

## **MEMORIA DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS**

### **INTRODUCCION**

La finalidad de la memoria de diseño consiste en dar justificación a la estructuración a las diferentes obras de arte de concreto armado para el expediente técnico "MEJORAMIENTO DEL CIRCUITO VIAL CHUPACA – SICAYA – VICSO – ACO – MITO, L=22+044 KM – PROVINCIA DE CHUPACA, HUANCAYO, CONCEPCIÓN - JUNIN", Código Único de Inversión N° 2094853. Esta memoria de cálculo estructural en el caso del puente presenta: Los criterios de diseño, normativa aplicada, especificaciones estándar para puentes AASHTO LRFD, combinaciones de carga, factores de carga y resumen de resultados del diseño realizado. Para el caso de muros de contención presenta: Los criterios de diseño, Normativa aplicada y verificación de estabilidad de muros de contención y por último en el caso de alcantarillas presenta: Evaluaciones para la determinación estructural de la obra arte.

#### **I. NOMBRE DEL PROYECTO DE INVERSIÓN PÚBLICA**

"MEJORAMIENTO DEL CIRCUITO VIAL CHUPACA – SICAYA – VICSO – ACO – MITO, L=22+044 KM – PROVINCIA DE CHUPACA, HUANCAYO, CONCEPCIÓN - JUNIN", Código Único de Inversión N° 2094853.

#### **II. DISEÑO DE PONTON**

##### **02.01. DATOS INICIALES DEL PUENTE**

- Longitud total: 6.00 m
- Ancho total: 8.90 m
- Ancho de calzada: 7.20 m
- Espesor de losa: 0.40m
- Altura de estribos: 6.40 m
- $F'c=280 \text{ kg/cm}^2$
- $\gamma \text{ concreto}= 2.4 \text{ T/m}^3$

##### **02.02. NORMAS TÉCNICAS DE DISEÑO**

Las normas de diseño de puentes se clasifican en:

- Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú).
  - NTE E.060 "Concreto Armado"
  - NTE E.050 "Suelos y Cimentaciones"



*Christian Alvarez Palkampoma*  
**INGENIERO CIVIL**  
C.P. N° 107015



- Especificaciones Estándar para Puentes AASHTO (1934).
- Especificaciones para Diseño de Puentes AASHTO LRFD (2004, 2007)
- Manual de Diseño de Puentes – Ministerio de Transportes y Comunicaciones MTC (2003).

Se entiende que todos los Reglamentos y Normas están en vigencia y/o son de las últimas ediciones.

### 02.03. ESPECIFICACIONES ESTANDAR PARA PUENTES AASHTO (1934).

Esta norma americana data de 1934.

#### Métodos de Diseño:

Diseño Por Resistencia Admisible: ASD

$$\sum Q_i \leq \frac{R_e}{FS}$$

$Q_i$  = combinación de cargas

$R_e$  = resistencia elástica

$FS$  = factor de seguridad

Diseño Por Factores De Carga: LFD

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R$$

$\gamma_i Q_i$  = combinación de cargas factorizadas

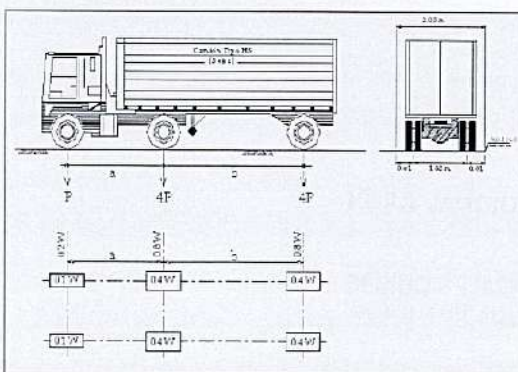
$R$  = resistencia

$\phi$  = factor de reducción de resistencia

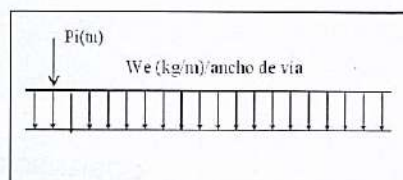
Camión de Diseño

#### 1. REG. AMERICANO (ESPECIFICACIONES ESTANDAR AASHTO)

##### 1.1 Camion (HS)



##### 1.2 Sobrecarga equivalente



Ancho de vía = 3.05 m



Christian Alvarez Paikampoma  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 107015



TIPO	Peso Camión (tn)	P (tn)	a (m)	b (m)	We (kg/m)	Pi P. Corte (tn)	Pi P. Momento (tn)
HS-20	32.66	3.63	4.27	4.27-9.14	952.4	11.8	8.2
HS-25	40.82	4.54	4.27	4.27-9.14	1,190.5	14.7	10.2

## 02.04. CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE

El puente a construir será en una carretera de Segunda Clase, el tipo de puente será uno tipo mixto o compuesto, el cual estará apoyado en estribos en ambos extremos para su análisis y diseño.

Las características principales del puente son: número de carriles = 2, ancho de carril = 3.30 m, ancho de berma = 0.50 m, que suma un total de 7.60 m de ancho calzada, un ancho de 1.20 m destinado para la acera peatonal (aceras peatonales de 1.86 m cada una, la sección total del puente tendrá 10.00 m de ancho. Esta superestructura y subestructura estará conformada por concreto  $F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ , siendo la sobrecarga adoptada el HL-93 del LRFD. Se consideran tubos de drenaje de PVC 3" colocados en ambos lados de la vía proyectada espaciadas a cada 2.00 m en toda la longitud del puente.

## 02.05. ESPECIFICACIONES PARA DISEÑO DE PUENTES AASHTO LRFD (1994 - 2007)

Las ediciones son:

1994: Primera edición del LRFD

1998: Segunda edición del LRFD

2004: Tercera edición del LRFD

Las ediciones posteriores 2004, 2005, 2006, 2007 generalmente se encuentran en formato digital.

### 02.06.01. Ecuaciones De Diseño

El puente debe ser proyectado para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas por los estados límite previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas durante la construcción y el uso del puente.

Donde:

- ✓ Factor de carga (obtenido estadísticamente).



Christian R. Alvarez Palompo  
INGENIERO CIVIL  
CIP. Nº 107015



- ✓ Factor de resistencia (obtenido estadísticamente).
- ✓ Factor que relaciona ductilidad, redundancia e importancia operativa.
- ✓ Factor que se refiere a la ductilidad.
- ✓ Factor que se refiere a la redundancia.
- ✓ Factor que se refiere a la importancia.
- ✓ Efectos de fuerza.
- ✓ Resistencia nominal.
- ✓ Resistencia factorizada.

## **02.06.02. Factores de Carga**

### **A. Clasificación**

#### **• Cargas Permanentes**

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin varias significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite. Corresponden a ese grupo el peso propio de los elementos estructurales y las cargas muertas adicionales tales como las debidas al peso de la superficie de rodadura o al balasto. También se consideran cargas permanentes el empuje de tierra, los efectos debidos a la contracción de fragua y el flujo plástico, las deformaciones pertinentes originadas por los procedimientos de construcción y los efectos de asentamientos al apoyo.

**Peso Propio y Cargas Muertas:** el peso propio se determinará considerando todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione como tal. Las cargas muertas incluirán el peso de todos los elementos no estructurales, tales como veredas, superficie de rodadura, balasto, barandas, cables. Dichas cargas serán estimadas sobre la base de las dimensiones indicadas en los planos y en el caso considerando los valores medios de los correspondientes pesos específicos.

**Empuje de Terra:** los estribos y otras partes de la estructura que retienen la tierra deberán diseñarse para resistir las correspondientes presiones, las mismas que serán calculadas de acuerdo con los principios de la mecánica de suelos y utilizando los valores medios de las propiedades del material de relleno.

El empuje no será menor en ningún caso menor que el equivalente al a presión de un fluido con un peso específico de  $5 \text{ kn/m}^3$ .



*Christian R. Alvarez Paitampoma*  
**INGENIERO CIVIL**  
CIP. Nº 107015



En los casos el sistema incluirá un sistema de drenaje del material de relleno. No obstante, deberá considerarse la posibilidad que el suelo se sature total o parcialmente, a uno o a ambos lados de la estructura de contención.

- **Cargas variables**

Son aquellas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Las cargas variables incluyen los pesos de los vehículos y personas, así como los correspondientes efectos dinámicos, las fuerzas de frenado y aceleración, las fuerzas centrífugas, las fuerzas laterales sobre rieles. También corresponden a este grupo las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas debidas a empuje de agua y subpresiones, los efectos de variaciones de temperatura, las acciones de sismo y las acciones de viento.

- Cargas Durante la Construcción: considerará todas las cargas debidas a pesos de materiales y equipos requeridos durante la construcción, así como las cargas de peso propio u otras de carácter permanente que se apliquen en cada etapa del proceso constructivo. Deberá preverse la ubicación de todas las cargas permanentes o temporales en cada etapa, dejando margen para posibles imprecisiones o errores.
- Deberá considerarse la posibilidad que, durante el proceso constructivo o como resultado de una posterior modificación, la carga muerta sea retirada parcialmente, pudiendo reducirse un posible efecto favorable.
- Cuando las condiciones de diseño lo requieran, el expediente técnico deberá indicar claramente la secuencia constructiva.
- Cargas Vivas de Vehículos: Para el estado límite de fatiga solo se considerará la carga correspondiente al camión de diseño, en este caso el HL-93. Para el computo de deflexiones se tomará el mayor de los resultados obtenidos con el camión de diseño o con la suma de la sobrecarga distribuida más 25% del camión de diseño.

#### **02.06.03. Cargas muertas (cargas permanentes)**

Para el diseño de la superestructura; la ecuación de diseño básica es:

U = Efecto último

DC = Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales:



Christian D. Alvarez Paitampoma  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 107015

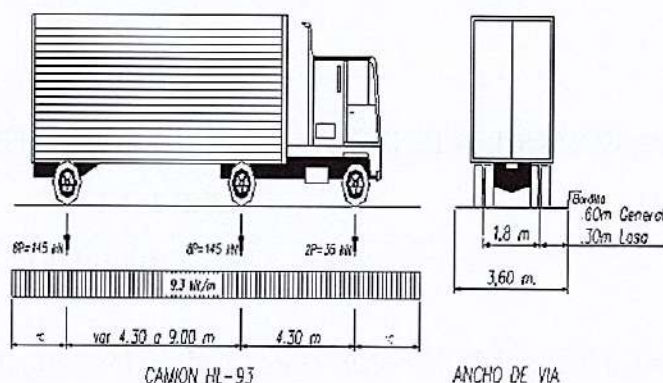


DW = Carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares  
LL = Carga viva vehicular  
IM = Carga Dinámica  
n = Modificador de carga por redundancia, ductilidad e importancia del Componente analizado.

#### 02.06.04. Cargas vivas

Las cargas por eje y los espaciamientos entre ejes serán los indicados en la siguiente figura, la distancia entre los dos ejes de 145 kN (14,78 t) será tomada como aquella que, estando entre los límites de 4,30 m y 9,00 m, resulta en los mayores efectos. Las cargas del camión de diseño deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados.

De acuerdo a lo que exigen las normas actuales se ha escogido como sobrecarga vehicular la del tipo HL-93, consistente en un camión por vía de aprox. 33 toneladas y con una sobrecarga uniformemente distribuida por vía de tráfico de 0.96 TN/m. De acuerdo al ASSHTO LRFD se considera una sobrecarga por impacto como 33% del camión de diseño HL-93.



#### • Tándem de Diseño

El tándem de diseño consistirá en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 110 kN (11,2 t), espaciados a 1,20 m. La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal, será de 1,80 m. Estas cargas deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados.

#### 02.06.05. Cargas de suelo

Tomas en cuenta la cargas debido al empuje de tierras, según la expresión del Coulomb para el cálculo de empuje activo.



Christian R. Alvarez Paitampoma  
INGENIERO CIVIL  
CIP. Nº 107015



$$Ea = \frac{1}{2} kA * \gamma * H^2$$

$$KA = \frac{\cos^2(\theta' - \phi)}{\sin^2 \sin(\phi - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\theta - \delta) \cos(\theta + \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

$\gamma'$ : peso unitario efectivo

$\theta$ : Angulo de inclinación del puro respecto a la horizontal.

$\Phi$ : Angulo de fricción interna.

$\Delta$ : ángulos de fricción de muro

$\beta$ : ángulo de inclinación del talud detrás del muro.

Para el caso de estructuras con una altura de relleno sobre ellas menor que 0.60 m la sobrecarga se considerara actuando como cargas concentradas sobre la estructura.

Para alturas de rellenos mayores que 0.60 m, las cargas concentradas serán consideradas uniformemente distribuidas sobre un área cuadrada de lado igual a 1.75 veces la altura de relleno.

Para alturas de relleno mayores que 2.40 m, el efecto de la carga viva no se tomara en cuenta.

## 02.06. DISEÑO DE PUENTES

### INSTRUCCIONES Y NORMATIVA DE APLICACIÓN.

En el diseño de las estructuras de este proyecto se han tenido en cuenta el AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.

### 02.06.01. CARACTERISTICA DE LOS MATERIALES

- **Concreto**

Concreto de Limpieza (solado)

$f'_c = 14 \text{ N/mm}^2$

Concreto en cimientos y muros laterales

$f'_c = 21 \text{ N/mm}^2$

Concreto en losa y hastiales

$f'_c = 28 \text{ N/mm}^2$

- **Acero en armaduras**

Armadura pasiva en losa y hastiales (ASTM A706)

$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$



Christian C. Alvarez Paitampoma  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 107015



Armadura pasiva en el resto (ASTM A 615 grado 60)  $f_y=420 \text{ N/mm}^2$

Acero estructural en barandas A709 grado 36  $f_y=250 \text{ N/mm}^2$

## 02.06.02. COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA

La condición de diseño básica que debe cumplir cada una de las componentes de la estructura es que su capacidad resistente no debe ser excedida por la sollicitación mayorada, de acuerdo al estado límite de análisis.

La carga total factorizada será calculada como:

$$Q = n * \sum \gamma_i * q_i$$

Donde:

$n$  = modificador de carga

$q_i$  = carga especificada en esta sección

$\gamma_i$  = factores de carga especificados

En donde  $n$  es el modificador de las cargas,  $\gamma_i$  son los factores de carga y  $q_i$  son las sollicitaciones de las cargas.

Tabla 01: cuadro de combinación de cargas del puente CHACACHIMPA

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL, IM, LS, BR, PL	WA	EQ	n
RESISTENCIA 1	0.90	0.65	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	0.90	1.50	1.5	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	1.25	0.65	1.5	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	1.25	1.50	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
EV. EXTREMO 1	0.90	0.65	1.50	1.35	0.5	1.00	1.00	1.00
EV. EXTREMO 1	0.90	1.50	1.50	1.35	0.5	1.00	1.00	1.00
EV. EXTREMO 1	1.25	0.65	1.50	1.35	0.5	1.00	1.00	1.00
EV. EXTREMO 1	1.25	1.50	1.50	1.35	0.5	1.00	1.00	1.00

Fuente: Propia

Los componentes y las conexiones de un puente satisfacen la ecuación (1) para las combinaciones aplicables de los efectos de la fuerza extrema factorizada como se especifica en los estados límites siguientes:

- **RESISTENCIA I.** Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.



Christian R. Alvarez  
**INGENIERO CIVIL**  
CIP. Nº 107015



- **RESISTENCIA II.** Combinación de carga relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseño especiales especificados por el propietario y/o vehículos que permiten la evaluación, sin considerar el viento.
- **RESISTENCIA III.** Combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor que 90 km/h.
- **RESISTENCIA IV.** Combinación de carga relacionada a relaciones muy altas de la carga muerta a la carga viva.
- **RESISTENCIA V.** Combinación de carga relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90 km/h.
- **EVENTO EXTREMO I.** Combinación de carga incluyendo sismo.
- **EVENTO EXTREMO II.** Combinación de carga relacionada a la carga de viento, choque de vehículos y barcos, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida, distinta de la carga de choque vehicular.
- **SERVICIO I.** Combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/hr y con todas las cargas a su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada al control de la deflexión en estructuras metálicas empotradas, placas de revestimiento de túneles y tubos termoplásticos, así como controlar el ancho de las grietas en estructuras de concreto armado.
- **SERVICIO II.** Combinación de carga considerado para controlar la fluencia de las estructuras de acero y el deslizamiento de las conexiones críticas, debidos a la carga viva vehicular.
- **SERVICIO III.** Combinación de carga relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas.
- **FATIGA.** Combinación de fatiga y carga de fractura, relacionada a la carga viva vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un camión de diseño simple con el espaciamiento entre ejes.

### **02.06.03. ACCIONES CONSIDERADAS**

- Cargas Permanentes.
- Peso propio, Cargas muertas: Las cargas muertas incluyen el pavimento, el relleno, las barreras de seguridad.

Los valores considerados se relacionan a continuación:

Peso propio total del tablero (variable) (40.0kN/m – 16.25 kN/m).

Superficie asfáltica

1.10 kN/m.



*Christian A. Alvarez-Pon*  
INGENIERO  
CIP. Nº 107015



- Acciones Permanentes de Valor no Constante.
- Acciones del pretensado (no considerado).
- Acciones reológicas (correspondientes a los efectos de retracción y fluencia, no considerados debido a la tipología del proyecto).
- Acciones debidas al terreno

Las acciones debidas al terreno sobre alzados de estribos y muros laterales se analizan mediante el coeficiente de empuje activo de Coulomb y empuje de reposo, considerando el ángulo de rozamiento interno del relleno de  $32^\circ$  y una densidad de  $19 \text{ kN/m}^3$ . No se considera empuje pasivo en puntera de zapatas. La cimentación prevista es directa para los estribos. Se ha considerado en el cálculo asientos diferenciales de  $2.50 \text{ cm}$ .

#### • Acciones Variables

La sobrecarga aplicada al tablero designado como la HL -93, consiste en: Camión de diseño. - es un vehículo de  $325 \text{ kN}$  de peso, distribuido en tres pares de ejes ( $35 \text{ kN} + 145 \text{ kN} + 145 \text{ kN}$ ), la distancia entre el primer y segundo eje es de  $4.30 \text{ m}$  y la del segundo con el tercero varía entre  $4.30 \text{ m}$  y  $9.0 \text{ m}$ . La separación transversal de las ruedas se tomará como  $1.80 \text{ m}$ . Se considerará el incremento dinámico.

Tándem de diseño. - consistirá en un par de ejes de  $110 \text{ kN}$  con una separación de  $1.20 \text{ m}$ , La separación transversal de las ruedas se tomará como  $1.80 \text{ m}$ . Se considerará el incremento dinámico.

Carga de carril de diseño. - Consistirá en una carga distribuida de  $9.30 \text{ kN/m}$ , uniformemente distribuido en dirección longitudinal. Transversalmente la carga de carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de  $3.0 \text{ m}$ . No se considerará el incremento dinámico.

La sobrecarga de superficie sobre rellenos de trasdós de alzados en estribos es tomada como  $11.40 \text{ kN/m}^2$ .

#### • Acciones Accidentales

Sismo. - Se ha considerado el efecto sísmico en el pórtico, pero debido a su confinamiento se ha verificado que este efecto no es relevante; En los muros laterales se ha considerado este efecto para el cálculo de estabilidad y diseño, empleándose la amplificación dinámica del empuje del relleno mediante el método pseudo-estático de Mononobe Okabe y las fuerzas inerciales del relleno y estribo.



Christian R. Alvarez Paitampoma  
INGENIERO CIVIL  
CIP/Nº 107015



## **02.06.04. ANÁLISIS DEL TABLERO**

- **Criterios de diseño:**

El análisis para la obtención de los esfuerzos longitudinales del tablero se realiza sobre un modelo matricial de barras, con disposición tipo viga, que incluyen las excentricidades verticales para recoger la variación de la posición del centro de gravedad.

Las barras son de sección variable, adoptando la geometría teórica de la viga. Las características mecánicas de las secciones se corresponden con las secciones brutas. La longitud máxima de las barras es de 1.80m en la viga. Los elementos verticales han sido subdividido en 10 partes

Para las condiciones de borde se consideran restringidos los giros a torsión y flexión en la base del pórtico.

El análisis efectuado es elástico y lineal, el cual es un método ampliamente aceptado debido a que son estructuras nuevas.

- **Comprobaciones del estado límite último (ELU)**

Se realizan las siguientes comprobaciones en estado límite último:

El de agotamiento por flexocompresión, en cálculos elastoplásticos a partir de las envolventes generadas para el Estado Límite de Resistencia y aplicando los dominios de deformación fijados en el reglamento AASHTO LRFD – 2006; se obtiene la armadura necesaria cuando resulta importante.

En los hastiales se dibuja el diagrama de interacción verificándose que las fuerzas actuantes estén contenidas en ellas.

El agotamiento por esfuerzos cortantes, a partir de las envolventes generadas para el Estado Límite de Resistencia según el reglamento AASHTO LRFD – 2006 se verifica la necesidad de reforzamiento por corte y la cantidad de acero longitudinal negativo suministrada, en la interacción flexión cortante.

## **02.06.05. CÁLCULO DE ESTRIBOS**

Los alzados son calculados para soportar los empujes de tierras y sobrecarga en trasdós, así como las fuerzas verticales y horizontales provenientes del tablero. Se consideran los coeficientes de empuje activo y de reposo indicados en el apartado de acciones de este documento. Se calculan como ménsulas empotradas en la cimentación. Se considera que las cargas se reparten uniformemente en todo el ancho del estribo. Se comprueban las tensiones en



*Christian R. Alvarez Paitampoma*  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 107015



el terreno y la estabilidad (excentricidad máxima y deslizamiento) para los diferentes estados límites.

La tensión media transmitida al terreno en la zapata izquierda es de 345MPa, inferior a la tensión máxima admisible de 1000MPa.

La tensión media transmitida al terreno en la zapata derecha es de 325MPa, inferior a la tensión máxima admisible de 1000MPa.

Los muros laterales desvinculados del estribo se asumen como un comportamiento en ménsula considerándose un empotramiento perfecto en la zapata. El dimensionamiento de la zapata se realiza asumiendo un funcionamiento como zapata corrida. En estos casos, además, es preciso comprobar la seguridad del conjunto estructural al deslizamiento y vuelco.

### **III. DISEÑO DE CUNETAS**

La memoria de cálculo se encuentra en el ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y DRENAJE, donde se especifica caudales, área hidráulica, borde libre, delimitación de cuentas y tipo de alcantarilla proyectada.



*Christian B. Alvarez Paitampoma*  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 107015



## DISEÑO DE PUENTE TIPO LOSA

### 1) DATOS:

LUZ (m):	6	m
RESISTENCIA CONCRETO:	280	kg/cm <sup>2</sup>
RESISTENCIA DE ACERO:	4200	kg/cm <sup>2</sup>
PESO DE CONCRETO:	2.4	T/m <sup>3</sup>
ANCHO DE LOSA:	7.2	m
NUMERO DE CARRILES:	2	
ANCHO BARANDA:	1	m
PESO DE BARANDA:	100	kg/m
ANCHO VEREDA:	0.8	m
ALTO VEREDA:	0.15	m

### 2) PREDIMENSIONAMIENTO:

MATERIAL :	Hormigon Armado		
TIPO :	Losa con armadura principal paralela al trafico		
TIPO TRAMO :	TRAMO SIMPLE		
	tmin =	0.36	m
	tmin =	0.4	m

### 3) DISEÑO DE FRANJA INTERIOR: (1 m DE ANCHO)

#### 3.1.) MOMENTO DE FLEXION POR CARGAS

##### A) CARGA MUERTA (DC):

W <sub>losa</sub> =	0.96	T/m
MDC =	4.32	T-m

##### B) CARGA SUPERFICIE DE RODADURA (ASFALTO - DW):

E <sub>asf</sub> =	2	pulg
W <sub>asf</sub> =	0.11176	T-m
MDW =	0.50292	T-m

##### C) CARGA VIVA (LL):

ESTADO :	RESISTENCIA I			
VEHICULO:	HL-93			
MLL + IM =	40.47	T-m		
6	>	3.6	OK	

##### C.1.) CASO 2 ó MAS VIAS CARGAS:

E= 2100+0.12√L1W1				
E=	2.89	<=	3.6	OK

##### C.2.) CASO DE 1 VIA CARGADA:

E=	$250+0.42 \sqrt{L1W1}$	
E=	3.01	m

* EL ANCHO DE FAJA MAS CRITICO ES E =	2.89	m
MLL + IM =	14.01	T-m/m

 *Christina Alvarez Portampoma*  
INGENIERO CIVIL  
C.R. N° 107015



#### 4. RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES Y CRITERIOS LRFD

##### MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA INTERIOR)

CARGA	M(+) T-m	Y		
		Resistencia I	SERVICIO I	FATIGA - Solo LL, IM, CE
DC	4.32	1.25	1.00	0
DW	0.50	1.5	1.00	0
LL + IM	14.01	1.75	1.00	0.75

\* NIVEL DE IMPORTANCIA DEL PUENTE : TIPICO

n = 1

Resistencia I ; U= 30.67 T-m  
 SERVICIO I ; U= 18.83 T-m  
 FATIGA - Solo LL, IM, CE ; U= 10.51 T-m

#### 5. CALCULO DEL ACERO:

##### 5.1) AS principal paralelo al trafico:

Ø = 1" ; r = 2.5 cm  
 Di = 2.54 cm A = 5.07 cm<sup>2</sup>  
 z = 3.77 cm  
 d = 36.23 cm  
 As = 24.885 cm<sup>2</sup>  
 a = 4.391 As  
 S = 20.374 cm  
 Usar 1 Ø 1" @ 0.200 m

##### 5.2) AS maximo:

\* Seccion no sobre reforzada c/de <= 0.42  
 $\beta_1 = 0.85$  para  $f_c > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 c = 5.17 cm  
 de = 36.23 cm  
 c/de = 0.14 <= 0.42 OK

##### 5.3) AS minimo:

###### A) CASO I :

1.2 M<sub>cr</sub> = 1.2 fr S  
 fr = 33.63 kg/cm<sup>2</sup>  
 S = 26666.67 cm<sup>3</sup>  
 1.2 M<sub>rc</sub> = 10.76 T-m

###### B) CASO II :

1.33 Mu = 40.79 T-m  
 Mu = 30.67 > 10.76 OK  
 Cantidad de acero calculado = 24.88 cm<sup>2</sup>

##### 5.4) AS de distribucion:

% = 22.59 <= 50.00 OK  
 As repart = 5.62 cm<sup>2</sup>  
 \*Utilizando 1/2" , S = 0.23 m

 *Christian E. Alvarez Paitampoma*  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP. N° 107015



Entonces utilizar 1 Ø 1/2" @ 0.20 m

#### 5.5) AS de temperatura:

As temp = 7.20 cm<sup>2</sup>  
 As temp = 3.60 cm<sup>2</sup> / capa  
 \*Utilizando 1/2" , S = 0.35 m OK

Entonces utilizar 1 Ø 1/2" @ 0.30 m

Nota: El acero de temperatura se colocara, por no contar con ningun tipo de acero, en la parte superior de la losa, en ambos sentido

### 6. REVISION DE FISURACION POR DISTRIBUCION DE ARMADURA

#### 6.1) Esfuerzo maximo del acero:

nv = Num de varillas = 1.00  
 z = 30591.00 kg/cm (Art 5.7.3.4.)  
 A = 150.80 cm<sup>2</sup>

fsa = 3692.72 kg/cm<sup>2</sup> <= 2520.00 kg/cm<sup>2</sup> FALSO

Entonces fsa= 2520.00 kg/cm<sup>2</sup>

#### 6.2) Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio:

\* Para servicio I, com n = nDnRnI = 1.00 (TABLA 3.4.1-1)

Ms = 18.83 T-m/m

\* Para el ancho tributario de : 0.20 m

Ms = 3.77 T-m

n = 8

Ast = relacion modular

Ast = 40.27 cm<sup>2</sup>

y = 11.22 cm

y = -0.03

c = 25.01 cm

Itrans = 32722.70 cm<sup>4</sup>

fs = 2286.58 < 2520.00 kg/cm<sup>2</sup> OK

### 7. DISEÑO DE FRANJA DE BORDE:

Eborde = 1.82 m < 1.44 < 1.8

Eborde = 1.44 m

#### 7.1) Momento de flexion por cargas (franja de 1.0m de ancho):

##### a) Carga muerta (DC):

Wlosa = 0.96 T/m  
 Wbaranda = 0.05 T/m  
 Wvereda = 0.29 T/m  
 WDC = 1.20 T/m  
 MDC = 5.39 T-m

INGENIERO CIVIL  
 CIP. N° 107015



**b) Carga superficie de rodadura (DW):**

Wasf = 0.05 T-m  
MDW = 0.22 T-m

**C) Carga viva (LL):**

MLL+IM = 13.54 T-m

**D) Resumen de momentos flectores y criterios LRFD aplicables:****MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA INTERIOR)**

CARGA	M(+) T-m	Y		
		Resistencia I	SERVICIO I	FATIGA - Solo LL, IM, CE
DC	5.39	1.25	1.00	0
DW	0.22	1.5	1.00	0
LL + IM	13.54	1.75	1.00	0.75

Resistencia I ; U= 30.77 T-m  
SERVICIO I ; U= 19.15 T-m  
FATIGA - Solo LL, IM, CE ; U= 10.16 T-m

**7.2) Calculo de acero:****a) As principal paralelo al trafico:**

Usar = 1" ; r = 2.5 cm  
z = 3.77 cm  
d = 36.23 cm  
As = 24.96 cm<sup>2</sup>  
a = 4.41 cm  
S = 0.20 m

**b) As maximo:**

USAR 1 Ø 1" @ 0.2 m  
c = 5.18 cm  
c/de = 0.14 <= 0.42 OK

**c) As minimo:****A) CASO I :**

1.2 Mcr = 1.2 fr S  
fr = 33.63 kg/cm<sup>2</sup>  
S = 26666.67 cm<sup>3</sup>  
1.2 Mrc = 10.76 T-m

**B) CASO II :**

1.33 Mu = 40.92 T-m  
Mu = 30.77 > 10.76 OK  
Cantidad de acero calculado = 24.96 cm<sup>2</sup>

**d) As distribucion:**

% = 22.59 <= 50.00 OK  
As repart = 5.64 cm<sup>2</sup>

 **Ing. Carlos Pozo**  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 107015



\*Utilizando 1/2" , S = 0.23 m

Entonces utilizar 1 Ø 1/2" @ 0.20 m

### 7.3) Revision de fisuración por distribución de armadura:

#### a) Esfuerzo máximo del acero:

nv = Num de varillas = 1.00  
 z = 30591.00 kg/cm  
 A = 150.80 cm<sup>2</sup>

fsa = 3692.72 kg/cm<sup>2</sup> <= 2520.00 kg/cm<sup>2</sup> FALSO

Entonces fsa= 2520.00 kg/cm<sup>2</sup>

#### b) Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio:

\* Para servicio I, com n = nDnRnI = 1.00

Ms = 19.15 T-m/m

\* Para el ancho tributario de : 0.20 m

Ms = 3.83 T-m

n = 8

Ast = relacion modular

Ast = 40.27 cm<sup>2</sup>

y = 11.22 cm

y = -0.03

c = 25.01 cm

Itrans = 32722.70 cm<sup>4</sup>

fs = 2325.69 < 2520.00 kg/cm<sup>2</sup> OK

### 7.4) Fatiga:

#### a) Carga de Fatiga:

Camion = HL-93

MLL = 22.20 T-m

Diseño = FATIGA - Solo LL, IM, CE

n = POCA IMPORTANCIA

n = 0.95

Componente = Estado limite de Fatiga y fractura

Mfat = 18.19 T-m

Mfat = 6.04 T-m/m

#### b) Seccion fisurada:

fracc = 13.39 kg/cm<sup>2</sup>

Mfat = 13.89 T-m

ffat = 52.07 kg/cm<sup>2</sup>

ffat = 52.07 kg/cm<sup>2</sup> > 13.39 kg/cm<sup>2</sup> (USAR SECCION FISURADA)

#### c) Verificacion de esfuerzos:

##### c.1) Verificacion debido a Carga Viva:

As = 1 Ø 1" @ 0.20 m





As =	25.35	cm <sup>2</sup> /m
j*d =	32.49	cm
fLL =	733.61	kg/cm <sup>2</sup>

**c.2) Rango maximo de esfuerzo:**

**\*Momento por carga muerta:**

MDL =	4.82	T-m
-------	------	-----

**\*Esfuerzo por carga permanente:**

fDL =	585.58	kg/cm <sup>2</sup>
-------	--------	--------------------

**\*Esfuerzo minimo carga viva es:**

fmin =	585.58	kg/cm <sup>2</sup>
--------	--------	--------------------

**\*Esfuerzo maximo carga viva es:**

fmax =	1319.19	kg/cm <sup>2</sup>
--------	---------	--------------------

**\*Rango de esfuerzo es:**

f =	733.61	kg/cm <sup>2</sup>
-----	--------	--------------------

**\*Rango limite es:**

r/h =	0.30	(DE NORMA)			
f limite =	1454.06	kg/cm <sup>2</sup>	>	733.61	kg/cm <sup>2</sup> OK

**d) Verificacion de Deflexion (CARGA VIVA):**

L/800 =	7.50	(DE NORMA - mm)	
P =	37240.00	KG	
MA =	113.54	t-m	
Ie =	1122038.40	cm <sup>4</sup>	
Δ =	5.67	(CSI BRIDGE - CAMION O TRUCK)	OK

**e) Verificacion de Deflexion a largo plazo (PLASTICAS):**

Yt =	20.00	cm
Ib =	3840000.00	cm <sup>4</sup>
fr =	33.47	kg/cm <sup>2</sup>
Mcr =	6425549.00	kg-m
Icr =	520372.16	cm <sup>4</sup> /m

Pp losa =	6.91	t/m
Pvereda =	0.58	t/m
Pbaranda =	0.20	t/m
Pasfalto =	0.63	t/m
WD =	8.31	t/m
MDL =	37.41	t-m

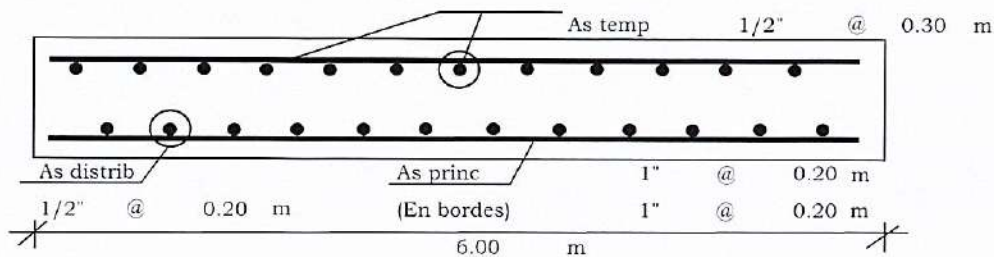
Ie =	17338400.59	cm <sup>4</sup>	FALSO
Δ =	0.51	mm	
L/800 =	7.50	(DE NORMA - mm)	
Δ en tiempo =	1.54	mm	OK
Δ =	2.44	(CSI BRIDGE - REACCION CARGA MUERTA)	OK



Christian R. Alvarez Paitampoma  
INGENIERO CIVIL  
CIP. No 107015



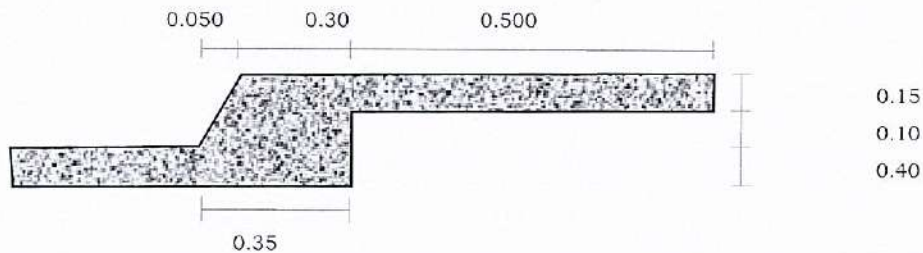
$\Delta =$  6.94 mm  
 Contra flecha= 28.27 mm  
**Contra flecha=** 30.00 mm



## 7. DISEÑO DE VEREDA:

### a) Detalle Vereda

Inclinacion de Sardinel (b) 0.050 m  
 Ancho de Sardinel (b') 0.300 m  
 Altura de Sardinel (c'') 0.100 m



### b) Metrado de Cargas:

Momento por peso propio						
Descripción	n° Ve	Largo	Espedor	Peso Unitario	Peso	Distancia
Vereda	1	0.500	0.150	2.400	0.18	0.25
Baranda	2			0.100	0.20	0.45

$$Md = 0.135 \text{ tn-m}$$

Sobrecarga: s/c= 0.4 tn/m<sup>2</sup>

Momento por sobre carga						
Descripción	n° Ve	Largo	Espedor	Peso Unitario	Peso	Distancia
Vereda				0.400		0.05

$$Md = 0.02 \text{ tn-m}$$

### c) Calculo del acero Principal:

$$Mu = 0.223 \text{ tn-m}$$



Universidad de Pórtico  
 Ingeniero Civil  
 CIP N° 107015



$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $b = 100.00 \text{ cm}$

Usar = **3/8"** ; r = **2.5** cm

$z = 2.99 \text{ cm}$

$d = 12.01 \text{ cm}$

$A_s = 0.49 \text{ cm}^2$

Verificamos cuantia minima:

$A_{s \text{ min}} = 2.16 \text{ cm}^2$

Tomamos:

$A_s = 2.16 \text{ cm}^2$

Usar 1 Ø **3/8"** @ **0.360 m**

**d) Calculo del acero Transversal:**

$A_{s \text{ min}} = 2.16 \text{ cm}^2$

Usar 1 Ø **3/8"** @ **0.200 m**

**d) Calculo del acero Transversal:**

$A_{s \text{ min}} = 2.16 \text{ cm}^2$

Usar 1 Ø **3/8"** @ **0.200 m**



Christian E. Alvarez Poltampoma  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 107015

## DISEÑO DE PUENTE TIPO LOSA

### 1) DATOS:

LUZ (m):	6	m
RESISTENCIA CONCRETO:	280	kg/cm <sup>2</sup>
RESISTENCIA DE ACERO:	4200	kg/cm <sup>2</sup>
PESO DE CONCRETO:	2.4	T/m <sup>3</sup>
ANCHO DE LOSA:	7.2	m
NUMERO DE CARRILES:	2	
ANCHO BARANDA:	1	m
PESO DE BARANDA:	100	kg/m
ANCHO VEREDA:	0.8	m
ALTO VEREDA:	0.15	m

### 2) PREDIMENSIONAMIENTO:

MATERIAL :	Hormigon Armado		
TIPO :	Losa con armadura principal paralela al trafico		
TIPO TRAMO :	TRAMO SIMPLE		
tmin =	0.36	m	
tmin =	0.4	m	

### 3) DISEÑO DE FRANJA INTERIOR: (1 m DE ANCHO)

#### 3.1.) MOMENTO DE FLEXION POR CARGAS

##### A) CARGA MUERTA (DC):

W <sub>losa</sub> =	0.96	T/m
MDC =	4.32	T-m

##### B) CARGA SUPERFICIE DE RODADURA (ASFALTO - DW):

E <sub>asf</sub> =	2	pulg
W <sub>asf</sub> =	0.11176	T-m
MDW =	0.50292	T-m

##### C) CARGA VIVA (LL):

ESTADO :	RESISTENCIA I			
VEHICULO:	HL-93			
MLL + IM =	40.47	T-m		
6	>	3.6	OK	

##### C.1.) CASO 2 6 MAS VIAS CARGAS:

E= 2100+0.12√L1W1				
E=	2.89	<=	3.6	OK

##### C.2.) CASO DE 1 VIA CARGADA:

E=	250+0.42 √L1W1	
E=	3.01	m

* EL ANCHO DE FAJA MAS CRITICO ES E=	2.89	m
MLL + IM =	14.01	T-m/m



*Christian P. Alvarez Paitampoma*  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 107015



#### 4. RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES Y CRITERIOS LRFD

##### MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA INTERIOR)

CARGA	M(+) T-m	V		
		Resistencia I	SERVICIO I	FATIGA - Solo LL, IM, CE
DC	4.32	1.25	1.00	0
DW	0.50	1.5	1.00	0
LL + IM	14.01	1.75	1.00	0.75

\* NIVEL DE IMPORTANCIA DEL PUENTE : TIPICO

n = 1

Resistencia I ; U= 30.67 T-m  
 SERVICIO I ; U= 18.83 T-m  
 FATIGA - Solo LL, IM, CE ; U= 10.51 T-m

#### 5. CALCULO DEL ACERO:

##### 5.1) AS principal paralelo al trafico:

$\phi = 1"$  ; r = 2.5 cm  
 Di = 2.54 cm A = 5.07 cm<sup>2</sup>  
 z = 3.77 cm  
 d = 36.23 cm  
 As = 24.885 cm<sup>2</sup>  
 a = 4.391 As  
 S = 20.374 cm  
 Usar 1  $\phi$  1" @ 0.200 m

##### 5.2) AS maximo:

\* Seccion no sobre reforzada c/de <= 0.42  
 $\beta_1 = 0.85$  para  $f_c > 280$  kg/cm<sup>2</sup>  
 c = 5.17 cm  
 de = 36.23 cm  
 c/de = 0.14 <= 0.42 OK

##### 5.3) AS minimo:

###### A) CASO I :

1.2 M<sub>cr</sub> = 1.2 fr S  
 fr = 33.63 kg/cm<sup>2</sup>  
 S = 26666.67 cm<sup>3</sup>  
 1.2 M<sub>rc</sub> = 10.76 T-m

###### B) CASO II :

1.33 Mu = 40.79 T-m  
 Mu = 30.67 > 10.76 OK  
 Cantidad de acero calculado = 24.88 cm<sup>2</sup>

##### 5.4) AS de distribucion:

% = 22.59 <= 50.00 OK  
 As repart = 5.62 cm<sup>2</sup>  
 \*Utilizando 1/2" , S = 0.23 m



Christian R. Alvarez Paizampoma  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP. No 107015

Entonces utilizar 1 Ø 1/2" @ 0.20 m

#### 5.5) AS de temperatura:

As temp = 7.20 cm2  
 As temp = 3.60 cm2 / capa  
 \*Utilizando 1/2" , S = 0.35 m OK

Entonces utilizar 1 Ø 1/2" @ 0.30 m

Nota: El acero de temperatura se colocara, por no contar con ningun tipo de acero, en la parte superior de la losa, en ambos sentido

### 6. REVISION DE FISURACION POR DISTRIBUCION DE ARMADURA

#### 6.1) Esfuerzo maximo del acero:

nv = Num de varillas = 1.00  
 z = 30591.00 kg/cm (Art 5.7.3.4.)  
 A = 150.80 cm2

fsa = 3692.72 kg/cm2 <= 2520.00 kg/cm2 FALSO

Entonces fsa= 2520.00 kg/cm2

#### 6.2) Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio:

\* Para servicio I, com n = nDnRnI = 1.00 (TABLA 3.4.1-1)

Ms = 18.83 T-m/m

\* Para el ancho tributario de : 0.20 m

Ms = 3.77 T-m

n = 8

Ast = relacion modular

Ast = 40.27 cm2

y = 11.22 cm

y = -0.03

c = 25.01 cm

Itrans = 32722.70 cm4

fs = 2286.58 < 2520.00 kg/cm2 OK

### 7. DISEÑO DE FRANJA DE BORDE:

Eborde = 1.82 m < 1.44 < 1.8

Eborde = 1.44 m

#### 7.1) Momento de flexion por cargas (franja de 1.0m de ancho):

##### a) Carga muerta (DC):

Wlosa = 0.96 T/m  
 Wbaranda = 0.05 T/m  
 Wvereda = 0.29 T/m  
 WDC = 1.20 T/m  
 MDC = 5.39 T-m



Christine Alvarez Paitampoma  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP. Nº 107015



**b) Carga superficie de rodadura (DW):**

Wasf = 0.05 T-m  
MDW = 0.22 T-m

**C) Carga viva (LL):**

MLL+IM = 13.54 T-m

**D) Resumen de momentos flectores y criterios LRFD aplicables:****MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA INTERIOR)**

CARGA	M(+) T-m	Y		
		Resistencia I	SERVICIO I	FATIGA - Solo LL, IM, CE
DC	5.39	1.25	1.00	0
DW	0.22	1.5	1.00	0
LL + IM	13.54	1.75	1.00	0.75

Resistencia I ; U= 30.77 T-m  
SERVICIO I ; U= 19.15 T-m  
FATIGA - Solo LL, IM, CE ; U= 10.16 T-m

**7.2) Calculo de acero:****a) As principal paralelo al trafico:**

Usar = 1" ; r = 2.5 cm  
z = 3.77 cm  
d = 36.23 cm  
As = 24.96 cm<sup>2</sup>  
a = 4.41 cm  
S = 0.20 m

**b) As maximo:**

USAR 1 Ø 1" @ 0.2 m  
c = 5.18 cm  
c/de = 0.14 <= 0.42 OK

**c) As minimo:****A) CASO I :**

1.2 M<sub>cr</sub> = 1.2 fr S  
fr = 33.63 kg/cm<sup>2</sup>  
S = 26666.67 cm<sup>3</sup>  
1.2 M<sub>rc</sub> = 10.76 T-m

**B) CASO II :**

1.33 Mu = 40.92 T-m  
Mu = 30.77 > 10.76 OK  
Cantidad de acero calculado = 24.96 cm<sup>2</sup>



Christian R. Alvarez Paitampoma  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 107015

**d) As distribucion:**

% = 22.59 <= 50.00 OK  
As repart = 5.64 cm<sup>2</sup>

\*Utilizando 1/2" , S = 0.23 m

Entonces utilizar 1 Ø 1/2" @ 0.20 m

### 7.3) Revision de fisuracion por distribucion de armadura:

#### a) Esfuerzo maximo del acero:

nv = Num de varillas = 1.00  
z = 30591.00 kg/cm  
A = 150.80 cm<sup>2</sup>

fsa = 3692.72 kg/cm<sup>2</sup> <= 2520.00 kg/cm<sup>2</sup> FALSO

Entonces fsa= 2520.00 kg/cm<sup>2</sup>

#### b) Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio:

\* Para servicio I, com n = nDnRnl = 1.00  
Ms = 19.15 T-m/m

\* Para el ancho tributario de : 0.20 m

Ms = 3.83 T-m

n = 8

Ast = relacion modular

Ast = 40.27 cm<sup>2</sup>

y = 11.22 cm

y = -0.03

c = 25.01 cm

Itrans = 32722.70 cm<sup>4</sup>

fs = 2325.69 < 2520.00 kg/cm<sup>2</sup> OK

### 7.4) Fatiga:

#### a) Carga de Fatiga:

Camion = HL-93

MLL = 22.20 T-m

Diseño = FATIGA - Solo LL, IM, CE

n = POCA IMPORTANCIA

n = 0.95

Componente = Estado limite de Fatiga y fractura

Mfat = 18.19 T-m

Mfat = 6.04 T-m/m

#### b) Seccion fisurada:

ftracc = 13.39 kg/cm<sup>2</sup>

Mfat = 13.89 T-m

ffat = 52.07 kg/cm<sup>2</sup>

ffat = 52.07 kg/cm<sup>2</sup> > 13.39 kg/cm<sup>2</sup> (USAR SECCION FISURADA)

#### c) Verificacion de esfuerzos:

##### c.1) Verificacion debido a Carga Viva:

As = 1 Ø 1" @ 0.20 m

 **Ing. Paitampoma**  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 107015



As =	25.35	cm <sup>2</sup> /m
j*d =	32.49	cm
fLL =	733.61	kg/cm <sup>2</sup>

**c.2) Rango maximo de esfuerzo:**

**\*Momento por carga muerta:**

MDL =	4.82	T-m
-------	------	-----

**\*Esfuerzo por carga permanente:**

fDL =	585.58	kg/cm <sup>2</sup>
-------	--------	--------------------

**\*Esfuerzo minimo carga viva es:**

fmin =	585.58	kg/cm <sup>2</sup>
--------	--------	--------------------

**\*Esfuerzo maximo carga viva es:**

fmax =	1319.19	kg/cm <sup>2</sup>
--------	---------	--------------------

**\*Rango de esfuerzo es:**

f =	733.61	kg/cm <sup>2</sup>
-----	--------	--------------------

**\*Rango limite es:**

r/h =	0.30	(DE NORMA)			
f limite =	1454.06	kg/cm <sup>2</sup>	>	733.61	kg/cm <sup>2</sup> OK

**d) Verificacion de Deflexion (CARGA VIVA):**

L/800 =	7.50	(DE NORMA - mm)	
P =	37240.00	KG	
MA =	113.54	t-m	
Ie =	1122038.40	cm <sup>4</sup>	
Δ =	5.67	(CSI BRIDGE - CAMION O TRUCK)	OK

**e) Verificacion de Deflexion a largo plazo (PLASTICAS):**

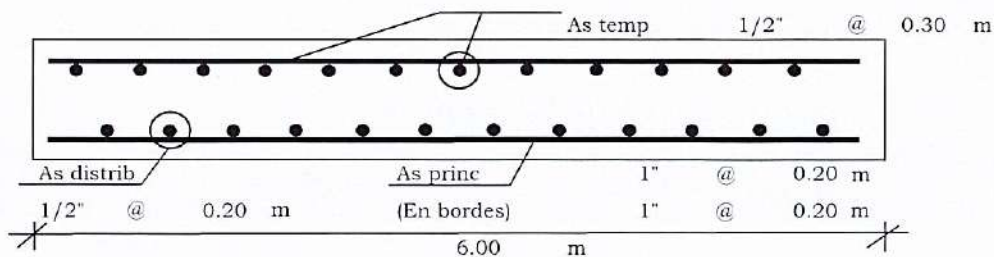
Yt =	20.00	cm
Ib =	3840000.00	cm <sup>4</sup>
fr =	33.47	kg/cm <sup>2</sup>
Mcr =	6425549.00	kg-m
Icr =	520372.16	cm <sup>4</sup> /m

Pp losa =	6.91	t/m
Pvereda =	0.58	t/m
Pbaranda =	0.20	t/m
Pasfalto =	0.63	t/m
WD =	8.31	t/m
MDL =	37.41	t-m

Ie =	17338400.59	cm <sup>4</sup>	FALSO
Δ =	0.51	mm	
L/800 =	7.50	(DE NORMA - mm)	
Δ en tiempo =	1.54	mm	OK
Δ =	2.44	(CSI BRIDGE - REACCION CARGA MUERTA)	OK

  
E. Alvarez Paitampoma  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 107015

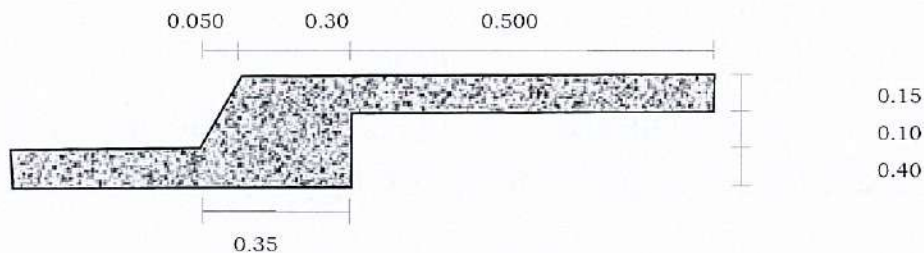
$\Delta =$  6.94 mm  
 Contra flecha= 28.27 mm  
 Contra flecha= 30.00 mm



## 7. DISEÑO DE VEREDA:

### a) Detalle Vereda

Inclination de Sardinel (b) 0.050 m  
 Ancho de Sardinel (b') 0.300 m  
 Altura de Sardinel (c'') 0.100 m



### b) Metrado de Cargas:

Momento por peso propio						
Descripción	n° Ve	Largo	Espedor	Peso Unitario	Peso	Distancia
Vereda	1	0.500	0.150	2.400	0.18	0.25
Baranda	2			0.100	0.20	0.45

$$M_d = 0.135 \text{ tn-m}$$

Sobrecarga: s/c= 0.4 tn/m<sup>2</sup>

Momento por sobre carga						
Descripción	n° Ve	Largo	Espedor	Peso Unitario	Peso	Distancia
Vereda				0.400		0.05

$$M_d = 0.02 \text{ tn-m}$$

### c) Calculo del acero Principal:

$$M_u = 0.223 \text{ tn-m}$$



Christian R. Alvarez Paitampoma  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP. N° 107015



$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $b = 100.00 \text{ cm}$

Usar = **3/8"** ; r = **2.5** cm  
 $z = 2.99 \text{ cm}$   
 $d = 12.01 \text{ cm}$

$A_s = 0.49 \text{ cm}^2$

Verificamos cuantia minima:

$A_{s \text{ min}} = 2.16 \text{ cm}^2$

Tomamos:

$A_s = 2.16 \text{ cm}^2$

Usar 1 Ø **3/8"** @ **0.360** m

**d) Calculo del acero Transversal:**

$A_{s \text{ min}} = 2.16 \text{ cm}^2$

Usar 1 Ø **3/8"** @ **0.200** m

**d) Calculo del acero Transversal:**

$A_{s \text{ min}} = 2.16 \text{ cm}^2$

Usar 1 Ø **3/8"** @ **0.200** m



Christian B. Alvarez Paitampoma  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 107015



“MEJORAMIENTO DEL CIRCUITO VIAL CHUPACA – SICAYA –  
VICSO – ACO – MITO , L = 22+044 KM - PROVINCIAS DE  
CHUPACA, HUANCAYO, CONCEPCION – JUNIN”

## DRENAJE

Se refiere al drenaje transversal por efecto del bombeo de la capa de rodadura, que descargan en cunetas. Se ha realizado el estudio para construcción de cunetas longitudinales en el borde inferior de todos los tramos en media ladera y a ambos lados en los sectores excavados en corte cerrado.

### DIMENSIONES DE CUNETA

#### CUNETAS:

El material que se usara para la construcción de cunetas son:

Hormigón Simple      Donde su rugosidad es:       $n = 0.015$   
Tipo de sección      Triangular.  
Taludes       $Z_1 = 1.5$        $Z_2 = 0.5$



TRAMO PROG 0 +00 - PROG. 0+100

EST.=	0	EST.=	0	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS			
PROG	0+295.	PROG	0+409.	IZQUIERDA		DERECHA	
(INICIAL)	35	(FINAL)	80	C/Cuneta	S/contra C.	C/Cuneta	C/contra C.

#### Diseño de la cuneta lado izquierdo:

$L = 114$  [m]       $C_p = 0.83$       Coef de escorrentía para pavimento asfáltico y concreto  
 $d = 3.00$  [m]       $C_s = 0.30$       Coef de escorrentía para terrenos granulares  
 $a = 0.30$  [m]

$i_{max} = 106.01$  [mm/h]

$A_{ap} = 343.35$  [m<sup>2</sup>]

$A_{ap} = 0.0343$  [has]

Coef de esc ponderado sera

$C = 0.353$

$C_{ponderada} = (a \cdot C_s + (d-a) \cdot C_p) / (L \cdot d)$

Se aplicara el metodo racional para determinar el caudal de diseno de las cunetas y las alcantarillas de alivio.

$$Q_d = 2.75 \cdot C \cdot i \cdot A_{ap} \quad \text{Donde:} \quad \begin{cases} C = 0.353 \\ A_{ap} = 0.034335 \text{ [ha]} \\ i = 10.6 \text{ [cm/hrs]} \end{cases}$$

$Q_d = 3.5309$  [lt/s]

$Q_d = 0.004$  [m<sup>3</sup>/s]

Para disenar la cuneta de este tramo se utilizara la ecuacion de Maning

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \left( \frac{A^5}{P^3} \right)^{1/2} \cdot S^{1/2} \quad \text{Donde:} \quad \begin{cases} Q = 0.003531 \text{ [m}^3/\text{s]} \\ n = 0.015 \\ S = 0.045 \text{ se toma la mas critica de todo el tramo} \\ m = 1 \end{cases}$$

$y = 30$  (cm) calculado con datos anteriores  
 $y = 30$  (cm)

pendientes %

1.3
1.29
-2 (mas critica)
1.18



Christian R. Alvarez Paitampoma  
INGENIERO CIVIL  
CIP. Nº 107015

OCTUBRE - 2023



**Diseño de la cuneta lado derecho:**

L= 114 [m]  
d= 3.00 [m]  
a= 0.30 [m]

Cp= 0.83  
Cs= 0.30

Coef de escorrentia para pavimento asfaltico y concreto  
Coef de escorrentia para terreros granulares

**imax= 106.01 [mm/h]**

Coef de esc ponderado sera

**C= 0.353**

Aap= 343.35 [m<sup>2</sup>]

Aap= 0.0343 [has]

Cponderada= (a\*Cs+ (d-a)\*Cs)\*(L/d)

Se aplicara el metodo racional para determinar el caudal de diseno de las cunetas y las alcantarillas de alivio.

$$Q_d = 2.75 * C * i * A_{ap}$$

Donde:

C= 0.353

Aap= 0.034335 [ha]

i= 10.6 [cm/hrs]

**Qd= 3.5309 [lt/s]**

**Qd= 0.004 [m<sup>3</sup>/s]**

Para disenar la cuneta de este tramo se utilizara la ecuacion de Maning

$$Q = \frac{1}{n} * \left( \frac{A^2}{P^2} \right)^{1/3} * S^{1/2}$$

Donde:

Q= 0.003531 [m<sup>3</sup>/s]

n= 0.015

S= 0.045 se toma la mas critica de todo el tramo

m= 1

y = 30 (cm) calculado con datos anteriores  
y = 30 (cm)

pendientes %

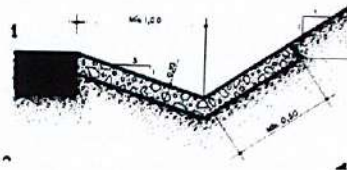
1.3

1.29

-2

(mas critica)

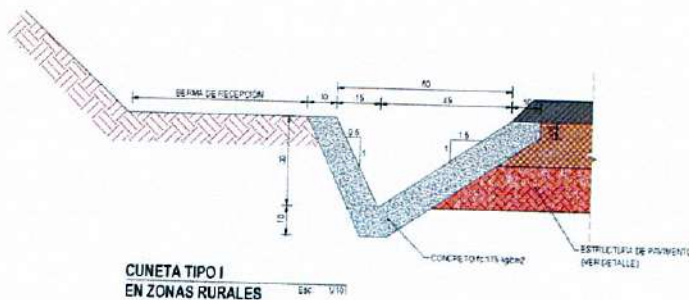
1.18



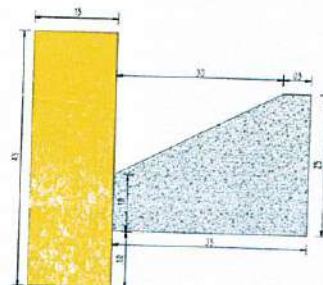
**CUNETA TRIANGULAR 0.60 x 0.30**

Estando ubicado este proyecto en la zona sierra central del país tomaremos una sección triangular de diseño que corresponde a una región lluviosa. Por lo verificado, se establece como diseño de la cuneta en todo el tramo, de las siguientes dimensiones, que tiene un FC= 3.00.

Profundidad: 0.30 m  
Ancho: 0.60 m  
Ancho de talud: 0.30 m



**CUNETA TIPO I  
EN ZONAS RURALES**



**CUNETA TIPO II  
EN ZONAS URBANAS**



Christian R. Alvarez Paitampom  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 107015

**OCTUBRE - 2023**



Tabla N° 1: CUNETAS LADO IZQUIERDO

Item	Inicio	Fin	Longitud	S Cuneta (%)	S Vía (%)	Tipo	Llegada	Cola Arranque Cuneta	Cola Llegada Cuneta	Cola Superior Alcantarilla	Lado
1	KM 00+000.00	KM 00+295.35	295.35	2.02%	0.52%	TIPO II	ALCANTARILLA 0	3299.75	3281.96	3281.36	IZQUIERDO
2	KM 00+360.00	KM 00+295.35	64.65	0.12%	0.86%	TIPO II	ALCANTARILLA 1	3300.04	3299.96	3299.36	IZQUIERDO
3	KM 00+360.00	KM 00+409.80	49.8	2.08%	2.28%	TIPO I	ALCANTARILLA 2	3297.43	3299.96	3299.36	IZQUIERDO
4	KM 00+409.80	KM 00+814.91	405.11	0.46%	0.73%	TIPO I	ALCANTARILLA 3	3299.96	3298.10	3297.5	IZQUIERDO
5	KM 00+814.91	KM 01+098.60	283.69	0.73%	-0.31%	TIPO I	ALCANTARILLA 4	3298.10	3296.02	3295.42	IZQUIERDO
6	KM 01+098.60	KM 01+887.16	788.56	0.87%	-0.05%	TIPO I	ALCANTARILLA 5	3296.02	3289.19	3288.59	IZQUIERDO
7	KM 01+887.16	KM 02+433.20	546.04	0.73%	0.05%	TIPO I	ALCANTARILLA 6	3289.19	3285.19	3284.59	IZQUIERDO
8	KM 02+433.20	KM 03+212.42	779.22	0.93%	-0.05%	TIPO I	PONTON	3285.19	3277.94	3277.34	IZQUIERDO
9	KM 03+320.00	KM 03+212.42	107.58	0.24%	0.07%	TIPO I	PONTON	3278.20	3277.94	3277.34	IZQUIERDO
10	KM 03+520.00	KM 03+320.00	200	1.69%	-0.70%	TIPO I	PONTON	3295.58	3278.20	3277.60	IZQUIERDO
11	KM 04+060.00	KM 03+520.00	540	1.07%	0.70%	TIPO II	CUNETA TIPO I	3301.38	3295.58	3294.98	IZQUIERDO
12	KM 04+740.00	KM 04+060.00	680	0.64%	0.70%	TIPO II	AV UNION	3305.76	3301.38	3300.78	IZQUIERDO
13	KM 04+866.04	KM 04+740.00	126.04	2.08%	0.61%	TIPO II	AV PATRIOTA	3308.38	3305.76	3305.16	IZQUIERDO
14	KM 05+041.21	KM 04+866.04	175.17	1.83%	2.04%	TIPO II	ALCANTARILLA 8	3308.66	3305.46	3304.86	IZQUIERDO
15	KM 05+041.21	KM 05+489.08	447.87	0.80%	2.29%	TIPO I	ALCANTARILLA 9	3308.66	3305.08	3304.48	IZQUIERDO
16	KM 06+720.56	KM 05+489.08	1231.48	0.99%	1.58%	TIPO I	ALCANTARILLA 10	3317.31	3305.08	3304.48	IZQUIERDO
17	KM 07+509.80	KM 06+720.56	789.24	1.51%	0.04%	TIPO I	ALCANTARILLA 11	3329.26	3317.31	3316.71	IZQUIERDO
18	KM 07+547.43	KM 07+509.80	37.63	1.57%	-0.27%	TIPO I	ALCANTARILLA 12	3329.85	3329.26	3328.66	IZQUIERDO
19	KM 08+798.52	KM 07+547.43	1251.09	1.86%	-0.68%	TIPO I	PONTON	3353.13	3329.85	3329.25	IZQUIERDO
20	KM 09+540.00	KM 08+798.52	741.48	1.66%	1.01%	TIPO I	ALCANTARILLA 13	3365.46	3353.13	3352.53	IZQUIERDO
21	KM 09+907.92	KM 09+540.00	367.92	0.31%	1.01%	TIPO I	ALCANTARILLA 14	3366.59	3365.46	3364.86	IZQUIERDO
22	KM 10+110.26	KM 09+907.92	202.34	1.89%	0.52%	TIPO II	PONTON	3370.41	3366.59	3365.99	IZQUIERDO
23	KM 10+505.94	KM 10+110.26	395.68	1.87%	0.86%	TIPO II	ALCANTARILLA 15	3377.81	3370.41	3369.81	IZQUIERDO
24	KM 11+180.99	KM 10+505.94	675.05	1.61%	1.28%	TIPO I	PONTON	3388.66	3377.81	3377.21	IZQUIERDO

OCTUBRE - 2023



**"MEJORAMIENTO DEL CIRCUITO VIAL CHUPACA - SICAYA -  
VICISO - ACO - MITO, L = 22+044 KM - PROVINCIAS DE  
CHUPACA, HUANCAYO, CONCEPCION - JUNIN"**

25	KM 11+887.12	KM 11+180.99	706.13	1.69%	0.73%	TIPO I	ALCANTARILLA 16	3400.59	3388.66	3388.06	IZQUIERDO
26	KM 12+378.93	KM 11+887.12	491.81	2.28%	-0.31%	TIPO I	ALCANTARILLA 17	3416.7	3400.59	3399.99	IZQUIERDO
27	KM 12+378.93	KM 12+491.73	112.8	0.05%	-0.05%	TIPO I	ALCANTARILLA 18	3416.7	3416.64	3416.04	IZQUIERDO
28	KM 12+491.73	KM 12+676.84	185.11	0.10%	0.05%	TIPO I	ALCANTARILLA 19	3416.64	3416.45	3415.85	IZQUIERDO
29	KM 12+887.84	KM 12+676.84	211	1.38%	-0.05%	TIPO I	ALCANTARILLA 19	3419.36	3416.45	3415.85	IZQUIERDO
30	KM 13+149.12	KM 12+887.84	261.28	0.16%	0.07%	TIPO I	ALCANTARILLA 20	3419.78	3419.36	3418.76	IZQUIERDO
31	KM 13+320.00	KM 13+149.12	170.88	1.07%	-0.70%	TIPO I	PONTON	3426.73	3419.78	3419.18	IZQUIERDO
32	KM 13+507.15	KM 13+320.00	187.15	1.64%	0.70%	TIPO II	CUNET TIPO I	3431.68	3426.73	3426.13	IZQUIERDO
33	KM 13+752.69	KM 13+507.15	245.54	1.09%	0.70%	TIPO II	PONTON	3436.81	3431.68	3431.08	IZQUIERDO
34	KM 14+120.00	KM 13+752.69	367.31	1.74%	0.61%	TIPO II	ALCANTARILLA 21	3443.21	3436.81	3436.21	IZQUIERDO
35	KM 14+750.00	KM 14+120.00	630	2.20%	2.04%	TIPO II	D.C.E.	3457.04	3443.21	3442.61	IZQUIERDO
36	KM 15+420.00	KM 14+750.00	670	1.19%	2.29%	TIPO II	D.C.E.	3478.39	3457.04	3456.44	IZQUIERDO
37	KM 15+960.00	KM 15+420.00	540	1.62%	2.58%	TIPO II	D.C.E.	3492.56	3478.39	3477.79	IZQUIERDO
38	KM 15+960.00	KM 16+276.40	316.4	1.50%	0.04%	TIPO II	PONTON 01	3492.56	3475.17	3474.57	IZQUIERDO
39	KM 16+440.00	KM 16+276.40	163.6	1.51%	-0.27%	TIPO I	PONTON 01	3484.18	3475.17	3474.57	IZQUIERDO
40	KM 16+440.00	KM 16+472.81	32.81	1.87%	2.04%	TIPO I	PONTON 02	3484.18	3467.16	3466.56	IZQUIERDO
41	KM 16+860.00	KM 16+472.81	387.19	0.99%	2.29%	TIPO I	PONTON 02	3471.01	3467.16	3466.56	IZQUIERDO
42	KM 16+860.00	KM 17+064.12	204.12	1.79%	2.58%	TIPO I	ALCANTARILLA 22	3471.01	3467.35	3466.75	IZQUIERDO
43	KM 17+064.12	KM 17+383.00	318.88	1.89%	0.04%	TIPO I	PONTON	3467.35	3461.33	3460.73	IZQUIERDO
44	KM 17+620.00	KM 17+383.00	237	2.00%	-0.27%	TIPO I	PONTON	3444.74	3461.33	3460.73	IZQUIERDO
45	KM 17+620.00	KM 17+910.96	290.96	0.01%	0.04%	TIPO I	ALCANTARILLA 23	3444.74	3444.72	3444.12	IZQUIERDO
46	KM 17+910.96	KM 18+125.13	214.17	0.02%	-0.27%	TIPO I	ALCANTARILLA 24	3444.72	3444.67	3444.07	IZQUIERDO
47	KM 18+620.00	KM 18+125.13	494.87	1.29%	2.04%	TIPO I	ALCANTARILLA 25	3470.87	3444.67	3444.07	IZQUIERDO
48	KM 18+620.00	KM 19+685.00	1065	1.58%	2.29%	TIPO I	BADEN 01	3470.87	3390.1	3389.5	IZQUIERDO
49	KM 19+685.00	KM 19+785.00	100	1.40%	2.58%	TIPO I	BADEN 02	3385.1	3383.7	3383.1	IZQUIERDO
50	KM 19+785.00	KM 20+140.00	355	0.33%	0.04%	TIPO I	BADEN 03	3383.7	3382.54	3381.94	IZQUIERDO
51	KM 20+140.00	KM 21+561.25	1421.25	1.65%	-0.27%	TIPO I	ALCANTARILLA 26	3382.54	3288.01	3287.41	IZQUIERDO

**OCTUBRE - 2023**



Christian R. Alvarez Pazampoma  
INGENIERO CIVIL  
CIP. Nº 107015



**“MEJORAMIENTO DEL CIRCUITO VIAL CHUPACA - SICAYA -  
VICSO - ACO - MITO, L = 22+044 KM - PROVINCIAS DE  
CHUPACA, HUANCAYO, CONCEPCION - JUNIN”**

52	KM 21+561.25	KM 21+642.32	81.07	0.44%	-0.27%	TIPO I	ALCANTARILLA 27	3288.01	3287.65	3287.05	IZQUIERDO
53	KM 21+642.32	KM 21+791.91	149.59	0.23%	-0.27%	TIPO I	ALCANTARILLA 28	3287.65	3287.31	3286.71	IZQUIERDO
54	KM 22+016.10	KM 21+791.91	224.19	1.98%	-0.27%	TIPO I	ALCANTARILLA 28	3291.76	3287.31	3286.71	IZQUIERDO
55	KM 22+020.21	KM 22+016.10	4.11	1.87%	-0.27%	TIPO I	ALCANTARILLA 29	3291.96	3291.76	3291.16	IZQUIERDO

**Tabla N° 2: CUNETAS LADO DERECHO**

Item	Inicio	Fin	Logitud	S Cuneta (%)	S Vía (%)	Tipo	Llegada	Cota Arranque Cuneta	Cota Llegada Cuneta	Cota Superior Alcantarilla	Lado
1	KM 00+000.00	KM 00+295.35	295.35	2.02%	0.52%	TIPO II	ALCANTARILLA 0	3299.75	3281.96	3281.36	DERECHO
2	KM 00+360.00	KM 00+295.35	64.65	0.12%	0.86%	TIPO II	ALCANTARILLA 1	3300.04	3299.96	3299.36	DERECHO
3	KM 00+360.00	KM 00+409.80	49.8	2.08%	3.28%	TIPO I	ALCANTARILLA 2	3297.43	3299.96	3299.36	DERECHO
4	KM 00+409.80	KM 00+814.91	405.11	0.46%	0.73%	TIPO I	ALCANTARILLA 3	3299.96	3298.10	3297.5	DERECHO
5	KM 00+814.91	KM 01+098.60	283.69	0.73%	-0.31%	TIPO I	ALCANTARILLA 4	3298.10	3296.02	3295.42	DERECHO
6	KM 01+098.60	KM 01+887.16	788.56	0.87%	-0.05%	TIPO I	ALCANTARILLA 5	3296.02	3289.19	3288.59	DERECHO
7	KM 01+887.16	KM 02+433.20	546.04	0.73%	0.05%	TIPO I	ALCANTARILLA 6	3289.19	3285.19	3284.59	DERECHO
8	KM 02+433.20	KM 03+212.42	779.22	0.93%	-0.05%	TIPO I	PONTON	3285.19	3277.94	3277.34	DERECHO
9	KM 03+320.00	KM 03+212.42	107.58	0.24%	0.07%	TIPO I	PONTON	3278.20	3277.94	3277.34	DERECHO
10	KM 03+520.00	KM 03+320.00	200	1.69%	-0.70%	TIPO I	PONTON	3295.58	3278.20	3277.60	DERECHO
11	KM 04+060.00	KM 03+520.00	540	1.07%	0.70%	TIPO II	CUNETAS TIPO I	3301.38	3295.58	3294.98	DERECHO
12	KM 04+740.00	KM 04+060.00	680	0.64%	0.70%	TIPO II	AV UNION	3305.76	3301.38	3300.78	DERECHO
13	KM 04+866.04	KM 04+740.00	126.04	2.08%	0.61%	TIPO II	AV PATRIOTA	3308.38	3305.76	3305.16	DERECHO
14	KM 05+041.21	KM 04+866.04	175.17	1.83%	2.04%	TIPO II	ALCANTARILLA 8	3308.66	3305.46	3304.86	DERECHO
15	KM 05+041.21	KM 05+489.08	447.87	0.80%	2.29%	TIPO I	ALCANTARILLA 9	3308.66	3305.08	3304.48	DERECHO
16	KM 06+720.56	KM 05+489.08	1231.48	0.99%	2.58%	TIPO I	ALCANTARILLA 10	3317.31	3305.08	3304.48	DERECHO
17	KM 07+509.80	KM 06+720.56	789.24	1.51%	0.04%	TIPO I	ALCANTARILLA 11	3329.26	3317.31	3316.71	DERECHO
18	KM 07+547.43	KM 07+509.80	37.63	1.57%	-0.27%	TIPO I	ALCANTARILLA 12	3329.85	3329.26	3328.66	DERECHO
19	KM 08+798.52	KM 07+547.43	1251.09	1.86%	-0.69%	TIPO I	PONTON	3353.13	3329.85	3329.25	DERECHO

**OCTUBRE - 2023**



**"MEJORAMIENTO DEL CIRCUITO VIAL CHUPACA - SICAYA -  
VICSO - ACO - MITO, L = 22+044 KM - PROVINCIAS DE  
CHUPACA, HUANCAYO, CONCEPCION - JUNIN"**

20	KM 09+540.00	KM 08+798.52	741.48	1.66%	1.01%	TIPO I	ALCANTARILLA 13	3365.46	3353.13	3352.53	DERECHO
21	KM 09+907.92	KM 09+540.00	367.92	0.31%	1.01%	TIPO I	ALCANTARILLA 14	3366.59	3365.46	3364.86	DERECHO
22	KM 10+110.26	KM 09+907.92	202.34	1.89%	0.52%	TIPO II	PONTON	3370.41	3366.59	3365.99	DERECHO
23	KM 10+505.94	KM 10+110.26	395.68	1.87%	0.86%	TIPO II	ALCANTARILLA 15	3377.81	3370.41	3369.81	DERECHO
24	KM 11+180.99	KM 10+505.94	675.05	1.61%	3.28%	TIPO I	PONTON	3388.66	3377.81	3377.21	DERECHO
25	KM 11+887.12	KM 11+180.99	706.13	1.69%	0.73%	TIPO I	ALCANTARILLA 16	3400.59	3388.66	3388.06	DERECHO
26	KM 12+378.93	KM 11+887.12	491.81	1.28%	-0.31%	TIPO I	ALCANTARILLA 17	3416.7	3400.59	3399.99	DERECHO
27	KM 12+378.93	KM 12+491.73	112.8	0.05%	-0.05%	TIPO I	ALCANTARILLA 18	3416.7	3416.64	3416.04	DERECHO
28	KM 12+491.73	KM 12+676.84	185.11	0.10%	0.05%	TIPO I	ALCANTARILLA 19	3416.64	3416.45	3415.85	DERECHO
29	KM 12+887.84	KM 12+676.84	211	1.38%	-0.05%	TIPO I	ALCANTARILLA 19	3419.36	3416.45	3415.85	DERECHO
30	KM 13+149.12	KM 12+887.84	261.28	0.16%	0.07%	TIPO I	ALCANTARILLA 20	3419.78	3419.36	3418.76	DERECHO
31	KM 13+320.00	KM 13+149.12	170.88	1.07%	-0.70%	TIPO I	PONTON	3426.73	3419.78	3419.18	DERECHO
32	KM 13+507.15	KM 13+320.00	187.15	1.64%	0.70%	TIPO II	CUNET TIPO I	3431.68	3426.73	3426.13	DERECHO
33	KM 13+752.69	KM 13+507.15	245.54	1.09%	0.70%	TIPO II	PONTON	3436.81	3431.68	3431.08	DERECHO
34	KM 14+120.00	KM 13+752.69	367.31	1.74%	0.61%	TIPO II	ALCANTARILLA 21	3443.21	3436.81	3436.21	DERECHO
35	KM 14+750.00	KM 14+120.00	630	1.20%	2.04%	TIPO II	D.C.E.	3457.04	3443.21	3442.61	DERECHO
36	KM 15+420.00	KM 14+750.00	670	1.19%	2.29%	TIPO II	D.C.E.	3478.39	3457.04	3456.44	DERECHO
37	KM 15+960.00	KM 15+420.00	540	1.62%	2.58%	TIPO II	D.C.E.	3492.56	3478.39	3477.79	DERECHO
38	KM 15+960.00	KM 16+276.40	316.4	1.50%	0.04%	TIPO II	PONTON 01	3492.56	3475.17	3474.57	DERECHO
39	KM 16+440.00	KM 16+276.40	163.6	1.51%	-0.27%	TIPO I	PONTON 01	3484.18	3475.17	3474.57	DERECHO
40	KM 16+440.00	KM 16+472.81	32.81	1.87%	2.04%	TIPO I	PONTON 02	3484.18	3467.16	3466.56	DERECHO
41	KM 16+860.00	KM 16+472.81	387.19	0.99%	2.29%	TIPO I	PONTON 02	3471.01	3467.16	3466.56	DERECHO
42	KM 16+860.00	KM 17+064.12	204.12	1.79%	2.58%	TIPO I	ALCANTARILLA 22	3471.01	3467.35	3466.75	DERECHO
43	KM 17+064.12	KM 17+383.00	318.88	1.89%	0.04%	TIPO I	PONTON	3467.35	3461.33	3460.73	DERECHO
44	KM 17+620.00	KM 17+383.00	237	1.00%	-0.27%	TIPO I	PONTON	3444.74	3461.33	3460.73	DERECHO
45	KM 17+620.00	KM 17+910.96	290.96	0.01%	0.04%	TIPO I	ALCANTARILLA 23	3444.74	3444.72	3444.12	DERECHO
46	KM 17+910.96	KM 18+125.13	214.17	0.02%	-0.27%	TIPO I	ALCANTARILLA 24	3444.72	3444.67	3444.07	DERECHO

**OCTUBRE - 2023**





**"MEJORAMIENTO DEL CIRCUITO VIAL CHUPACA - SICAYA -  
VICSO - ACO - MITO , L = 22+044 KM - PROVINCIAS DE  
CHUPACA, HUANCAYO, CONCEPCION - JUNIN"**

47	KM 18+620.00	KM 18+125.13	494.87	1.29%	2.04%	TIPO I	ALCANTARILLA 25	3470.87	3444.67	3444.07	DERECHO
48	KM 18+620.00	KM 19+685.00	1065	1.58%	2.29%	TIPO I	BADEN 01	3470.87	3390.1	3389.5	DERECHO
49	KM 19+685.00	KM 19+785.00	100	1.40%	2.58%	TIPO I	BADEN 02	3385.1	3383.7	3383.1	DERECHO
50	KM 19+785.00	KM 20+140.00	355	0.33%	0.04%	TIPO I	BADEN 03	3383.7	3382.54	3381.94	DERECHO
51	KM 20+140.00	KM 21+561.25	1421.25	1.65%	-0.27%	TIPO I	ALCANTARILLA 26	3382.54	3288.01	3287.41	DERECHO
52	KM 21+561.25	KM 21+642.32	81.07	0.44%	-0.27%	TIPO I	ALCANTARILLA 27	3288.01	3287.65	3287.05	DERECHO
53	KM 21+642.32	KM 21+791.91	149.59	0.23%	-0.27%	TIPO I	ALCANTARILLA 28	3287.65	3287.31	3286.71	DERECHO
54	KM 22+016.10	KM 21+791.91	224.19	1.98%	-0.27%	TIPO I	ALCANTARILLA 28	3291.76	3287.31	3286.71	DERECHO
55	KM 22+020.21	KM 22+016.10	4.11	1.87%	-0.27%	TIPO I	ALCANTARILLA 29	3291.96	3291.76	3291.16	DERECHO



**OCTUBRE - 2023**