	fr	0.70	adim
FRICCION CONCRETO SOBRE SUELO CIMIENTO	frs	0.60	adim
LONGITUD DE LA ALETA	L_a	8.00	m
ANGULO FORMADO POR LA ALETA Y EL ESTRIBO	ω	0.00	°

SECCION AL INICIO DE ALETA



1. MOMENTOS POR PESO PROPIO

FUERZA	VALOR Tn	RESPECTO de A		RESPECTO de B		RESPECTO de C	
		BRAZO m	MOMENTO Tn.m	BRAZO m	MOMENTO Tn.m	BRAZO m	MOMENTO Tn.m
P ₁	12.98	0.53	6.81	1.03	13.30	1.03	13.30
P ₂	10.51	1.62	16.98	2.12	22.24	2.12	22.24
P ₃	0.00	-	-	1.88	0.00	1.88	0.00
P ₄	5.85	-	-	-	-	1.88	10.97
W ₁	8.76	2.18	19.12	2.68	23.49	2.68	23.49
W ₂	5.15	-	-	3.50	18.03	3.50	18.03
W ₃	0.00	-	-	-	-	3.75	0.00
SUMATORIA		M _A	42.91	M _B	77.06	M _C	88.03

2. FUERZAS VERTICALES POR PESO PROPIO

FUERZAS VERTICALES	FORMULA	VALOR	UNIDADES
RESPECTO de A	$F_A = P_1 + P_2 + W_1$	32.24	Tn
RESPECTO de B	$F_B = P_1 + P_2 + P_3 + W_1 + W_2$	37.39	Tn
RESPECTO de C	$F_C = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + W_1 + W_2 + W_3$	43.24	Tn

3. EMPUJE DEL RELLENO CON SISMO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDAD
ANGULO θ_0	$\theta_0 = \text{tg}^{-1} \left(\frac{K_H}{1 - K_V} \right)$	9.56	°
COEFICIENTE PARA EMPUJE ACTIVO DE RELLENO	$C_{ea} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos\theta_0 \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\delta + \theta + \theta_0) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \theta_0 - \alpha)}{\cos(\delta + \theta + \theta_0) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$	0.59	adim

3.1. EMPUJE HORIZONTAL

EMPUJE HORIZONTAL	H m	FORMULA	VALOR Tn	0.4-H m	MOMTO	VALOR Tn.m
RESPECTO de A	5.15	$E_{HA} = (1 - K_v) \left[\gamma \frac{H_A^2}{2} \cos\delta \right] C_{ea}$	12.87	2.06	M _{EAH}	26.51
RESPECTO de B	5.15	$E_{HB} = (1 - K_v) \left[\gamma \frac{H_B^2}{2} \cos\delta \right] C_{ea}$	12.87	2.06	M _{EBH}	26.51
RESPECTO de C	5.80	$E_{HC} = (1 - K_v) \left[\gamma \frac{H_C^2}{2} \cos\delta \right] C_{ea}$	16.32	2.32	M _{ECH}	37.87

3.2. EMPUJE VERTICAL

EMPUJE VERTICAL	H m	FORMULA	VALOR Tn	BRAZO m	MOMTO	VALOR Tn.m
RESPECTO de A	5.15	$E_{VA} = (1 - K_v) \left[\gamma \frac{H_A^2}{2} \text{sen}\delta \right] C_{ea}$	7.43	2.75	M _{EAV}	20.43
RESPECTO de B	5.15	$E_{VB} = (1 - K_v) \left[\gamma \frac{H_B^2}{2} \text{sen}\delta \right] C_{ea}$	7.43	3.75	M _{EBV}	27.87
RESPECTO de C	5.80	$E_{VC} = (1 - K_v) \left[\gamma \frac{H_C^2}{2} \text{sen}\delta \right] C_{ea}$	9.42	3.75	M _{ECV}	35.34

4. BASTONES DE ACERO EN EL ARRANQUE DE LA PANTALLA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
DIAMETRO SELECCIONADO	ϕ	1/2	pulg
AREA DE VARILLA	A_v	1.29	cm ²
NUMERO DE VARILLAS	N_v	2.00	unid
ESPACIAMIENTO	$S_p = 100/N_v$	50.00	cm
FUERZA PRODUCIDA POR EL ACERO	$FAS_A = N_v \cdot A_v \cdot f_y$	10.84	Tn
BRAZO PALANCA RESPECTO de A	br	2.45	m
MOMENTO RESPECTO de A	$MAS_A = FAS_A \cdot br$	26.55	Tn.m

5. VERIFICACION DE ESTABILIDAD Y PRESIONES

DESC	RESPECTO de A		RESPECTO de B		RESPECTO de C	
	FORMULA	VALOR	FORMULA	VALOR	FORMULA	VALOR
ΣFV	$F_A + E_{VA} + FAS_A$	50.51	$F_B + E_{VB}$	44.82	$F_C + E_{VC}$	52.66
ΣFH	E_{HA}	12.87	E_{HB}	12.87	E_{HC}	16.32
ΣMr	$M_A + M_{EAV} + MAS_A$	89.90	$M_B + M_{EBV}$	104.92	$M_C + M_{ECV}$	123.37
ΣMv	M_{EAH}	26.51	M_{EBH}	26.51	M_{ECH}	37.87
ANCHO	B	2.75	B	3.75	B	3.75
Coef. Fric.	fr	0.70	fr	0.70	frs	0.60

A. VERIFICACIONES EN LA SECCION AA'

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	CONDICION	VERIFICACION
EXCENRICIDAD	$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mv) / \Sigma FV$	0.12	$< B/6 = 0.46$	CONFORME
ESF. EN A	$\sigma_1 = \Sigma FV/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$	23.18	$< 0.4f'c = 560.00$	CONFORME
ESF. EN A'	$\sigma_2 = \Sigma FV/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B)$	13.56	> 0.00	CONFORME
POR DESLIZAMIENTO	$CD = \Sigma FV \cdot fr / \Sigma FH$	2.75	> 1.50	CONFORME
POR VOLTEO	$CV = \Sigma Mr / \Sigma Mv$	3.39	> 1.50	CONFORME

B. VERIFICACIONES EN LA SECCION BB'

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	CONDICION	VERIFICACION
EXCENRICIDAD	$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mv) / \Sigma FV$	0.13	$< B/6 = 0.63$	CONFORME
ESF. EN B	$\sigma_1 = \Sigma FV/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$	14.35	$< 0.4f'c = 560.00$	CONFORME
ESF. EN B'	$\sigma_2 = \Sigma FV/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B)$	9.55	> 0.00	CONFORME
POR DESLIZAMIENTO	$CD = \Sigma FV \cdot fr / \Sigma FH$	2.44	> 1.50	CONFORME
POR VOLTEO	$CV = \Sigma Mr / \Sigma Mv$	3.96	> 1.50	CONFORME

C. VERIFICACIONES EN LA SECCION CC'

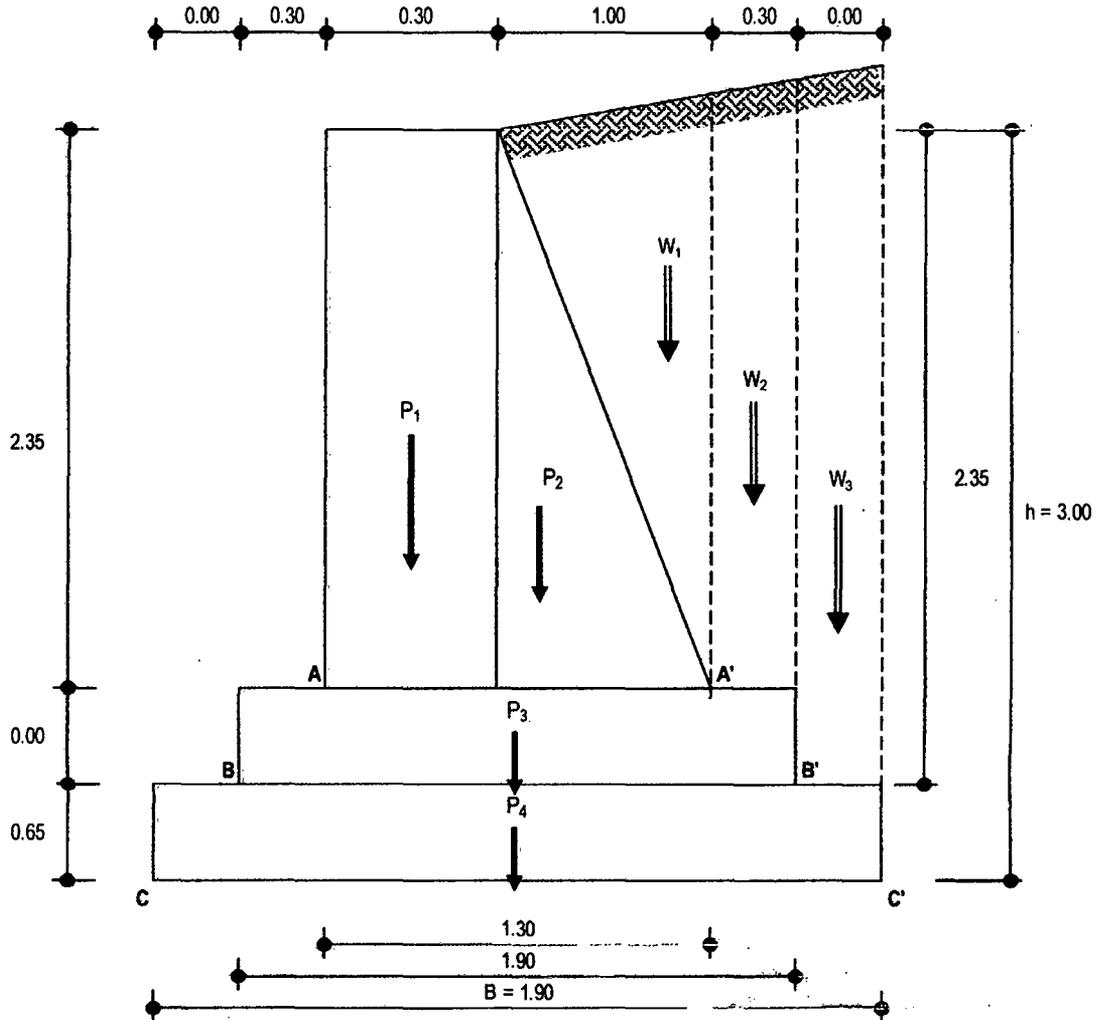
DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	CONDICION	VERIFICACION
EXCENRICIDAD	$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mv) / \Sigma FV$	0.25	$< B/6 = 0.63$	CONFORME
ESF. EN C	$\sigma_1 = \Sigma FV/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$	19.70	< 23.41	CONFORME
ESF. EN C'	$\sigma_2 = \Sigma FV/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B)$	8.39	> 0.00	CONFORME
POR DESLIZAMIENTO	$CD = \Sigma FV \cdot fr / \Sigma FH$	1.94	> 1.50	CONFORME
POR VOLTEO	$CV = \Sigma Mr / \Sigma Mv$	3.26	> 1.50	CONFORME

NOTA: La combinación de cargas usada para evaluar las secciones AA', BB' y CC', corresponde a la hipótesis VII de las normas AASHTO, (EVENTO EXTREMO I, en el actual reglamento). Por esta razón la capacidad del terreno se incrementa en 33%.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
ANGULO INCLINACION DEL RELLENO	$\alpha = \text{Arctag} \left(\frac{H-h}{La} \text{Tag} \omega \right)$	0.00	°

SECCION AL FINAL DE ALETA:



1. MOMENTOS POR PESO PROPIO

FUERZA	VALOR Tn	RESPECTO de A		RESPECTO de B		RESPECTO de C	
		BRAZO m	MOMENTO Tn.m	BRAZO m	MOMENTO Tn.m	BRAZO m	MOMENTO Tn.m
P ₁	1.69	0.15	0.25	0.45	0.76	0.45	0.76
P ₂	2.82	0.63	1.79	0.93	2.63	0.93	2.63
P ₃	0.00	-	-	0.95	0.00	0.95	0.00
P ₄	2.96	-	-	-	-	0.95	2.82
W ₁	2.35	0.97	2.27	1.27	2.98	1.27	2.98
W ₂	1.41	-	-	1.75	2.47	1.75	2.47
W ₃	0.00	-	-	-	-	1.90	0.00
SUMATORIA		M _A	4.31	M _B	8.84	M _C	11.65

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUNTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

2. FUERZAS VERTICALES POR PESO PROPIO

FUERZAS VERTICALES	FORMULA	VALOR	UNIDADES
RESPECTO de A	$F_A = P_1 + P_2 + W_1$	6.86	Tn
RESPECTO de B	$F_B = P_1 + P_2 + P_3 + W_1 + W_2$	8.27	Tn
RESPECTO de C	$F_C = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + W_1 + W_2 + W_3$	11.24	Tn

3. EMPUJE DEL RELLENO CON SISMO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDAD
ANGULO θ_0	$\theta_0 = \text{tg}^{-1} \left(\frac{K_H}{1-K_V} \right)$	9.56	°
COEFICIENTE PARA EMPUJE ACTIVO DE RELLENO	$C_{ea} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos\theta_0 \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \theta_0) \left[1 + \frac{\left[\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta_0 - \alpha)}{\cos(\delta + \theta + \theta_0) \cos(\theta - \alpha)} \right]^2}{\cos(\delta + \theta + \theta_0) \cos(\theta - \alpha)} \right]}$	0.59	adim

3.1. EMPUJE HORIZONTAL

EMPUJE HORIZONTAL	H m	FORMULA	VALOR Tn	0.4·H m	MOMTO	VALOR Tn.m
RESPECTO de A	2.35	$E_{HA} = (1-K_v) \left[\gamma \frac{H_A^2}{2} \cos\delta \right] C_{ea}$	2.68	0.94	M_{EAH}	2.52
RESPECTO de B	2.35	$E_{HB} = (1-K_v) \left[\gamma \frac{H_B^2}{2} \cos\delta \right] C_{ea}$	2.68	0.94	M_{EBH}	2.52
RESPECTO de C	3.00	$E_{HC} = (1-K_v) \left[\gamma \frac{H_C^2}{2} \cos\delta \right] C_{ea}$	4.37	1.20	M_{ECH}	5.24

3.2. EMPUJE VERTICAL

EMPUJE VERTICAL	H m	FORMULA	VALOR Tn	BRAZO m	MOMTO	VALOR Tn.m
RESPECTO de A	2.35	$E_{VA} = (1-K_v) \left[\gamma \frac{H_A^2}{2} \sin\delta \right] C_{ea}$	1.55	1.30	M_{EAV}	2.01
RESPECTO de B	2.35	$E_{VB} = (1-K_v) \left[\gamma \frac{H_B^2}{2} \sin\delta \right] C_{ea}$	1.55	1.90	M_{EBV}	2.94
RESPECTO de C	3.00	$E_{VC} = (1-K_v) \left[\gamma \frac{H_C^2}{2} \sin\delta \right] C_{ea}$	2.52	1.90	M_{ECV}	4.79

4. BASTONES DE ACERO EN EL ARRANQUE DE LA PANTALLA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
DIAMETRO SELECCIONADO	\emptyset	1/2	pulg
AREA DE VARILLA	A_v	1.29	cm ²
NUMERO DE VARILLAS	N_v	2.00	unid
ESPACIAMIENTO	$S_p = 100/N_v$	50.00	cm
FUERZA PRODUCIDA POR EL ACERO	$F_{AS_A} = N_v \cdot A_v \cdot f_y$	10.84	Tn
BRAZO PALANCA RESPECTO de A	br	1.00	m
MOMENTO RESPECTO de A	$M_{AS_A} = F_{AS_A} \cdot br$	10.84	Tn.m

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

5. VERIFICACION DE ESTABILIDAD Y PRESIONES

DESC	RESPECTO de A		RESPECTO de B		RESPECTO de C	
	FORMULA	VALOR	FORMULA	VALOR	FORMULA	VALOR
ΣFV	$F_A + E_{VA} + FAS_A$	19.25	$F_B + E_{VB}$	9.82	$F_C + E_{VC}$	13.76
ΣFH	E_{HA}	2.68	E_{HB}	2.68	E_{HC}	4.37
ΣMr	$M_A + M_{EAV} + MAS_A$	17.16	$M_B + M_{EBV}$	11.78	$M_C + M_{ECV}$	16.44
ΣMv	M_{EAV}	2.52	M_{EBV}	2.52	M_{ECV}	5.24
ANCHO	B	1.30	B	1.90	B	1.90
Coef. Fric.	f	0.70	f	0.70	f	0.60

A. VERIFICACIONES EN LA SECCION AA'

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	CONDICION	VERIFICACION
EXCENTRICIDAD	$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mv) / \Sigma FV$	-0.11	$< B/6 = 0.22$	CONFORME
ESF. EN A	$\sigma_1 = \Sigma FV / B \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$	7.24	$< 0.4f'c = 560.00$	CONFORME
ESF. EN A'	$\sigma_2 = \Sigma FV / B \cdot (1 - 6 \cdot e/B)$	22.37	> 0.00	CONFORME
POR DESLIZAMIENTO	$CD = \Sigma FV \cdot f / \Sigma FH$	5.03	> 1.50	CONFORME
POR VOLTEO	$CV = \Sigma Mr / \Sigma Mv$	6.81	> 1.50	CONFORME

B. VERIFICACIONES EN LA SECCION BB'

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	CONDICION	VERIFICACION
EXCENTRICIDAD	$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mv) / \Sigma FV$	0.01	$< B/6 = 0.32$	CONFORME
ESF. EN B	$\sigma_1 = \Sigma FV / B \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$	5.28	$< 0.4f'c = 560.00$	CONFORME
ESF. EN B'	$\sigma_2 = \Sigma FV / B \cdot (1 - 6 \cdot e/B)$	5.05	> 0.00	CONFORME
POR DESLIZAMIENTO	$CD = \Sigma FV \cdot f / \Sigma FH$	2.56	> 1.50	CONFORME
POR VOLTEO	$CV = \Sigma Mr / \Sigma Mv$	4.68	> 1.50	CONFORME

C. VERIFICACIONES EN LA SECCION CC'

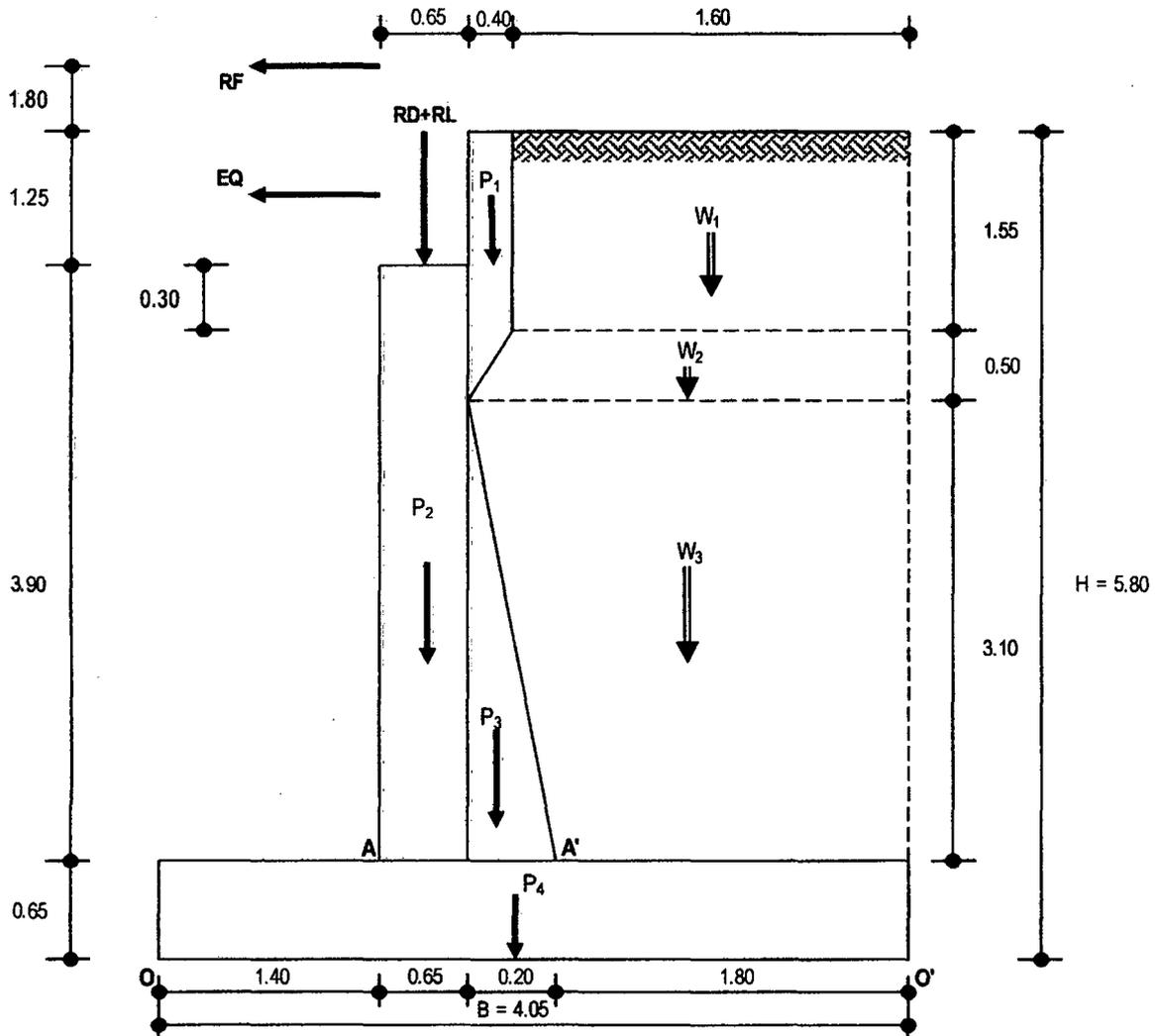
DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	CONDICION	VERIFICACION
EXCENTRICIDAD	$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mv) / \Sigma FV$	0.14	$< B/6 = 0.32$	CONFORME
ESF. EN C	$\sigma_1 = \Sigma FV / B \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$	10.34	< 23.41	CONFORME
ESF. EN C'	$\sigma_2 = \Sigma FV / B \cdot (1 - 6 \cdot e/B)$	4.14	> 0.00	CONFORME
POR DESLIZAMIENTO	$CD = \Sigma FV \cdot f / \Sigma FH$	1.89	> 1.50	CONFORME
POR VOLTEO	$CV = \Sigma Mr / \Sigma Mv$	3.14	> 1.50	CONFORME

LONGITUD DE DESARROLLO EN TRACCION PARA EL ACERO DE REFUERZO

DESCRIPCION	FORMULA - SECCION	VALOR	UNIDADES
LONGITUD DE DESARROLLO 1	$Ld = 0.06A_v \cdot f_y / (f'c)^{1/2}$	27.47	cm
DIAMETRO DE VARILLA	D_v	1.27	cm
LONGITUD DE DESARROLLO 2	$Ld = 0.006D_v \cdot f_y$	32.00	cm
LONGITUD DE DESARROLLO 3	$Ld = 30 \text{ cm}$	30.00	cm
TOMANDO EL MAYOR DE LOS TRES	Ld	35.00	cm

ESTRIBO EN VOLADIZO

DESCRIPCION	SIMBOLO	VALOR	UNIDADES
COEFICIENTE DE ACELERACION SISMICA	A	0.32	g
COEFICIENTE SISMICO HORIZONTAL	$K_{H1} = A / 2$	0.16	g
COEFICIENTE SISMICO VERTICAL	K_V	0.05	g
ALTURA SOBRECARGA VEHICULAR	h'	0.60	m
PRESION POR SOBRECARGA	$q = \gamma \cdot h'$	1.20	Tn/m ²
PESO UNITARIO DEL SUELO	γ	2.00	Tn/m ³
ANGULO INCLINACION DEL RELLENO	α	0.00	°
ANGULO FRICCION INTERNA DEL RELLENO	ϕ	35.00	°
ANGULO FRICCION ENTRE RELLENO Y EL ESTRIBO	δ	30.00	°
ANGULO CARA POSTERIOR DEL ESTRIBO	θ	3.69	°
CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO	σ_t	1.76	kg/cm ²
RESISTENCIA DEL CONCRETO	f'_c	175	kg/cm ²
FRICCION CONCRETO SOBRE CONCRETO	f_r	0.70	adim
FRICCION CONCRETO SOBRE SUELO CIMIENTO	f_{rs}	0.60	adim
RECUBRIMIENTO LIBRE	r	10.00	cm



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

1. REACCIONES DE LA SUPERESTRUCTURA

1.1. POR CARGA MUERTA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
LONGITUD TOTAL DEL PUENTE	$L_t = L' + 2 \cdot c$	15.60	m
PESO POR METRO LINEAL DE PUENTE	WD	13.54	Tn/m/puente
NUMERO DE DIAFRAGMAS	Nd	4.00	unid
PESO DE CADA DIAFRAGMA	Pd	2.55	Tn
PESO TOTAL DEL PUENTE	$PT = L_t \cdot WD + N_d \cdot P_d$	221.46	Tn
ANCHO TOTAL DEL PUENTE	BT	10.20	m
ANCHO ADICIONAL EN EL ESTRIBO	Ba	0.40	m
ANCHO TOTAL DEL ESTRIBO	$BE = BT + 2 \cdot Ba$	11.00	m
REACCION POR CARGA MUERTA	$RD = PT / (2 \cdot BE)$	10.07	Tn/m

1.2. POR CARGA VIVA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
LUZ DE CALCULO	$L = L' + c$	15.00	m
NUMERO DE VIAS	Nv	2.00	unid
CARGA RUEDA DELANTERA	P	2.00	Tn
SEPARACION MINIMA ENTRE EJES	A	4.30	m
REACCION TOTAL POR CARGA VIVA	$PL = P \cdot N_v \cdot (18L - 12A) / L$	58.24	Tn
REACCION POR CARGA VIVA	$RL = PL / BE$	5.29	Tn/m

1.3. POR SISMO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
COEFICIENTE DE ACCELERACION SISMICA	A	0.32	m
REACCION POR CARGA MUERTA	RD	10.07	Tn/m
REACCION POR SISMO	$EQ = RD \cdot A$	3.22	Tn/m

1.4. POR FRENADO

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
NUMERO VIAS IGUAL SENTIDO TRAFICO	Nvi	1.00	unid
CARGA RUEDA DELANTERA	P	2.00	Tn
PESO TOTAL CAMION DE DISEÑO	$18 \cdot P$	36.00	Tn
FUERZA DE FRENADO	$FF = 0.25 \cdot (18 \cdot P)$	9.00	Tn
REACCION POR FRENADO	$RF = FF / BE$	0.82	Tn/m

2. FUERZAS Y MOMENTOS POR PESO PROPIO

FUERZA	VALOR Tn	BRAZO m	MOMENTO Tn.m
P ₁	1.80	2.24	4.03
P ₂	6.34	1.73	10.93
P ₃	0.78	2.12	1.64
P ₄	6.58	2.03	13.33
W ₁	4.96	3.25	16.12
W ₂	1.80	3.15	5.66
W ₃	11.78	3.10	36.51
F ₀	34.03	M ₀	88.22

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

3. EMPUJE DEL RELLENO CON SISMO Y SOBRECARGA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDAD
ANGULO θ_0	$\theta_0 = \text{tg}^{-1} \left(\frac{K_{H1}}{1 - K_V} \right)$	9.56	°
COEFICIENTE PARA EMPUJE ACTIVO DE RELLENO	$C_{ea} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos\theta_0 \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \theta_0) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta_0 - \alpha)}{\cos(\delta + \theta + \theta_0) \cos(\theta - \alpha)} \right]^2}$	0.40	adim

3.1. EMPUJE HORIZONTAL

EMPUJE HORIZONTAL	H_0 m	FORMULA	VALOR T_n	$0.4 \cdot H_0$ m	MOMTO	VALOR $T_n \cdot m$
RESPECTO de O	5.80	$E_{HO} = (1 - K_V) \left[\gamma \frac{H_0^2}{2} \cos\delta + \frac{q \cos\theta}{\cos(\theta - \alpha)} H_0 \right] C_{ea}$	13.79	2.32	M_{EH}	31.99

3.2. EMPUJE VERTICAL

EMPUJE VERTICAL	H_0 m	FORMULA	VALOR T_n	BRAZO m	MOMTO	VALOR $T_n \cdot m$
RESPECTO de O	5.80	$E_{VO} = (1 - K_V) \left[\gamma \frac{H_0^2}{2} \sin\delta + \frac{q \cos\theta}{\cos(\theta - \alpha)} H_0 \right] C_{ea}$	9.08	4.05	M_{EV}	36.79

4. ESTABILIDAD Y PRESIONES EN OO' PARA ESTRIBO DESCARGADO

DESC	FORMULA	VALOR	UNID
ΣFV	$F_0 + E_{VO}$	43.12	T_n
ΣFH	E_{HO}	13.79	T_n
ΣMr	$M_0 + M_{EV}$	125.02	$T_n \cdot m$
ΣMv	M_{EH}	31.99	$T_n \cdot m$
ANCHO	B	4.05	m
Coef. Fric.	fs	0.60	adim

VERIFICACIONES

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	CONDICION	VERIFICACION
EXCENTRICIDAD	$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mv) / \Sigma FV$	-0.13	$< B/6 = 0.68$	CONFORME
ESF. EN O	$\sigma_1 = \Sigma FV / B \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$	8.56	23.41	CONFORME
ESF. EN O'	$\sigma_2 = \Sigma FV / B \cdot (1 - 6 \cdot e/B)$	12.74	> 0.00	CONFORME
POR DESLIZAMIENTO	$CD = \Sigma FV \cdot fs / \Sigma FH$	1.88	> 1.50	CONFORME
POR VOLTEO	$CV = \Sigma Mr / \Sigma Mv$	3.91	> 1.50	CONFORME

NOTA: La combinación de cargas usada para evaluar las sección OO', corresponde a la hipótesis VII de las normas AASHTO, (EVENTO EXTREMO I, en el actual reglamento). Por esta razón la capacidad del terreno se incrementa en 33%.

5. ESTABILIDAD Y PRESIONES EN OO' PARA ESTRIBO CARGADO

FUERZA	VALOR T_n	BRAZO m	MOMENTO $T_n \cdot m$	NOMBRE
RD	10.07	1.73	17.36	MRD
RL-(1+I)	7.04	1.73	12.15	MRL
EQ	3.22	5.18	16.67	MEQ
RF	0.82	7.60	6.22	MRF

La reacción por carga viva RL es afectada por el impacto, según reglamento.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

DESC	FORMULA	VALOR	UNID
ΣFV	$F_0 + E_{V0} + RD + RL$	60.23	Tn
ΣFH	$E_{H0} + EQ + RF$	17.83	Tn
ΣMr	$M_0 + M_{EV} + MRD + MRL$	154.53	Tn.m
ΣMv	$M_{EH} + MEQ + MRF$	54.88	Tn.m
ANCHO	B	4.05	m
Coef. Fric.	fs	0.60	adim

VERIFICACIONES

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	CONDICION	VERIFICACION
EXCENTRICIDAD	$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mv) / \Sigma FV$	0.37	$< B/6 = 0.68$	CONFORME
ESF. EN O	$\sigma_1 = \Sigma FV/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$	23.03	23.41	CONFORME
ESF. EN O'	$\sigma_2 = \Sigma FV/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B)$	6.71	> 0.00	CONFORME
POR DESLIZAMIENTO	$CD = \Sigma FV \cdot fs / \Sigma FH$	2.03	> 1.50	CONFORME
POR VOLTEO	$CV = \Sigma Mr / \Sigma Mv$	2.82	> 1.50	CONFORME

6. DISEÑO DE LA PANTALLA

A. CALCULO DEL ACERO PRINCIPAL EN EL ARRANQUE DE LA PANTALLA

EMPUJE HORIZONTAL

EMPUJE HORIZONTAL	H_A m	FORMULA	VALOR Tn	$0.4 \cdot H_A$ m	MOMTO M_{BHA}	VALOR Tn.m
RESPECTO de A	5.15	$E_{HA} = (1 - K_v) \gamma \frac{H_A^2}{2} \cos \delta + \frac{q \cos \theta}{\cos(\theta - \alpha)} H_A$	Cea 11.14	2.06		22.94

FUERZAS HORIZONTALES QUE TRANSMITE LA SUPERESTRUCTURA

FUERZA	VALOR Tn	BRAZO m	MOMENTO Tn.m	NOMBRE
EQ	3.22	4.53	14.58	MEQ_A
RF	0.82	6.95	5.69	MRF_A

ACERO PRINCIPAL

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO ULTIMO	$M_u = 1.35 \cdot M_{BHA} + 1.75 \cdot MRF_A + MEQ_A$	55.50	Tn.m
ACERO PRINCIPAL SELECCIONADO	\emptyset	1	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	D_v	2.54	cm
AREA DE VARILLA	A_v	5.10	cm ²
PERALTE EFECTIVO	$d = B_A - (D_v/2 + r)$	73.73	cm
AREA DE ACERO REQUERIDA	$A_s = \left[0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 M_u \cdot 10^5}{\phi f' c \cdot b \cdot d^2}} \right] \frac{f' c \cdot b \cdot d}{f_y}$	20.74	cm ²
AREA DE ACERO MINIMO	$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot B_A$	15.30	cm ²
NOS QUEDAMOS CON LA MAYOR AREA	A_s	20.74	cm ²
ESPACIAMIENTO	$S_p = \frac{100 \cdot A_v}{A_s}$	25.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$S_p < 45 \text{ cm}$	CONFORME	
PROFUNDIDAD BLOQUE COMPRESIONES	$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f' c \cdot b}$	5.85	cm
PROFUNDIDAD EJE NEUTRO	$C = a / \beta_1$ $\beta_1 = 0.85$	6.89	cm
RELACION	C/d	0.093	adim
VERIFICACION SECCION	$C/d \leq 0.42$	CONFORME	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

VERIFICACION POR CORTE EN EL ARRANQUE DE LA PANTALLA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CORTANTE ACTUANTE	$V = 1.35 \cdot E_{HA} + 1.75 \cdot RF + EQ$	19.69	Tn
CORTANTE RESISTENTE	$V_c = \phi \cdot 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$	43.94	Tn
VERIFICACION POR CORTE	$V_c > V$	CONFORME	

La sección no necesita acero por corte.

B. CALCULO DE ACERO PRINCIPAL EN LA PANTALLA A 5.3 m DE PROFUNDIDAD

EMPUJE HORIZONTAL

EMPUJE HORIZONTAL	H_y m	FORMULA	VALOR Tn	$0.4 \cdot H_y$ m	MOMTO	VALOR Tn.m
RESPECTO de O	5.30	$E_{HY} = (1-Kv) \left[\gamma \frac{H_y^2}{2} \cos\delta + \frac{q \cos\theta}{\cos(\theta-\alpha)} H_y \right] Cea$	11.72	2.12	M_{BY}	24.85

FUERZAS HORIZONTALES QUE TRANSMITE LA SUPERESTRUCTURA

FUERZA	VALOR Tn	BRAZO m	MOMENTO Tn.m	NOMBRE
EQ	3.22	4.68	15.06	MEQ_y
RF	0.82	7.10	5.81	MRF_y

ACERO PRINCIPAL

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO ULTIMO	$M_u = 1.35 \cdot M_{BY} + 1.75 \cdot MRF_y + MEQ_y$	58.78	Tn.m
ACERO PRINCIPAL SELECCIONADO	ϕ	1	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	D_v	2.54	cm
AREA DE VÁRILLA	A_v	5.10	cm ²
PERALTE EFECTIVO	$d = B_y - (D_v/2 + r)$	74.70	cm
AREA DE ACERO REQUERIDA	$A_s = \left[0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 M_u \cdot 10^5}{\phi f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \frac{f'c \cdot b \cdot d}{f_y}$	21.71	cm ²
AREA DE ACERO MINIMO	$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot B_y$	15.47	cm ²
NOS QUEDAMOS CON LA MAYOR AREA	A_s	21.71	cm ²
ESPACIAMIENTO	$S_p = \frac{100 \cdot A_v}{A_s}$	24.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$S_p < 45 \text{ cm}$	CONFORME	
PROFUNDIDAD BLOQUE COMPRESIONES	$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$	6.13	cm
PROFUNDIDAD EJE NEUTRO	$C = a/\beta_1 \quad \beta_1 = 0.85$	7.21	cm
RELACION	C/d	0.097	adim
VERIFICACION SECCION	$C/d \leq 0.42$	CONFORME	

C. ACERO EN COMPRESIÓN PARA LA PANTALLA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CUANTIA ACERO EN COMPRESION	$A's = 0.0012 \cdot b \cdot B_{PROMEDIO}$	5.10	cm ²
ACERO SELECCIONADO	ϕ	1/2	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	D_v	1.27	cm
AREA DE VARILLA	A_v	1.29	cm ²
ESPACIAMIENTO	$S_p = \frac{100 \cdot A_v}{A's}$	25.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$S_p < 45 \text{ cm}$	CONFORME	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL.
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

D. ACERO HORIZONTAL PARA LA PANTALLA EN CADA CARA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CUANTIA ACERO HORIZONTAL	$A's = (0.0020 \cdot b \cdot B_{\text{PROMEDIO}})/2$	4.25	cm ²
ACERO SELECCIONADO	\emptyset	1/2	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	Dv	1.27	cm
AREA DE VARILLA	Av	1.29	cm ²
ESPACIAMIENTO	$Sp = \frac{100 \cdot Av}{A's}$	30.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$Sp < 45 \text{ cm}$	CONFORME	

7. DISEÑO DEL ESPALDAR DE LA CAJA DEL ESTRIBO

EMPUJE HORIZONTAL

EMPUJE HORIZONTAL	H _p m	FORMULA	VALOR Tn	0.4·H _p m	MOMTO M _{EHP}	VALOR Tn.m
RESPECTO de A	1.25	$E_{HP} = (1 - Kv) \left[\gamma \frac{H_p^2}{2} \cos \delta + \frac{q \cos \theta}{\cos(\theta - \alpha)} H_p \right] C_{ea}$	1.09	0.50	M _{EHP}	0.54

FUERZA HORIZONTAL POR FRENADO DE LA RUEDA MAS PESADA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CARGA RUEDA MAS PESADA	4 · P	8.00	Tn
FUERZA DE FRENADO	FF = 0.25 · 4 · P	2.00	Tn
MOMENTO POR FRENADO	MF = 4 · P · H _p	2.50	Tn.m

ACERO POSITIVO Y NEGATIVO EN ESPALDAR

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO ULTIMO	$M_u = 1.35 M_{EHP} + 1.75 MF$	5.11	Tn.m
ACERO PRINCIPAL SELECCIONADO	\emptyset	1/2	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	Dv	1.27	cm
AREA DE VARILLA	Av	1.29	cm ²
PERALTE EFECTIVO	$d = B_{\text{ESPALDAR}} - (Dv/2 + r)$	29.37	cm
AREA DE ACERO REQUERIDA	$As = \left[0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 M_u \cdot 10^5}{\phi f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \frac{f'c \cdot b \cdot d}{f_y}$	4.71	cm ²
AREA DE ACERO MINIMO	$As_{\text{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot d$	5.29	cm ²
NOS QUEDAMOS CON LA MAYOR AREA	As	5.29	cm ²
ESPACIAMIENTO	$Sp = \frac{100 \cdot Av}{As}$	25.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$Sp < 45 \text{ cm}$	CONFORME	
PROFUNDIDAD BLOQUE COMPRESIONES	$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$	1.49	cm
PROFUNDIDAD EJE NEUTRO	$C = a/\beta_1$ $\beta_1 = 0.85$	1.76	cm
RELACION	C/d	0.060	adim
VERIFICACION SECCION	$C/d \leq 0.42$	CONFORME	

ACERO HORIZONTAL PARA EL ESPALDAR EN CADA CARA

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CUANTIA ACERO HORIZONTAL	$A's = (0.0020 \cdot b \cdot B_{\text{ESPALDAR}})/2$	4.00	cm ²
ACERO SELECCIONADO	\emptyset	3/8	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	Dv	0.95	cm
AREA DE VARILLA	Av	0.71	cm ²
ESPACIAMIENTO	$Sp = \frac{100 \cdot Av}{A's}$	18.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$Sp < 45 \text{ cm}$	CONFORME	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

8. DISEÑO DE LA CIMENTACION

8.1. DISEÑO DEL TALON ANTERIOR

Se diseña con los esfuerzos que producen las fuerzas actuantes factorizadas, cuando el estribo está cargado.

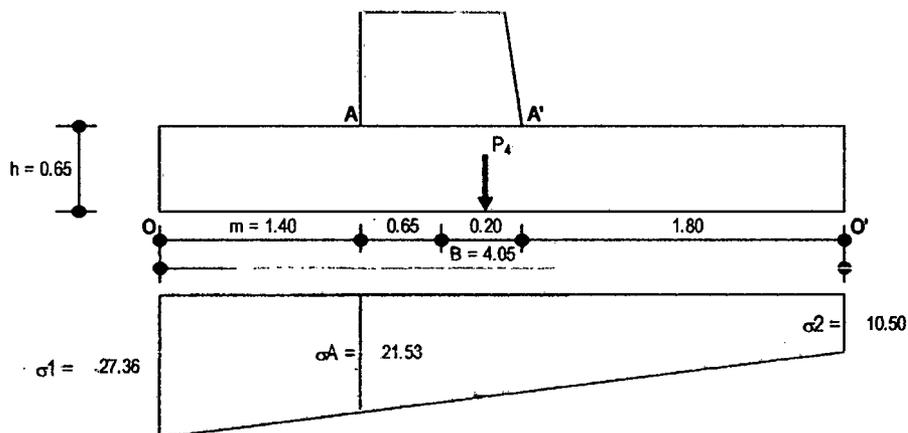
CUADRO DE FUERZAS Y MOMENTOS FACTORIZADOS

DESC	FORMULA	VALOR	UNID
ΣFV	$1.25F_O + 1.35E_{V0} + 1.25RD + 1.75RL$	76.65	Tn
ΣFH	$1.35E_{H0} + 1.75RF + EQ$	23.27	Tn
ΣMr	$1.25M_0 + 1.35M_{EV} + 1.25MRD + 1.75MRL$	202.91	Tn.m
ΣMv	$1.35M_{EH} + 1.75MRF + MEQ$	70.74	Tn.m
ANCHO	B	4.05	m
Coef. Fric.	fs	0.60	adim

ESFUERZOS FACTORIZADOS

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNID
EXCENTRICIDAD	$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mv) / \Sigma FV$	0.30	m
ESF. EN O	$\sigma_1 = \Sigma FV/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$	27.36	Tn/m ²
ESF. EN O'	$\sigma_2 = \Sigma FV/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B)$	10.50	Tn/m ²

DIAGRAMA DE ESFUERZOS FACTORIZADOS ESTRIBO CARGADO



ACERO PRINCIPAL TALON ANTERIOR

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
MOMENTO PESO PROPIO DE TALON	$M_{pp} = 1.25(h \cdot m^2 / 2) \cdot 2.50$	1.99	Tn.m
MOMENTO ULTIMO	$M_u = \sigma_A m^2 / 2 + 2(\sigma_1 - \sigma_A) m^2 / 3 - M_{pp}$	26.73	Tn.m
ACERO PRINCIPAL SELECCIONADO	ϕ	3/4	pu/g
DIAMETRO DE VARILLA	Dv	1.91	cm
AREA DE VARILLA	Av	2.84	cm ²
PERALTE EFECTIVO	$d = h - (Dv/2 + r)$	54.05	cm
AREA DE ACERO REQUERIDA	$As = \left[0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7Mu \cdot 10^5}{\phi f'c b d^2}} \right] \frac{f'c b d}{f_y}$	13.56	cm ²
AREA DE ACERO MINIMO	$As_{min} = 0.0018 \cdot b \cdot h$	11.70	cm ²
NOS QUEDAMOS CON LA MAYOR AREA	As	13.56	cm ²
ESPACIAMIENTO	$Sp = \frac{100 \cdot Av}{As}$	21.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$Sp < 45 \text{ cm}$	CONFORME	
PROFUNDIDAD BLOQUE COMPRESIONES	$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$	3.83	cm
PROFUNDIDAD EJE NEUTRO	$C = a / \beta_1$ $\beta_1 = 0.85$	4.51	cm
RELACION	C/d	0.083	adim
VERIFICACION SECCION	$C/d \leq 0.42$	CONFORME	

VERIFICACION POR CORTE EN TALON ANTERIOR

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CORTANTE PESO PROPIO DE TALON	$V_{pp} = 1.25(m \cdot h) \cdot 2.50$	2.84	Tn
CORTANTE ACTUANTE	$V = (\sigma_1 + \sigma_A) \cdot m/2 - V_{pp}$	31.38	Tn
CORTANTE RESISTENTE	$V_c = \phi \cdot 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$	32.21	Tn
VERIFICACION POR CORTE	$V_c > V$	CONFORME	

8.2. DISEÑO DEL TALÓN POSTERIOR

Se diseña con los esfuerzos que producen las fuerzas actuantes factorizadas, cuando el estribo está descargado.

NOTA: "Cuando la carga permanente incrementa la estabilidad o capacidad de carga de algún componente del puente, se evaluará la posibilidad de una combinación de cargas con el mínimo valor de tal carga permanente." (REGLAMENTO)

Tal es el caso para el diseño del talón posterior, por esta razón F_0 y M_0 tienen factor 1 de carga.

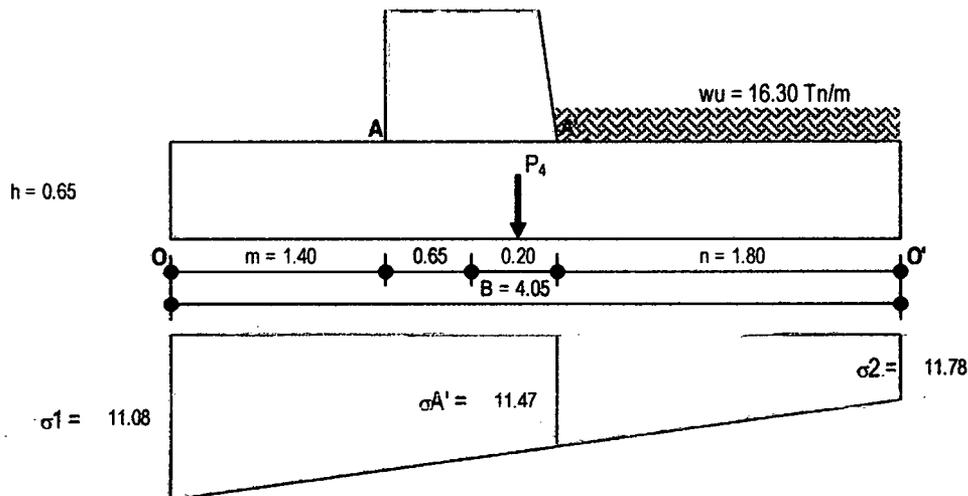
CUADRO DE FUERZAS Y MOMENTOS FACTORIZADOS

DESC	FORMULA	VALOR	UNID
ΣFV	$F_0 + 1.35E_{V0}$	46.30	Tn
ΣFH	$1.35E_{H0}$	18.61	Tn
ΣMr	$M_0 + 1.35M_{EV}$	137.89	Tn.m
ΣMv	$1.35M_{EH}$	43.19	Tn.m
ANCHO	B	4.05	m
Coef. Fric.	frs	0.60	adim

ESFUERZOS FACTORIZADOS

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNID
EXCENTRICIDAD	$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mv)/\Sigma FV$	-0.02	m
ESF. EN O	$\sigma_1 = \Sigma FV/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B)$	11.08	Tn/m ²
ESF. EN O'	$\sigma_2 = \Sigma FV/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B)$	11.78	Tn/m ²

DIAGRAMA DE ESFUERZOS FACTORIZADOS ESTRIBO DESCARGADO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL.
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

ACERO PRINCIPAL TALON POSTERIOR

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CARGA RELLENO MAS SOBRECARGA	$wu = 1.25H \cdot \gamma + 1.50h \cdot \gamma$	16.3	Tn/m
MOMENTO RELLENO MAS SOBRECARGA	$Mrs = wu \cdot n^2 / 2$	26.41	Tn.m
MOMENTO PESO PROPIO DE TALON	$Mpp = 1.25(h \cdot n^2 / 2) \cdot 2.50$	3.29	Tn.m
MOMENTO ULTIMO	$Mu = Mpp + Mrs - \left[\frac{\sigma_2 n^2}{2} + \frac{(\sigma A' - \sigma_2) \cdot n^2}{6} \right]$	10.78	Tn.m
ACERO PRINCIPAL SELECCIONADO	\emptyset	3/4	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	Dv	1.91	cm
AREA DE VARILLA	Av	2.84	cm ²
PERALTE EFECTIVO	$d = h - (Dv/2 + r)$	54.05	cm
AREA DE ACERO REQUERIDA	$As = \left[0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7Mu \cdot 10^5}{\phi f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \frac{f'c \cdot b \cdot d}{fy}$	5.35	cm ²
AREA DE ACERO MINIMO	$As_{min} = 0.0018 \cdot b \cdot h$	11.70	cm ²
NOS QUEDAMOS CON LA MAYOR AREA	As	11.70	cm ²
ESPACIAMIENTO	$Sp = \frac{100 \cdot Av}{As}$	25.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$Sp < 45 \text{ cm}$	CONFORME	
PROFUNDIDAD BLOQUE COMPRESIONES	$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$	3.30	cm
PROFUNDIDAD EJE NEUTRO	$C = a / \beta_1 \quad \beta_1 = 0.85$	3.89	cm
RELACION	C/d	0.072	adim
VERIFICACION SECCION	$C/d \leq 0.42$	CONFORME	

VERIFICACION POR CORTE EN TALON POSTERIOR

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CORTANTE PESO PROPIO DE TALON	$Vpp = 1.25(m \cdot h) \cdot 2.50$	3.66	Tn
CORTANTE RELLENO MAS SOBRECARGA	$Vrs = n \cdot wu$	29.34	Tn
CORTANTE ACTUANTE	$V = Vpp + Vrs - (\sigma A' + \sigma_2) \cdot n / 2$	12.07	Tn
CORTANTE RESISTENTE	$Vc = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$	32.21	Tn
VERIFICACION POR CORTE	$Vc > V$	CONFORME	

ACERO TRANSVERSAL EN CIMENTACION

DESCRIPCION	FORMULA	VALOR	UNIDADES
CUANTIA ACERO HORIZONTAL	$A's = (0.0020 \cdot b \cdot h) / 2$	6.50	cm ²
ACERO SELECCIONADO	\emptyset	5/8	pulg
DIAMETRO DE VARILLA	Dv	1.59	cm
AREA DE VARILLA	Av	2.00	cm ²
ESPACIAMIENTO	$Sp = \frac{100 \cdot Av}{As}$	31.00	cm
VERIFICACION ESPACIAMIENTO	$Sp < 45 \text{ cm}$	CONFORME	

6.1.3.- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

1. OBRAS PROVISIONALES

01.01 CASETA Y ALMACÉN PARA GUARDIANÍA

- **Generalidades**

Comprende la construcción de ambientes para guardianía y almacén.

- **Ejecución**

Se limpiará la zona donde va a construir, luego se procederá al trazado y construcción de los ambientes.

- **Medición**

La medición se hará por metro cuadrado.

- **Forma de Pago**

El pago de almacén y caseta para guardianía se hará en base del precio unitario por metro cuadrado (m²)

01.02 CARTEL DE OBRA

- **Generalidades**

Comprende la colocación en el lugar de la obra o en un lugar adecuado de un cartel de obra.

- **Ejecución**

Se colocará un cartel de obra con la descripción dada por el propietario de la obra, el cartel se colocará sobre postes de madera a una altura mínima de 2.50 m. medido desde el suelo hasta el borde inferior del cartel.

- **Medición**

La medición se hará por unidad.

- **Forma de Pago**

El pago de cartel de obra se hará en la base del precio unitario por unidad (Unid).

02 OBRAS PRELIMINARES

02.01 LIMPIEZA Y DEFORESTACIÓN MANUAL

- **Generalidades**

Comprende la limpieza en el área que se va a hacer los trazos, ejes referenciales, etc.

- **Ejecución**

Se limpiará la zona donde va a construirse el puente libre de todo obstáculo, basura, árboles, piedra movidas, tierras deslencables, u otro obstáculo que dificulte la facilidad de la ejecución de la obra.

- **Medición**

Se limpiará unos 10 metros desde el eje del puente a ambos lados y longitudinalmente unos 10 metros hacia los bordes del puente.

- **Forma de Pago**

El pago de la limpieza del terreno se hará en la base del precio unitario por metro cuadrado (m²)

El precio unitario incluirá, además, la limpieza del área para colocar los materiales y almacenes.

02.02 TRAZO NIVELACIÓN Y REPLANTEO

- **Generalidades:**

Comprende el replanteo de los planos en el terreno y nivelado fijando los ejes de referencia y las estacas de nivelación.

- **Ejecución:**

Se marcarán los ejes central, de las vigas del puente y de los estribos, a continuación las líneas del ancho de la cimentación en armonía con los planos de estructuras, estos ejes deberán ser aprobados por el Ingeniero Inspector antes que se inicien las excavaciones.

- **Medición:**

Se tomará en cuenta el área de proyecto.

- **Forma de Pago:**

Se pagará por metro cuadrado (m²).

03 MOVIMIENTO DE TIERRAS

03.01 EXCAVACIÓN EN SECO

- **Generalidades:**

Las excavaciones en seco se refieren al movimiento de todo material y de cualquier naturaleza, que deba ser removido para proceder a la construcción de las cimentaciones y elevaciones de la infraestructura (estribo) de acuerdo a los planos o a las indicaciones del Ingeniero Inspector, por encima del nivel de aguas.

- **Ejecución:**

La excavación en seco se ejecutará hasta llegar hasta el nivel freático. En cualquier tipo de suelo, al ejecutar los trabajos de excavación o de nivelación se tendrá la precaución de no producir alteraciones en la consistencia del terreno natural de cimentación. Cuando la estabilidad de los taludes de las excavaciones las requieran, deberán construirse defensas (entibados, tablestacado, etc.) necesaria para su ejecución.

- **Mediciones:**

En las excavaciones abiertas se considerará el volumen de excavación limitada por planos verticales situados a 0.50m. de las caras del perímetro de la subestructura, los mayores volúmenes a excavar para mantener la estabilidad de la excavación no serán considerados en los metrados.

- **Forma de Pagos:**

El pago de las excavaciones en seco se hará en base del precio unitario por metro cúbico (m³), de excavación de acuerdo al párrafo (c) anterior.

03.02 EXCAVACIÓN BAJO EL AGUA

- **Generalidades:**

Las excavaciones bajo agua se refieren al movimiento de todo material y de cualquier naturaleza, que deba ser removido para proceder a la construcción de las cimentaciones y elevaciones de la infraestructura (estribo) de acuerdo a los planos o a las indicaciones del Ingeniero Inspector, con la presencia de agua, es decir por debajo del nivel freático. Las cotas de fondo de cimentación indicada en los planos pueden ser modificadas por orden escrita del Ingeniero Inspector, si tal variación fuese necesaria para asegurar la estabilidad de la obra.

- **Ejecución:**

La excavación se ejecutará hasta llegar a la cota del fondo de cimentación, el cual deberá ser nivelado rebajando los puntos altos, pero de ninguna manera rellenando los puntos bajos; para ejecutar ésta partida será necesario utilizar bombas en el número adecuado para eliminar las aguas que dificulten los trabajos. En cualquier tipo de suelo, al ejecutar los trabajos de excavación o de nivelación se tendrá la precaución de no producir alteraciones en la consistencia del terreno natural de cimentación. Cuando la estabilidad de los taludes de las excavaciones las requieran, deberán construirse defensas (entibados, tablestacado, etc.) necesaria para su ejecución. Si en la cota de fondo de la cimentación se encuentra roca u otro material duro, adecuado para la cimentación, dicha superficie para ser aceptada deberá limpiarse, eliminado los materiales sueltos y recortados hasta tener una superficie firme y uniforme, ya sea a nivel

con la pendiente de diseño con gradas dentadas o como indique en los planos. Toda grieta o hendidura deberá ser limpiada y lechada con mortero, toda roca suelta o desintegrada así como los estratos delgados deberán ser retirados.

- **Mediciones:**

En las excavaciones abiertas se considerará el volumen de excavación limitada por planos verticales situados a 0.50m. de las caras del perímetro de la sub estructura, los mayores volúmenes a excavar para mantener la estabilidad de la excavación no serán considerados en los metrados.

- **Forma de Pagos:**

El pago de las excavaciones se hará en base del precio unitario por metro cúbico (m³), de excavación de acuerdo al párrafo (c) anterior.

03.03 RELLENO Y COMPACTACION CON MATERIAL PROPIO

- **Generalidades:**

Los rellenos se refieren al movimiento de tierras ejecutado para rellenar todos los espacios excavados y no ocupados por las cimentaciones y elevaciones de las sub estructuras.

- **Ejecución:**

Todo material usado en relleno deberá ser de calidad aceptable a juicio del Ingeniero Inspector y no contendrán materia orgánica ni elementos inestables o de fácil alteración. El relleno se ejecutará hasta la superficie del terreno circundante, teniendo en cuenta los asentamientos que puedan producirse en su seno. Deberá ser enteramente compactado por medios apropiados y aprobados por el Ingeniero Inspector, de modo que sus características mecánicas sean similares a la del terreno primitivo.

El relleno del terraplén detrás de los estribos y muros de alas del puente será depositado y compactado convenientemente, en capas horizontales de 0.30 m. de espesor. Cuando se deja ejecutar rellenos adelante de dichas estructuras, estos deberán realizarse con anterioridad para prevenir acciones contra la albañilería destruyendo los taludes de las excavaciones, de modo que estos queden escalonados o rugosos.

No se colocarán rellenos detrás de los estribos y muros de aleta o de contención sin orden escrita del Ingeniero Inspector y de preferencia no antes de los 21 días de terminada las alas y estribos o cuando las pruebas de concreto arrojen cuando menos el 50% de su resistencia.

- **Medición:**

Se considerará como volumen de relleno, a la diferencia entre el volumen de excavación indicado en los acápites 03.01 (c) y 03.02(c) y el de la estructura a colocar en el espacio excavado. Tanto el mayor necesario para rellenar el mayor volumen de excavación ejecutado para mantener su estabilidad no se considerará en el metrado.

- **Forma de Pago:**

El pago de los rellenos se hará en base de precio unitario por metro cúbico (m³) de relleno, de acuerdo al párrafo (c) anterior.

04 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

Las obras de concreto armado se refieren a toda obra que requiere de concreto y adicionalmente acero para refuerzo.

CONCRETO EN ALAS	f'c =140 Kg/cm²	(04.01)
CONCRETO EN ESTRIBOS	f'c =175 Kg/cm²	(04.02)
CONCRETO EN VIGAS DIAFRAGMAS	f'c=210 Kg/cm²	(04.04)
CONCRETO EN LOSA Y VEREDAS	f'c=210 Kg/cm²	(04.07)
CONCRETO EN VARANDAS Y POSTES	f'c=210 Kg/cm²	(04.10)

- **Generalidades:**

MATERIALES

- **Cemento**

Todos los tipos de concreto a menos que se especifiquen otra cosa usaran cemento Pórtland Normal tipo 1 ASTM-C150; el que se encontrará en perfecto estado, en el momento de su utilización. Las bolsas de cemento se colocaron por separado; indicándose en carteles la fecha de recepción de cada lote, de tal modo que sea fácil su identificación, inspección y empleo de acuerdo a su antigüedad.

- **Agua**

El agua a emplearse en la mezcla deberá ser clara, limpia exenta de aceites, ácidos, álcalis o materia orgánica, no deberán ser salubre, al tomar las muestras, se tendrán cuidado de que sean representativas y los envases estén limpios. No se podrá emplear el agua sin su verificación por medios adecuados por el Ingeniero Inspector.

- **Agregados:**

El agregado fino consistirá de arena natural y otro material inerte con características similares, sujeto a aprobación previa por el Laboratorio de Suelos de una institución de garantía. Será limpio, libre de impurezas, sales y sustancias orgánicas.

La arena será de granulometría adecuada, natural o procedente de la trituración de piedras otras sustancias perjudiciales tales como esquistos, álcalis, mica, gramos recubiertos, pizarra, partículas blandas y escamosas no deberán exceder de los

porcentajes fijados para ellas en especificaciones especiales Cuando la obra los requiera. El agregado fino será de granulometría uniforme debiendo estar comprendida entre los límites indicados en la tabla N° 7.1

TABLA N° 7.1

MALLA	PORCENTAJES QUE PASA EN PESO
3/8	100
N° 4	95 - 100
N° 8	80 - 100
N° 16	50 - 85
N° 30	25 - 60
N° 50	10 - 30
N° 100	2 - 10

A fin de determinar el grado de uniformidad se hará una comprobación del módulo de fineza con muestras representativas enviadas por el Contratista de todas las fuentes de aprovisionamiento que él mismo proponga usar. Los agregados finos de cualquier origen, que acusen una variación del módulo de fineza, mayor de 0.20 en más o menos, con respecto al promedio del módulo de fineza de las muestras respectivas enviadas por el contratista, serán rechazados o podrán ser aceptados sujetos a cambios en las proporciones del hormigón o en el método de depositar y cargar las áreas que el Ingeniero Inspector pudiera disponer. El módulo de fineza de los agregados finos será determinado sumando los porcentajes acumulativos en el peso de los materiales retenidos en cada uno de los tamices U: S: Standard N° 4, 8, 16, 30, 50, 100 y dividiendo por 100. El agregado grueso consistirá de piedra partida, grava canto rodado o escorias de altos hornos, cualquier otro material inerte aprobado con características similares o combinaciones de éstos. Deberá ser duro, con una resistencia última mayor que la del concreto en que se va a emplear, químicamente estable, durable, sin materias extrañas y orgánicas adheridas a su superficie.

El tamaño máximo del agregado grueso, no deberá exceder los 2/3 del espacio libre entre **barras**. El agregado para concreto ciclópeo consistirá en piedras grandes, duras, estables y durables, libre de materias orgánicas, con una resistencia última mayor que el doble de la exigida. Su forma preferentemente será de forma angulosa y superficie rugosa de tal forma de asegurar una buena adherencia con el mortero circundante. Su dimensión máxima no será mayor de 1/5 de la menor medida del elemento de concreto a llenarse. El Contratista proporcionará, antes del llenado de concreto, el diseño de mezcla

correspondiente cuyos agregados serán de la cantera de donde se van a extraer; del resultado dependerá la aprobación para su empleo en obra.

El Ingeniero Inspector podrá solicitar cuantas veces considere necesario nuevos análisis de los materiales que van a ser utilizados en obra.

- **Ejecución:**

- **Mezclado**

El mezclado de los componentes del concreto se hará únicamente con concreteira. La concreteira debe encontrarse en óptimas condiciones, equipada con dispositivos adecuados y automáticos que permitan medir exactamente la cantidad de agua de la mezcla y con la aprobación del Ingeniero Inspector antes de su empleo. Durante el proceso de mezclado, antes de introducir la siguiente tanda al tambor de la concreteira, debe haberse extraído completamente la anterior. La precisión en el pesado de los componentes será de 2% para los agregados y del 1 % para el cemento, ya sea en exceso o en defecto.

- **Colocación**

Al depositar el concreto en las formas, inmediatamente después deberá ser convenientemente compactado. Se usará vibrador de frecuencia no menor de 3,000 vibraciones por minuto.

- **Curado y protección**

Toda la superficie visible del concreto será conservada húmeda no menos de siete días, después de la colocación del concreto en las formas; para lo cual se rociará con agua o por medio de yute mojado, esferas de algodón u otros tejidos adecuados hasta el final del período de curado. El curado se iniciará tan pronto se haya iniciado el endurecimiento del concreto, evitando erosionar la superficie.

- **Acabado**

Toda superficie de concreto será convenientemente lijada con herramientas adecuadas, ya que no se aplicará tarrajeo en ninguna superficie (excepto barandas). La superficie acabada no deberá variar más de 1 %. Para la superficie visible el acabado consistirá en un pulido efectuado con herramientas alijadoras, chorro de arena o máquina de pulido por abrasión, según el tipo de obra, será el Inspector, quién apruebe el acabado final.

- **Muestras**

Se tomarán como mínimo nueve muestras estandarizadas (probetas o testigos) y se someterán a la prueba de comprensión axial, tres a los siete días, tres a los catorce días y los tres- últimos a los veintiocho días, para luego considerar promedios en cada grupo.

Cada resistencia promedio obtenida no podrá ser menor que la exigida de acuerdo al tiempo de rotura y al tipo de concreto.

- **Medición**

Se considera como volumen de concreto a pagar a todo volumen vaciado en los encofrados.

- **Forma de pago**

El pago de concreto se hará en base a precios unitarios por metro cúbico (m³) de concreto, este precio incluirá además de los materiales, mano de obra y equipo necesario para ejecutar el vaciado del concreto.

- 04.01 ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE ESTRIBOS Y ALAS**
- ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE VIGAS Y DIAFRAGMAS. (04.05)**
- ENCOFRADO Y DEENCOFRADO EN LOSA Y VEREDAS. (04.08)**
- ENCOFRADO Y DEENCOFRADO EN BARANDAS Y POSTES. (04.11)**

- **Generalidades**

Los encofrados se refieren a la construcción de formas temporales para contener el concreto de modo que éste al endurecer, tome la forma que se estipule en los planos respectivos, tanto en dimensiones como en su ubicación en la estructura.

- **Ejecución**

Los encofrados deberán ser diseñados y contruidos de modo que resistan totalmente al empuje del concreto al momento del relleno sin deformarse. Para dichos diseños se tomarán un coeficiente aumentativo de un impacto igual al 50% del empuje del material que deba ser recibido por el encofrado. Antes de proceder a la construcción de los encofrados, el contratista deberá obtener la autorización escrita del Ing. Inspector, previa aprobación. Los encofrados para ángulos entrantes deberán ser achamafados y aquellos para artistas, serán fileteados. Los encofrados deberán ser contruidos de acuerdo a las líneas de la estructura y apuntalados sólidamente para que conserven su rigidez. En general, se deberán unir los encofrados por medio de pernos que pueden ser retirados posteriormente, en todo caso deberán ser contruidos de modo que se pueda fácilmente desencofrar. Antes de depositar el concreto, los encofrados deberán ser convenientemente humedecidos y sus superficies interiores recubiertas adecuadamente con aceite, grasa o jabón, para evitar la adherencia del mortero.

No podrá efectuarse llenado alguno sin la autorización escrita del Ing. Inspector, quien previamente habrá inspeccionado y comprobado las características de los encofrados.

Los encofrados no podrán quitarse antes de los tiempos siguientes, a menos que el Ing. Inspector lo autorice por escrito:

Costado de Vigas	:	24 horas
Cimentación y elevaciones	:	3 días
Losas	:	14 días
Fondo de vigas	:	21 días

La madera del encofrado para volver a ser usado no deberá presentar alabeos ni deformaciones y deberá ser limpiado con cuidado antes de ser colocado.

- **Medición**

Se considerará como área de encofrado a la superficie de la estructura que será cubierta directamente por dicho encofrado.

- **Forma de Pago**

El pago de los encofrados se hará en base a precios unitarios por metro cuadrado (m²) de encofrado, este precio incluirá además de los materiales, mano de obra y equipo necesario para ejecutar el encofrado propiamente dicho, todas las obras de refuerzo y apuntalamiento, así como el acceso, indispensable para asegurar la estabilidad, resistencia y buena ejecución de los trabajos. Igualmente incluirá el costo total del desencofrado.

04.02 ACERO EN ESTRIBOS Y ALAS $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$.

ACERO EN VIGAS Y DIAFRAGMAS $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. (04.06).

ACERO EN LOSA Y VEREDAS $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. (04.09).

ACERO EN BARANDAS Y POSTES $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. (04.12).

- **Generalidades**

La armadura de refuerzo se refiere a la habilitación del acero en barras según lo especificado en los planos estructurales del puente.

- **Procedimiento constructivo**

Todas las barras, antes de usarlas deberán estar completamente limpias, es decir libre de polvo, pintura, óxido, grasas o cualquier otro material que disminuya su adherencia. Las barras dobladas deberán ser dobladas en frío de acuerdo a la forma y dimensiones estipuladas en los planos.

- **Medición**

Se tomarán en cuenta los dobleces, los empalmes, los desperdicios y las medidas que estipulan los planos de estructura verificado por el ingeniero inspector en coordinación con el ingeniero supervisor.

- **Forma de pago**

Será pagado por el precio unitario de contrato por kilogramo (Kg.) Este precio y pago considerará compensación por toda mano de obra, materiales e imprevistos necesarios a la ejecución de la obra.

05 TARRAJEO

05.01 TARRAJEO DE BARANDAS

- **Generalidades**

El tarrajeo de barandas se refiere al revestido de las barandas de concreto, para tener superficies pulidas y de buen aspecto.

- **Procedimiento constructivo**

Luego de haber realizado el desencofrado de barandas se procederá al tarrajeo de éstas, para lo cual se utilizará mezcla de mortero 1:5 (cemento : arena), las mezclas se prepararán en bateas de madera perfectamente limpias de todo residuo anterior. El tarrajeo se hará con cintas de la misma mezcla, perfectamente alineadas y aplanadas aplicando las mezclas pañateando con fuerza y presionando contra las barandas para evitar vacíos interiores y obtener una capa no mayor de 2.5 cm.

- **Medición**

La medición se hará por metro cuadrado (m²) de tarrajeo de barandas.

- **Forma de pago**

El pago se hará de acuerdo al precio unitario por metro cuadrado de tarrajeo.

06 FALSO PUENTE

06.01 FALSO PUENTE DE MADERA

- **Generalidades**

El falso puente se refiere a la construcción de una estructura temporal capaz de soportar las formas de la superestructura que ha de ser llenadas con el concreto. Esta obra soporta la superestructura del puente mientras esta no tenga la capacidad autoportante necesaria

- **Ejecución**

El falso puente deberá ser diseñado para prever la necesaria rigidez y soporte de las cargas muertas más un aumento del 50% de estas por impacto y sobrecarga sin que se presente deformación ni asentamiento. Cuando se utiliza madera para la construcción del falso puente, esta podrá ser bruta, de buena calidad y no deberá presentar nudos o fallas que disminuyan su capacidad portante. En cualquier caso el falso puente deberá ser

arriostrado y apuntalado para evitar oscilaciones y corrimientos que puedan afectar las líneas del puente. La obra falsa se construirá de tal modo que pueda dar a la estructura la contra flecha indicada en los planos. El desencofrado no podrá ser efectuado antes de los 21 días después de llenado el concreto a menos que se estipule otro lapso en los planos o se use acelerantes. En cualquiera de estos casos la fecha de desencofrado se fijará de acuerdo al resultado de las pruebas de compresión realizada en los testigos tomadas durante el llenado.

- **Método de Medición.**

El Falso puente será medido en metros cuadrados

- **Forma de Pago**

Será pagado por el precio unitario de contrato por metro cuadrado.

07 CAPA DE RODADURA, REVOQUES Y JUNTAS.

07.01 CAPA DE RODADURA E = 5 cm. MEZCLA 1:2, C:A.

- **Generalidades**

La capa de rodadura; será una capa de mortero C:A para la circulación de los vehículos.

- **Proceso constructivo**

Después de haber vaciado la losa y luego de que ésta haya fraguado lo suficiente para soportar presiones sin deformarse, se procederá al vaciado de la capa de rodadura que será de mortero C:A con mezcla 1:2, el acabado de la capa de rodadura será de tal manera que tenga un bombeo de 1 % en sentido transversal. El curado de ésta capa de rodadura será de por lo menos durante 7 días, el cual se llevará a cabo inundando toda la capa de rodadura, que puede ser mediante arroceras formadas a base de arena u otro material que retenga el agua.

- **Medición**

La medición se hará por metro cuadrado (m²) de capa de rodadura.

- **Forma de pago**

El pago de capa de rodadura se hará por metro cuadrado en base a los precios unitarios.

07.02 JUNTAS DE DILATACIÓN

- **Generalidades**

Las juntas de dilatación se refieren a las juntas que se deben de dejar en la unión viga - estribo para permitir la expansión y contracción de las vigas y losa del puente.

- **Procedimiento constructivo**

Se dejará una junta de dilatación en la unión de la superestructura con los estribos de 1" de espesor, de acuerdo con los respectivos planos.

- **Medición**

La medición se hará por ml de juntas de dilatación:

- **Forma de pago**

El pago de juntas de dilatación se hará en base al precio unitario por m. lineal, en base a los precios unitarios.

07.03 DRENAJE PLUVIAL

- **Generalidades**

Son los conductos o tuberías de fierro galvanizado de 2" de diámetro, destinadas a evacuar las lluvias ubicadas en la losa a un destino que es el río donde va a descargar.

- **Procedimiento constructivo**

Estas tuberías están colocadas embebidas en el concreto antes del colocado formando una pendiente con la horizontal.

- **Medición**

La colocación de estas tuberías es de 70 cm. cada 2 metros por lado y este sistema está especificado en los planos:

- **Forma de pago**

El pago de las tuberías de drenaje se hará en base a precios unitarios por metro lineal (MI) de material F°G°, este precio incluirá además de los materiales, mano de obra y accesorios necesario para asegurar el drenaje y buena ejecución de los trabajos.

08 TRANSPORTE DE MATERIALES

08.01 FLETE TERRESTRE.

- **Generalidades**

Comprende el traslado de todos los materiales, equipos, herramientas y maquinaria, desde el centro de acopio y/o al macen hasta el lugar de la obra, por cuenta y responsabilidad del contratista.

- **Medición**

La medición de esta partida es global.

- **Forma de pago**

El pago se efectuara de acuerdo a la valorización del avance mensual, según las partidas ejecutadas del presupuesto.

09 VARIOS

09.01 APOYOS DE NEOPRENO

- **Generalidades**

Los apoyos de neopreno estarán localizados en la unión de las vigas con la cajuela de los estribos, la finalidad de estos apoyos es para permitir que las vigas tengan libertad de desplazarse horizontalmente debido a diversos esfuerzos que interactuarán durante la vida útil del puente. Cada viga llevará un apoyo de neopreno zunchado semirrecubierto (elastómero zunchado) según las dimensiones y denominación que se especifica en los planos.

- **Procedimiento constructivo**

Los apoyos de neopreno se colocarán sobre la cajuela del estribo correspondiente, para lo cual primeramente se limpiará la superficie de tal manera que quede exenta de todo material indeseable para que el apoyo quede horizontal, el apoyo de neopreno se centrará respecto a la viga y se colocará a una distancia mínima de 15 cm. desde el borde de la cajuela de los estribos. Los apoyos de neopreno se fijarán de tal manera que no se muevan durante el armado, encofrado y vaciado de las vigas.

- **Medición**

Se colocará 2 apoyos de neopreno zunchado, una por viga principal.

- **Forma de pago**

El pago de los apoyos de neopreno se hará en base a precios unitarios por unidad (Und) de apoyo, este precio incluirá además de los materiales, mano de obra y equipo necesario para ejecutar la junta propiamente dicho.

6.1.4.- INGENIERÍA DE COSTOS.

6.1.4.1.- PRESUPUESTO.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

PRESUPUESTO

Proyecto: **DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SANCHEZ**

Costo **de Abril del 2013.**

Lugar **CAJAMARCA**

Item	Descripción	Und.	Metrado	PU	Parcial	TOTAL
01	OBRAS PROVISIONALES					20,723.60
01.01	CASETA Y ALMACEN PARA GUARDIANA	m2	60.00	334.70	20,082.00	
01.02	CARTEL DE OBRA	und	1.00	641.60	641.60	
02	OBRAS PRELIMINARES					1,367.95
02.01	LIMPIEZA Y DEFORESTACION MANUAL	m2	441.00	2.03	895.23	
02.02	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO	m2	152.00	3.11	472.72	
03	MOVIMIENTO DE TIERRAS					29,079.16
03.01	EXCAVACION EN SECO	m3	760.00	25.35	19,266.00	
03.02	EXCAVACION BAJO EL AGUA	M3	152.00	32.74	4,976.48	
03.03	RELLENO Y COMPACTACION CON MATERIAL PROPIO	m3	252.70	19.14	4,836.68	
04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					687,130.49
4.01	CONCRETO EN ALAS $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$	m3	207.76	299.01	62,122.32	
4.02	CONCRETO EN ESTRIBOS $f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$	m3	133.82	384.14	51,405.61	
4.03	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE ESTRIBOS Y ALAS	m2	433.84	77.20	33,492.45	
4.04	ACERO EN ESTRIBOS Y ALAS $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	11,607.48	4.15	48,171.04	
4.05	CONCRETO EN VIGAS Y DIAFRAGMAS $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	m3	50.88	398.60	20,280.77	
4.06	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE VIGAS Y DIAFRAGMAS	m2	224.64	59.81	13,435.72	
4.07	ACERO EN VIGAS Y DIAFRAGMAS $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	7,733.00	4.15	32,091.95	
4.08	CONCRETO EN LOSA Y VEREDAS $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	m3	34.01	383.99	13,059.50	
4.09	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO EN LOSA Y VEREDAS	m2	129.62	54.78	7,100.58	
4.10	ACERO EN LOSA Y VEREDAS $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	3,443.67	4.02	13,843.55	
4.11	CONCRETO EN BARANDAS Y POSTES $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	m3	3.12	383.99	1,198.05	
4.12	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO EN BARANDAS Y POSTES	m2	6,320.00	59.81	377,999.20	
4.13	ACERO EN BARANDAS Y POSTES $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	342.51	37.75	12,929.75	
05	TARRAJEO					1,734.21
05.01	TARRAJEO EN BARANDAS	m2	37.84	45.83	1,734.21	
06	FALSO PUENTE					41,190.96
06.01	FALSO PUENTE DE MADERA	m2	190.32	216.43	41,190.96	
07	CAPA DE RODADURA, REVOQUES Y JUNTAS					11,014.78
07.01	CAPA DE RODADURA $E = 5\text{cm}$, MEZCLA 1:2,C:A	m2	93.60	31.94	2,989.58	
07.02	JUNTAS DE DILATACION	m	24.00	326.23	7,829.52	
07.03	DRENAJE PLUVIAL CON TUBERIA DE $F^{\circ}G^{\circ}D = 2"$	m	4.00	48.92	195.68	
08	TRANSPORTE DE MATERIALES					4,000.00
08.01	FLETE TERRESTRE	GLB	1.00	4,000.00	4,000.00	
09	VARIOS					346.32
09.01	APOYOS DE NEOPRENE	m2	2.40	144.30	346.32	
	COSTO DIRECTO					796,587.47
	GASTOS GENERALES (15%)					119,488.12
	UTILIDADES (10%)					79,658.75
	SUB TOTAL					995,734.34
	I.G.V (18%)					179,232.18
						1,174,966.52

SON: UN MILLON CIENTO SETENTICUATRO MIL, NOVECIENTOS SESENTAISEIS Y 52/100 NUEVOS SOLES

6.1.4.2.- LISTA DE INSUMOS.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

Precios y cantidades de recursos requeridos

Proyecto **DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ**
 Fecha **Abril del 2013**
 Lugar **CAJAMARCA**

#	Recurso	Unidad	Cantidad	PU S/.	Parcial S/.
1	TOPOGRAFO	hh	6.7488	14.65	98.89
2	CAPATAZ	hh	1,177.4263	15.00	17,661.45
3	OPERARIO	hh	8,908.1682	13.32	118,656.82
4	OFICIAL	hh	8,603.9664	11.75	101,096.65
5	PEON	hh	5,158.4686	10.57	54,525.03
6	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg	1,608.8584	3.81	6,129.76
7	CLAVOS PARA MADERA C/C 5"	kg	76.1280	3.81	290.06
8	CLAVOS	kg	32.4050	3.81	123.48
9	ALAMBRE NEGRO N°16	kg	1,400.5616	3.81	5,336.13
10	ALAMBRE NEGRO N°8	kg	1,544.0096	3.81	5,882.68
11	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	kg	24,792.3262	2.50	61,980.83
12	ARENA FINA	m3	5.2854	60.00	317.40
13	ARENA GRUESA	m3	265.1643	70.00	18,561.50
14	PIEDRA CHANCADA	m3	364.5823	70.00	25,520.76
15	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL	4,586.8549	19.00	87,150.24
16	SOLDADURA CELLOCORD P (AWS E601	kg	120.0000	12.40	1,488.00
17	NIVEL	hm	8.5120	10.00	85.10
18	NEOPRENE SHORE	m2	2.4480	120.00	294.00
19	FLETE	GLB	1.0000	4,000.00	4,000.00
20	LIJA PARA MADERA	und	5.0000	1.70	8.50
21	MADERA EUCALIPTO ACABADA	p2	57,651.0210	4.50	259,429.59
22	TRIPLAY DE 4x8x 4 mm	pln	2.0000	21.20	42.40
23	TRIPLAY 4 X 8 X 6 MM.	pln	69.0000	30.50	2,104.50
24	ANGULO DE ACERO 4" X 1/2"	kg	240.0000	3.00	720.00
25	PINTURA ESMALTE	gln	1.0000	39.00	39.00
26	CALAMINA # 30 DE 1.83m x 0.83m x 3mm	pza	48.0000	21.20	1,017.60
27	TUBERIA DE F° G° 2"	m	415.1320	28.00	11,623.64
28	PLANCHA DE ACERO 4" X 1/2"	kg	720.0000	3.00	2,160.00
29	MIRAS Y JALONES	hm	13.5128	5.00	67.55
30	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 11 P3	hm	148.4601	42.40	6,294.70
31	MOTOBOMBA 10 HP 4"	hm	40.5384	10.18	412.70
32	MAQUINA SOLDADORA	hm	38.4000	17.00	652.80
33	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4	hm	72.1964	7.00	505.40
34	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	168.2615	7.00	1,177.82
35	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18l	hm	19.8014	15.00	297.00
36	GRUPO ELECTROGENO 38 HP 20 KW	hm	38.4000	20.00	768.00
37	TEODOLITO	hm	6.7488	10.00	67.50
				S/.	796,587.47

6.1.4.3.- PLANILLAS DE METRADOS.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

METRADO DEL ACERO PARA PUENTE CON VIGAS

UBICACIÓN	ELEMENTO	LONG.	N°	DIAMETRO				
				3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
VIGA PRINCIPAL								
Acero Superior		16.30	4					
Acero Lateral		15.50	8			124.00		65.20
Acero Inferior-2		15.50	8					
Acero Inferior-1		16.30	8					124.00
Acero de apoyo		0.55	4					130.40
Acero de Estribos		3.60	54		194.40			2.20
TOTAL (ML.)				0.00	194.40	124.00	0.00	321.80
TOTAL (KG.)/DIAM.				0.00	195.76	195.67	0.00	1293.96
ACERO PARA AMARRE Y ENCOFRADO (KG.) 5%				84.27				
TOTAL ACERO EN LOSA (KG.)				7078.64				

UBICACIÓN	ELEMENTO	LONG.	N°	DIAMETRO				
				3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
VIGA DIAFRAGMA								
Acero Cap. Superior		7.90	2				15.80	
Acero Cap. Superior		7.90	1			7.90		
Acero Lateral		7.10	6	42.60				
Acero Cap. Inferior		7.90	2				15.80	
Acero Cap. Inferior		7.90	1			7.90		
Acero de estribo		2.30	27	62.1				
TOTAL (ML.)				104.70	0.00	15.80	31.60	0.00
TOTAL (KG.)/DIAM.				58.95	0.00	24.93	71.92	0.00
ACERO PARA AMARRE Y ENCOFRADO (KG.) 5%				7.79				
TOTAL ACERO EN LOSA (KG.)				654.36				

UBICACIÓN	ELEMENTO	LONG.	N°	DIAMETRO				
				3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
LOSA								
Acero Princ. Superior		7.9	65			513.50		
Acero Princ. Inferior		8.10	65			526.50		
Acero Sup. (repartic.)		15.5	40	620.00				
Acero Infer. (repartic.)		15.5	35		542.50			
VEREDA								
Acero Princ. Superior		1.95	156	304.20				
Acero Princ. Inferior		3.73	156	581.88				
Acero Sup. (repartic.)		15.5	16	248.00				
Acero Inf. (repartic.)		15.5	12	186.00				
TOTAL (ML.)				1940.08	542.50	1040.00	0.00	0.00
TOTAL (KG.)/DIAM.				1092.27	546.30	1641.12	0.00	0.00
ACERO PARA AMARRE Y ENCOFRADO (KG.) 5%				163.98				
TOTAL ACERO EN LOSA (KG.)				3443.67				

UBICACIÓN	ELEMENTO	LONG.	N°	DIAMETRO				
				3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
BARANDA								
Acero de repartic. Int.		15.5	6	93.00				
Acero de repartic. Ext.		15.5	6	93.00				
TOTAL (ML.)				186.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTAL (KG.)/DIAM.				104.72	0.00	0.00	0.00	0.00
ACERO PARA AMARRE Y ENCOFRADO (KG.) 5%				5.24				
TOTAL ACERO EN LOSA (KG.)				109.96				

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

UBICACIÓN	ELEMENTO	LONG.	N°	DIAMETRO				
				3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
ALAS								
ZAPATA								
	Acero Princ. Inferior	3.50	48				168.00	
	Acero Princ. superior	3.30	48				158.40	
	Acero Sup. (repartic.)	4.00	32					128.00
	Acero Infer. (repartic.)	4.00	24					96.00
PANTALLA								
	Acero Princ. Recto	5.85	40					234.00
	Acero Princ. Inclinado	6.10	56				341.60	
	Acero recto. (repartic.)	4.00	56				224.00	
	Acero Incl. (repartic.)	4.00	76			304.00		
		TOTAL (ML.)		0.00	0.00	304.00	892.00	458.00
		TOTAL (KG.)/DIAM.		0.00	0.00	479.71	2030.19	1841.62
ACERO PARA AMARRE Y ENCOFRADO (KG.)				5%	217.58			
TOTAL ACERO EN ALAS (KG.)					4569.10			

UBICACIÓN	ELEMENTO	LONG.	N°	DIAMETRO				
				3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
ESTRIBOS								
ZAPATA								
	Acero Princ. Inferior	3.50	64				224.00	
	Acero Princ. superior	3.30	64				211.20	
	Acero Sup. (repartic.)	11.00	16					176.00
	Acero Infer. (repartic.)	11.00	14					154.00
PANTALLA								
	Acero Princ. Recto	4.73	56					264.88
	Acero Princ. Recto	1.47	56		82.32			
	Acero Princ. Recto	1.43	56				80.08	
	Acero Princ. Inclinado	4.48	74					331.52
	Acero Princ. Inclinado	2.47	74				182.78	
	Acero recto. (repartic.)	11.00	20				220.00	
	Acero recto. (repartic.)	11.00	18		198.00			
	Acero Incl. (repartic.)	11.00	26			286.00		
	Acero Incl. (repartic.)	11.00	14		154.00			
		TOTAL (ML.)		0.00	434.32	286.00	918.06	926.40
		TOTAL (KG.)/DIAM.		0.00	437.36	451.31	2089.50	3725.05
ACERO PARA AMARRE Y ENCOFRADO (KG.)				5%	335.16			
TOTAL ACERO EN ESTRIBOS (KG.)					7038.38			

UBICACIÓN	ELEMENTO	LONG.	N°	DIAMETRO				
				1/2"	1"	3/2"	2"	5/2"
BARANDA								
	Acero Horizontal	15.60	2				31.20	
	Acero Vertical	0.50	28				14.00	
		TOTAL (ML.)		0.00	0.00	0.00	45.20	0.00
		TOTAL (KG.)/DIAM.		0.00	0.00	0.00	221.48	0.00
Desperdicios (KG.)				5%	11.07			
TOTAL ACERO EN BARANDA (KG.)					232.55			

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

HOJA DE METRADOS

PROYECTO : DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SANCHEZ

PUENTE LOSA CON VIGAS									
Nº	DESCRIPCION	Unid.	Alto	Ancho	Largo	No. veces	No. Elem.	Metrado	Parcial
1.00	OBRAS PROVISIONALES								
1.01	Caseta y Almacén para guardiana.	m2.		6.00	10.00	1.00	1.00	60.00	60.00
1.02	Cartel de obra.	U				1.00	1.00	1.00	1.00
2.00	OBRAS PRELIMINARES.								
2.01	Limpieza y deforestación manual	m2.		21.00	21.00	1.00	1.00	441.00	441.00
2.02	Trazo, nivelación y Replanteo.	m2.		19.00	4.00	2.00	1.00	152.00	152.00
3.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS								
3.01	Excavación en seco.								760.00
3.01.01	Corte en Estribo Derecho.	m3.	5.00	4.00	11.00	1.00	1.00	220.00	
3.01.02	Corte en Estribo Izquierdo.	m3.	5.00	4.00	11.00	1.00	1.00	220.00	
3.01.03	Corte en Aleta Derecha Aguas Arriba.	m3.	5.00	4.00	4.00	1.00	1.00	80.00	
3.01.04	Corte en Aleta Derecha Aguas Abajo.	m3.	5.00	4.00	4.00	1.00	1.00	80.00	
3.01.05	Corte en Aleta Izquierda Aguas Abajo.	m3.	5.00	4.00	4.00	1.00	1.00	80.00	
3.01.06	Corte en Aleta Izquierda Aguas Arriba.	m3.	5.00	4.00	4.00	1.00	1.00	80.00	
3.02	Excavación bajo el agua.								152.00
3.02.01	Corte en Estribo Derecho.	m3.	1.00	4.00	11.00	1.00	1.00	44.00	
3.02.02	Corte en Estribo Izquierdo.	m3.	1.00	4.00	11.00	1.00	1.00	44.00	
3.02.03	Corte en Aleta Derecha Aguas Arriba.	m3.	1.00	4.00	4.00	1.00	1.00	16.00	
3.02.04	Corte en Aleta Derecha Aguas Abajo.	m3.	1.00	4.00	4.00	1.00	1.00	16.00	
3.02.05	Corte en Aleta Izquierda Aguas Abajo.	m3.	1.00	4.00	4.00	1.00	1.00	16.00	
3.02.06	Corte en Aleta Izquierda Aguas Arriba.	m3.	1.00	4.00	4.00	1.00	1.00	16.00	
3.03	Relleno con material propio								252.70
3.03.01	En acceso Derecho	m3.	5.05	1.60	11.00	1.00	1.00	44.44	
3.03.02	En acceso Izquierdo	m3.	5.05	1.60	11.00	1.00	1.00	44.44	
3.03.03	En Aletas Margen Derecho	m3.	4.85	1.78	4.00	1.00	2.00	34.53	
3.03.04	En Alet. Marg. Izquier.	m3.	4.85	1.78	4.00	1.00	2.00	34.53	
4.00	OBRAS DE CONCRETO.								
4.01	Concreto en alas f'c = 140 kg/cm2.								207.76
4.01.01	Zapatas de alas:	m3.							
4.01.01.01	Zapatas de aleta margen derecha aguas arriba	m3.	0.70	4.00	4.00	1.00	1.00	11.20	
4.01.01.02	Zapatas de aleta margen izquierda aguas arriba	m3.	0.70	4.00	4.00	1.00	1.00	11.20	
4.01.01.03	Zapatas de aleta margen derecha aguas abajo	m3.	0.70	4.00	4.00	1.00	1.00	11.20	
4.01.01.04	Zapatas de aleta margen izquierda aguas abajo	m3.	0.70	4.00	4.00	1.00	1.00	11.20	
4.01.02	Pantalla de alas:								
4.01.02.01	Pantalla de aleta margen derecha aguas arriba	m3.	4.85	2.10	4.00	1.00	1.00	40.74	
4.01.02.02	Pantalla de aleta margen izquierda aguas arriba	m3.	4.85	2.10	4.00	1.00	1.00	40.74	
4.01.02.03	Pantalla de aleta margen derecha aguas abajo	m3.	4.85	2.10	4.00	1.00	1.00	40.74	
4.01.02.04	Pantalla de aleta margen izquierda aguas abajo	m3.	4.85	2.10	4.00	1.00	1.00	40.74	
4.02	Concreto en estribos f'c = 175 kg/cm2.								133.62
4.02.01	Zapatas de estribos:								
4.02.01.01	Zapata de estribo de margen derecho	m3.	0.70	4.00	11.00	1.00	1.00	30.80	
4.02.01.02	Zapata de estribo de margen izquierdo	m3.	0.70	4.00	11.00	1.00	1.00	30.80	
4.02.02	Pantalla de estribo:								
4.02.02.01	Pantalla de estribo de margen derecho	m3.	5.05	0.65	11.00	1.00	1.00	36.11	
4.02.02.02	Pantalla de estribo de margen izquierdo	m3.	5.05	0.65	11.00	1.00	1.00	36.11	
4.03	Encofrado y desencofrado de estribos y alas.								433.84
4.03.01	Cuerpo de los estribos:								
4.03.01.01	Estribos de margen derecho	m2	10.91		11.65	1.00	1.00	127.10	
4.03.01.02	Estribo de margen izquierdo	m2	10.91		11.65	1.00	1.00	127.10	
4.03.02	Cuerpo de las alas:								
4.03.02.01	Ala de margen derecha aguas arriba	m2	4.85		4.63	1.00	2.00	44.91	
4.03.02.02	Ala de margen izquierda aguas arriba	m3	4.85		4.63	1.00	2.00	44.91	
4.03.02.03	Ala de margen derecha aguas abajo	m4	4.85		4.63	1.00	2.00	44.91	
4.03.02.04	Ala de margen izquierda aguas abajo	m5	4.85		4.63	1.00	2.00	44.91	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

Nº	DESCRIPCION	Unid.	Alto	Ancho	Largo	No. veces	No. Elem.	Metrado	Parcial
4.04	Acero en estribos y alas $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.	kg.							11607.48
4.05	Concreto en vigas y diafragmas $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.								50.88
4.05.01	Concreto en vigas:								
4.05.01.01	V125x60	m3.	1.25	0.60	15.60	4.00	1.00	46.80	
4.05.02	Concreto en diafragmas:								
4.05.02.01	D85x25	m3.	0.85	0.25	1.60	3.00	4.00	4.08	
4.06	Encofrado y desencofrado de vigas y diafragmas.								224.64
4.06.01	Encofrado y desencofrado de vigas.								
4.06.01.01	V125x60	m2	3.00		15.60	4.00	1.00	187.20	
4.06.02	Encofrado y desencofrado de vigas.								
4.06.02.01	D85x25	m2	1.95		1.60	3.00	4.00	37.44	
4.07	Acero en vigas y diafragmas $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.	kg.							7733.00
4.08	Concreto en losa y veredas $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.								34.01
4.08.01	Concreto en losa:								
4.08.01.01	losa	m3.	0.20	8.00	15.60	1.00	1.00	24.96	
4.08.02	Concreto en veredas:								
4.08.02.01	vereda	m3.	0.20	1.45	15.60	2.00	1.00	9.05	
4.09	Encofrado y desencofrado de losa y veredas.								129.62
4.09.01	Encofrado y desencofrado de losa.								
4.09.01.01	losa	m2		6.10	14.60	1.00	1.00	89.06	
4.09.02	Encofrado y desencofrado de veredas.								
4.09.02.01	vereda	m2		1.30	15.60	2.00	1.00	40.56	
4.10.	Acero en losa y veredas $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.	kg.							3443.67
4.11	Concreto en barandas y postes $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.								3.12
4.11.01	Concreto en barandas:								
4.11.01.01	Baranda	m3.	0.50	0.20	15.60	2.00	1.00	3.12	
4.12	Encofrado y desencofrado en barandas y postes.								63.20
4.12.01	Encofrado y desencofrado en barandas.								
4.12.01.01	Baranda	m2	0.50		15.80	2.00	2.00	31.60	
4.13	Acero en barandas y postes $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.	kg.							342.51
5.00	TARRAJEO								37.84
5.01	Tarrajeo en barandas.	m2	0.50		15.80	2.00	2.00	31.60	
				0.20	15.60	2.00	1.00	6.24	
6.00	FALSO PUENTE	Unid.	Alto	Ancho	Largo	No. veces	No. Elem.	Metrado	Parcial
6.01	Falso puente	m2.		12.20	15.60	1.00	1.00	190.32	190.32
7.00	CAPA DE RODADURA, REVOQUES Y JUNTAS.								
7.01	Capa de rodadura E=5 cm. Mezcla 1:2:C:A	m2.		6.00	15.60	1.00	1.00	93.60	93.60
7.02	Juntas de dilatacion.	m.			8.00	3.00	1.00	24.00	24.00
7.03	Drenaje fluvial con tuberia de F.G. D=2"	m.			0.25	16.00	1.00	4.00	4.00
8.00	TRANSPORTE DE MATERIALES								
8.01	Flete Terrestre	Glb					1.00	1.00	1.00
9.00	VARIOS								
9.01	Apoyos de Neopreno:	m2		0.50	0.60	4.00	2.00	2.40	2.40
6.00	FALSO PUENTE	Unid.	Alto	Ancho	Largo	No. veces	No. Elem.	Metrado	Parcial
6.01	Madera								5680.90
6.01.01	Pie derecho de 8"	pie2.	2.50	8.00	50.27	0.27	49.00	1662.68	
6.01.02	Cuña de 12x12x2	pie2.	0.05	12.00	12.00	0.27	49.00	95.26	
6.01.03	Solera de 8x6	pie2.	14.40	8.00	6.00	0.27	7.00	163.30	
6.01.04	Durmiente de 6"	pie2.	12.35	6.00	28.27	0.27	22.00	2073.86	
6.01.05	Tabla de 4x1	pie2.	3.15	4.00	1.00	0.27	84.00	285.77	
6.01.06	Tabla de 4x1	pie2.	4.00	4.00	1.00	0.27	21.00	90.72	
6.01.07	Tabla de 10x25/16	pie2.	14.40	10.00	1.56	0.27	49.00	2971.99	
6.02	Clavos:								70.00
6.02.01	De 2" y 3"	kg						35.00	
6.02.02	De 4" y 5"	kg						35.00	

6.1.4.4.- ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

Análisis de precios unitarios

Proyecto : **DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SANCHEZ**
 Fecha presupuesto **a Abril del 2013.**

Partida	01.01 CASETA Y ALMACEN PARA GUARDIANIA						
Rendimiento	m2/DIA	8.0000	EQ. 8.0000	Costo unitario directo por : m2		332.02	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1000	15.00	150	
0147010002	OPERARIO	hh	10000	10000	13.32	1332	
0147010003	OFICIAL	hh	10000	10000	1175	11750	
0147010004	PEON	hh	2.0000	2.0000	10.57	2114	
						47.71	
Materiales							
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.975	70.00	68.55	
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.7500	19.00	14.25	
0244010019	MADERA EUCALIPTO ACABADA	p2		45.0000	4.50	202.50	
0245010007	TRIPLAY 4 X 8 X 6 MM.	pln		1.500	30.50	45.75	
0259010000	CALAMINA # 30 DE 183m x 0.83m x 3mm	pza		0.8000	2120	1696	
						281.92	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	47.71	238.55	
						2.39	

Partida	01.02 CARTEL DE OBRA						
Rendimiento	und/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : und		641.60	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.8000	15.00	12.00	
0147010002	OPERARIO	hh	10000	8.0000	13.32	106.56	
0147010003	OFICIAL	hh	10000	8.0000	1175	9400	
0147010004	PEON	hh	10000	8.0000	10.57	84.56	
						297.12	
Materiales							
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		15000	3.81	57.15	
0239020075	LUA PARA MADERA	und		5.0000	170	850	
0244010019	MADERA EUCALIPTO ACABADA	p2		52.0000	4.50	234.00	
0244030021	TRIPLAY DE 4x8x4 mm	pln		2.0000	2120	4240	
0254110090	PINTURA ESMALTE	gln		10000	39.00	390.00	
						329.62	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	297.12	1485.60	
						14.86	

Partida	02.01 LIMPIEZA Y DEFORESTACION MANUAL						
Rendimiento	m2/DIA	50.0000	EQ. 50.0000	Costo unitario directo por : m2		2.03	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.150	15.00	2.25	
0147010004	PEON	hh	10000	0.600	10.57	6.34	
						1.93	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	193	965	
						0.10	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

Partida	02.02 TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO						
Rendimiento	m2/DIA	180.0000	EQ. 180.0000	Costo unitario directo por: m2		3.11	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147000032	TOPOGRAFO	hh	10000	0.0444	14.65	0.65	
014700004	PEON	hh	2.0000	0.0889	10.57	0.94	
							1.59
Materiales							
0230550005	NIVEL	hm		0.0560	10.00	0.56	
							0.56
Equipos							
033700001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	159	0.08	
0337540001	MIRAS Y JALONES	hm	2.0000	0.0889	5.00	0.44	
0349880003	TEODOLITO	hm	10000	0.0444	10.00	0.44	
							0.96

Partida	03.01 EXCAVACION EN SECO						
Rendimiento	m3/DIA	4.0000	EQ. 4.0000	Costo unitario directo por: m3		25.35	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
014700001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.2000	15.00	3.00	
014700004	PEON	hh	10000	2.0000	10.57	21.14	
							24.14
Equipos							
033700001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	24.14	121	
							1.21

Partida	03.02 EXCAVACION BAJO EL AGUA						
Rendimiento	M3/DIA	30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por: M3		32.74	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
014700001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0267	15.00	0.40	
014700004	PEON	hh	10.0000	2.6667	10.57	28.19	
							28.59
Equipos							
033700001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	28.59	143	
0348080000	MOTOBOMBA 10HP 4"	hm	10000	0.2667	10.18	2.72	
							4.15

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

Partida	03.03 RELLENO Y COMPACTACION CON MATERIAL PROPIO						
Rendimiento	m3/DIA	28.0000	EQ. 28.0000	Costo unitario directo por : m3		19.14	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0286	15.00	0.43
0147010002	OPERARIO		hh	10000	0.2857	13.32	3.81
0147010004	PEON		hh	4.0000	1.429	10.57	12.08
							16.32
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	16.32	0.82
0349030001	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4		hm	10000	0.2857	7.00	2.00
							2.82

Partida	04.01 CONCRETO EN ALAS f'c = 140 Kg/cm2						
Rendimiento	m3/DIA	15.0000	EQ. 15.0000	Costo unitario directo por : m3		299.01	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0533	15.00	0.80
0147010002	OPERARIO		hh	3.0000	16000	13.32	2131
0147010003	OFICIAL		hh	2.0000	10667	1175	12.53
0147010004	PEON		hh	12.0000	6.4000	10.57	67.65
							102.29
Materiales							
0205010004	HORMIGON		m3		0.8400	70.00	58.80
0205330003	PIEDRA GRANDE		m3		0.3810	70.00	26.67
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)		BOL		4.2000	19.00	79.80
							165.27
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	102.29	5.11
0348010007	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 11P3-E		hm	10000	0.5333	42.40	22.61
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"		hm	10000	0.5333	7.00	3.73
							31.45

Partida	4.02 CONCRETO EN ESTRIBOS f'c = 175 Kg/cm2						
Rendimiento	m3/DIA	15.0000	EQ. 15.0000	Costo unitario directo por : m3		384.14	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0533	15.00	0.80
0147010002	OPERARIO		hh	3.0000	16000	13.32	2131
0147010003	OFICIAL		hh	2.0000	10667	1175	12.53
0147010004	PEON		hh	12.0000	6.4000	10.57	67.65
							102.29
Materiales							
0205010004	ARENA GRUESA		m3		0.5100	70.00	35.70
0205330003	PIEDRA CHANCADA		m3		0.7600	70.00	53.20
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)		BOL		8.5000	19.00	161.50
							250.40
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	102.29	5.11
0348010007	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 11P3-E		hm	10000	0.5333	42.40	22.61
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"		hm	10000	0.5333	7.00	3.73
							31.45

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

Partida	4.03	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE ESTRIBOS Y ALAS				
Rendimiento	m2/DIA	8.0000	EQ. 8.0000	Costo unitario directo por: m2		77.20
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1000	15.00	150
0147010002	OPERARIO	hh	10000	10000	13.32	1332
0147010003	OFICIAL	hh	10000	10000	1175	11750
0147010004	PEON	hh	0.5000	0.5000	10.57	5.29
						31.86
Materiales						
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.1000	3.81	0.38
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.2000	3.81	0.76
0244010019	MADERA EUCALIPTO ACABADA	p2		6.0000	4.50	27.00
						28.14
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		54.0000	3186	1720
						17.20

Partida	4.04	ACERO EN ESTRIBOS Y ALAS fy = 4200 Kg/cm2				
Rendimiento	kg/DIA	200.0000	EQ. 200.0000	Costo unitario directo por: kg		4.15
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.3000	0.0120	15.00	0.18
0147010002	OPERARIO	hh	10000	0.0400	13.32	0.53
0147010003	OFICIAL	hh	10000	0.0400	1175	0.47
						1.18
Materiales						
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°6	kg		0.0600	3.81	0.23
0202970004	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	kg		10700	2.50	2.68
						2.91
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	118	0.06
						0.06

Partida	4.05	CONCRETO EN VIGAS Y DIAFRAGMAS f'c = 210 Kg/cm2				
Rendimiento	m3/DIA	15.0000	EQ. 15.0000	Costo unitario directo por: m3		398.60
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0533	15.00	0.80
0147010002	OPERARIO	hh	3.0000	16000	13.32	2131
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	10667	1175	1253
0147010004	PEON	hh	12.0000	64000	10.57	6765
						102.29
Materiales						
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4700	70.00	32.90
0205330003	PIEDRA CHANCADA	m3		0.6700	70.00	46.90
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		9.7400	19.00	185.06
						264.86
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	10229	5.11
0348010007	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 11P3-E	hm	10000	0.5333	42.40	22.61
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 240"	hm	10000	0.5333	7.00	3.73
						31.45

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

Partida	4.06	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS Y DIAFRAGMAS					
Rendimiento	m2/DIA	8.0000	EQ. 8.0000	Costo unitario directo por: m2		59.81	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1000	15.00	150	
0147010002	OPERARIO	hh	10000	10000	13.32	1332	
0147010003	OFICIAL	hh	10000	10000	1175	11750	
							26.57
Materiales							
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.2100	3.81	0.80	
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.2400	3.81	0.91	
0244010019	MADERA EUCALIPTO ACABADA	p2		6.7100	4.50	30.20	
							31.91
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	26.57	133	
							1.33

Partida	4.07	ACERO EN VIGAS Y DIAFRAGMAS fy = 4200 Kg/cm2					
Rendimiento	kg/DIA	200.0000	EQ. 200.0000	Costo unitario directo por: kg		4.15	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ	hh	0.3000	0.020	15.00	0.18	
0147010002	OPERARIO	hh	10000	0.0400	13.32	0.53	
0147010003	OFICIAL	hh	10000	0.0400	1175	0.47	
							1.18
Materiales							
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°6	kg		0.0600	3.81	0.23	
0202970004	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	kg		10700	2.50	2.68	
							2.91
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.18	0.06	
							0.06

Partida	4.08	CONCRETO EN LOSA Y VEREDAS f'c = 210 Kg/cm2					
Rendimiento	m3/DIA	15.0000	EQ. 15.0000	Costo unitario directo por: m3		383.99	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0533	15.00	0.80	
0147010002	OPERARIO	hh	3.0000	16000	13.32	2131	
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	10667	1175	1253	
0147010004	PEON	hh	2.0000	6.4000	10.57	67.65	
							102.29
Materiales							
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4700	70.00	32.90	
0205330003	PIEDRA CHANCADA	m3		0.6700	70.00	46.90	
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		9.7400	19.00	185.06	
							264.86
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	102.29	5.11	
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	10000	0.5333	7.00	3.73	
0349100007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18H	hm	10000	0.5333	15.00	8.00	
							16.84

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

Partida	4.09 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN LOSA Y VEREDAS						
Rendimiento	m ² /DIA	10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por: m ² .		64.78	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
014701001	CAPATAZ	hh	0.000	0.0800	15.00	120	
014701002	OPERARIO	hh	10000	0.8000	13.32	10.66	
014701003	OFICIAL	hh	10000	0.8000	11.75	9.40	
014701004	PEON	hh	0.5000	0.4000	10.57	4.23	
						25.49	
Materiales							
0202010061	CLAVOS	kg		0.2500	3.81	0.95	
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°6	kg		0.1000	3.81	0.38	
0244010019	MADERA EUCALIPTO ACABADA	p2		5.9300	4.50	26.69	
						28.02	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	25.49	127	
						1.27	

Partida	04.10. ACERO EN LOSA Y VEREDAS fy = 4200 Kg/cm ²						
Rendimiento	kg/DIA	200.0000	EQ. 200.0000	Costo unitario directo por: kg		4.02	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
014701001	CAPATAZ	hh	0.000	0.0040	15.00	0.06	
014701002	OPERARIO	hh	10000	0.0400	13.32	0.53	
014701003	OFICIAL	hh	10000	0.0400	11.75	0.47	
						1.06	
Materiales							
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°6	kg		0.0600	3.81	0.23	
0202970004	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	kg		10700	2.50	2.68	
						2.91	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	106	0.05	
						0.05	

Partida	4.11 CONCRETO EN BARANDAS Y POSTES f'c = 210 Kg/cm ²						
Rendimiento	m ³ /DIA	15.0000	EQ. 15.0000	Costo unitario directo por: m ³		383.99	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
014701001	CAPATAZ	hh	0.000	0.0533	15.00	0.80	
014701002	OPERARIO	hh	3.0000	16000	13.32	2131	
014701003	OFICIAL	hh	2.0000	10667	11.75	12.53	
014701004	PEON	hh	12.0000	6.4000	10.57	67.65	
						102.29	
Materiales							
0205010004	ARENA GRUESA	m ³		0.4700	70.00	32.90	
0205330003	PIEDRA CHANCADA	m ³		0.6700	70.00	46.90	
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		9.7400	19.00	185.06	
						264.86	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	102.29	5.11	
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm		10000	0.5333	7.00	
0349100007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18H	hm		10000	0.5333	15.00	
						16.84	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

Partida	4.12 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN BARANDAS Y POSTES						
Rendimiento	m2/DIA	8.0000	EQ. 8.0000	Costo unitario directo por: m2		59.81	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
014701001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1000	15.00	150	
014701002	OPERARIO	hh	10000	10000	13.32	1332	
014701003	OFICIAL	hh	10000	10000	1175	11750	
							26.57
Materiales							
020201005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.2400	3.81	0.91	
020204001	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.2100	3.81	0.80	
024401009	MADERA EUCALIPTO ACABADA	p2		6.7100	4.50	30.20	
							31.91
Equipos							
033701001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	26.57	133	
							1.33

Partida	4.13 ACERO EN BARANDAS Y POSTES fy = 4200 Kg/cm2						
Rendimiento	kg/DIA	200.0000	EQ. 200.0000	Costo unitario directo por: kg		37.75	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
014701001	CAPATAZ	hh	0.3000	0.0120	15.00	0.18	
014701002	OPERARIO	hh	10000	0.0400	13.32	0.53	
014701003	OFICIAL	hh	10000	0.0400	1175	0.47	
							1.18
Materiales							
020204009	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.0600	3.81	0.23	
020297004	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	kg		10700	2.50	2.68	
026530001	TUBERIA DE F°G°2"	m		12000	28.00	33.60	
							36.51
Equipos							
033701001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.18	0.06	
							0.06

Partida	05.01 TARRAJEO EN BARANDAS						
Rendimiento	m2/DIA	5.0000	EQ. 5.0000	Costo unitario directo por: m2		45.83	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
014701001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1500	15.00	2.40	
014701002	OPERARIO	hh	10000	16000	13.32	2131	
014701004	PEON	hh	10000	16000	10.57	1691	
							40.62
Materiales							
020400000	ARENA FINA	m3		0.0150	60.00	0.96	
022100000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.1170	19.00	2.22	
							3.18
Equipos							
033701001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	40.62	2.03	
							2.03

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SANCHEZ"

Partida	06.01 FALSO PUENTE DE MADERA						
Rendimiento	m2/DIA	12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por: m2		216.43	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0667	15.00	100	
0147010002	OPERARIO	hh	10000	0.6667	13.32	8.88	
0147010003	OFICIAL	hh	10000	0.6667	1175	7.83	
0147010004	PEON	hh	2.0000	13333	10.57	14.09	
						31.80	
Materiales							
0202010008	CLAVOS PARA MADERA C/C 5"	kg		0.4000	3.81	152	
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.4000	3.81	152	
0244010019	MADERA EUCALIPTO ACABADA	p2		40.0000	4.50	180.00	
						183.04	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	3180	159	
						1.59	

Partida	07.01 CAPA DE RODADURA E = 5cm, MEZCLA 1: 2, C : A.						
Rendimiento	m2/DIA	30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por: m2		31.94	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0267	15.00	0.40	
0147010002	OPERARIO	hh	10000	0.2667	13.32	3.55	
0147010003	OFICIAL	hh	10000	0.2667	1175	3.13	
0147010004	PEON	hh	2.0000	0.5333	10.57	5.64	
						12.72	
Materiales							
0204000000	ARENA FINA	m3		0.0500	60.00	3.00	
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.8200	19.00	15.58	
						18.58	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	12.72	0.64	
						0.64	

Partida	07.02 JUNTAS DE DILATACON						
Rendimiento	m/DIA	5.0000	EQ. 5.0000	Costo unitario directo por: m		326.23	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.6000	15.00	2.40	
0147010002	OPERARIO	hh	10000	16000	13.32	2131	
0147010003	OFICIAL	hh	10000	16000	1175	1880	
0147010004	PEON	hh	2.0000	3.2000	10.57	33.82	
						76.33	
Materiales							
0202970004	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	kg		19500	2.50	4.88	
0229550001	SOLDADURA CELLOCORD P (AWS E6010)	kg		5.0000	12.40	62.00	
0251010052	ANGULO DE ACERO 4" X 1/2"	kg		10.0000	3.00	30.00	
0265910001	PLANCHA DE ACERO 4" X 1/2"	kg		30.0000	3.00	90.00	
						186.88	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	76.33	3.82	
0348210064	MAQUINA SOLDADORA	hm		10000	16000	17.00	
0349150007	GRUPO ELECTROGENO 38 HP 20 KW	hm		10000	16000	20.00	
						63.02	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
"DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ"

Partida	DRENAJE PLUVIAL CON TUBERIA DE F" G" D = 2"						
Rendimiento	m/DIA	10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por: m		48.92	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
04701002	OPERARIO	hh	10000	0.8000	13.32	10.66	
04701004	PEON	hh	10000	0.8000	10.57	8.46	
						19.12	
Materiales							
026530001	TUBERIA DE F" G" 2"	m		10300	28.00	28.84	
						28.84	
Equipos							
033701001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	9.12	0.96	
						0.96	

Partida	FLETE TERRESTRE						
Rendimiento	GLB/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por: GLB		4,000.00	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Materiales							
023200028	FLETE	GLB		10000	4,000.00	4,000.00	
						4,000.00	

Partida	APOYOS DE NEOPRENE						
Rendimiento	m2/DIA	10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por: m2		144.30	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
04701001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0600	15.00	120	
04701002	OPERARIO	hh	10000	0.8000	13.32	10.66	
04701003	OFICIAL	hh	10000	0.8000	11.75	9.40	
						21.26	
Materiales							
023056001	NEOPRENE SHORE	m2		10200	120.00	122.40	
						122.40	
Equipos							
033701001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	21.26	0.64	
						0.64	

6.1.4.5.- FÓRMULA POLINÓMICA.

Fórmula
Polinómica

Proyecto: DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ

Fecha del presupuesto: ABRIL DEL 2013

Moneda: NUEVOS SOLES

$$K = 0.379*(Jr / Jo) + 0.072*(AGr / AGo) + 0.104*(Ar / Ao) + 0.337*(Mr / Mo) + 0.108*(GGUr / GGUo)$$

Monomio	Factor	(%)	Simbolo	Indice	Descripción
1	0.379	100	J	47	MANO DE OBRA INC. LEYES SOCIALES
2	0.072	100	AG	5	AGREGADO GRUESO
3	0.104	100	A	2	ACERO DE CONSTRUCCIÓN LISO
4	0.337	100	M	44	MADERA TERCIADA PARA CARPINTERIA
5	0.108	100	GGU	39	INDICE GENERAL DE PRECIOS AL CONSUMIDOR

6.1.4.6.- CRONOGRAMA DE OBRA.

6.1.5.- ESTUDIO DE SUELOS.

OBRA : DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SANCHEZ.

UBICACIÓN : CAJAMARCA

SOLICITA : BACH. WILMER MESTANZA CUEVA.

MUESTRA : C1-E1

PROFUNDIDAD DE 0,00 A 1,20 m/s.

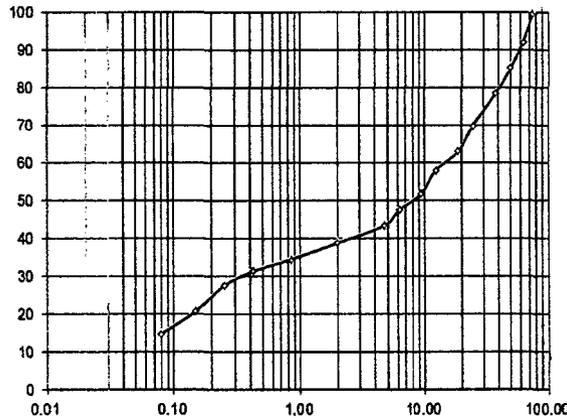
FECHA : JUNIO DEL 2007

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

ASTM D 422/C136 / AASHTO T 88 - 70

MUESTRA : 3360.00					
TAMIZ		PRP	%RP	%RA	% QUE PASA
N°	ABER.(mm)	(gr)			
3"	75.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	63.00	254.60	7.58	7.58	92.42
2"	50.00	231.60	6.89	14.47	85.53
1 1/2"	38.10	225.80	6.72	21.19	78.81
1"	25.00	285.70	8.50	29.69	70.31
3/4"	19.00	231.60	6.89	36.59	63.41
1/2"	12.50	172.60	5.14	41.72	58.28
3/8"	9.50	206.60	6.15	47.87	52.13
1/4"	6.35	138.40	4.12	51.99	48.01
N°4	4.75	143.10	4.26	56.25	43.75
N 10	2.00	155.20	4.62	60.87	39.13
N 20	0.85	145.80	4.34	65.21	34.79
N 40	0.43	104.40	3.11	68.32	31.68
N 60	0.25	129.60	3.86	72.17	27.83
N 100	0.15	225.40	6.71	78.88	21.12
N 200	0.08	203.10	6.04	84.93	15.07
CAZOLETA	--	228.00	6.79	91.71	8.29
TOTAL		3360.00			

CURVA GRANULOMETRICA

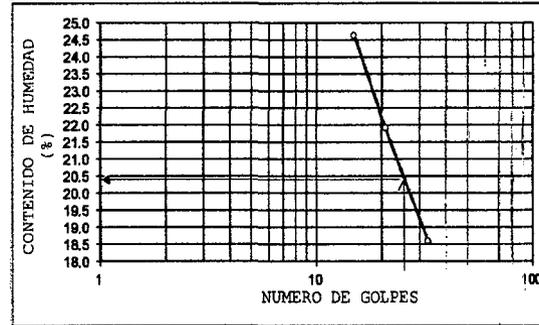


D10 =	D30 =	D60 =
Cu =	Cc =	

LÍMITES DE CONSISTENCIA

ASTM D 4318 - 93 / AASHTO T 89-98/ T 90-70

	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO	
Wl (gr)	25.10	25.00	25.30	25.00	26.30
Wmh + t (gr)	45.30	46.10	48.20	38.50	38.50
Wms + t (gr)	41.30	42.30	44.80	36.50	36.70
Wms (gr)	16.20	17.30	19.30	11.50	10.40
Ww (gr)	4.00	3.80	3.60	2.00	1.80
W(%)	24.69	21.97	18.65	17.39	17.31
N.GOLPES	15	21	33		
LL - LP	20.65			17.35	



CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD

NORMA : ASTM D 2216/D 4643

MUESTRA	C1 - EU		
Wl (gr)	26.00	25.10	25.30
Wmh + t (gr)	256.90	265.70	231.50
Wms + t (gr)	244.65	253.25	221.02
Wms	218.65	228.15	195.72
Ww	12.25	12.45	10.48
W(%)	5.80	5.46	5.35
W % Prom.	6.47		

CLASIFICACIÓN DEL SUELO POR EL SISTEMA UNIFICADO DE SUELOS (SUCS) Y AASHTO

ASTM D2487-94 AASHTO M 146-68

N°4	44	Cu	
N°10	39	Cc	
N°40	32	LL	21
N°200	16	LP	17
% GRAVA	62	IP	3
% ARENA	33	W (%)	6.47
% FINOS	7	P.e.	2.66

SUCS	GM
AASHTO	A1-a(0)

PESO ESPECÍFICO

ASTM D 854-68/C 127 / AASHTO T 100-70

PESO ESPECÍFICO MATERIAL <N° 4

Muestra	C1-E1	
Pms (g)	84.80	94.12
Pf (g)	163.30	163.70
Pfw (g)	661.60	661.50
Pfws (g)	713.30	718.80
P.e (g/cm3)	2.56	2.56
P.e prom.	2.56	
% ReL N°4	56.25	

PESO ESPECÍFICO DE PIEDRA

Muestra	C1-E1	
P aire	115.00	125.40
P sumer. (g)	70.00	76.34
P.e (g/cm³)	2.56	2.56
P.e prom	2.56	
% Pasan N°4	43.75	

P.e. Total	2.56 g/cm³
------------	------------

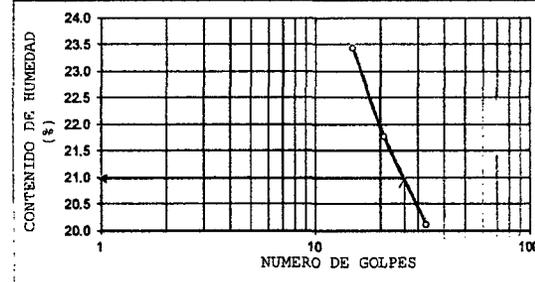
OBRA : DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SANCHEZ.
 SOLICITA : BACH. WILMER MESTANZA CUEVA.
 MUESTRA : C1-E 2

UBICACIÓN : CAJAMARCA
 PROFUNDIDAD DE 120 A 1.90 mts.
 FECHA : JUNIO DEL 2007

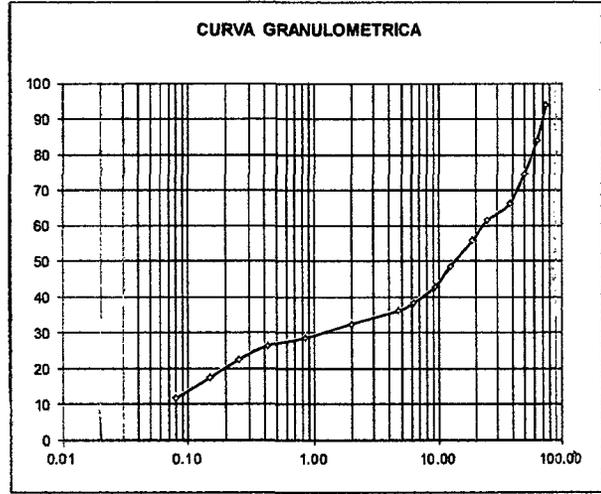
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO					
ASTM D 422/C136 / AASHTO T 88 - 70					
MUESTRA : 4555.00					
TAMIZ	PRP	%RP	%RA	% QUE PASA	
N°	ABER.(mm)	(gr)			
3"	75.00	250.00	5.49	5.49	94.51
2 1/2"	63.00	450.00	9.88	15.37	84.63
2"	50.00	428.00	9.35	24.72	75.28
1 1/2"	38.10	385.07	8.45	33.17	66.83
1"	25.00	220.43	4.84	38.01	61.99
3/4"	19.00	255.40	5.61	43.62	56.38
1/2"	12.50	334.00	7.33	50.95	49.05
3/8"	9.50	250.00	5.49	56.44	43.56
1/4"	6.35	212.50	4.67	61.11	38.89
N°4	4.75	100.00	2.20	63.30	36.70
N 10	2.00	166.20	3.65	66.95	33.05
N 20	0.85	180.50	3.96	70.91	29.09
N 40	0.43	100.00	2.20	73.11	26.89
N 60	0.25	178.50	3.92	77.03	22.97
N 100	0.15	228.40	4.97	82.00	18.00
N 200	0.08	263.50	5.78	87.78	12.22
CAZOLETA	--	556.50	12.22	100.00	0.00
TOTAL		4255.20			

LÍMITES DE CONSISTENCIA			
ASTM D 4318 - 93 / AASHTO T 89-68/ T 90-70			
LÍMITE LÍQUIDO			
Wt(gr)	25.33	26.00	25.33
Wmh + t(gr)	36.90	36.00	35.53
Wms + t(gr)	35.61	34.21	33.82
Wms (gr)	5.50	8.21	8.49
Ww (gr)	1.29	1.79	1.71
W(%)	23.45	21.80	20.14
N.GOLPES	15	21	33
LL - LP	21.00		N.P.

PESO ESPECÍFICO	
ASTM D 854-59/C 127 / AASHTO T 100-70	
PESO ESPECÍFICO MATERIAL < N° 4	
Muestra	C1-E 2
Pms (g)	85.43 84.00
Pf (g)	153.30 157.00
Pfw (g)	661.50 661.50
Pw (g)	713.90 713.95
P.e (g/cm³)	2.59 2.59
P.e prom	2.59
%Ret. N° 4	63.30



PESO ESPECÍFICO DE PIEDRA	
Muestra	C1-E 2
Paire (g)	100.00 131.20
Psumer. (g)	61.12 80.06
P.e (g/cm³)	2.57 2.57
P.e prom	2.569
%Pesan N° 4	36.70
P. e. Total	2.58 g/cm³



D10 =	D30 =	D60 =
Cu =	Cc =	

CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD		
NORMA : ASTM D 2216/D 4643		
MUESTRA	C1 - E2	
Wt (gr)	26.00	25.10 25.30
Wmh + t (gr)	256.90	265.70 231.50
Wms + t (gr)	245.21	253.25 221.25
Wms	219.21	228.15 195.95
Ww	11.69	12.45 10.25
W(%)	5.33	5.46 5.23
W % Prom.	5.34	

CLASIFICACIÓN DEL SUELO POR EL SISTEMA UNIFICADO DE SUELOS (SUCS) Y AASHTO			
ASTM D2487-94 AASHTO M 145-68			
N°4	37	Cu	
N°10	33	Co	
N°40	27	LL	21
N°200	12	LP	N.P.
% GRAVA	61	IP	N.P.
% ARENA	27	W (%)	5.34
% FINOS	12	P.e.	2.58

SUCS	GM
AASHTO	A1-a(0)

OBRA : DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SANCHEZ.

UBICACION : CAJAMARCA

SOLICITA : BACH. WILMER MESTANZA CUEVA.

MUESTRA : C1-E3

PROFUNDIDAD DE 1,90 A 3,00 ms.

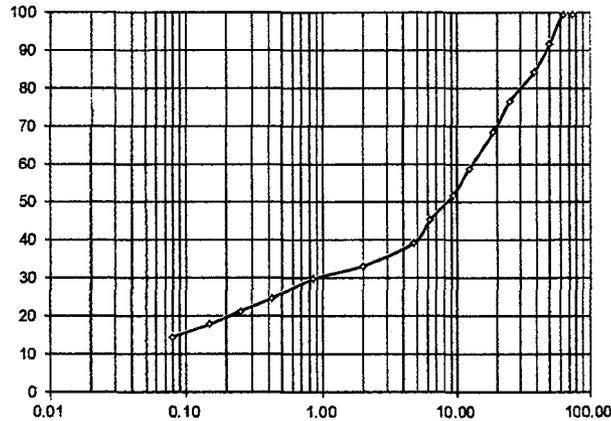
FECHA : JUNIO DEL 2007

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

ASTM D 422/C136 / AASHTO T 88 - 70

MUESTRA : 3050.00					
TAMIZ	PRP	%RP	%RA	% QUE PASA	
N°	ABER.(mm)	(gr)			
3"	75.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	63.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.00	245.00	8.03	8.03	91.97
1 1/2"	38.10	225.80	7.40	15.44	84.56
1"	25.00	230.50	7.56	22.99	77.01
3/4"	19.00	250.00	8.20	31.19	68.81
1/2"	12.50	296.00	9.70	40.90	59.10
3/8"	9.50	210.85	6.91	47.81	52.19
1/4"	6.35	200.00	6.56	54.37	45.63
N°4	4.75	187.50	6.15	60.51	39.49
N 10	2.00	182.40	5.98	66.49	33.51
N 20	0.85	105.30	3.45	69.95	30.05
N 40	0.43	155.60	5.10	75.05	24.95
N 60	0.25	103.75	3.40	78.45	21.55
N 100	0.15	102.50	3.36	81.81	18.19
N 200	0.08	102.55	3.36	85.17	14.83
CAZOLETA	--	452.25	14.83	100.00	0.00
TOTAL		3050.00			

CURVA GRANULOMETRICA



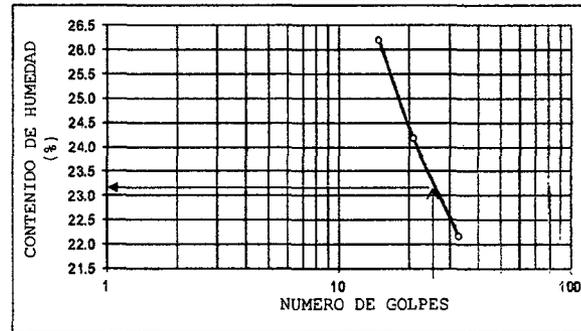
D10 = D30 = D60 = 11.00

Cu = Cc =

LIMITES DE CONSISTENCIA

ASTM D 4318 - 93 / AASHTO T 89-69/ T 90-70

	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO	
Wt (gr)	25.10	25.00	25.30		
Wmh + t (gr)	35.40	36.80	37.30		
Wms + t (gr)	33.26	34.50	35.12		
Wms (gr)	8.16	9.50	9.82		
Ww (gr)	2.14	2.30	2.18		
W(%)	26.23	24.21	22.20		
N.GOLPES	15	21	33		
LL - LP	23.40			N.P.	



CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD

NORMA : ASTM D 2216/D 4643

MUESTRA	C1 - EU		
Wt (gr)	25.20	25.26	26.30
Wmh + t (gr)	242.80	248.65	252.86
Wms + t (gr)	230.06	236.01	240.08
Wms	204.86	210.75	213.78
Ww	12.74	12.64	12.78
W(%)	8.22	6.00	5.98
W % Prom.	6.06		

PESO ESPECÍFICO

ASTM D 864-68/C 127 / AASHTO T 100-70

PESO ESPECÍFICO MATERIAL < N° 4

Muestra	C1-E3	
Pms (g)	83.43	85.00
PI (g)	153.20	183.19
PW (g)	661.50	661.50
PWms (g)	712.29	713.35
P.e (g/cm³)	2.56	2.56
P.e prom.	2.56	
%Ret. N° 4	60.51	

PESO ESPECÍFICO DE PIEDRA

Muestra	C1-E3	
P aire (g)	100.30	112.40
P sumer. (g)	61.28	68.60
P.e (g/cm³)	2.57	2.57
P.e prom.	2.57	
% Pasan N° 4	39.49	

P.e. Total 2.57 g/cm³

CLASIFICACION DEL SUELO POR EL SISTEMA UNIFICADO DE SUELOS (SUCS) Y AASHTO

ASTM D2487-84 AASHTO M 146-86

N°4	38	Cu	
N°10	34	Cc	
N°40	26	LL	23
N°200	16	LP	N.P.
% GRAVA	64	IP	N.P.
% ARENA	31	W (%)	6.06
% FINOS	16	P.e.	2.67

SUCS	GM
AASHTO	A1-a(0)

OBRA : DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SANCHEZ. **UBICACIÓN** : CAJAMARCA

SOLICITA : BACH. WILMER MESTANZA CUEVA. **FECHA** : JUNIO DEL 2007

MUESTRA : C1-E4 **PROFUNDIDAD** DE 3,00 A 4,00 ms.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

ASTM D 422/C136 / AASHTO T 88 - 70

MUESTRA : 3904.40

TAMIZ	PRP (gr)	%RP	%RA	% QUE PASA	
3"	75.00	0.00	0.00	100.00	
2 1/2"	63.00	345.50	8.85	8.85	91.15
2"	50.00	359.20	9.20	18.05	81.85
1 1/2"	38.10	249.50	6.39	24.44	75.56
1"	25.00	257.10	6.58	31.02	68.98
3/4"	19.00	220.30	5.84	36.87	63.33
1/2"	12.50	295.40	7.57	44.23	55.77
3/8"	9.50	275.30	7.05	51.28	48.72
1/4"	6.35	138.40	3.54	54.83	45.17
N°4	4.75	153.70	3.94	58.76	41.24
N 10	2.00	150.20	3.85	62.61	37.39
N 20	0.85	163.60	4.19	66.80	33.20
N 40	0.43	163.40	3.93	70.73	29.27
N 80	0.25	129.60	3.32	74.05	25.95
N 100	0.15	275.40	7.05	81.10	18.90
N 200	0.08	270.20	6.92	88.02	11.98
CAZOLETA	--	467.60	11.98	100.00	0.00
TOTAL		3350.00			

LÍMITES DE CONSISTENCIA

ASTM D 4318 - 93 / AASHTO T 89-99/ T 90-70

	LÍMITE LÍQUIDO		LÍMITE PLÁSTICO	
Wt (gr)	25.12	25.00	21.80	
Wmh + t (gr)	42.20	41.20	38.90	
Wms + t (gr)	39.00	38.31	36.00	
Wms (gr)	13.88	13.31	14.40	
Ww (gr)	3.20	2.89	2.90	
W(%)	23.05	21.71	20.14	
N.GOLPES	15	21	33	
LL - LP	21.00			

PESO ESPECÍFICO

ASTM D 864-68/C 127 / AASHTO T 100-70

PESO ESPECÍFICO MATERIAL < N° 4

Muestra	: C1-E4	
Pms (g)	85.30	82.00
Pf (g)	153.30	103.75
PMw (g)	681.50	681.50
PWs (g)	733.63	731.84
P.e (g/cm3)	2.57	2.57
P.e prom.	2.57	
%Ret. N° 4	58.76	

CURVA GRANULOMÉTRICA

D10 = D30 = D60 =

Cu = Co =

CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD

NORMA : ASTM D 2216/D 4843

MUESTRA	C1 - EU		
WT (gr)	24.80	24.50	24.58
Wmh + t (gr)	250.90	251.56	257.48
Wms + t (gr)	240.80	242.26	248.26
Wms	216.20	217.76	223.68
Ww	10.10	9.30	9.22
W(%)	4.87	4.27	4.12
W % Prom.	4.35		

CLASIFICACIÓN DEL SUELO POR EL SISTEMA UNIFICADO DE SUELOS (SUCS) Y AASHTO

ASTM D2487-94 AASHTO M 145-66

N°4	41	Cu	
N°10	37	Co	
N°40	29	LL	21
N°200	12	LP	N.P.
% GRAVA	55	IP	N.P.
% ARENA	33	W (%)	4.35
% FINOS	12	P.e.	2.57

SUCS	GP-GM
AASHTO	A1-a(0)

CONTEUDO DE HUMIDADE

PESO ESPECÍFICO DE PIEDRA

Muestra	: C1-E4	
P aire (g)	115.00	100.00
P sumr. (g)	70.00	61.00
P.e (g/cm3)	2.56	2.56
P.e prom	2.560	
%Pasen N° 4	41.24	

P. e. Total = 2.57 g/cm3

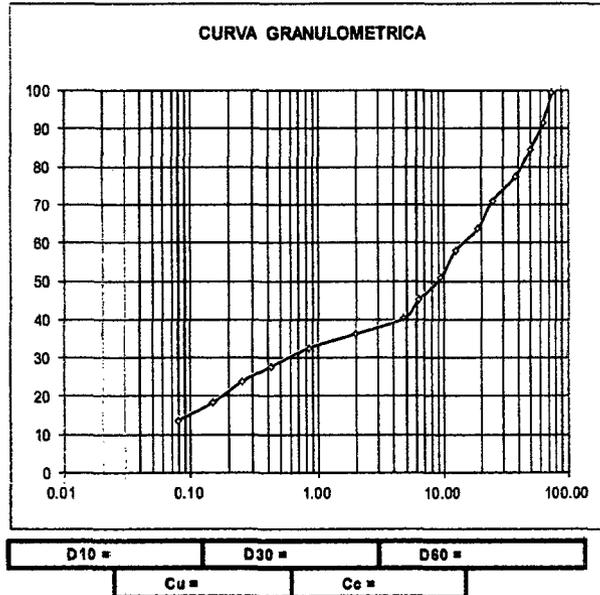
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
 "DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SANCHEZ"

OBRA : DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SÁNCHEZ.
SOLICITA : BACH. WILMER MESTANZA CUEVA.
MUESTRA : C2-E1

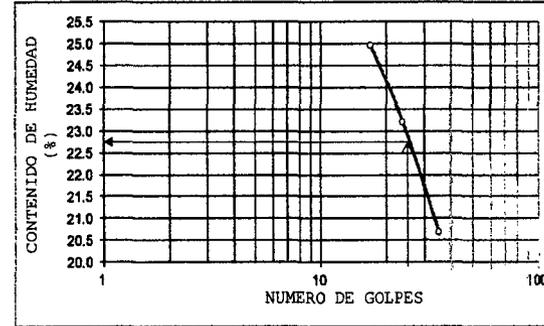
UBICACIÓN : CAJAMARCA
FECHA : JUNIO DEL 2007

PROFUNDIDAD DE 0,00 A 1,00 ms.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO					
ASTM D 422/C136 / AASHTO T 88-70					
MUESTRA : 3285.60					
TAMIZ	PRP	%RP	%RA	% QUE PASA	
N°	ABER.(mm)	(gr)			
3"	75.00	0.00	0.00	100.00	
2 1/2"	63.00	255.80	7.79	92.21	
2"	50.00	233.40	7.10	85.11	
1 1/2"	38.10	230.10	7.00	78.10	
1"	25.00	210.30	6.40	71.70	
3/4"	19.00	241.30	7.34	64.36	
1/2"	12.50	195.60	5.95	58.41	
3/8"	9.50	230.40	7.01	51.39	
1/4"	6.35	190.20	5.79	45.61	
N°4	4.75	158.70	4.83	40.77	
N 10	2.00	132.80	4.04	36.73	
N 20	0.85	120.10	3.66	33.08	
N 40	0.43	160.40	4.88	28.20	
N 60	0.25	129.80	3.95	24.25	
N 100	0.15	175.30	5.34	18.91	
N 200	0.08	155.40	4.73	14.18	
CAZOLETA	--	465.60	14.18	100.00	
TOTAL		3350.00			



LÍMITES DE CONSISTENCIA					
ASTM D 4318 - 93 / AASHTO T 89-68/ T 90-70					
	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO	
Wt (gr)	22.50	22.40	22.30	22.40	22.50
Wmh + t (gr)	32.50	33.00	32.20	29.30	30.00
Wms + t (gr)	30.50	31.00	30.50	28.20	28.70
Wms (gr)	8.00	8.60	8.20	5.80	6.20
Ww (gr)	2.00	2.00	1.70	1.10	1.30
W (%)	25.00	23.26	20.73	18.97	20.97
N.GOLPES	17	24	35		
LL - LP	22.75			19.97	



CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD			
NORMA : ASTM D 2216/D 4643			
MUESTRA	C1 - EU		
Wt (gr)	25.20	25.20	26.20
Wmh + t (gr)	265.80	275.06	264.80
Wms + t (gr)	251.00	260.20	250.00
Wms	225.80	235.00	223.80
Ww	14.80	14.86	14.80
W (%)	6.55	6.32	6.81
W % Prom.	6.60		

PESO ESPECÍFICO		
ASTM D 864-58/C 127 / AASHTO T 100-70		
PESO ESPECÍFICO MATERIAL < N° 4		
Muestra	: C2-E1	
Pms (g)	90.00	95.10
Pf (g)	163.70	163.70
Pw (g)	681.50	681.50
Pms (g)	716.30	719.40
P.e (g/cm3)	2.56	2.58
P.e prom.	2.56	
% Ret. N° 4	59.23	

PESO ESPECÍFICO DE PIEDRA		
Muestra	: C2-E1	
Palre (g)	100.00	98.50
Psumr. (g)	61.10	60.20
P.e (g/cm3)	2.57	2.57
P.e prom	2.57	
% Pasan N° 4	40.77	
P.e. Total =	2.57 g/cm3	

CLASIFICACION DEL SUELO POR EL SISTEMA UNIFICADO DE SUELOS (SUCS) Y AASHTO			
ASTM D 2487-94 AASHTO M 146-66			
N°4	41	Cu	
N°10	37	Cc	
N°40	28	LL	23
N°200	14	LP	20
% GRAVA	64	IP	3
% ARENA	31	W (%)	6.60
% FINOS	14	P.e.	2.67

SUCS	GP
AASHTO	A1 a(0)

OBRA : DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SANCHEZ.

UBICACIÓN : CAJAMARCA

SOLICITA : BACH. WILMER MESTANZA CUEVA.

PROFUNDIDAD DE 1,00 A 2,00 mts.

FECHA : JUNIO DEL 2007

MUESTRA : C2-E2

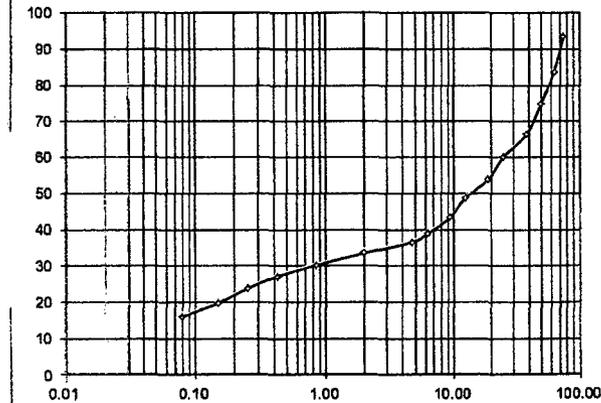
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

ASTM D 422/C138 / AASHTO T 88 - 70

MUESTRA : 4755.20

N°	TAMIZ	PRP (gr)	%RP	%RA	% QUE PASA
	ABER.(mm)				
3"	75.00	285.40	8.00	6.00	94.00
2 1/2"	63.00	456.80	9.61	15.61	84.39
2"	50.00	425.80	8.95	24.56	75.44
1 1/2"	38.10	410.20	8.63	33.19	66.81
1"	25.00	298.00	6.27	39.48	60.54
3/4"	19.00	295.40	6.21	45.67	54.33
1/2"	12.50	245.30	5.16	50.83	49.17
3/8"	9.50	251.00	5.28	56.10	43.90
1/4"	6.35	213.50	4.49	60.59	39.41
N°4	4.75	110.20	2.32	62.91	37.09
N 10	2.00	145.20	3.05	65.97	34.03
N 20	0.85	156.80	3.30	69.26	30.74
N 40	0.43	145.70	3.06	72.33	27.67
N 60	0.25	162.50	3.42	75.74	24.26
N 100	0.15	185.30	3.90	79.64	20.36
N 200	0.08	185.80	3.91	83.55	16.45
CAZOLETA	-	782.30	16.45	100.00	0.00
TOTAL		4755.20			

CURVA GRANULOMETRICA

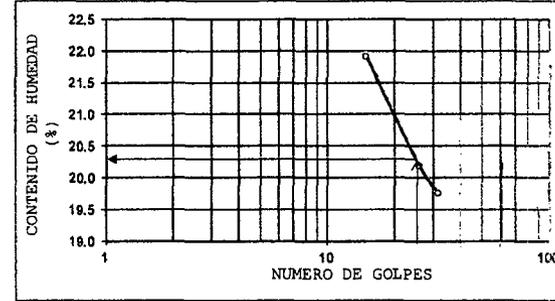


D10 =	D30 =	D60 =
Cu =	Cc =	

LÍMITES DE CONSISTENCIA

ASTM D 4318 - 93 / AASHTO T 88-68/ T 90-70

	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO	
	23.20	23.10	23.20		
Wt(gr)	23.20	23.10	23.20		
Wmh + t(gr)	33.20	33.80	34.10		
Wms + t(gr)	31.40	32.00	32.30		
Wms (gr)	8.20	8.90	9.10		
Ww (gr)	1.80	1.80	1.80		
W(%)	21.95	20.22	19.78		
N.GOLPES	15	26	32		
LL - LP	20.45			N.P.	



CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD

NORMA : ASTM D 2216/D 4643

MUESTRA	C1 - EU		
Wt(gr)	26.00	25.10	25.30
Wmh + t(gr)	258.60	265.70	231.50
Wms + t(gr)	240.80	250.00	206.00
Wms	214.80	224.90	180.70
Ww	16.10	15.70	25.50
W(%)	7.50	6.98	14.11
W % Prom.	8.53		

PESO ESPECÍFICO

ASTM D 854-58/C 127 / AASHTO T 100-70

PESO ESPECÍFICO MATERIAL < N° 4

Muestra	C2-E2	
Pms (g)	85.20	88.40
Pf (g)	163.70	163.70
PW (g)	661.50	661.50
Pfws (g)	713.30	715.20
P.e (g/cm3)	2.55	2.55
P.e prom.	2.55	
%Ret. N° 4	62.81	

PESO ESPECÍFICO DE PIEDRA

Muestra	C2-E2	
Paire (g)	99.80	105.80
Psumr. (g)	61.10	64.70
P.e (g/cm3)	2.58	2.57
P.e prom	2.577	
%Pasen N° 4	37.09	

P. e. Total	2.57 g/cm3
-------------	------------

CLASIFICACIÓN DEL SUELO POR EL SISTEMA UNIFICADO DE SUELOS (SUCS) Y AASHTO

ASTM D2487-94 AASHTO M 145-86

N°4	37	Cu	
N°10	34	Cc	
N°40	28	LL	20
N°200	16	LP	N.P.
% GRAVA	61	IP	N.P.
% ARENA	23	W (%)	9.63
% FINOS	16	P.e.	2.57

SUCS	GP-GM
AASHTO	A1-a(0)

OBRA : DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SANCHEZ.

UBICACIÓN : CAJAMARCA

SOLICITA : BACH. WILMER MESTANZA CUEVA.

PROFUNDIDAD DE 2.00 A 3.00 ms.

FECHA : JUNIO DEL 2007

MUESTRA : C2-E3

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

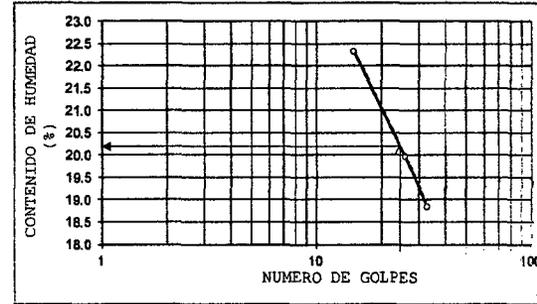
ASTM D 422/C136 / AASHTO T 88 - 70

MUESTRA : 3200.00		PRP (gr)	%RP	%RA	% QUE PASA
TAMIZ	ABER.(mm)				
3"	75.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	63.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.00	246.00	7.69	7.69	92.31
1 1/2"	38.10	233.20	7.29	14.98	85.03
1"	25.00	255.10	7.97	22.95	77.05
3/4"	19.00	200.40	6.28	29.21	70.79
1/2"	12.50	245.80	7.68	36.89	63.11
3/8"	9.50	212.30	6.63	43.53	56.48
1/4"	6.35	220.10	6.88	50.40	49.60
N°4	4.75	185.40	5.79	56.20	43.80
N 10	2.00	180.30	5.63	61.83	38.17
N 20	0.85	160.30	5.01	66.84	33.16
N 40	0.43	154.80	4.84	71.68	28.32
N 60	0.25	146.20	4.57	76.25	23.75
N 100	0.15	145.20	4.54	80.78	19.22
N 200	0.08	125.40	3.92	84.70	15.30
CAZOLETA	--	429.80	13.43	98.14	1.86
TOTAL		3200.00			

LÍMITES DE CONSISTENCIA

ASTM D 4318 - 93 / AASHTO T 89-68/ T 90-70

	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO	
	Wl (gr)	24.20	24.10		
Wmh + l (gr)	34.60	35.00	34.80		
Wms + l (gr)	32.70	33.20	33.10		
Wms (gr)	8.50	9.00	9.00		
Ww (gr)	1.90	1.80	1.70		
W (%)	22.35	20.00	18.89		
N.GOLPES	15	26	33		
LL - LP		20.25			



PESO ESPECÍFICO

ASTM D 864-68/C 127 / AASHTO T 100-70
PESO ESPECÍFICO MATERIAL < N° 4

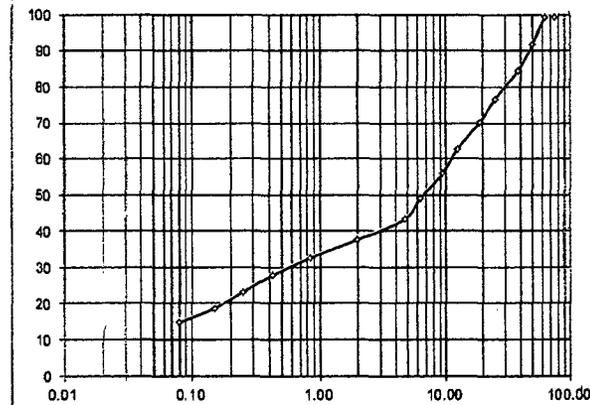
Muestra	C2-E3	
Pms (g)	90.80	92.30
Pf (g)	163.70	163.75
PW (g)	661.56	661.50
PWs (g)	716.80	717.80
P.e (g/cm³)	2.55	2.56
P.e prom.	2.56	
% Ret. N° 4	56.20	

PESO ESPECÍFICO DE PIEDRA

Muestra	C2-E3	
Paire (g)	89.20	105.40
Psumer (g)	60.80	64.50
P.e (g/cm³)	2.58	2.58
P.e prom	2.58	
% Pasan N° 4	43.80	

P. e. Total = 2.57 g/cm³

CURVA GRANULOMETRICA



D10 =	D30 =	D60 =
Cu =	Cc =	

CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD

NORMA : ASTM D 2216/D 4643

MUESTRA	C2 - E3		
W1 (gr)	25.00	25.10	25.30
Wmh + l (gr)	254.60	255.40	278.60
Wms + l (gr)	245.50	246.20	268.80
Wms	220.50	221.10	243.50
Ww	9.10	9.20	9.80
W (%)	4.13	4.16	4.02
W % Prom.	4.10		

CLASIFICACION DEL SUELO POR EL SISTEMA UNIFICADO DE SUELOS (SUCS) Y AASHTO

ASTM D2487-94 AASHTO M 145-88

N°4	44	Cu	
N°10	38	Cc	
N°40	28	LL	20
N°200	15	LP	0
% GRAVA	50	IP	20
% ARENA	34	W (%)	4.10
% FINOS	13	P.e.	2.57

SUCS	GM
AASHTO	A1-a(0)

OBRA : DISEÑO DEL PUENTE CARROZABLE LUIS ALBERTO SANCHEZ.
 SOLICITA : BACH. WILMER MESTANZA CUEVA.
 MUESTRA : C2-E4

UBICACIÓN : CAJAMARCA
 FECHA : JUNIO DEL 2007

PROFUNDIDAD DE 3.00 A 4.00 ms.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

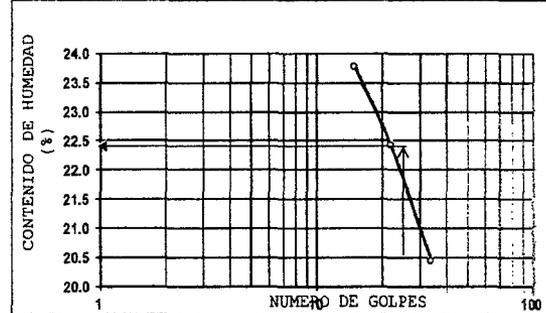
ASTM D 422/C136 / AASHTO T 88 - 70

MUESTRA : 3600.00					
TAMIZ	PRP	%RP	%RA	% QUE PASA	
N°	ABER.(mm)	(gr)			
3"	75.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	63.00	340.80	9.74	9.74	90.26
2"	50.00	380.40	10.87	20.61	79.39
1 1/2"	38.10	250.10	7.15	27.75	72.25
1"	25.00	289.30	8.27	36.02	63.98
3/4"	19.00	225.30	6.44	42.45	57.55
1/2"	12.50	260.40	7.44	49.89	50.11
3/8"	9.50	282.70	8.08	57.97	42.03
1/4"	8.35	195.30	5.58	63.55	36.45
N°4	4.75	260.00	7.43	70.98	29.02
N 10	2.00	160.10	4.57	75.55	24.45
N 20	0.85	125.60	3.59	79.14	20.86
N 40	0.43	115.60	3.30	82.45	17.55
N 60	0.25	120.20	3.43	85.88	14.12
N 100	0.15	132.50	3.79	89.67	10.33
N 200	0.08	121.40	3.47	93.13	6.87
CAZOLETA	--	240.30	6.87	100.00	0.00
TOTAL		3500.00			

LÍMITES DE CONSISTENCIA

ASTM D 4318 - 93 / AASHTO T 89-98/ T 90-70

	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		
Wl (gr)	23.20	23.10	23.20			
Wmh +1 (gr)	33.60	34.00	33.20			
Wms +1 (gr)	31.80	32.00	31.50			
Wms (gr)	8.40	8.90	8.30			
Ww (gr)	2.00	2.00	1.70			
W(%)	23.81	22.47	20.48			
N.GOLPES	15	22	34			
LL - LP	21.75					



PESO ESPECÍFICO

ASTM D 854-68/C 127 / AASHTO T 100-70
 PESO ESPECÍFICO MATERIAL < N° 4

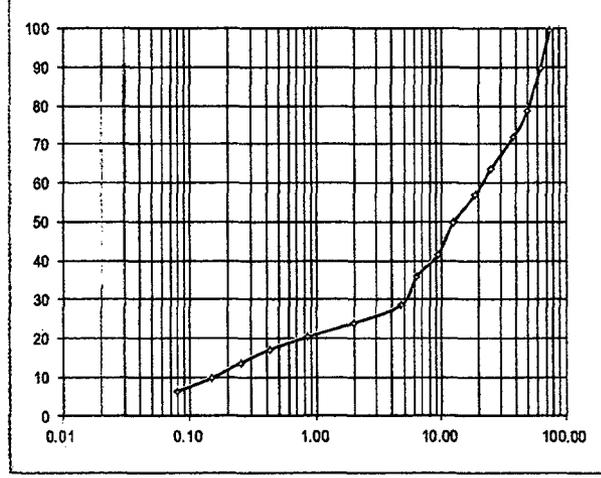
Muestra	: C2-E4	
Pms (g)	85.80	81.50
Pf (g)	163.70	163.70
Pw (g)	681.50	681.50
Pws (g)	713.50	717.10
P.e (g/cm³)	2.538	2.549
P.e prom	2.54	
%Ret. N° 4	70.98	

PESO ESPECÍFICO DE PIEDRA

Muestra	: C2-E4	
Paire (g)	125.40	130.80
Psumer. (g)	76.70	79.80
P.e (g/cm³)	2.57	2.56
P.e prom	2.57	
%Pasen N° 4	29.02	

P. e. Total = 2.56 g/cm³

CURVA GRANULOMETRICA



D10 =	D30 =	D60 =
Cu =	Cc =	

CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD

NORMA : ASTM D 2216/D 4643

MUESTRA	C1 - EU		
Wl (gr)	25.00	25.10	25.30
Wmh +1 (gr)	250.60	256.20	254.80
Wms +1 (gr)	243.50	249.00	247.60
Wms (gr)	218.50	223.90	222.30
Ww	7.10	7.20	7.20
W(%)	3.25	3.22	3.24
W % Prom.	3.23		

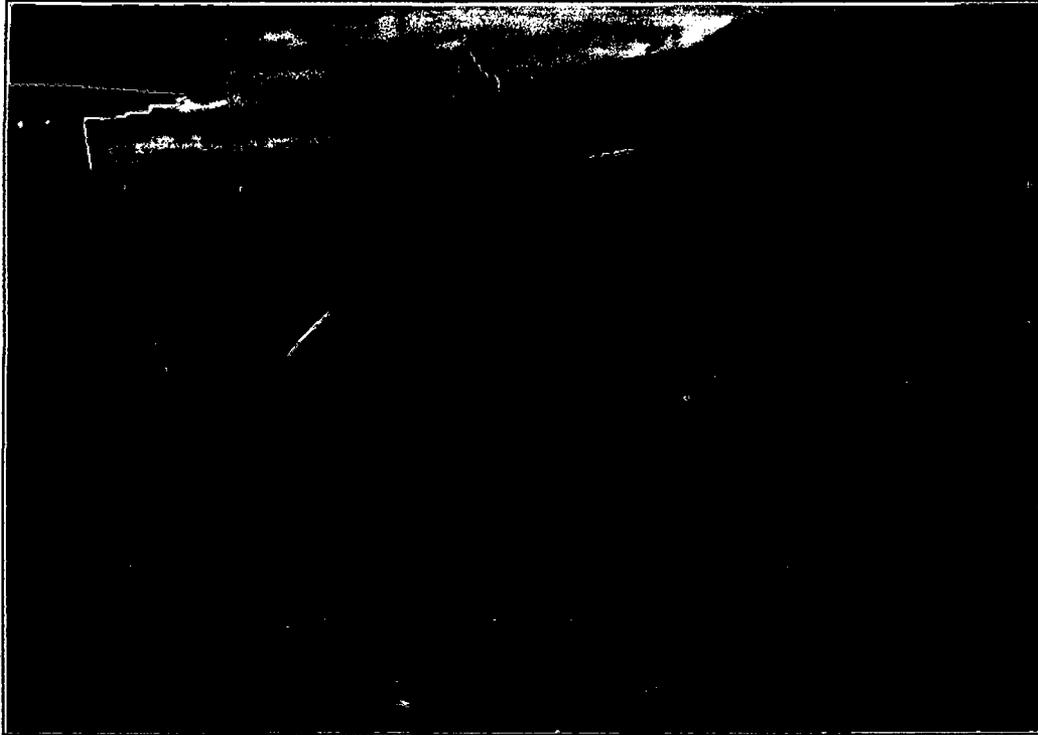
CLASIFICACION DEL SUELO POR EL SISTEMA UNIFICADO DE SUELOS (SUCS) Y AASHTO

ASTM D2487-94 AASHTO M 146-86

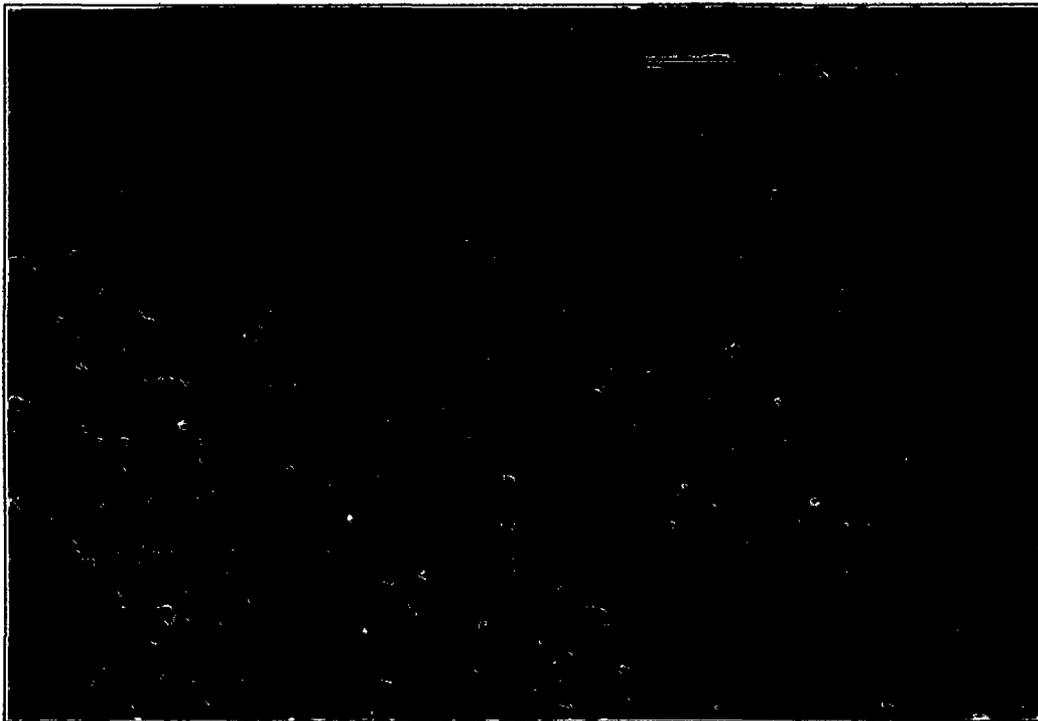
N°4	29	Cu	
N°10	24	Cc	
N°40	18	LL	22
N°200	7	LP	N.P.
% GRAVA	64	IP	N.P.
% ARENA	30	W (%)	3.23
% FINOS	7	P.e.	2.56

SUCS	GW
AASHTO	A1-a(0)

6.1.6- PANEL FOTOGRAFICO.



Fotografía N° 01: Intersección del Jr. Perera y Jr. Larry Jhonson



Fotografía N° 02: Luz del puente



Fotografía N° 03: Tránsito vehicular Jr. Larry Jhonson



Fotografía N° 04: Vista del Jr. Perera, cercana al puente



Fotografía N° 05: cauce de la quebrada en la zona del puente



Fotografía N° 06: Vista de la margen izquierda de la Quebrada Chilco (Cruz Blanca) en donde se observa parte de los muros de contención