

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE SOBRE LA  
QUEBRADA DE SHATOJA”**

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

**PRESENTADO POR:**

**BACH. ARTEMIO DEL ÁGUILA PANDURO**

**BACH. CARLOS AGUSTÍN GALLO ÁLVAREZ**

**ASESOR : ING. VICTOR HUGO SÁNCHEZ MERCADO.**

**TARAPOTO – PERÚ**

**2,001**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE SOBRE LA  
QUEBRADA SHATOJA”**

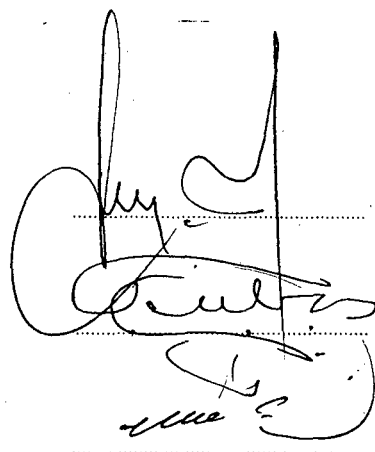
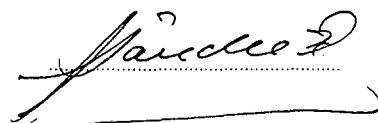
**TESIS PRESENTADA, SUSTENTADA Y APROBADA ANTE EL  
HONORABLE JURADO**

**PRESIDENTE : ING. JORGE ISAACS RIOJA DÍAZ**

**SECRETARIO : ING. FEDERICO CUBAS QUIROZ**

**VOCAL : ING. MÁXIMO VILCA COTRINA**

**ASESOR : ING. VÍCTOR HUGO SÁNCHEZ MERCADO**

Handwritten signature of Jorge Isaacs Rioja Díaz, written in black ink on a set of three horizontal lines.Handwritten signature of Víctor Hugo Sánchez Mercado, written in black ink on a set of three horizontal lines.

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE SOBRE LA  
QUEBRADA SHATOJA”**

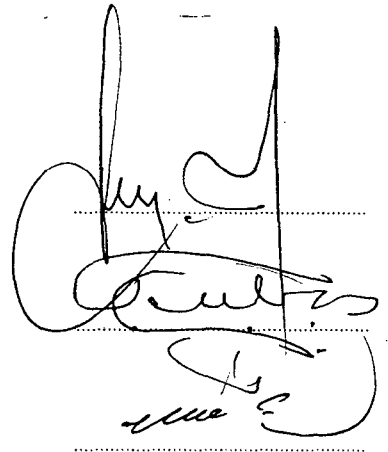
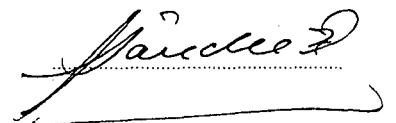
**TESIS PRESENTADA, SUSTENTADA Y APROBADA ANTE EL  
HONORABLE JURADO**

**PRESIDENTE : ING. JORGE ISAACS RIOJA DÍAZ**

**SECRETARIO : ING. FEDERICO CUBAS QUIROZ**

**VOCAL : ING. MÁXIMO VILCA COTRINA**

**ASESOR : ING. VÍCTOR HUGO SÁNCHEZ MERCADO**

Handwritten signature of Jorge Isaacs Rioja Díaz, written in black ink on a dotted line.Handwritten signature of Víctor Hugo Sánchez Mercado, written in black ink on a dotted line.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

## FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Ciudad Universitaria - Trito de Morales - Telefax 521365  
TARAPOTO - PERU

### ACTA DE SUSTENTACION DE TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

En la ciudad de Tarapoto, a las 10:30 horas del día 28  
del mes de Octubre del año Dos Mil, en los ambientes de  
Local Central se reunieron  
los miembros del Jurado de Tesis : Ing. JORGE ISAACS RIOJA DIAZ como Presidente, Ing.  
FEDERICO CUBAS QUIROZ como Secretario, Ing. MÁXIMO VILCA COTRINA como  
Miembro, e Ing. VICTOR HUGO SÁNCHEZ MERCADO como Asesor, con el objeto de  
escuchar la sustentación y calificar la Tesis titulada:

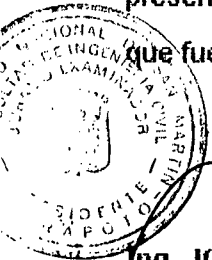
#### “DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE DE SECCION COMPUESTA SOBRE LA QUEBRADA SHATOJA “

desarrollado por los Bachilleres CARLOS AGUSTÍN GALLO ALVAREZ y ARTEMIO DEL  
AGUILA PANDURO, con el fin de obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil y dando  
cumplimiento a lo dispuesto por la Circular N° 095-00-UNSM-CORE-FIC de fecha  
27.10.2000 de la Facultad de Ingeniería Civil UNSM-T.

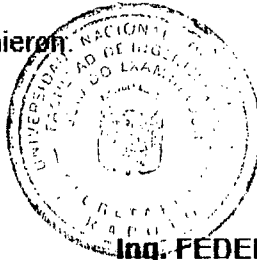
Escuchada la sustentación y las respuestas a las preguntas formuladas, los señores  
Miembros del Jurado de Tesis, después de debatir entre sí reservada y libremente, lo  
declararon Aprobadas con el calificativo de : Castrocs

A continuación, el Presidente del Jurado hizo saber al sustentante el  
resultado de su sustentación, con el cual dio por terminado el acto, levantándose la  
presente Acta por triplicado, siendo las 20.30 horas del mismo día, la misma

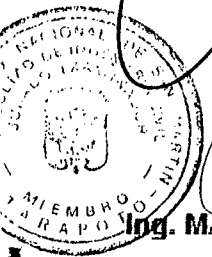
que fue suscrita por los que en ella intervinieron.



Ing. JORGE ISAACS RIOJA DIAZ  
PRESIDENTE



Ing. FEDERICO CUBAS QUIROZ  
SECRETARIO



Ing. MÁXIMO VILCA COTRINA  
MIEMBRO

Ing. VICTOR HUGO SÁNCHEZ MERCADO  
ASESOR

## ***AGRADECIMIENTO***

Nuestra sincera gratitud y testimonio de reconocimiento a la Universidad Nacional de San Martín - Facultad de Ingeniería Civil, crisol del conocimiento; al Grupo de Tecnología Intermedia - ITDG y a la Asociación de Municipalidades de la Región San Martín - AMRESAM; a los compañeros y amigos que nos alentaron y colaboraron en la realización de este proyecto; también el agradecimiento profundo:

Al Ing. Víctor Hugo Sánchez Mercado, como asesor del proyecto, al Ing. Cesar Delgado Pizarro y al Ing. José del Carmen Pizarro Valdera, quienes mostraron su valiosa e innegable colaboración.

## **DEDICATORIA**

### **ARTEMIO**

A mis padres:

ARÍSTIDES DEL ÁGUILA SÁNCHEZ  
NORITH PANDURO GARCÍA.

Que con su apoyo económico y moral hicieron  
Posible la culminación de mi carrera profesional,  
uno de mis grandes anhelos.

A mis hermanos:

MARIO, MIRTHA, MIRIAN, ELENA, RUBÉN,  
GUSTAVO Y MILAGROS. Que me dieron el  
entusiasmo y ánimo para lograr mi meta.

A mi esposa:

ROSARIO-RODRÍGUEZ RENGIFO

Que con su perseverancia y amor hizo posible el  
logro de este noble objetivo.

## **DEDICATORIA**

### **CARLOS**

A mis padres:

CARLOS GERÓNIMO GALLO CELIS

DINA REBECCA ÁLVAREZ LÓPEZ

Que con su apoyo constante hicieron posible la culminación de mi carrera profesional.

A mis hermanos:

DINO, JESSICA Y MILAGROS.

Quienes me brindaron su confianza en todo momento.

A mi esposa:

CELIA Y A MIS HIJOS RENATO Y BRENDA.

Que fueron la más grande motivación para poder cumplir con este objetivo.

# ÍNDICE

<b>TEMA</b>	<b>Pág.</b>
Contracarátula.....	i
Aprobación del Jurado.....	ii
Agradecimiento.....	iii
Dedicatoria.....	iv
Dedicatoria.....	v
Contenido.....	vi
Resumen.....	x

## **CAPITULO I: INTRODUCCIÓN**

<b>1.1. Introducción</b> .....	01
<b>1.2. Generalidades</b> .....	02
<b>1.3. Objetivos del Estudio</b> .....	04

## **CAPITULO II: ANTECEDENTES Y MARCO TEÓRICO**

<b>2.1. Antecedentes</b>	
2.1.1. Información Básica.....	04
2.1.2. Ubicación .....	06
2.1.3. Características Físicas Generales .....	07
2.1.4. Clima, Precipitación y Temperatura .....	07
<b>2.2. Marco Teórico</b>	
2.2.1. Identificación de los fenómenos naturales que ocasionan desastres.....	07
2.2.2. Identificación de la vulnerabilidad .....	13
2.2.3. Inventario de los desastres.....	23
2.2.4. Identificación de los insumos para la gestión .....	34
2.2.4.1. Capacidades y oportunidades de la Provincia .....	34
2.2.5. Planificación Estratégica como oportunidad de desarrollo ....	36



2.2.5.1.	Análisis Sistémico de las variables .....	36
2.2.5.2.	Objetivos Estratégicos de solución .....	42
2.2.5.3.	Diseño del plan estratégico .....	44
2.2.6.	Priorización de Problemas por Distritos	
2.2.6.1.	Análisis del riesgo.....	44
2.2.6.2.	Inundaciones .....	46
2.2.6.3.	Incendios Urbanos.....	47
2.2.6.4.	Vientos Fuertes .....	48
2.2.7.	Proyecto Priorizado de Acuerdo al Análisis de Riesgo efectuado	
2.2.7.1.	Aspectos Generales.....	53
2.2.7.2.	Ubicación.....	54
2.2.7.3.	Accesibilidad.....	54
2.2.7.4.	Definiciones y conceptos generales.....	54
2.2.7.5.	Elementos estructurales de un puente.....	55
2.2.7.6.	Clasificación de los puentes.....	59
2.2.7.7.	Información Básica.....	72
2.2.7.8.	Elección del tipo del puente.....	73
2.2.8.	Aspectos Generales Del Proyecto	
2.2.8.1.	Concepción del Proyecto.....	75
2.2.8.2.	Concepción de estudios necesarios para la conformación del proyecto.....	76
2.2.9.	Ingeniería Del Proyecto	
2.2.9.1.	Impacto ambiental.....	76
2.2.9.2.	Hidrología.....	82
2.2.9.3.	Mecánica de suelos.....	85
2.2.9.4.	Geología.....	85

## CAPITULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

<b>3.1. Ensayos Para Calcular la Capacidad Portante del Suelo</b>	
3.1.1. Compacidad Relativa.....	86
3.1.2. Determinación De La Densidad De Campo.....	87
3.1.3. Método Del Cono De Arena.....	87
3.1.4. Procedimiento Para Obtener La Densidad Mínima.....	88
3.1.5. Procedimiento Para Obtener La Densidad Máxima.....	88
3.1.6. Capacidad Admisible de Carga.....	91
<b>3.2. Estudio Geológico</b>	
3.2.1. Introducción.....	111
3.2.2. Trabajos Realizados.....	111
3.2.2.1. Geología.....	111
3.2.2.2. Mecánica de Suelos.....	112
3.2.2.3. Ensayo de Laboratorio.....	112
3.2.2.4. Geología General.....	112
<b>3.3. Características Sísmicas Regionales</b>	
3.3.1. Ubicación Zonal del Sitio de Estado.....	113
3.3.2. Factores Sísmicos Regionales.....	114
3.3.3. Estabilidad del Cauce.....	115
3.3.3.1. Erosión de Riveras.....	115
3.3.3.2. Estabilidad de taludes.....	115
3.3.3.3. condiciones de Socavación.....	115
<b>3.4. Descripción del Proyecto Estructural</b>	
3.4.1. Plan de Trabajo Estructural.....	116
3.4.2. Superestructura.....	116
3.4.3. Dispositivos de Apoyo.....	117
3.4.4. Infraestructura.....	117
3.4.5. Selección De La Estructura y Su Justificación.....	117

## **CAPITULO IV: RESULTADOS**

<b>4.1. Diseño del Proyecto</b> .....	119
4.1.1. Diseño de Barandales .....	119
4.1.2. Diseño de la Superestructura .....	124
4.1.3. Diseño de la Losa de Concreto del Tablero .....	125
4.1.4. Diseño de las vigas Longitudinales .....	133
4.1.5. Determinación de la Envolvente del Momento Flector.....	145
4.1.6. Determinación de la Envolvente de Momento Cortante.....	148
4.1.7. Diseño de la Platabanda.....	154
4.1.8. Diseño de Conectores de Cortante.....	156
4.1.9. Diseño de Atizadores .....	164
4.1.10. Diseño de Estribos .....	178

## **CAPITULO V: DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

5.1. Discusión .....	190
----------------------	-----

## **CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

6.1. Conclusiones .....	191
6.2. Recomendaciones .....	192
<b>Bibliografía</b> .....	193
<b>Anexos</b> .....	194

## RESUMEN

Son muchos los antecedentes destructores del Río Sisa, que hace que los pobladores teman un posterior desastre ante la presencia de grandes avenidas. Para esto es necesario que las vías de acceso hacia el Distrito de Shatoja y San Martín se encuentren operando, siendo un obstáculo principal la quebrada Shatoja, que se encuentra en el Distrito del mismo nombre y que da acceso a los dos Distritos mencionados, ya que ante una gran avenida deja aislado al Distrito de San Martín y parte del Distrito de Shatoja del resto de la Provincia, siendo esta la única vía terrestre de acceso, por este motivo se optó por el Diseño de un Puente bajo las características descritas mas adelante luego de ser comparado con diferentes tipos de puentes.

El proyecto consiste en diseñar la superestructura y subestructura de un puente de sección compuesta de acero y concreto.

En el desarrollo del proyecto la metodología de diseño y las soluciones adoptadas para los diferentes casos, previamente se realizará el dimensionamiento teniendo en cuenta el criterio practico, así como las recomendaciones establecidas por las normas de diseño de la American Association of State Highway and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.), también se tendrá en cuenta el Reglamento Nacional de Construcciones (R.N.C.) y el American Concrete Institute (A.C.I.).

# Capítulo I INTRODUCCIÓN

## 1.1. Introducción

Los desastres por su modalidad de ocurrencia pueden ser estudiados mediante diferentes métodos y a partir de diferentes fuentes. Muchos de los desastres que ocurren en el país y en la región en particular, son recurrentes en el tiempo, su distribución espacial obedece a ciertos patrones físicos, ambientales, dinámicos que se pueden identificar y calificar.

El análisis de riesgos a desastres es entendido como un proceso de carácter permanente, que se inicia con un inventario de los desastres ocurridos en su historia a partir de la cual se hace una mirada al pasado, para lograr identificar los factores de causa que los generan y entender su dinámica actual, para luego proyectar su mitigación y manejo. El análisis de riesgo plantea la necesidad de un estudio sistemático de los factores que configuran las amenazas naturales, como los relacionados con los patrones de vulnerabilidad. Luego sobre la base de integrar estos dos aspectos, lograr identificar o estimar los niveles de riesgo.

Para el caso específico de la Provincia de EL DORADO, región San Martín el análisis de riesgo consiste en el levantamiento y organización sistemática de información sobre la ocurrencia histórica de desastres, de sus causas e impactos producidos; de la presencia de peligros o amenazas naturales e inducidas, sus características y modalidades; de la vulnerabilidad reflejada las condiciones sociales, económicas, culturales, educativas, de salud, organizacionales y políticas; del grado de exposición al riesgo de la población, vivienda y demás infraestructuras de servicios vitales.

El análisis de riesgo se inicia con el inventario de desastres, realizado con la participación de las organizaciones locales y poblaciones de base, bajo una metodología fundamentalmente participativa. Dicho inventario tiene como principal fuente la memoria colectiva de la población con mayor experiencia en cada localidad. Comprende de una secuencia de actividades que va desde el diseño de fichas, sesiones de adiestramiento de la población en el manejo de fichas a través de talleres y la aplicación de encuestas y entrevistas a la población de mayor experiencia en cada una de las localidades de la región.

Para la implementación del inventario de desastres se ha organizado un **Equipo Técnico Regional** integrado por el Comité Regional de Defensa Civil del Consejo Transitorio de Administración Regional de San Martín, el INDECI a través de la Quinta Región de Defensa Civil, la Red San Martín e ITDG. Este equipo fue quien ha organizado las actividades de capacitación de los comités locales de Defensa Civil, para el manejo de las fichas del inventario de desastres.

Los datos de eventos históricos registrados, fueron organizados y agrupados tomando en cuenta los agentes y factores físicos que participan en su origen y dinámica. Estos son analizados de acuerdo a su distribución espacial a nivel de distritos afectados y los daños causados. Asimismo, los datos son analizados en función de su distribución temporal a nivel anual, mensual, para determinar su recurrencia.

Dicha información aporta un conocimiento real de la problemática de los desastres y los encamina hacia una adecuada metodología de intervención en el manejo y prevención de desastres

## **1.2. Generalidades**

La Región San Martín registra en su historia numerosos desastres que han generado cuantiosas pérdidas económicas, materiales y de vidas humanas; dificultando sus posibilidades de desarrollo económico social y ambiental.

Las variedades de características geológicas, climatológicas, ecológicas, etc. que presenta hacen de su territorio un escenario donde ocurren frecuentemente fenómenos naturales que se constituyen en amenazas para las poblaciones y todas sus infraestructuras económico – productivas - sociales. La dinámica del espacio está caracterizada por la ocurrencia de fenómenos geodinámicos como sismos, huaicos, deslizamientos, desbordes e inundaciones, entre otras, cada vez más frecuentes, coadyuvada cada vez más por la intervención antrópica mediante el manejo inapropiado de los recursos naturales de la región.

Por otro lado los procesos sociales, políticos y económicos, van configurando patrones de vulnerabilidad que se traducen en la incapacidad de respuesta de las poblaciones ante la

ocurrencia de fenómenos naturales que generan desastres cada vez más frecuentes y de mayor impacto. El crecimiento poblacional y los procesos de urbanización, las tendencias en la ocupación del territorio, el creciente empobrecimiento de importantes segmentos de la población, la utilización de inadecuados sistemas tecnológicos en la construcción de viviendas y en la dotación de infraestructura básica, e inadecuados sistemas organizacionales, entre otros, han hecho aumentar continuamente la vulnerabilidad de la población frente a una amplia diversidad de eventos físico - naturales.

Los modelos de desarrollo aplicados en la región, responden más a estrategias y requerimientos extraregionales que postergan el desarrollo interno y agudizan las condiciones de vulnerabilidad reflejadas por un patrón de asentamiento desordenado, vulnerable y agresivo a las condiciones ambientales de la región. Los centros poblados carecen de criterios elementales de planeamiento en su desarrollo, muestran defectuosa ubicación y desorden urbano, deficiencias en las tecnologías productivas y constructivas que resultan inapropiadas a las condiciones físico - ambientales de la región - alta sismicidad, alta precipitación pluvial, inestabilidad de suelos, presencia y ocurrencia de amenazas naturales, etc.

Aluviones en 1989, 1990, inundaciones en 1987, 1989, 1990, terremotos en 1968, 1990 y 1991, son algunos ejemplos de desastres que muestran el riesgo de la región, que va en aumento en lo referente a inundaciones, sobre todo en estos últimos años, facilitados por la explotación y manejo de los recursos naturales - actividad agrícola que subutiliza los suelos sin aptitud, explotación forestal, producción y transformación de la coca, etc.

En el Perú y la región San Martín en particular, no se ha logrado un control efectivo sobre los procesos locales de desarrollo que involucran factores como la deforestación de laderas, la formación de asentamientos humanos precarios con prácticas deficientes de construcción de viviendas ,que se relaciona con las amenazas existentes. Sin embargo, hay evidencias empíricas importantes que demuestran lo que se puede lograr con una adecuada participación de actores locales como los Municipios, las ONGs y las instituciones educativas de base en la prevención, mitigación y preparación para desastres.

La Región San Martín como muchas otras del país, no cuenta con un diagnóstico y un inventario de desastres que permita organizar el proceso de intervención en la prevención, mitigación y manejo de desastres.

Las entidades locales del desarrollo generalmente no disponen de información actualizada sobre la ocurrencia de las amenazas naturales, los riesgos a los cuales están expuestas sus poblaciones y sobre la existencia de tecnologías y metodologías apropiadas para la incorporación de la prevención, mitigación y gestión del riesgo en los procesos del desarrollo. Por lo que es preciso apoyar a estas entidades con información, capacitación y asesoría que les permita integrar dichos conceptos a sus planes y proyectos de desarrollo.

### **1.3. Objetivos Del Estudio**

Los objetivos que se buscan mediante el análisis de riesgo son:

- Lograr que cada gobierno local cuente con un documento técnico de diagnóstico, básico para la prevención y manejo de desastres en su jurisdicción.
- Fortalecer la capacidad de gestión de los comités locales, provinciales y regional de Defensa Civil en Prevención, Mitigación y gestión del riesgo dentro de una estrategia de desarrollo.
- Contribuir con una metodología participativa de análisis de amenazas, vulnerabilidad y riesgos a desastres que sea aplicable en otras regiones vulnerables del país.



## Capítulo II ANTECEDENTES Y MARCO TEÓRICO

### 2.1. Antecedentes

#### 2.1.1. Información Básica

La provincia de El Dorado cuenta con 23,409 habitantes, siendo el distrito de San José de Sisa el que alberga mayor población. La tasa de crecimiento poblacional en el período intercensal 81 - 93 en la provincia de El Dorado fue de 2.00%, siendo el distrito San Martín el que experimentó mayor crecimiento con 4.11%, en cambio una tasa de crecimiento negativo experimenta el distrito de Santa Rosa en el orden de -2.32%, es muy posible que se deba a problemas subversivos que hicieron emigrar a la población a otras zonas seguras.

La densidad poblacional de la Provincia es de 18.03 hab/km<sup>2</sup>, siendo el distrito de Shatoja al que experimenta el mayor índice con 68.67 hab/km<sup>2</sup> y los que menos tienen son los distritos de San Martín y Santa Rosa, con 7.51% y 7.39%, respectivamente.

TABLA (01)

EL DORADO	Pob.Tot 1993	Tasa Crecimiento	Superficie (Km <sup>2</sup> )	Densidad (Hab./Km <sup>2</sup> )
TOTAL	23,409	2.00	1,298.14	18.03
SAN JOSÉ DE SISA	13,143	2.11	299.90	43.82
AGUA BLANCA	2,588	1.40	168.19	15.39
SAN MARTÍN	4,225	4.50	562.57	7.51
SANTA ROSA	1,800	-2.32	243.41	7.39
SHATOJA	1,653	3.00	24.07	68.67

En la provincia de El Dorado el 75% de la población se dedica a la actividad extractiva (agricultura y ganadería), el 9% a la actividad de servicios (comercio principalmente) y tan sólo el 9% a la actividad de transformación. La PEA se concentra en la ciudad capital (San José de Sisa).

TABLA (02)

DISTRITO	TOTAL	EXTRACCIÓN	TRANSFORMACIÓN	SERVICIOS	NO ESPECIFICADO
Prov. EL DORADO	6787	5033	193	801	760
SAN JOSÉ DE SISA	3718	2869	125	539	185
AGUA BLANCA	767	634	8	88	37
SAN MARTÍN	1309	714	48	91	456
SANTA ROSA	474	427	3	37	7
Shatoja	519	389	9	46	75

01 Fuente: INEI - Censo 1993

02 IDEM

La producción de la provincia de El Dorado se basa principalmente en producción agrícola como plátano, yuca, maíz amarillo duro, café, cacao, limón. La producción Pecuaria basada principalmente en aves de corral, carne de porcino y vacuno, así como trabajos agroforestales por extracción de madera.

### 2.1.2. Ubicación

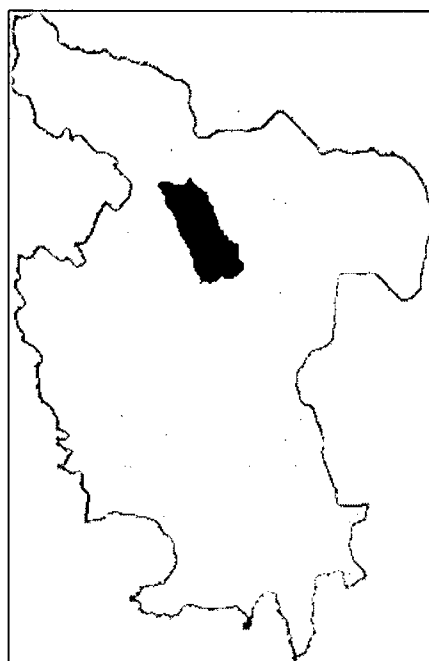
La provincia de El Dorado se encuentra ubicado en la parte norte y occidental de la región San Martín con 06°36'49" Lat. Sur 76°42'16". Tiene una superficie de 1,101.26 Km² y su población es de 23,409 habitantes, a una altura de 348 msnm. Limita por:

El norte : Con la provincia de  
Moyobamba

El Noreste : Con las provincias de  
Lamas y Picota

El Sur : Con la provincia de  
Bellavista

El Oeste : Con la provincia de  
Huallaga



La provincia de El Dorado fue creada por Decreto Ley N° 25931 del 08 de diciembre de 1992, con los siguientes distritos: San José de Sisa, Agua Blanca, Santa Rosa, Shatoja y San Martín .

**TABLA (03)**

DISTRITOS	CAPITAL POLÍTICA						
	NOMBRE	CALIFICACIÓN POLÍTICA			UBICACIÓN GEOGRÁFICA		
		CATEGORÍA	DISP. LEGAL	FECHA	LATITUD SUR	LONGITUD OESTE	ALTITUD (m.s.n.m.)
S. José de Sisa	Sisa	Villa	Ley S/N	25/11/1876	06°36'50"	76°42'30"	600
Agua Blanca	Agua Blanca	Pueblo	Ley 9937	29/01/1944	06°43'30"	76°42'30"	750
Santa Rosa	Santa Rosa	Pueblo	Ley 14058	06/04/1962	06°44'20"	76°38'00"	550
Shatoja	Shatoja	Pueblo	Ley 14059	06/05/1966	06°32'45"	76°42'30"	700
San Martín - Alao	San Martín	Pueblo	Ley 14060	02/04/1966	06°31'15"	76°45'00"	750

### 2.1.3. Características Físicas Generales

a. **Fisiografía:** La provincia de El Dorado abarca gran parte de la cuenca del río Sisa. La parte alta de la cuenca presenta laderas altamente empinadas donde la deforestación es evidente. Por la zona de San Martín de Alao el paisaje se caracteriza por la presencia de colinas y valles abiertos, donde se notan huellas de erosión muy severas. Las colinas bajas cuentan con desnivel inferior a 50 m. y son dominadas por colinas altas. La cuenca media presenta un valle amplio, donde las terrazas son utilizadas adecuadamente para la agricultura.

La provincia está enmarcada entre las cordilleras del Ayumayo y el Sica Sica, que son divisoria de aguas de la cuencas del Mayo y Saposoa, respectivamente. Su red hidrográfica gira en base al río Sisa, el cual cuenta con afluentes de importancia como el río Alao, Qda. Agua Blanca, Fausa Lamista, Azangihua, Amiño, Tullishama, etc.

### 2.1.4. Clima, Precipitación Y Temperatura

Los datos para la Provincial de El Dorado son los Siguietes:

- a. **Clima:** Su clima es en forma general cálido y húmedo durante todo el año.
- b. **Precipitación:** 1213 mm. Promedio anual
- c. **Temperatura:** Varía entre 20°C - 28°C.

## 2.2. Marco Teórico

### 2.2.1. Identificación De Los Fenómenos Naturales Que Ocasianan Desastres

#### Amenazas (1)

Probabilidad de que se produzca un fenómeno natural o humano, en un tiempo determinado y en una determinada región, que no está preparada para afrontarlo

- Incendios urbanos
- Incendios por la quema de los bosques

(1) I.T.D.G. – Análisis de Riesgo a Desastres De La Provincia de El Dorado

- Mala ubicación de los centros de expendio de combustible
- Incendios forestales
- Vientos huracanados en las zonas altas, Barrio Independiente, Shatoja, Sisa Agua Blanca.
- Inundaciones ocasionadas por los ríos Sisa y Qda. Pishuaya y parte baja.
- Inundaciones ocasionadas por la Qda. Amiño
- Inundaciones ocasionadas por la Qda. Shatoja
- Sequías
- Aumento del caudal de la Qda. Alao
- Rebrote de enfermedades: cólera, dengue, Sarampión
- Contaminación de los ríos Sisa, Alao y Qda. Pishuaya
- Contaminación de los suelos por sustancias tóxicas
- Contaminación de las aguas por pesca con barbasco y desfogue de las aguas servidas.
- Sismos
- Hundimiento de carretera
- Deslizamiento en ladera por tala de bosques
- Inundaciones producidas por la deforestación de las riberas
- Derrumbe de laderas
- Deforestación de zonas ribereñas
- Deforestación de laderas cercanas a la carretera

Se entiende por amenaza, a la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno natural que por su modalidad, representa peligro para la población y sus bienes. Estos se deben a la presencia de diversos factores como la precipitación pluvial, la topografía del terreno, tipo de suelo, entre otros. Una amenaza se puede definir como un factor de riesgo externo, asociado con un fenómeno físico de origen natural o tecnológico. *Omar Darío Cardona, 1993*. La presencia de un fenómeno natural sin embargo, no debe asociarse directamente con la ocurrencia de un desastre, puesto que para que este ocurra debe existir una población vulnerable que no ha sabido adecuarse a las condiciones del medio ambiente que está ocupando.

Entre los principales fenómenos, cuya acción directa o indirectamente causa un desastre natural, tenemos: fenómenos hidrodinámicos - *inundaciones, derrumbes, deslizamientos, huaicos*, fenómenos meteorológicos - *lluvia intensa, viento fuerte, sequía, granizada, tormentas eléctricas*, fenómenos geológicos *sismos*, fenómenos biológicos y fenómenos inducidos, y los efectos que se derivan de éstos.

Los sismos, vientos, lluvias, crecientes de los ríos y quebradas, son fenómenos naturales que como tales no los podremos evitar y su existencia no significa que necesariamente ocurrirá un desastre, pero sí la presencia de un ***peligro natural***.

Estos fenómenos tienen origen propio, y las manifestaciones de eventos extraordinarios *terremotos, huaicos, inundaciones, etc.* tienen una ocurrencia cíclica, es decir cada cierto tiempo, ya cada 5, 10, 20, 100 o más años, con menor o mayor magnitud. La determinación de estos ciclos es hasta ahora impredecible, pero su presencia en la historia de una región muestra que eventos similares, e inclusive de mayor magnitud, podrán repetirse; esto a su vez representa un serio peligro natural capaz de producir desastres similares o mayores a los vivenciados, considerando que dentro del área de influencia se encuentran asentamientos humanos y obras de ingeniería que no los han tenido en cuenta.

Los fenómenos naturales que pueden resultar peligrosos y causar desastres en la región en estudio son: Movimientos sísmicos, inundaciones de ríos, huaicos (lloclladas) en quebradas, vientos huracanados, lluvias torrenciales y tormentas eléctricas.

### **Identificación De Amenazas**

En la provincia de El Dorado se han identificado las siguientes amenazas: Epidemias, incendio urbano, inundaciones y vientos fuertes.

## **Epidemia (2)**

Es la extensión de una enfermedad infecto-contagiosa, generalmente de origen sanitario, que afecta a numerosos individuos en cortos períodos de tiempo: *días, semanas, máximo meses*, como el cólera, la fiebre tifoidea, la peste bubónica, el dengue, etc.

La provincia de El Dorado, es susceptible a que se dé el dengue, principalmente en el distrito de San José de Sisá, ya que la población esta asentada cerca al río Sisa, donde hay proliferación de zancudos, que son los que causan esta enfermedad. Se puede presentar en cualquier época del año.

## **Incendio Urbano (3)**

*Son fenómenos que tienen su presencia en los centros poblados y que son ocasionados por descuido del hombre.*

En la provincia de El Dorado los incendios urbanos, se presentan en épocas de fuerte verano, principalmente en los meses de enero- febrero y junio-julio. Las localidades de Agua Blanca, San Martín de Alao y Shatoja, sufren este problema de incendios urbanos, debido a que sus viviendas están hechas de material muy susceptible al fuego, además por que la población acostumbra a cocinar en el suelo, lo cual cuando hace viento, eleva la chispa hacia el techo de la vivienda.

## **Inundación (4)**

Es el emplazamiento paulatino o violento de las aguas en cantidades abundantes sobre una superficie determinada. Es todo fenómeno de desbordamiento o subida de aguas de forma rápida o lenta, sobre pequeñas áreas o vastas regiones, que superan el nivel del cause de los ríos. Los factores que inciden a este tipo de amenaza son:

- Alta precipitación pluvial
- Pendiente del terreno
- Tipo de suelo de la zona

(2) MEDINA R., JUVENAL. Fenómenos Geodinámicos

(3) IDEM.

(4) IDEM.

- Embalse por río mayor
- Ocurrencia de flujos torrenciales como huaicos y su emplazamiento rápido sobre las llanuras de inundación y conos de deyección.
- Obstrucción de los cauces fluviales debido al deslizamiento o derrumbes.
- Surgimiento de aguas subterráneas en depresiones topográficas que no cuentan con drenaje.
- Deforestación
- Falta de un sistema de drenaje eficiente
- Arrojo de basura en los ríos y quebradas
- Colmatación de cauces de ríos y quebradas

Las inundaciones en los ríos se producen generalmente en forma lenta, aproximadamente con velocidades entre 0.5 á 3.0 cm/seg. de levantamiento del nivel superficial, dependiendo de la cantidad de precipitación pluvial regional y la topografía del terreno.

En la provincia de El Dorado las inundaciones serían provocados por el aumento de caudal del río Sisa y Alao y la Qda. Talliquihui Los centros poblados de la provincia se encuentran emplazadas en niveles de terrazas bajas, susceptible a inundaciones.

Los centros poblados amenazados con sufrir inundaciones son **San José de Sisa**, que sería provocado por la crecida del río Sisa, este poblado esta constituido por un plano aluvial de inundación excepcional. Es un valle amplio con bosques en galería a lo largo de las márgenes del río Sisa cuya dinámica meándrica es característica de los ríos de esta zona. **San Martín** , se caracteriza por presentar un paisaje abierto de colinas y valles, donde el retroceso del bosque es aparentemente antiguo; predomina un uso intensivo del suelo.

Aparecen huellas de erosión muy severa y la regeneración del bosque es difícil en la actualidad. Es una zona dedicada en gran parte a la ganadería. Los pastizales ofrecen evidencias de sobrepastoreo. Los ríos Alao y Sisa confluyen cerca al pueblo de San Martín . Las colinas bajas cuentan con un desnivel inferior a 50m. y

son dominadas por colinas altas; asimismo el centro poblado se ubica en una terraza fácilmente identificable que contiene su extensión y lo protege a la vez de inundaciones.

Una asimetría en la ocupación del suelo y organización espacial es evidente que sería provocado por el río Alao, donde la deforestación es grave y se inicia desde las cumbres donde se extiende el bosque clímax húmedo en tiras largas que limitan los terrenos agrícolas, dicho valle se caracteriza porque se puede observar tres conjuntos eco - topográficos: El espacio de cimas e interfluvio de pendiente suave, las laderas fuertemente empinadas, las quebradillas cuyos espacios en algún momento podrían generar huaicos. En **Santa Rosa**, cuyo agente generador de inundaciones sería el río Sisa y la Qda. Talliquihui.

### **Vientos Fuertes (5)**

Los vientos son fenómenos meteorológicos que se producen por el movimiento aproximadamente horizontal del aire, motivado por la diferencia de presión atmosférica entre dos lugares; el viento se dirige del lugar de mayor presión hacia el de menor. Las diferencias de presión en sentido horizontal resultan de las diferencias de temperatura; es así que al calentarse una porción de la superficie terrestre en grado mayor que la circundante, da lugar a que se produzcan movimientos del aire tanto en las capas superficiales como en las superiores, los cuales serán más bruscos y fuertes dependiendo de la velocidad de calentamiento y del área del mismo, produciéndose en algunos casos vientos muy fuertes. En la zona se les da el nombre de 'vientos huracanados' debido a que estos vientos fuertes, que muchas veces han ocasionado daños serios, vienen acompañados de pequeños remolinos de hasta 10 m de diámetro.

La deforestación de manera intensa, de alguna manera ha provocado un aumento en la ocurrencia de esta amenaza, ya que las zonas descubiertas se calientan bastante más rápido que las zonas boscosas, generándose una diferencia de temperatura entre ambas zonas, que acelera el movimiento del aire de una a otra. Es por eso que los vientos casi siempre se producen luego de una mañana de fuerte calor, en horas de

(5) MEDINA R., JUVENAL. Fenómenos Geodinámicos.



la tarde, y acompañadas de lluvias o granizadas. Es decir el suelo se calienta durante la mañana y la tarde, generando una masa de aire que se eleva, dejando un vacío que es ocupado rápidamente por los vientos más fríos de las zonas boscosas o de las partes altas.

Los factores que se combinan entonces para la generación de vientos fuertes son la temperatura, la deforestación y la topografía del lugar: zonas llanas en valles o mesetas, o cima de lomadas.

En la provincia de El Dorado hay amenazas de vientos fuertes, ya que el proceso de deforestación que se viene desarrollando en la zona es muy intensa, esto ocasiona que los centros poblados queden desprovistos de vegetación que les sirven como barrera de protección de los movimientos de aire que corren en la zona.

## **2.2.2. Identificación De La Vulnerabilidad**

### **Vulnerabilidades (6)**

Condiciones en virtud de la cual una población, sus bienes y su infraestructura están expuestas, y pueden resultar afectadas por un fenómeno natural o humano.

- Interconexión vial deficiente
- Desnutrición
- Alto grado de creencias y supersticiones
- Mala ubicación de las viviendas
- Descoordinación entre instituciones involucradas
- Pugna política, *conflictos*
- Poca difusión de temas de los desastres
- Extrema pobreza
- Uso inadecuado de los suelos en la práctica agrícola
- Migración a las zonas altas
- Viviendas construidas cerca al río
- Ignorancia de los agricultores referente al desmonte de las laderas

(6) I.T.D.G. – Análisis de Riesgo a Desastres De La Provincia de El Dorado.

- Ausencia de programas de servicios básicos en los pueblos aledaños
- Conformismo en la población
- Poca conciencia de la población
- Deforestación de las laderas y riberas de los ríos
- Viviendas antiguas
- Poca infraestructura y material educativo
- Bajo nivel educativo de la población
- Analfabetismo
- Poca conciencia de la población en la conservación de sus recursos
- Inadecuado sistema de drenaje.

La vulnerabilidad es entendida como la predisposición o susceptibilidad que tiene un elemento de ser afectado o de sufrir una pérdida, y tener dificultad para recuperarse de ella. Es fruto de un proceso de acumulación de problemas de orden político, económico y social en una comunidad, que generan fuertes condiciones de debilidad e inestabilidad dentro de la misma.

La falta de organización de la población, el poco conocimiento del medio en que se habita, la falta de recursos económicos en las familias, el débil acceso a los servicios básicos, así como la consecuente construcción de viviendas con materiales inadecuados o la ubicación del centro poblado en terrenos no aptos, son algunos casos de vulnerabilidad que hemos encontrado a través de este estudio, Y que corresponden a los distintos tipos de vulnerabilidad existentes, *Wilches-Chaux, 1993:*

**Vulnerabilidad física**, principalmente por la localización de los centros poblados en zonas inseguras, y el uso de materiales inadecuados para la construcción de las viviendas.

**Vulnerabilidad social**, entendida como el grado de cohesión de la población de una comunidad, en organizaciones de base, clubes de madres, comité de productores, rondas campesinas, etc.

**Vulnerabilidad económica**, en la medida que la falta de recursos económicos hace más difícil el acceso a los servicios básicos, a una infraestructura y a una vivienda adecuada. Y del mismo modo dificulta una rehabilitación y una reconstrucción rápida luego del desastre.

**Vulnerabilidad política**, por la débil autonomía de los gobiernos locales con respecto al gobierno central, llevada por una dependencia económica, política y de planificación, lo que dificulta el desarrollo de planes y programas de nivel local.

**Vulnerabilidad institucional**, entendida como la falta de una organización que maneje la prevención y la emergencia a nivel local.

**Vulnerabilidad educativa**, dado que los contenidos de nuestros programas educativos no están acorde con la realidad de los alumnos.

**Vulnerabilidad cultural**, por la falta de consolidación de una identidad propia, que dé seguridad a los conocimientos aprendidos durante cientos de años de ocupación de este espacio, y que apoye a la elaboración de planes acorde con nuestra realidad.

**Vulnerabilidad técnica**, por la falta de tecnología adecuada para hacer frente a una amenaza.

**Vulnerabilidad ideológica**, por la suerte de impotencia que erróneamente se siente frente a la presencia y a la ocurrencia de una amenaza.

**Vulnerabilidad ecológica**, por nuestra incapacidad de adecuarnos al medio ambiente del que formamos parte, cambiando las técnicas de cultivo, evitando la contaminación, etc. Estas prácticas inadecuadas acrecientan el grado de amenaza, como la deforestación que eleva la posibilidad de ocurrencia de huaicos, derrumbes o deslizamientos, en pequeños espacios, y que en forma generalizada genera fuertes periodos de sequía, y otros fuertes periodos de lluvias.

### **Vulnerabilidad Global**

La provincia de El Dorado cuenta según el censo de 1993 realizado por el INEI con 25,796 habitantes y con una tasa de crecimiento de 2.1%, siendo el distrito de San Martín la que posee un mayor índice de crecimiento del 2.4%, en cambio el distrito de Santa Rosa posee crecimiento negativo de su población en un - 2.2%.

Los distritos que presentan alta vulnerabilidad en la provincia de El Dorado son San José de Sisa y San Martín, contando además con porcentaje elevado de niños desnutridos, elevada tasa de crecimiento poblacional, alto índice de población analfabeta y hogares con porcentaje elevado sin electrodomésticos.

Entre tanto los distritos que presentan un alto porcentaje de población con necesidades básicas insatisfechas son San Martín , Shatoja y Santa Rosa. Es necesario indicar que el distrito de Shatoja cuenta con todas sus variables altas, a excepción de la alta dependencia económica.

El porcentaje de viviendas con hacinamiento esta relacionado con el nivel de ingresos económicos de los pobladores y el grado de preparación de los pobladores, mas que con el crecimiento y la densidad poblacional.

Los distritos de San Martín , Santa Rosa y Shatoja cuentan con viviendas con alta tasa de hacinamiento, siendo la variable de dependencia económica la que influye que en una vivienda vivan varias familias, ya que el bajo ingreso que poseen las personas no les da la posibilidad de salir a vivir fuera de la casa familiar; así mismo el alto índice de analfabetos de los pobladores impide tener acceso a un trabajo estable o por lo menos que cubra las necesidades económicas básicas y poder

independizarse del seno familiar, es por eso, que la mayoría de la población de esta zona se dedique a la agricultura.

El porcentaje de niños con desnutrición crónica, esta relacionada con el alto porcentaje de población ocupada en la agricultura, con la tasa de analfabetismo, grado de instrucción, el grado de dependencia económica de las familias.

Los distritos que presentan alto porcentaje de niños con desnutrición crónica son San José de Sisa, San Martín y Shatoja con 63.1%, 73.3% y 73.1%, respectivamente, los cuales están relacionados directamente con una alta concentración de población ocupada en la agricultura, y por ende sus alimentos están basados en productos que produce la zona, que en la mayoría de los casos no poseen el valor nutritivo suficiente, como para una buena alimentación.

Así mismo la elevada tasa de analfabetismo y el bajo grado de instrucción de los pobladores de dichos distritos manifiestan una falta de conocimiento de los alimentos necesarios para la buena nutrición de los niños. A esto hay que sumarle el alto grado de dependencia económica y el bajo nivel de ingreso de los pobladores de la zona y poder adquirir productos con valores nutritivos necesarios para una buena dieta alimenticia.

El distrito con menor porcentaje de niños desnutridos es Agua Blanca, pues presenta índices bajos de analfabetismo (14.2%), menor porcentaje de dependencia económica en los hogares y un grado de instrucción mucho más que los otros distritos de la provincia.

Las viviendas con características inadecuadas esta relacionada con la alta dependencia económica, el porcentaje de viviendas sin electrodomésticos, el alto porcentaje de la población dedicada a la agricultura, viviendas sin desagüe y la tasa de crecimiento poblacional.

En la provincia de El Dorado las viviendas se encuentran en deterioro y construidas de tapial con techos de palma. Los distritos que presentan mayor porcentaje de

viviendas con características inadecuadas son: Santa Rosa con un 51.9%, San Martín con 47.9% y Shatoja con un 39%. De los distrito mencionados Santa Rosa es el que tiene mayor porcentaje de hogares con dependencia económica.

Los distritos de San Martín y Shatoja poseen un elevado crecimiento poblacional, alto porcentaje de hogares sin electrodoméstico, lo que significa un bajo ingreso económico, y viviendas con 66% y 73.4% sin desagüe. Los tres distritos mencionado tiene su población ocupada en la agricultura.

El distrito que posee menor porcentaje de viviendas inadecuadas es San José de Sisa, ya que la de ser capital distrital hace que se concentre los servicios básicos y la construcción y/o reconstrucción de las viviendas con materiales adecuados, sin embargo posee un 26.2% de hogares con dependencia económica, además un 37.4% de las viviendas sin desagüe.

Las necesidades básicas insatisfechas se mide con variables de la pobreza que el INEI considera, estos indicadores son: viviendas con características inadecuadas, viviendas con hacinamiento, viviendas sin desagüe, niños que no asisten a la escuela y la alta dependencia económica.

Los distritos con hogares con necesidades básicas insatisfechas elevados son San Martín (Alao) con un 90.2%, Santa Rosa con un 83.4% y Shatoja con un 83.5%. De los distritos mencionados todos tienen hogares con hacinamiento elevado. San Martín (Alao) y Shatoja presentan viviendas sin desagüe en 66% y 73.4% respectivamente, además elevados porcentajes de niños que no asisten a la escuela.

El distrito de Santa Rosa posee hogares con alta dependencia económica (31.4%); los distritos de San Martín (Alao) y Santa Rosa presentan viviendas con características inadecuadas en 47.9% y 51.9%, respectivamente. Los distritos de San José de Sisa y Agua Blanca poseen NBI bajos con respecto a los demás distritos en un orden de 7.8% y 75%, respectivamente.

## **Vulnerabilidad Específica**

### **Distrito De San José De Sisa**

El distrito de San José de Sisa, capital de la provincia del El Dorado, tiene 15197 habitantes, lo cual representan el 59% de la población provincial, concentrándolo en este ámbito y así mismo los servicios con que cuenta la provincia. Su tasa de crecimiento poblacional es de 3.4%

La vulnerabilidad en el distrito es muy alto, siendo su NBI de 74.8%, porcentaje bajo en relación con los demás distritos de la provincia. El grado de instrucción de sus pobladores es bajo, teniendo además una tasa de analfabetismo alta, la más alta de la provincia (25.9%). Sus pobladores en un 81% se dedican a la agricultura, además sus ingresos económicos muy bajos, poseen además una alta dependencia económica.

El centro poblado de San José de Sisa está constituido por un plano aluvial de inundación excepcional. Es un valle amplio con bosques en galería a lo largo de las márgenes del río Sisa cuya dinámica meándrica es característica de los ríos de esta zona. San José de Sisa representa como un centro de extensión, bien articulado por vía terrestre, pero que se encuentran en mal estado. No tiene el debido mantenimiento, pues en épocas de lluvias es intransitable.

Las viviendas se caracterizan porque en su mayoría están construidas de tapial y adobe, con techo de palma y calamina. Los pobladores habitan estas viviendas, dado que no tienen el suficiente ingreso como para construirlas de material noble.

Las viviendas construidas de material noble actualmente cuentan con servicio de agua potable, desagüe, y energía eléctrica.. Posee un hospital rural, medianamente equipado. Tiene centros educativos (inicial, primaria y secundaria), entre las organizaciones con que cuenta son clubes de madres, clubes deportivos, iglesias.

## **Agua Blanca**

El distrito de Agua Blanca tiene una población 2672 habitantes, lo cual representa el 10.35% del total de la provincia, siendo su tasa de crecimiento poblacional de 1.6%, presenta vulnerabilidad mediana, el 75% de su población tiene necesidades básicas insatisfechas, el 86.9% se dedica a labores agropecuarias que son la única fuente de subsistencia, tiene un 24.1% de niños que no asisten a la escuela. El centro poblado de Agua Blanca, capital del distrito tienen el 99% de las viviendas de un piso y estando el 95% construidas de tapial con techos de calamina. El 20 % de las viviendas se encuentran en alto deterioro debido principalmente, a la antigüedad de construcción que tienen dichas viviendas, pues el 80% tienen más de 21 años de construcción, algunas de ellas presentan resquebrajaduras en las paredes. No tiene sistema de red de desagüe, pero cuenta con servicio de agua potable, buen porcentaje de las viviendas tienen letrinas. El pueblo posee un centro de salud, cuenta además con 5 centros educativos y con un mercado de abastos que abastece de alimentos al poblado.

## **San Martín**

El distrito de San Martín tiene una población de 4362 habitantes, lo cual representa el 16.5% del total de distrito, además tiene una tasa de crecimiento de 4.8%, lo cual es el más alto con respecto a los demás distritos de la provincia. La vulnerabilidad distrital es alto, teniendo las demás variables altas. Su población posee el 90.2% de necesidades básicas insatisfechas, siendo el valor más elevado de la provincia, el 73.3% de niños con problemas de desnutrición crónica; los pobladores tienen un bajo grado de instrucción y su tasa de analfabetismo es de 23.7%, el cual es alta. Las viviendas el distrito presentan gran deterioro, debido a su antigüedad y falta de mantenimiento de las mismas, lo cual se relaciona con el bajo ingreso de los pobladores. El 23.2% de los niños no asisten a la escuela. Presentan alto porcentaje de viviendas con hacinamiento, lo cual esta en 60.1%.

El centro poblado de San Martín (Alao), esta ubicado en el punto de confluencia de los ríos Alao y Sisa, las colinas bajas cuentan con un desnivel inferior a 50m. y son



dominadas por colinas altas; asimismo el centro poblado se ubica en una terraza fácilmente identificable que contiene su extensión y lo protege a la vez de inundaciones.

El pueblo en sí se caracteriza por presentar el 98% de viviendas de un solo piso, el 90% tienen paredes de tapial y están construidas con techo de calamina (69%) y palma (30%). Las viviendas se encuentran en regular estado de conservación, son construcciones relativamente nuevas, pues el 60% de ellas tienen una antigüedad promedio menor a 5 años. Tienen servicio de agua potable, mas no sistema desagüe. Cuenta con un centro de salud y 4 centros educativos.

### **Santa Rosa**

El distrito de Santa Rosa tiene una población de 1858 habitantes, lo que representa el 7.2% del total provincial, su tasa de crecimiento en este último censo realizado en 1993 es de -2.2%, tasa negativa, debido a migración de los pobladores hacia otras zonas con mejores ventajas comparativas.

Su vulnerabilidad es baja, sin embargo el 83.4% de la población tienen necesidades básicas insatisfechas, además el 91% de su población se encuentra ocupada en labores agropecuarias, el grado de instrucción de sus pobladores es bajo y la tasa de analfabetismo alta, en cual esta en 25%. El 51.9% de las viviendas poseen características físicas inadecuadas, pero que son habitables. El hacinamiento es elevado, pues el 60.3% de las viviendas presentan estas condiciones, lo cual se manifiesta con la alta dependencia económica que tienen las familias.

El centro poblado de Santa Rosa se caracteriza porque sus viviendas están construidas en un 84% de tapial, el 10% de quincha y sus techos son de palma y calamina, principalmente. Posee posta sanitaria y 3 centros educativos (inicial, primaria y secundaria). El 80% de las viviendas se encuentran bajo deterioro, pues a pesar de su antigüedad (el 80% tienen más de 20 años), han sido conservadas y en constante mantenimiento. Tienen red de agua potable, mas no sistema de desagüe, en cambio el 100% de las viviendas poseen letrinas.

El 70% de las viviendas tiene veredas, los cuales les protege de la inundación provocado por las lluvias, pues estas se encuentran a 15 cm. sobre el nivel de las calles. Las calles no tienen cunetas, por lo que hace fácil inundables por la precipitación pluvial. Posee un Comité de transporte que hace ruta hasta el centro poblado de Santa Rosa. Tienen clubes de madres y un club deportivo, como organizaciones de base.

### **Shatoja**

Se encuentra ubicado en la parte norte de la provincia, tiene una población de 1707 habitantes, representando el 6.62% del total distrital, su tasa de crecimiento es de 3.1%, tiene además una densidad poblacional de 70.9 hab/km<sup>2</sup>

Shatoja junto a los distritos de Santa Rosa y San Martín, presentan los valores más elevados de necesidades básicas insatisfechas, pues ella está en 83.5%, el 87.6% de sus pobladores se dedican a actividades agropecuarias, lo cual es la única fuente de subsistencia. También tiene un elevado porcentaje de niños con *desnutrición crónica* 73.1% y el 20% de niños no asisten a la escuela. Los pobladores tienen un grado de instrucción bajo. Las viviendas con hacinamiento son del orden de 56.7%, los cuales están relacionados con el bajo nivel de ingreso familiar en los hogares.

El centro poblado de Shatoja se encuentra ocupando un área de 20 has. El 68% de las viviendas están construidas de tapial, 30% de cañas, además el 55% tienen techos de palma y el 42% de calamina. Las viviendas están ubicadas al nivel de las calles. Casi un 50% de ellas están en alto deterioro, debido a la antigüedad que poseen (el 50% de ellas tienen entre 11-20 años) y por la falta de mantenimiento que hayan recibido, y esto a la vez por el bajo ingreso económico que poseen estos pobladores. Cuentan con servicio de agua potable, pero no sistema de desagüe.

Posee una posta sanitaria y 3 centros educativos *inicial, primaria y secundaria*, entre sus organizaciones de base, cuenta con clubes deportivos, clubes de madres y varias iglesias.

### 2.2.3. Inventario De Desastres (7)

Los desastres por su modalidad de ocurrencia pueden ser estudiados mediante diferentes métodos y a partir de diferentes fuentes. Muchos de los desastres que ocurren en el país y en la región en particular, son recurrentes en el tiempo, y su distribución espacial obedece a ciertos patrones físicos ambientales fáciles de identificar y calificar.

El inventario de desastres históricos que se ha realizado consiste en una mirada al pasado para entender el presente y proyectarse el futuro. Constituye al mismo tiempo en una importante entrada al análisis del riesgo a futuros desastres, sus causas y/o factores que la generan.

El inventario de desastres se ha realizado con la participación de las organizaciones locales y poblaciones de base; consistió de una secuencia de actividades desde el diseño de fichas, sesiones de preparación de la población a través de talleres, y la aplicación de entrevistas, encuestas y el llenado de las fichas de inventario aplicadas en cada una de las localidades de la región. Los datos históricos registrados, nos permiten tener una lectura más precisa y confiable de las amenazas existentes, del grado de vulnerabilidad y del nivel de riesgo de la provincia, de la distribución temporal y espacial de los desastres ocurridos y de los riesgos potenciales que se pueden estimar para cada una de las localidades donde se tienen antecedentes de desastres.

La información obtenida ha sido organizada y agrupada de acuerdo a su origen tomando en cuenta los factores que participan en su dinámica y es presentada bajo los siguientes grupos:

Fenómenos hidrogeodinámicos: Son aquellos generados bajo la influencia del agua y los procesos geodinámicos que modelan la superficie de la corteza terrestre *inundaciones, deslizamientos, huaicos y derrumbes.*

Fenómenos climatológicos: Todos aquellos que se generan bajo la acción de los agentes atmosféricos que determinan el clima *vientos fuertes, lluvias intensas, rayos, sequías y granizada.*

Fenómenos geológicos: Definidos así los fenómenos que participan de la dinámica interna de la tierra *sismos, actividad volcánica, fallas activas.*

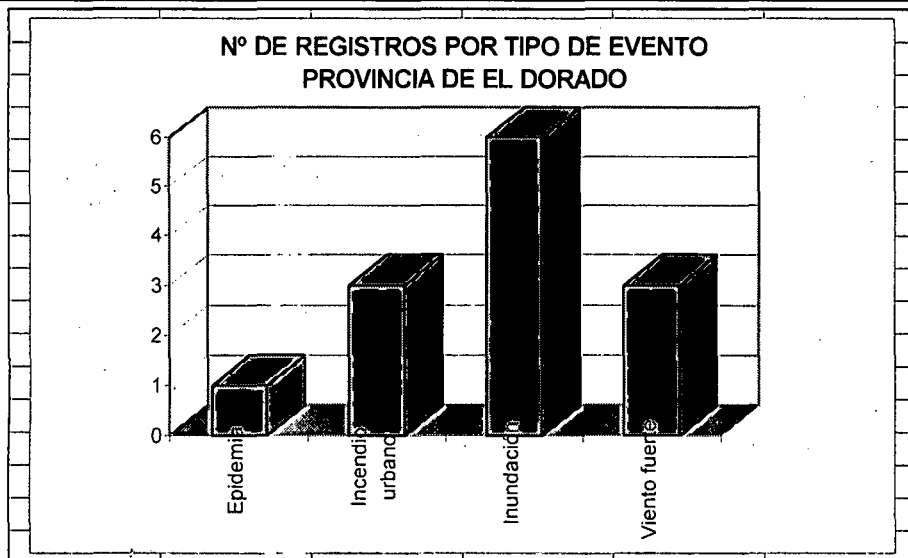
Fenómenos biológicos: Aquellos relacionados con vectores *plagas y epidemias*

Fenómenos inducidos: Aquellos formados bajo la acción directa del hombre incendio urbanos e incendios forestales.

El distrito que más registros de desastres tiene es San Martín , seguido por Santa Rosa.

**Cuadro de registros de desastres por tipo de evento y distritos (01)**

DESASTRES	Agua Blanca	San José de Sisa	S. Martín de Alao	Santa Rosa	Shatoja	TOTAL
Epidemia		1				1
Incendio urbano	1		1		1	3
Inundación		1	3	2		6
Viento fuerte	1		1	1		4
TOTAL	2	2	5	3	1	13



La presencia de los eventos se da a lo largo de todo el año, registrándose en los meses de enero y marzo la mayor presencia de ellos, siendo marzo el mes con el mayor registro de fenómenos, principalmente de origen hidrogeodinámico inundaciones, particularmente; otro periodo de registro de fenómenos es entre los meses de agosto y septiembre, predominando los fenómenos climatológicos, principalmente la presencia de vientos fuertes.

### DISTRIBUCIÓN MENSUAL DE LOS EVENTOS POR TIPO DE FENÓMENO

CUADRO (02)

FENOMENOS	Enero	Febrer	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agost	Setie	Octub	Novie	Dicie	TOTAL
Epidemia			1										1
Incendio urbano	2							1					3
Inundación					3				2		1		6
Viento fuerte							1		2	1			4
TOTAL	2	0	1	0	3	0	1	1	4	1	1	0	14

### DAMNIFICADOS POR DISTRITO Y TIPO DE EVENTO

CUADRO (03)

EVENTO	Agua Blanca	San José de Sisa	San Martín de Alao	Santa Rosa	Shatoja	TOTAL
Epidemia		380				380
Incendio urbano	3		60		42	105
Inundación		30	120	30		180
Viento Fuerte			12	1		13
TOTAL	3	410	192	31	42	678

(02) I.T.D.G. – Análisis de Riesgo a Desastres de La Provincia de El Dorado

(03) IDEM

## VIVIENDAS DESTRUIDAS O AFECTADAS POR DISTRITO Y TIPO DE EVENTO

EVENTO	Agua Blanca	San José de Sisa	San Martín	Santa Rosa	Shatoja	TOTAL
Epidemia						0
Incendio urbano	2		10			12
Inundación		15	61	44		120
Viento Fuerte			8		165	173
TOTAL	2	15	79	44	165	305

### Tipos De Eventos

A continuación se presentan el inventario de desastres de la provincia a nivel de centro poblado, clasificado por tipo de evento, fecha de ocurrencia, describiendo las causas y los daños que ocasionaron.

#### Epidemias

En el distrito de San José de Sisa se registró un caso de cólera y que se dio el 03 de agosto de 1991, resultaron afectados 380 personas y hubo 20 muertos. La carencia de letrinas y falta de higiene en el consumo de alimentos, fueron las principales causas de que se presentara esta epidemia.

#### Incendio Urbano

En la provincia de El Dorado se tiene casos de incendio, que tienen como factores de vulnerabilidad el material de construcción empleado en los techos, el sistema de construcción y la falta de preparación de la población.

**CUADRO (05)**

<b>Distrito/localidad</b>	<b>Fecha</b>	<b>Causas</b>	<b>Descripción</b>
Agua Blanca			
Agua Blanca	02/01/77	Material de construcción (techo de palma)	El incendio destruyó totalmente el techo de 2 viviendas, quedaron damnificadas 3 familias y una persona herida.
San Martín de Alao			
San Martín De Alao	ene/65	Por quema de chacra	El incendio fue provocado por quema de rozo de una chacra, pues una chispa pegó en el techo de una vivienda, el viento que había en ese instante aceleró el incendio. Quedaron 60 familias damnificadas y la destrucción de 10 viviendas.
Shatoja			
Shatoja	10/08/57	Provocado por un niño	El incendio arrasó 40 viviendas y quedaron afectadas 125, resultaron heridos 18 personas y 42 familias damnificadas. Las casas tenían techos de palma y construidas con quincha, el cual aceleró el incendio.

**Inundaciones**

En la provincia de El Dorado se han producido inundaciones por el desborde del río Sisa, afectando a aquellos pueblos que se asientan muy cerca a la ribera de los mismos siendo los factores de vulnerabilidad, la ubicación del centro poblado, la

falta de defensas ribereñas, el sistema de construcción y el tipo de material empleado en ellas.

**CUADRO (06)**

<b>Distrito/localidad</b>	<b>Fecha</b>	<b>Causas</b>	<b>Descripción</b>
San José de Sisa			
San José de Sisa	20/09/41	Lluvias intensas. Crecida del río Sisa	Se destruyeron 15 viviendas y se vieron afectadas otras 25 que se encontraban cerca a la orilla del río, el camino a Agua Blanca quedó obstaculizada por un espacio de 3 días . Se perdieron 90 has. De cultivos de panllevar y 50 has. de pasto. La falta de vías de acceso evitó que la ayuda fuera inmediata por parte de la Municipalidad Provincial.



	12/02/98	<p>Lluvias intensas</p> <p>Crecida del río Sisa y la quebrada Pishuaya</p>	<p>La inundación se produjo debido a las intensas lluvias torrenciales que se inició a la 1:30 a.m. hasta las 5:00 a.m. en forma continua y levemente hasta la 1:00 p.m. La quebrada Pishuaya desbordó a partir del cruce de la carretera a Cuñumbuque hasta la última cuadra del Jr. Iquitos en una extensión aproximada de 2500 m, viéndose interrumpida el acceso a la ciudad en un espacio de seis horas aproximadamente. La inundación destruyó 12 viviendas y afectó un promedio de 70 afectando también al Hospital rural de San José de Sisa. Hubo pérdida de animales como ganado vacunos y aves de corral, también se perdieron muchas hectáreas de cultivos de maíz, café y plátanos Las causas principales del desborde fue la tala de las riveras y las lluvias intensas. La ayuda inmediata se produjo por parte de la Municipalidad Provincial del Dorado y del Gobierno Central.</p>
--	----------	--	--

Distrito/localidad	Fecha	Causas	Descripción
Shatoja	10/01/95	Creciente de la quebrada Shatoja	Durante el regreso de un vehículo del distrito de San Martín de Alao fue arrastrado por la crecida de dicha quebrada, afectando dicho vehículo y desapareciendo las pertenencias de las personas que viajaban ahí, habiendo un herido de gravedad
San Martín - Alao			
San Martín - Alao	12/02/98	Crecida del río Sisa	Inundación provocada por lluvias fuertes las que provocaron la destrucción de ocho viviendas y afectando a otras cuarenta por el desborde del río Sisa, dicho distrito quedó aislado por un espacio de 10 horas debido a la crecida de la quebrada Shatoja ya que no cuenta con un puente vehicular para casos de emergencia. Hubo apoyo por parte de la Municipalidad Provincial del Dorado y del Gobierno Central. Hubo pérdidas de animales, como ganados, aves de corral, también se perdieron muchas hectáreas de diferentes sembríos que se producen en la zona, como maíz, frejol y café

Sinami	may/83	Crecida del río Sisa	La inundación ocasionó la destrucción de 5 viviendas y 8 afectadas, quedando 40 familias damnificadas. El centro de Salud y el centro educativo resultaron afectados por la inundación. Se perdieron muchos animales. El camino quedó totalmente destruido. La población participó a través de jornadas comunales para la rehabilitación del pueblo.
San Martín			
San Martín de Alao	nov/88	Lluvias intensas. Crecida del río Sisa y Alao	El centro poblado de Alao se encuentra ubicado en la desembocadura del río Alao en el Sisa, lo cual lo hace vulnerable a inundación. En esta oportunidad resultaron afectadas 40 viviendas y 4 destruidas, quedando un total de 80 familias damnificadas y 200 afectadas. Se inundó el aeropuerto local y obstaculiza el camino de acceso a la localidad. La población actuó solidariamente.
San Martín			
Pebas	may/89	Lluvias intensas. Crecida del río Sisa	Quedaron afectados 20 familias y 4 viviendas. Inhabilitó por buen tiempo el camino de acceso a la localidad. La comunidad se apoyó mutuamente.

Santa Rosa			
Santa Rosa	22/09/72	Crecida del río Sisa y la quebrada Talliquihui.	Se destruyeron 4 viviendas y 10 quedaron afectadas, quedaron 12 familias damnificadas y 20 afectadas, además se perdieron 2 has. de cultivos de panllevar. El campo de aterrizaje también quedó afectado.  La población y autoridades locales participaron en el traslado de los bienes de las familias damnificadas
Santa Rosa	02/05/92	Crecida del río Sisa y la quebrada Talliquihui	Destruyó 2 viviendas y 28 quedaron afectadas, quedando 30 familias damnificadas, fue afectada el aeropuerto. y 20 has. de cultivo de panllevar.

### **Vientos Fuertes**

Se han producido en los distritos de Agua Blanca, San Martín de Alao y Santa Rosa teniendo como factores de vulnerabilidad el sistema y material empleado en la construcción, la antigüedad de las construcciones y la falta de recursos económicos para buscar otra alternativa de construcción.

**CUADRO (07)**

<b>Distrito/localidad</b>	<b>Fecha</b>	<b>Descripción</b>
Agua Blanca		
Agua Blanca	29/08/87	El viento destruyó totalmente el techo de la Escuela N° 0279 y del Colegio Ramón Castilla y de la Iglesia Católica. Las autoridades locales y la misma población participaron para la reconstrucción de los centros educativos afectados.
San Martín		
San Martín	set/92	El viento destruyó el techo de 4 viviendas y de 2 centros educativos quedaron parcialmente destruidos. Volteo 10 has. de platanales. Quedaron 6 familias damnificadas y 28 afectadas.
Santa Rosa		
Santa Rosa	20/10/85	El viento destruyó el techo de una vivienda, quedando 1 familia damnificada. Las autoridades locales y la población apoyó a esta familia para la reconstrucción de su vivienda.

**Manejo Del Desastre**

La participación activa de la población y de las autoridades locales ha sido importante en el momento de producido el desastre, pues mutuamente se apoyaban. No hubo apoyo por ninguna entidad estatal ni privada.

## **Identificación De Los Insumos Para La Gestión**

### **2.2.3.1. Capacidades Y Oportunidades De La Provincia**

#### **Capacidades (8)**

Conjunto de habilidades, técnicas, experiencias acumuladas por las instituciones y personas de la localidad; así como los recursos naturales, económicos y organizacionales con los que cuenta:

- Disponibilidad de canteras para defensas ribereñas
- Biodiversidad
- Capacidad de recursos turísticos
- Terrenos agrícolas en producción
- Recursos hídricos disponibles para la agricultura intensiva
- Capacidad productiva y ganadera
- Apoyo con material para la agricultura
- Existencia de instituciones públicas
- Gestión administrativa eficiente
- Municipalidad Provincial trabajando organizadamente
- Elaboración de proyectos por la Municipalidad Provincial en beneficio de la población
- Gestión de las autoridades e instituciones
- Club de madres organizados
- Organización de los comités de base de producción agrícola
- Comité de Defensa Civil activo
- Solidaridad de la población frente a los desastres
- Infraestructura logística del Comité de Defensa Civil
- Juventud con espíritu de superación
- Proyectos de reducción de desastres
- Capacitación y asesoramiento en proyectos productivos
- Programas de reforestación
- Programas de rehabilitación de carreteras

- Personal técnico para la elaboración de proyectos

### **Oportunidades (9)**

Factores y procesos externos que de manera directa o indirecta contribuirán al logro de los objetivos propuestos:

- Interconexión al PSE Bellavista
- Ampliación de redes de Telefonía
- Existencia de fondos para desastres
- Programa de apoyo a la construcción de viviendas
- Programas de reforestación del Ministerio de Agricultura y educación
- Decenio internacional para la reducción de desastres
- Presencia del AMRESAM- PDA
- Oferta de capacitación en prevención de desastres
- Mercado de turismo
- Mercado internacional para determinados productos de la zona
- Presencia de la Sub Región de Defensa Civil
- Apoyo en productos productivos
- Apoyo del gobierno y el extranjero para zonas de extrema pobreza
- Programas de apoyo para la infraestructura productiva
- Programas de apoyo para promocionar productos
- Apoyo alimentario del PRONAA
- Apoyo alimentario para combatir la desnutrición
- Presencia del programa de Rehabilitación de carreteras

## 2.2.5. Planificación Estratégica Como Oportunidad De Desarrollo

### 2.2.5.1. Análisis Sistémico De Las Variables.

Después de establecer las interrelaciones entre cada una de las variables se han podido establecer las amenazas, vulnerabilidades, capacidades y oportunidades que tenemos que tener presente para dar solución a nuestro problema y al mismo tiempo aprovechar las oportunidades que se nos presentan, fortaleciendo las capacidades que tenemos en la provincia.

#### **Vulnerabilidades que aumentan amenazas**

*Conformismo y Superstición*, la forma de pensar, de creer y de no hacer nada ante las amenazas de deforestación, contaminación por desagües, pesca con tóxicos, incendios y ubicación de grifos de expendio de combustible sin criterio técnico, contribuye de alguna manera aumentar las amenazas

*Alta tasa de analfabetismo y deficiente sistema educativo*: Se ve reflejado en que la población no está concientizada para prevenir amenazas como derrumbes, deslizamientos, inundaciones pues deforesta laderas y ribera de los ríos, contamina el medio ambiente sin pensar en el daño que esta puede ocasionar en el ambiente y en la proliferación de muchas enfermedades.

Las estrategias a desarrollar son:

- Incorporación en los programas de alfabetización temas sobre prevención de desastres.
- Alianza estratégica entre Educación, Municipio e instituciones de la provincia para incorporar en programas de capacitación temas de prevención de desastres.
- Capacitación y actualización a docentes en temas de prevención de desastres
- Implementación a los centros educativos con materiales de difusión (afiches, videos, textos, etc.).



***Poca asistencia técnica a los agricultores:*** la no capacitación de los agricultores en temas ambientales hace que amenazas como la deforestación este creciendo y generando problemas como derrumbes, deslizamientos, inundaciones y al mismo tiempo el uso inadecuado de pesticidas y plaguicidas estén contaminando los ríos y/o quebradas.

Las estrategias a desarrollar son:

- Capacitación a los agricultores en temas medio ambientales.
- Seguimiento al proceso de capacitación.

***Extrema Pobreza:*** Debido a esta vulnerabilidad los problemas de deforestación se han generalizado, en afán de aprovechar los recursos forestales, las poblaciones talan indiscriminadamente los árboles para poder sustentar económicamente a sus familias sin medir la consecuencia que genera esto; el cual se ve asociado también a la pesca indiscriminada de peces con sustancias tóxicas que prácticamente a depredado la fauna acuática.

***Poca organización y coordinación entre las instituciones:*** La poca coordinación interinstitucional hace que los dispositivos que existen no se cumplan, lo cual genera que los problemas de deforestación, contaminación y ubicación de grifos se vea cada vez agravada. Cada institución actúa por su lado y según sus intereses.

Las estrategias a implementarse serían:

- Mesa de concertación entre las instituciones públicas y privadas, lideradas por el Municipio Provincial.
- Consolidación del Comité de Defensa Civil

### **Vulnerabilidades que disminuyen capacidades**

***Conformismo y superstición:*** Tenemos que cambiar actitudes dentro de la población, no debemos conformarnos se corre el riesgo que la forma de actuar ante cualquier situación va disminuir las capacidades que tenemos.

***Interconexión vial deficiente:*** La inadecuada interconexión vial no permite aprovechar adecuadamente nuestros recursos naturales y el potencial turístico, impide el traslado en forma rápida de los productos a los mercados, que genera pérdidas por ser productos perecibles.

Las estrategias a implementarse son:

- Mejoramiento de las vías de acceso a los centros poblados de producción y lugares turísticos.
- Incorporación de comités de transportes a dichos centros poblados.

***Alta tasa de analfabetismo y deficiente sistema educativo:***

Va a disminuir o poner en riesgo los programas de reforestación, potencial de recursos naturales, turísticos y la Biodiversidad, debido al poco conocimiento de estos programas. Además no le dan la debida importancia al comité de defensa civil, instituciones públicas y organizaciones:

Las estrategias a implementarse para neutralizar esta vulnerabilidad son:

- Capacitación en temas medio ambientales.

***Débil cobertura de servicios básicos:*** Debido a ello se corre el riesgo que los recursos turísticos y la Biodiversidad estén expuestas a la contaminación ya sea por desechos sólidos (basuras) desagües y aguas servidas, cargándose toda la responsabilidad a las instituciones que tiene que ver con este tema.

Las estrategias a desarrollarse son:

- Elaboración de proyectos de saneamiento básico para todos los distritos.
- Gestión de los proyectos de saneamiento básico presentados.
- Reubicación de la laguna de oxidación de la ciudad de San José de Sisa por ser considerado foco infeccioso.

**Extrema pobreza:** Se explota irracionalmente los recursos naturales y turísticos con el afán de satisfacer las necesidades básicas, depredando sin ninguna consideración. Este es un problema social, más aún en la provincia que es considerada como extrema pobreza.

- Gestión ante el gobierno central de mayor atención e implementación de proyectos que reduzcan la extrema pobreza.

### **Capacidades que mitigan Vulnerabilidades**

*Personal técnico capacitado para la elaboración de proyectos:* Con recursos humanos capacitados se podrá disminuir vulnerabilidades como la extrema pobreza, ocupación del espacio en zonas de riesgo, deficiente interconexión vial y al mismo tiempo ampliar la cobertura de los servicios básicos.

- La estrategia sería fortalecer esta capacidad, con mayor capacitación en técnicas constructivas, elaboración de proyectos de toda índole donde además deberían participar agricultores, autoridades y la población en general.

*Presencia de ONG ejecutando proyectos de educación técnica y desarrollo agroindustrial:* Con esta capacidad se podrá generar proyectos productivos, sociales, etc. los cuales darán ingresos a la población y mejoramiento en forma general de la calidad de vida del poblador doradino.

*Potencial de recursos turísticos y Biodiversidad:* Esta capacidad si aprovechamos adecuadamente posibilitará el mejoramiento de las economías de los pobladores, por el movimiento turístico que se generaría en la provincia y reducir el problema de la extrema pobreza.

*Existencia de instituciones públicas y comités de bases organizadas:* Si mantenemos o fortalecemos más esta capacidad, podremos disminuir progresivamente las vulnerabilidades.

## **Capacidades que previenen amenazas**

*Personal técnico capacitado para la elaboración de proyectos:* Esta capacidad que tiene la provincia permitirá que se haga una evaluación permanente de las amenazas a que se ve sujeta la provincia de El Dorado y al mismo tiempo formular proyectos para la prevención de las mismas, principalmente referidos a hundimiento de terrenos, derrumbes, deslizamientos, deforestación, contaminación por desagües y a la zonificación adecuada de los grifos de la ciudad.

*Existencia de instituciones públicas y comités de base organizados:* Para prevenir amenazas como deforestación, y contaminación ambiental, estableciéndose para ello comités de vigilancia que haga cumplir la normas establecidas.

*Comité de defensa civil formado y actitud solidaria ante los desastres:* El fortalecimiento del comité de defensa civil permitirá prevenir amenazas principalmente referidos contaminación ambiental y de mala ubicación de grifos, pues realizando inspecciones y trabajando coordinadamente con las instituciones.

*Proyectos especiales desarrollando programas de reforestación y rehabilitación de carreteras:* Los diversos programas de reforestación ejecutándose en la provincia nos permitirán prevenir amenazas referidas a deslizamientos, derrumbes, inundaciones y huaicos, así mismo la reforestación permitirá reducir problemas de vientos fuertes y las sequías.

## **Capacidades que permiten aprovechar oportunidades**

*Existencia de instituciones públicas y comités de base organizado:* La buena organización de las instituciones y de las organizaciones de base nos

permitirá aprovechar adecuadamente las oportunidades que nos presentan. Como que podemos acceder a diversas ofertas de capacitación y asistencia técnica que brindan las ONGs y Agencias internacionales ; y poder captar diversas fuentes de financiamiento referidos a proyectos de desarrollo y de prevención de desastres.

***Proyectos especiales con programas de reforestación y rehabilitación de carreteras:*** La existencia de programas de reforestación nos permitirá aprovechar las oportunidades como financiamiento de proyectos referidos a reforestación, construcción de viviendas, con la experiencia en el desarrollo de estos proyectos, será más confiable que las financieras apoyen proyectos de esta índole.

***Presencia de ONGs ejecutando proyectos de educación técnica y desarrollo agro-industrial:*** Permitirá captar proyectos de capacitación y asistencia técnica de proyectos en materia de prevención, financiamiento de proyectos de prevención y de desarrollo.

***Potencial de recursos turísticos y Biodiversidad:*** Con esta capacidad podemos aprovechar oportunidades que derivan de la demanda turística en el mundo.

Las estrategias a desarrollar son:

- Uso racional de los recursos naturales (Biodiversidad).
- Promoción de los recursos turísticos, mediante cartillas, afiches o vía Internet.

***Personal técnico capacitado para la elaboración de proyectos:*** Permitirá aprovechar oportunidades de capacitación y asistencia técnica, y de elaboración de proyectos de prevención y de proyectos productivos.

### **Amenazas que pueden atraer oportunidades**

**Sismos:** Pueden atraer oportunidades como capacitación y asistencia técnica en gestión municipal, el que se puedan realizar obras de mitigación, es decir de construcción de viviendas con técnicas sismo resistentes.

**Deforestación que generan: Derrumbes deslizamientos, huacos, inundaciones:** Esta amenaza atraerá oportunidades como capacitación y asistencia técnica en temas de deforestación, deslizamiento e inundaciones, financiamiento de proyectos de reforestación de riberas y laderas.

**Cambios climáticos acentuados que generan:** Sequías, vientos, huracanados: atraerá oportunidades de inversión en proyectos de reforestación, para poder contrarrestar problemas de vientos fuertes y a largo plazo para disminuir las sequías.

**Hundimientos de terrenos:** Los programas de rehabilitación de carreteras será la oportunidad que se puede aprovechar para contrarrestar este problema que se presentan en la provincia.

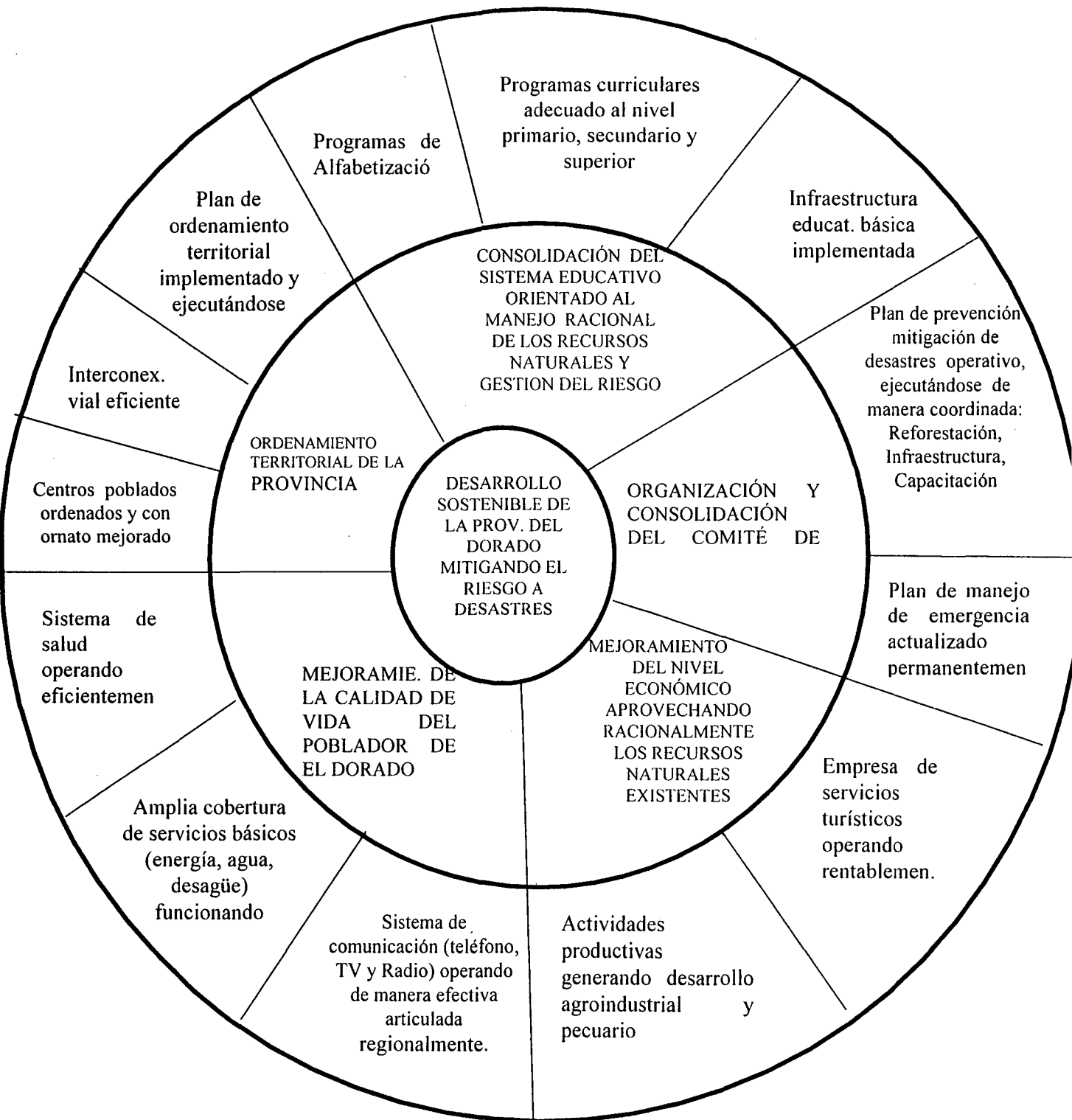
**Incendios forestales:** Con mucha capacitación a los agricultores y la asistencia técnica para el manejo del bosque se podrá disminuir los incendios forestales tan frecuentes en la provincia.

#### **2.2.5.2. Objetivos Estratégicos De Solución**

Luego de la participación de los representantes de cada distrito en los talleres, se fueron priorizando los principales trabajos a realizarse dentro de la Provincia, cuya finalidad principal es la reducción del riesgo a desastres dentro de la Provincia, teniendo como resultado los siguientes objetivos estratégicos:

# OBJETIVOS ESTRATÉGICOS

## PROVINCIA DEL DORADO



### **2.2.5.3. Diseño Del Plan Estratégico**

Los datos anteriores son un inicio para la búsqueda de los parámetros de solución. Notándose que cada estrategia de solución tiene como objetivo dar respuesta a los problemas del análisis inicial.

Las estrategias que se pretenden utilizar en la provincia del dorado nos deben de dar como resultado el desarrollo sostenible de la Provincia del Dorado mitigando el riesgo de desastres por eso se ha creído conveniente potenciar un equipo de trabajo que involucre personas de diferentes sectores para consolidar al grupo. De las diferentes estrategias que nos conlleven al desarrollo sostenible de la provincia, escogeremos los que se encuentren relacionados con los programas de prevención y mitigación de desastres, siendo este un tema de actualidad que se presenta frecuentemente y cada vez con mayor incidencia.

Las demás estrategias serán motivo de estudios para las personas que se encuentren involucradas en cada caso y que finalmente harán entrega de los respectivos proyectos de solución

### **2.2.6. Priorización De Problemas Por Distritos**

#### **2.2.6.1. Análisis Del Riesgo**

Se entiende por riesgo a desastres a la probabilidad de que se produzcan daños como resultado de la ocurrencia de un fenómeno peligroso o amenaza, de origen natural o inducido, sobre los elementos expuestos sea población, bienes, o infraestructuras de interés social. Para el análisis del riesgo, partimos del análisis de las amenazas identificadas a partir del inventario de desastres históricos, integrado a la información obtenida de las características físicas de los centros poblados emplazados en el área de influencia de aquellos fenómenos peligrosos calificados como amenazas.



La provincia de El Dorado presenta un riesgo total medio, siendo las amenazas: epidemias, inundaciones, incendios urbanos y vientos fuertes, y la vulnerabilidad del lugar las que generan dicho riesgo.

Dentro del ámbito provincial, el distrito de Santa Rosa presenta riesgo muy alto a inundaciones; Shatoja un riesgo alto a fenómenos de incendios urbanos, entre tanto el distrito de San Martín tiene mediano riesgo a incendios urbanos e inundación, en lo que respecta al distrito de San José de Sisa, éste tiene riesgo mediano a vientos y alto a inundación, por su parte el distrito de Agua Blanca presenta riesgo bajo a incendios urbanos y mediano a vientos fuertes.

**CUADRO (08)**

<b>DISTRITO</b>	<b>Riesgo</b>		
	<b>Incendio urbano</b>	<b>Inundación</b>	<b>Vientos fuertes</b>
San José de Sisa		Alto	Mediano
Agua Blanca	Bajo		Mediano
Santa Rosa		Muy Alto	
San Martín - Alao	Mediano	Mediano	
Shatoja	Alto		

Las amenazas presentes en la provincia se ven activadas por las condiciones de vulnerabilidad del centro poblado, los cuales según sea el grado de respuesta de los pobladores incrementará el riesgo.

(08) I.T.D.G. – Análisis de Riesgo a Desastres de La Provincia de El Dorado

El riesgo en la provincia se ve incrementada por problemas de deforestación en la cuenca alta del río Sisa y río Alao, así como de sus orillas ; por el tipo de material de construcción empleado en las viviendas, así como de su ubicación física del centro poblado.

La activación de las amenazas de origen hidrodinámico, esta relacionado con las épocas de precipitación pluvial, los cuales se presentan entre los meses de enero-abril y setiembre-noviembre

El proceso de migración que se ha dado en la provincia ha incrementado en alguna medida el riesgo de los fenómenos, principalmente por ocupación del espacio físico, sin ningún criterio técnico; es decir ocupando espacios en lugares inapropiados para viviendas o estableciendo sus chacras y/o sembríos en lugares de fuerte pendiente, lo que ha permitido que el riesgo a derrumbes, deslizamientos, huaicos e inundaciones se hayan incrementado en estos último tiempos.

En forma general podemos decir, que los riesgos a vientos fuertes e inundación son se pueden presentar en la provincia frecuentemente, debido a la característica que presenta el ámbito provincial y a las condiciones de vulnerabilidad que presentan los centros poblados, como son los tipos de materiales de construcción empleados en las viviendas, la ubicación física del centro poblado y a la falta de preparación de los pobladores del lugar, en temas relacionados a manejos de emergencia.

#### **2.2.6.2. Inundación**

Como se dijo anteriormente, la provincia de El Dorado presenta riesgo a inundaciones, siendo muy alto en el distrito de Santa Rosa, alto en San José de Sisa mediano en San Martín y Shatoja.

En el distrito de Santa Rosa, la localidad del mismo presenta mediano riesgo a inundaciones, debido principalmente a su ubicación física cercano

al río Sisa, pues más de la mitad de las viviendas están ubicadas cerca a las orillas y al estar desprovistas de vegetación, el problema se hace más grave aún, porque las viviendas en un 84% se encuentran construidas de tapial, los que son fácilmente erosionables por el agua, contando además con una antigüedad de más de 21 años.

En el distrito de San Martín , el centro poblado capital distrital San Martín, ubicado en una terraza fácilmente identificable que lo protege de las inundaciones, solo el 2% de las viviendas están en alta afectación, el 6% en mediana y el 8% en baja. Por su parte en el poblado de Sinami el 50% de las viviendas se encuentran en alto riesgo a inundaciones, además del centro de salud . El 25% de las viviendas en medianos riesgo. En bajo riesgo se encuentran el 25% de viviendas. En general podemos decir que la localidad de Sinami esta expuesta a inundaciones por su cercanía al río y por el material de construcción de sus viviendas (tapial).En el poblado de Pebas el 100% de las viviendas se encuentran en alto riesgo, por su ubicación (cerca al río), además el 80% son de tapial. Además se encuentra en mediana exposición un centro educativo y el mercado.

El centro poblado de San José de Sisa, capital provincial, en forma general tiene alto riesgo a fenómenos de inundación, pues el 25% de las viviendas se encuentran en alto afectación, debido a su cercanía al río Sisa además del colegio secundario. El 3% de las viviendas están en mediana afectación, junto al hospital. Menos del 1% de las viviendas están en baja afectación.

### **2.2.6.3. Incendios Urbanos**

Los distritos con riesgo a incendios urbanos son Agua Blanca, San Martín y Shatoja, con baja, mediana y alta, respectivamente.

En el centro poblado de Agua Blanca, comprensión del distrito del mismo nombre un 17% de las viviendas se encuentran en alta afectación, dado que

poseen techos de palma. En caso de producirse un incendio el problema principal sería el abastecimiento de agua para poder apagar las llamas, ya que el 100% de la población se abastece del río y/o quebrada.

En centro poblado de San Martín de Alao, aproximadamente el 30% de las viviendas se encuentran afectos a problemas de incendio a urbanos, dado que poseen techos de palma, que son materiales con mucha facilidad se queman.

El centro poblado de Shatoja presenta alto riesgo a incendios urbanos, debido principalmente a que aproximadamente el 55% de las viviendas tiene techos de palma y 30% de ellas están construidas de cañabravas, lo que hacen que estas sean altamente vulnerables a incendios.

#### **2.2.6.4. VIENTOS FUERTES**

Los vientos fuertes también están presentes en la provincia de El Dorado, principalmente en los distritos de San José de Sisa y Agua Blanca, presentando ellas mediano riesgo a este tipo de fenómeno.

En el centro poblado de Agua Blanca, 02 centros educativos y la iglesia, debido a la calidad de construcción de las viviendas y la antigüedad de las mismas se encuentran en alto riesgo.

La localidad de San José de Sisa tiene el 3 % viviendas, un centro educativo, el mercado y aproximadamente 40 has. de cultivo. de sus viviendas expuestas a alto riesgo, 2% viviendas y aproximadamente unas 20 has. de cultivo están en mediana afectación.

**Situaciones De Riesgo De La Provincia De El Dorado**

**Epidemias. Cuadro (09)**

<b>DISTRITO</b>	<b>CENTRO POBLADO</b>	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>RECOMENDACIONES</b>
SAN JOSÉ DE SISA	San José de Sisa	El centro poblado de San José de Sisa, es afectado más frecuentemente por el cólera y el dengue, debido a la deficiente prestación de servicios de saneamiento básico con que cuenta. También es afectado por las inundaciones debido a la tala indiscriminada de las riveras que protegen el área urbana	- Potenciar los programas de reforestación implementados - Mejorar las vías de acceso para dar una pronta ayuda en caso de epidemias e inundaciones Mejorar la prestación de servicios de saneamiento.

*F. C. K. T. C.*

**INCENDIO URBANO. Cuadro (10)**

<b>DISTRITO</b>	<b>CENTRO POBLADO</b>	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>RECOMENDACIONES</b>
AGUA BLANCA	Agua Blanca	Un 17% de las viviendas se encuentran en alta afectación a incendios, dado que poseen techos de palma. En caso de producirse un incendio el problema principal sería el abastecimiento de agua para poder apagar las llamas, ya que el 100% de la población se abastece del río y/o quebrada.	Potenciar los programas de apoyo de autoconstrucción de viviendas utilizando materiales no inflamables; para mejorar la infraestructura, evitando de esta manera posteriores incendios
SAN MARTÍN	San Martín	Aproximadamente unas 77 viviendas se encuentran en	Cambiar el material de los techos a otros que no sean

(09) I.T.D.G. – Análisis de Riesgo a Desastres de La Provincia de El Dorado

(10) IDEM

		<p>peligro de incendios, por poseer techo de palma.</p> <p>Una gran parte de las áreas para cultivo se encuentran afectas a inundaciones debido a la tala indiscriminada de las riveras</p>	<p>inflamables.</p> <p>Potenciar los programas de reforestación y manejo de los recursos naturales</p>
SHATOJA	Shatoja	El 55% de las viviendas tiene techos de palma y 30% de ellas son de cañabravas, lo que hacen que estén sean altamente vulnerables a incendios.	

#### VIENTO FUERTE. Cuadro (11)

DISTRITO	CENTRO POBLADO	CONCLUSIONES	RECOMENDACIONES
AGUA BLANCA	Agua Blanca	<p>02 centros educativos se encuentran en alta afectación a vientos fuertes, además de una iglesia.</p> <p>Por la característica de construcción de las viviendas y la antigüedad de las mismas, por lo menos el 90% de ellas se encuentran en alto riesgo.</p>	Refacción de la viviendas, dado que el material con lo que están contruidos ya se encuentran deterioradas.
SAN JOSÉ DE SISA	San José de Sisa	<p>El 3% de viviendas se encuentran expuestas altamente, un centro educativo, el mercado y aproximadamente 40 has. de cultivo.</p> <p>2% viviendas están en mediana afectación y aproximadamente unas 20 has. de cultivo.</p>	No tiene características de centro poblado.
SANTA ROSA	Santa Rosa	83 viviendas son de tapial de las cuales 48 tienen techos de calamina, que serían las más expuestas a	

		vientos.	
SAN MARTÍN DE ALAO	San Martín	En una zona donde hay bastante movimiento de aire. El 90% de las viviendas son de tapial y el 69% de ellas tienen techos de calamina, que serían las que se encuentran en alta exposición a los vientos.	

### INUNDACIÓN. Cuadro (12)

DISTRITO	CENTRO POBLADO	CONCLUSIONES	RECOMENDACIONES
SAN JOSÉ DE SISA	San José de Sisa	El 5% de las viviendas se encuentran en alto riesgo a inundaciones, además del colegio secundario y 8 has. de cultivo. El 3% de las viviendas están en mediana afectación, además del hospital. Menos del 1% de las viviendas están en baja afectación.	No tiene características de centro poblado
SANTA ROSA	Santa Rosa	Más de la mitad de las viviendas se encuentran en alta afectación, ya que se encuentran ubicadas muy cerca al río y están construidas de tapial que los hace más vulnerable, así mismo más del 80% de ellas tienen una antigüedad mayor de los 21 años.	
SAN MARTÍN	San Martín	2% de las viviendas están en alta afectación, el 6% en mediana y el 8% en baja.	

		terrazza alta que lo protege de las inundaciones.	
	Sinami	El 50% de las viviendas se encuentran en alto riesgo a inundaciones, además del centro de salud y 4 has. de cultivo. El 25% de las viviendas en medianos riesgo más 4 has. de cultivo. En bajo riesgo se encuentran el 25% de viviendas. En general podemos decir que Sinami esta expuesta a inundaciones por su cercanía al río y por el material de construcción de sus viviendas (tapial).	Reubicación del pueblo a lugares mas altos, donde le permita desarrollar sus actividades sin riesgo a eventos naturales.
	Pebas	El 100% de las viviendas se encuentran en alto riesgo a inundaciones, por su ubicación (cerca al río), además el 80% son de tapial. Además se encuentra en mediana exposición un centro educativo y el mercado.	
SHATOJA	Shatoja	El 55% de las viviendas tiene techos de palma y 30% de ellas es son de cañabravas, lo que hacen que estén sean altamente vulnerables a incendios.	

De acuerdo a los cuadros establecidos, la provincia del Dorado presenta un riesgo total medio, deducido principalmente a la presencia de amenazas, como inundaciones, incendios y vientos, así como de la vulnerabilidad de la población frente a ellas, *física, social y económica*.

(11) I.T.D.G. – Análisis de Riesgo a Desastres de La Provincia de El Dorado

(12) IDEM



Los distritos en condiciones mas críticas son el de San José de Sisa y Santa Rosa que presentan un alto riesgo de inundaciones, y el distrito de San Martín que manifiesta un alto riesgo a incendios y medio a inundaciones.

De lo manifestado el distrito crítico como motivo de estudio es el de San Martín, que presenta un alto riesgo de incendios y medio a inundaciones

## **2.2.7. Diseño Del Proyecto Priorizado**

### **2.2.7.1. Aspectos Generales**

En Distrito de San Martín fue creado con el dispositivo de ley N° 14060 el 6 de Abril de 1962 y abarca una extensión aproximada de 562.57 Km<sup>2</sup>, encontrándose a una altitud de 750 m.s.n.m con una población aproximada de 5000 habitantes y con una tasa de crecimiento en un promedio de 5 años del 4.8%; el porcentaje de niños que no asisten a la escuela es del 23% y la tasa de analfabetismo es del 23.7%.

La tasa de natalidad del distrito es del 15.6% encontrándose una desnutrición crónica en las niños del 1° grado de Primaria del 73.3% siendo la tasa mas alta en toda la provincia de El Dorado.

El Número de viviendas particulares con ocupantes presentes es de 800 y el número de hogares conformados es de 836.

El porcentaje de hogares sin agua potable de red es del 97.2%, el porcentaje de hogares sin desagüe de red es del 66.3% y el porcentaje de hogares sin alumbrado eléctrico ha disminuido del 97.7% al 30% desde el año 98 hasta la fecha.

La Población Económicamente Activa de 15 a mas años de edad es del 60.7%, la Población Económicamente Activa femenina de 15 a mas años es del 61.6% y Población Económicamente Activa ocupada en la agricultura es del 83.5%, evidenciándose la mayor actividad económica en todo el Distrito y cuyos cultivos principales son el maíz, frejol, plátano, y la caña de azúcar y la yuca en menor proporción.

#### **2.2.7.2. Ubicación**

El distrito de San Martín pertenece a la provincia del Dorado, Región San Martín, se ubica con 06°31'15" Lat. Sur 74°51'41" Long. Oeste, a una altura de 750 m.s.n.m., a 16 Km. de la ciudad de San José de Sisa y a 78 Km. de la ciudad de Tarapoto en el tramo Tarapoto – Moyobamba

#### **2.2.7.3. Accesibilidad**

A la provincia se accede por vía terrestre, por dos rutas de carretera afirmada; una entrando por la localidad de Cuñumbuque (Provincia de Lamas) y la otra por la ciudad de Bellavista. Tiene un campo de aterrizaje para pequeños aviones, el cual no está operativo.

#### **2.2.7.4. Definiciones Y Conceptos Generales**

Un puente puede ser definido; como un obra de ingeniería, que permite pasar el tráfico, sobre un obstáculo natural o artificial. Entre los obstáculos naturales, se puede tratar de un río, un valle o una bahía; entre los artificiales puede ser otra vía de circulación, como una carretera o una avenida dentro de una ciudad.

Cuando la obra se compone de un gran número de tramos sucesivos, se denomina viaducto.

Cuando la obra está reservada al tránsito peatonal, se denomina pasarela o puente peatonal.

A los puentes de dimensiones pequeñas de luz se les denomina peatonales, y se denomina alcantarillas cuando son acueductos y se construyen debajo del pavimento con la finalidad de desaguar las cunetas o pequeños riachuelos.

#### **2.2.6.5. Elementos Estructurales De Un Puente (10)**

La estructura de un puente está formada por:

- **La Superestructura**
  - a. TABLERO
  - b. ESTRUCTURA PRINCIPAL
  
- **La Sub-Estructura**
  - a. ESTRIBOS
  - b. PILARES
  
- **La Cimentación**
  - a. ZAPATAS
  - b. PILOTES
  - c. CAJONES (CAISSON)
  
- **Elementos De Conexión**

#### **La Superestructura**

Se denomina Superestructura, al sistema estructural formado por el tablero y la estructura portante principal (vigas).

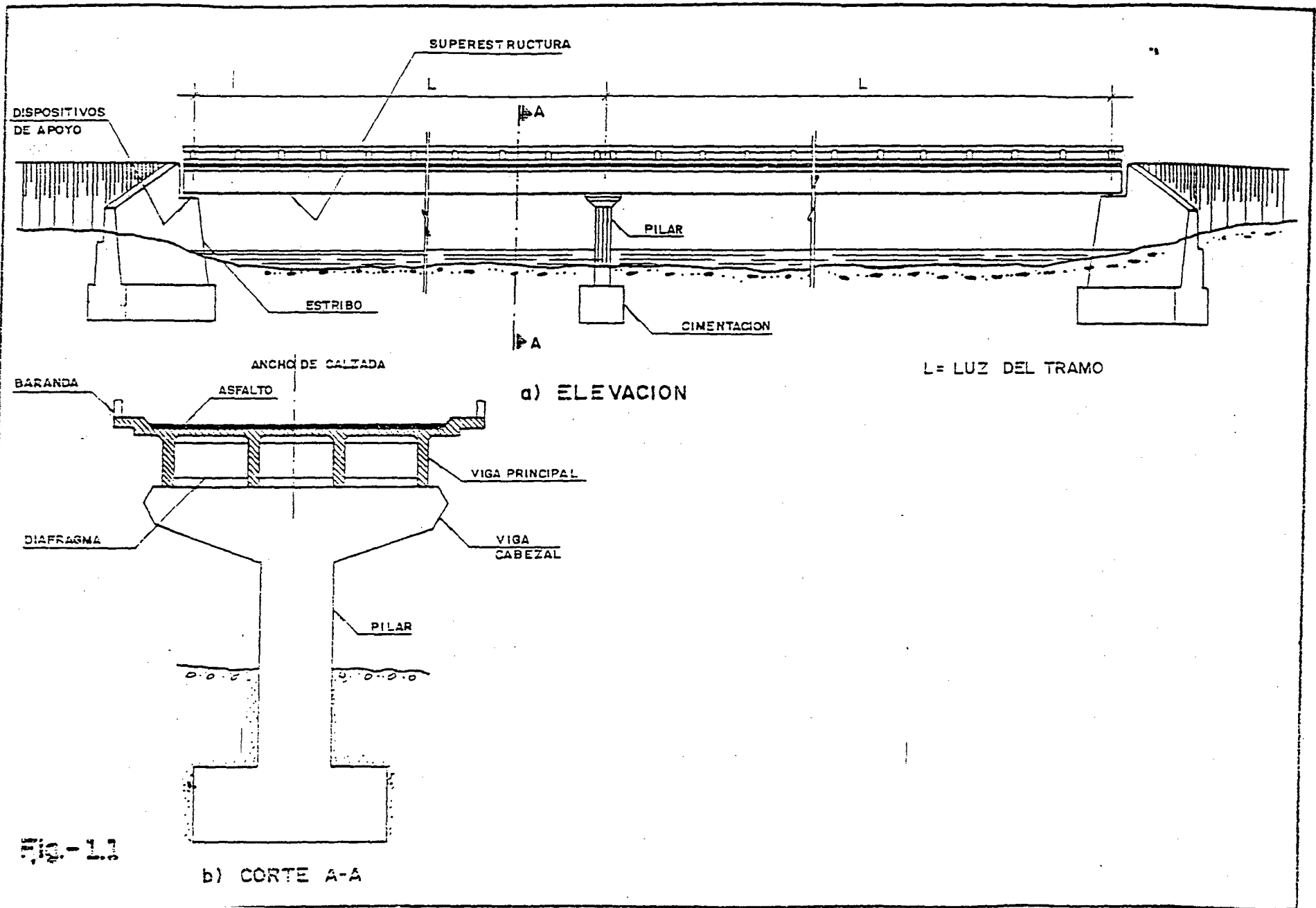
a) **El Tablero**

Está formado por la losa de Concreto Armado, enmaderado o piso metálico, los cuales descansan directamente sobre las vigas principales o por intermedio de largueros o viguetas transversales, siendo este el elemento que soporta directamente las cargas.

b) **La Estructura Principal**

Se denomina estructura principal, al sistema estructural que soporta al tablero y salva al vano entre apoyo transmitiendo las cargas a la sub-estructura. Con la finalidad de aplicar adecuadamente los criterios y filosofía del diseño estructural. Es importante identificar a que parte del puente pertenece un determinado elemento estructural, lo cual depende del tipo de puente. Por ejemplo, en el caso del Puente de la figura 1.1. la losa de concreto es el tablero del Puente, mientras que el sistema formado por las vigas longitudinales y transversales (Diafragmas) forman la estructura principal. En el caso de Puente en Arco. la Losa, viga y diafragma de la parte superior del Puente constituyen en el tablero, mientras que los arcos forman la estructura principal.

En el puente Reticulado de la Figura 1.4, el tablero está formado por la losa y por las vigas que se encuentran debajo de la losa, mientras que la estructura principal lo constituyen los dos reticulados longitudinales.



57

L = LUZ DEL TRAMO

FIG. - 11

b) CORTE A-A

En los puentes colgantes clásicos, figura 1.5 el tablero está formado por la losa y los elementos de la viga de rigidez *Reticulado Longitudinal*. Los cables constituyen la estructura principal que transmite las cargas a los anclajes y torres - *pilares*.

### **La Sub-Estructura O Infraestructura**

La sub-estructura de un Puente, está formada por elementos estructurales que soportan a la sub-estructura y que transmiten las cargas a la Cimentación. Dependiendo de su ubicación están compuestos por estribos y pilares. Fig. 1.1

**Estribos:** Son los apoyos extremos del Puente, que transmiten la carga de este al terreno y que sirven además para sostener los rellenos de los accesos al Puente.

**Pilares:** Son los apoyos intermedios es decir que reciben reacciones de dos tramos del Puente, transmitiendo las cargas al terreno.

Los elementos de la sub-estructura transmiten las cargas del terreno a través de su cimentación.

### **La Cimentación**

La cimentación puede ser clasificada en dos grupos

- Cimentación directa o superficial
- Cimentación profunda.

**La cimentación Directa**, se hace mediante zapatas que transmiten, la carga directamente al suelo portante. Este tipo de cimentación se utiliza cuando el estado portante adecuado se encuentra a pequeñas profundidades, a lo cual es posible llegar mediante excavaciones.

**Las Cimentaciones Profundas**, se utilizan cuando el estrato resistente se encuentra a una profundidad a la que no es práctico llegar mediante excavaciones. Las cimentaciones profundas se hacen mediante:

- Cajones de cimentaciones - *Varios Tipos*
- Pilotaje
- Cimentaciones Compuestas (cajones con pilotes).

### **Las Conexiones**

En los puentes además de los elementos estructurales indicados anteriormente, existen los elementos de conexión entre el superestructura y la sub-estructura, que son elementos o dispositivos que deben ser analizados y diseñados cuidadosa y generosamente, por cuanto se ha observado que su comportamiento, es de suma importancia durante sismos, huaycos y cambios de temperatura.

A los elementos de conexión entre la Superestructura y la Sub-estructura, se les denomina dispositivos o aparatos de apoyo (fijo o móvil).

### **Accesorios Del Tablero**

Un puente forma parte de una facilidad de transporte y como tal, el tablero debe satisfacer los requisitos de funcionalidad, que se establecen en las Normas y Especificaciones correspondientes; es por ello que por ejemplo, en el tablero se deben colocar elementos accesorios como veredas, barandas, etc., que en general constituyen cargas muertas adicionales.

## **2.2.6.6. Clasificación De Los Puentes (11)**

Los puentes se clasifican en diferentes maneras por ejemplo:

- **Según La Finalidad**

Puentes para carretera, puentes para ferrocarril, puentes para trenes de transporte rápido masivo, puentes para peatones, puentes para

(11) MERRITT, FREDERICK S., Manual del Ingeniero Civil

acueductos, puentes para tráfico mixto (ferrocarril y vehículos automotores), puentes para aviones en los grandes aeropuertos.

A los viaductos elevados para vehículos eléctricos de transportes de pasajeros se les denomina Cuideways. Actualmente existen muchos tipos y sistemas de vehículos para transporte de pasajeros, generalmente los viaductos para cada sistema han venido siendo diseñados con criterios propios para cada caso; sin embargo desde hace algunos años se vienen publicando recomendaciones de carácter general que deben ser tomados en cuenta en el diseño de los nuevos viaductos para transporte rápido masivo de pasajeros. Entre los vehículos en actual uso tenemos: los de rieles, los de neumáticos, etc. Los sistemas pueden ser manuales, semiautomáticos.

- **Según El Material Principal**

En la construcción de puentes, se utilizan distintos materiales. Para los fines de clasificación, la identificación se hace en base al material utilizado en la estructura principal. Por ejemplo, cuando se dice que un puente es de acero, se debe entender que la estructura principal es de acero, pero la losa del tablero puede ser de concreto

Los puentes modernos se construyen en concreto y/o acero: los de concreto a su vez pueden ser de concreto armado o concreto pretensado.

Antes del concreto y el acero, los puentes se construían con madera, mampostería (piedra) y hierro.



- **Según El Tipo De Sistema Estructural Principal**

Tenemos los más importantes sistemas que son:

**A. Puente Tipo Viga** Fig. 1.1, 1.2, 1.3

Los Puentes Tipo Viga constituyen el esquema estructural más simple. En este tipo de puentes, las cargas principales de la Superestructura se transmiten a la Sub-estructura a través de los apoyos como reacciones verticales. Los esfuerzos primarios en los puentes tipo viga son de flexión.

Longitudinalmente se puede optar por distintos esquemas estructurales, por ejemplo:

- Puentes de tramos simples apoyados.
- Puentes Isostáticos con Voladizos (Gerber)
- Puentes de vigas continuas
- Puentes de sección compuestas.

Los Puentes de Tramos Simplemente Apoyados; son la solución más elemental, tienen las siguientes ventajas: son isostáticos, pudiendo construir tramos independientemente (por partes), se reduce el uso de falso puente reduciendo el costo directo por tratarse de tramos independientes; permite además, asentamientos diferentes en los apoyos lo que indica que se puede usar en terrenos menos sólidos. Las desventajas de este tipo de puente, es que no se aprovecha la capacidad de la sección al máximo ya que los momentos positivos elevados; necesita más dispositivos de apoyo que cualquier otro tipo de puente y requiere mayor tiempo de construcción.

Los puentes Tipo Gerber son isostáticos, tienen casi los mismos inconvenientes de los puentes de tramo simplemente apoyados, con la diferencia de que al introducir momentos negativos en los volados, se disminuye el momento positivo en los tramos



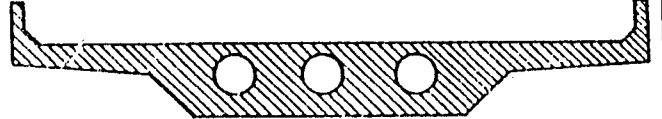
LOSA MACIZA



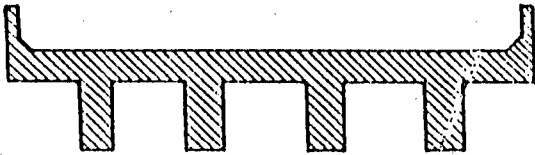
LOSA MACIZA



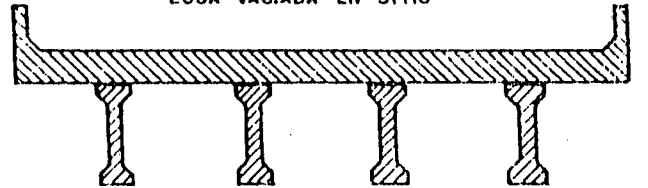
LOSA ALIGERADA



LOSA ALIGERADA



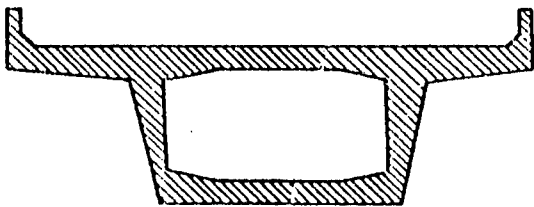
VIGA T  
(VACIADO EN SITIO)



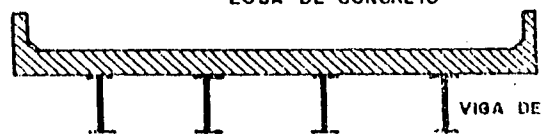
LOSA VACIADA EN SITIO

PREFABRICADO

SECCION COMPUESTA



SECCION CAJON



LOSA DE CONCRETO

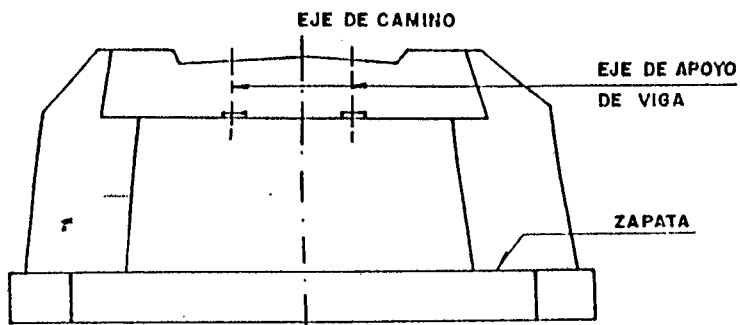
VIGA DE ACERO

Fig. - 1.2

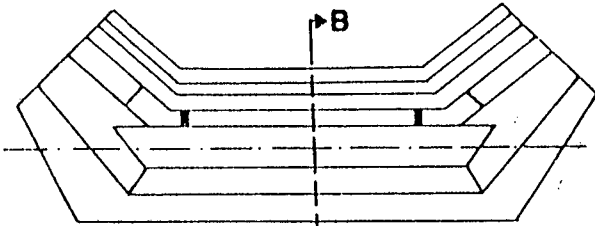
simplemente apoyados; los momentos por carga permanente de un Puente Tipo Gerber son menores que los de un puente simplemente apoyado y los momentos por sobrecarga son menores, puesto que existe menor distancia entre apoyados por la presencia de los volados. Los puentes de vigas continuas, se adaptan a la mayoría de cruces de ríos; para luces grandes, la viga cajón ofrece una solución muy económica. Los momentos por carga permanente de un puente continuo, son menores que los correspondientes al puente Gerber y simplemente apoyado; con respecto a la sobrecarga, cualquier carga produce momentos de flexión en toda la longitud del puente, por esta razón todas las secciones tienen momentos positivos y negativos por sobrecarga; necesita menos dispositivos de apoyo que el puente simplemente apoyado, sólo 4 en total. Los inconvenientes, son que se necesita más falso puente que el simplemente apoyado, pero, requiere menos tiempo de ejecución de obra; siempre se transmite esfuerzos por cargas horizontales a la Sub-estructura, cualquier asentamiento diferencial en los apoyos, significa momentos positivos en el apoyo (inversión de momentos), por lo que no es recomendable construirlos sobre suelos blandos, además por contracción de fragua y temperatura, la longitud de los tramos tiene limitaciones.

Los Puentes de Sección Compuesta (Puentes Mixtos), son aquellos puentes que construyen en base a vigas prefabricadas, que se colocan entre apoyos y que posteriormente, se integran con una losa de concreto vaciada en sitio, de tal manera que se logre un sistema de viga continua.

En el cálculo de este tipo de puentes, se debe considerar las etapas de construcción:

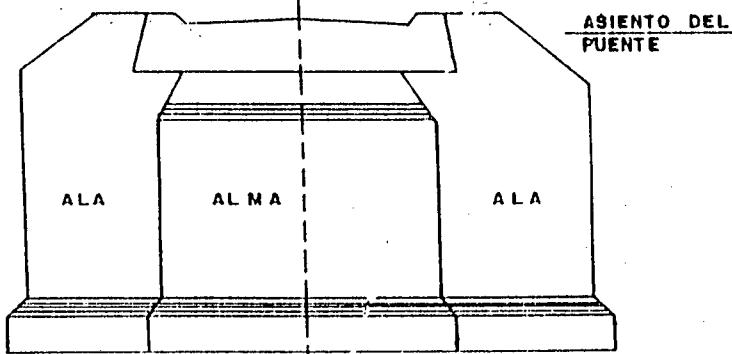


ELEVACION

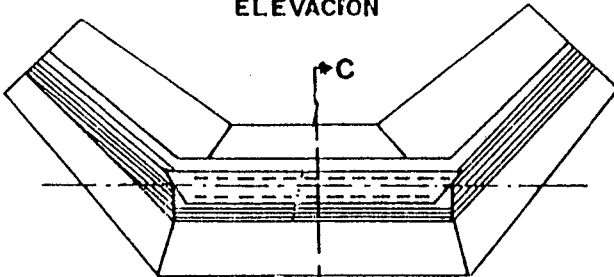


PLANTA

B

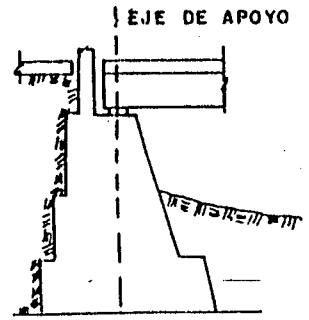


ELEVACION

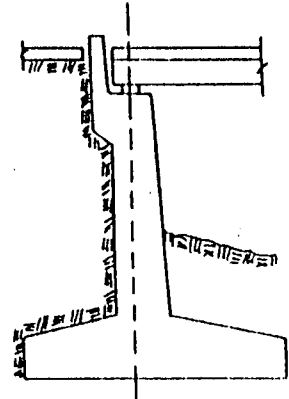


PLANTA

C



CORTE B-B



CORTE C-C

Fig. - 1.3

- En una primera etapa, las vigas trabajan como simplemente apoyadas para efectos de soportar el peso propio y el peso de las cargas durante la construcción.
- Posteriormente, cuando el Concreto de la Losa ha fraguado, las vigas trabajan como vigas continuas para soportar la carga viva y demás acciones que actúen después de la etapa de construcción (Peso Muerto de Barandas, Asfalto, Etc.).

Entre las ventajas de este tipo de solución estructural, podemos citar el ahorro en un falso puente, la rapidez de la construcción y la disminución de las juntas de construcción. Las vigas, generalmente son elementos prefabricados de concreto preesforzado; aunque también se utilizan vigas de acero.

## **B. Puentes De Arco**

El arco se caracteriza por el hecho de que gracias a su forma, es capaz de transmitir las cargas trabajando en un estado en que los esfuerzos primarios son de compresión. Los Puentes de Arco pueden ser de diversas formas: de tímpano lleno o tímpano abierto; los de tímpano abierto pueden ser: de tablero superior, tablero inferior o tablero intermedio. Los puentes en arco se ha construido en mampostería de piedra, hierro, acero y concreto. Actualmente el concreto es el material más utilizado en los puentes en arco, por su alta capacidad resistente a la compresión.

La solución en arco, se recomienda cuando se dispone de buenas condiciones de cimentación en los arranques, y el rebajamiento es el adecuado.

El procedimiento constructivo tradicional de encofrar el arco con falso puente, puede resultar muy caro en el caso de valles profundos o ríos caudalosos, por lo que se han desarrollado métodos constructivos bastantes ingeniosos.

En el cálculo estructural de todo tipo de puentes, se debe considerar el método constructivo a utilizar, y en el caso particular de los puentes en arco, el método y secuencia de construcción influyen enormemente en el comportamiento final. Por ejemplo el método tradicional, es aquel que después de construido el arco, este se desencofra y se construye el tablero apoyándose en el arco; el arco debe tener la capacidad de soportar sólo su peso propio más el peso de columnas, tablero, encofrado y carga viva de construcción. Generalmente, esta es una de las etapas críticas para el arco en el que muchas veces es necesario colocarse arriostramientos temporales para evitar el pandeo. Una vez que la estructura está terminada, el sistema estructural resistente está conformada por el arco, columna y tablero, trabajando como un todo, y el sistema integral total el que se debe considerar como la estructura principal para los efectos posteriores de la carga viva, sismos, etc.

### C. Puentes Reticulares (Fig. 1.4)

En este tipo de puentes, la estructura principal está conformada por dos reticulados planos paralelos. El tablero está constituido por una que se apoya en vigas transversales que transmiten las cargas a los nodos de los dos reticulados longitudinales.

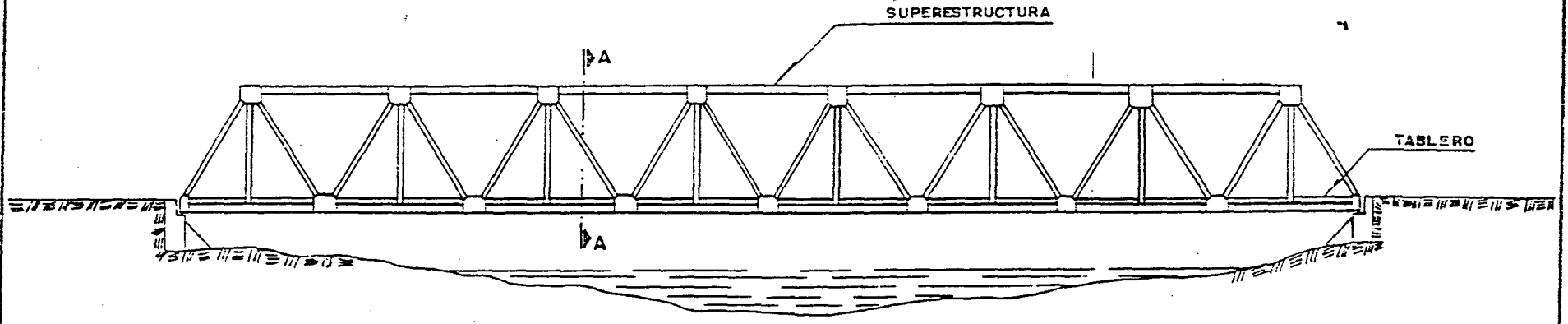
Adicionalmente puede ser necesario, colocar elementos de arriostramiento lateral a los reticulados y en las zonas de los apoyos colocar portales para resistir las fuerzas transversales horizontales de viento y sismo.

Un reticulado está formado por el ensamble triangular de elementos rectos. El reticulado se caracteriza por:

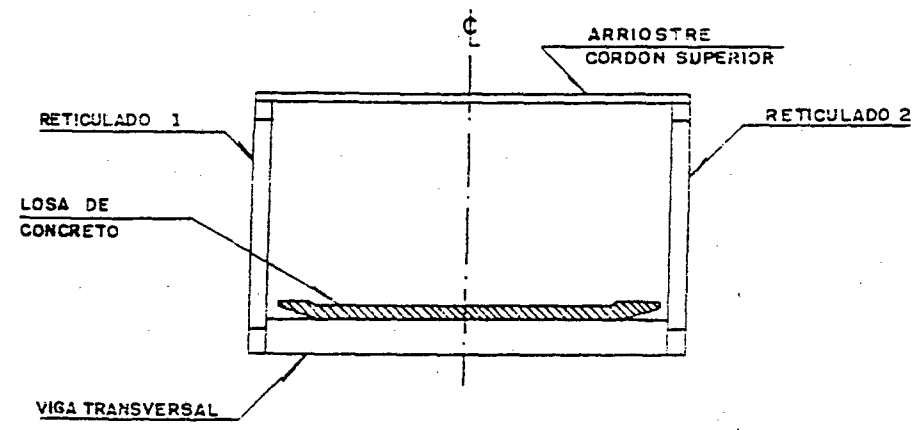
Los ejes centroidales de sus miembros son concurrentes en puntos denominados nodos. Las cargas llegan al reticulado en sus nodos.

Los esfuerzos primarios que se generan en el reticulado son fuerzas axiales de compresión y/o tracción. Los esfuerzos de flexión que se originan en las estructuras reales, son pequeñas por lo que se denominan; Esfuerzos Secundarios.

En general, los Puentes Reticulados se hacen en base a estructuras metálicas; sin embargo, existen algunos casos de Puentes Reticulados de Concreto Armado.



d) ELEVACION



b) CORTE A-A

Fig. 1.4



#### **D. Puentes Colgantes (Fig. 1.5)**

En el puente colgante, la estructura principal lo constituyen los cables que soportan las cargas y las transmiten a las torres y los macizos de anclajes. Los cables sostienen al tablero, por medio de tirantes denominados péndolas. El cable principal es rigidizado por la viga de rigidez. En los puentes colgantes clásicos, la viga de rigidez se forma en base a reticulados, mientras que en los puentes europeos modernos, se viene utilizando Vigas Ortotrópicas de sección cajón, de forma aerodinámica.

Este tipo de puente, es el único que puede salvar grandes luces (por ejemplo el puente Golden Gate con luz central de  $L=1280$  mt.).

#### **E. Puentes Tipo Pórtico.**

La principal característica de los Puentes Tipo Pórtico, es la unión rígida entre la Superestructura y los Pilares y/o Estribos (Subestructura), tienen menores momentos de flexión que el puente continuo, la sub-estructura toma parte de los momentos por cargas verticales; los momentos de flexión por empuje de tierras sobre el estribo, son menores que el empuje de tierras sobre cualquier tipo de puentes, además, este tipo de puentes tiene mayor estética, y se usa principalmente en zonas urbanas.

La desventaja que posee, es que no admite asentamientos diferenciales en los apoyos, y la contracción de fragua y temperatura produce efecto en todo el puente.

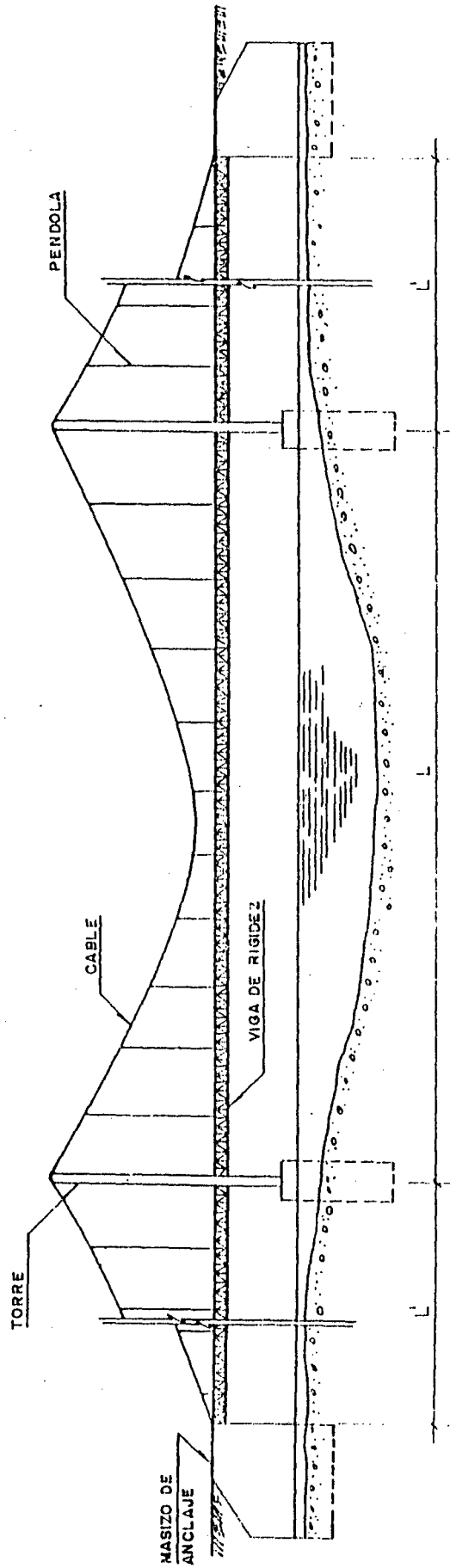


Fig. 1.5

L = LUZ TRAMO CENTRAL  
 L' = LUZ TRAMO LATERAL

## **F. Puentes Atirantados**

En los puentes atirantados, el tablero está suspendido por medio de varios cables inclinados que se fijan en las torres. La forma que se puede dar a la disposición de los cables es muy variada, y últimamente se han construido hermosos puentes atirantados, el tablero era totalmente de acero; en la actualidad, se vienen utilizando en un gran porcentaje el concreto preesforzado por su versatilidad, eficiencia estructural y belleza.

Los puentes atirantados son considerados los puentes del futuro, ya que son el tipo estructural más moderno y tienen bastante aceptación tanto por la economía y, por las formas que se pueden lograr. Estos puentes se desarrollaron en Alemania Occidental, como respuesta a la necesidad que tenían de reconstruir los innumerables puentes destruidos durante la segunda guerra mundial.

- **Según La Sección Transversal De La Superestructura**

La forma de la sección transversal de los puentes es muy variada, en la Fig. 1.2 se ilustran algunos ejemplos:

- Puentes de Viga "T"
- Puentes de Sección Cajón.
- Puentes de Sección Compuesta.
- Puentes de Losa Sección Maciza.
- Puentes Losa de Sección Aligerada, etc.

- **Según El Sistema Constructivo**

Según el Sistema Constructivo, los puentes, específicamente los de concreto pueden construirse mediante elementos prefabricados o vaciados en sitio, mediante elementos empujados, etc.

- **Según La Disposición En Planta**

Los puentes pueden ser: Rectos, Desviados y Curvos.

- **Según El Tiempo De Vida Previsto**

Se tienen los puentes definitivos y los puentes provisionales. Es frecuente en nuestro país que los puentes provisionales (Tipo Bailey) se queden muchas veces como definitivos.

- **SEGÚN OTRO CRITERIO:**

Existen muchos otros criterios con los cuales pueden clasificarse los puentes, por ejemplo, según la capacidad de carga y el ancho de la superficie de rodadura, se clasifica en: Puentes de Primera, Segunda o Tercera Clase. En nuestro país no existe una reglamentación para clasificar los puentes.

#### **2.2.7.7. Información Básica**

##### **Estudios Básicos**

Antes de proceder al Diseño del Proyecto de un Puente. Es indispensable realizar estudios básicos necesarios para la elaboración de los anteproyectos y del proyecto definitivo del puente.

La información que se requiere, es:

##### **a. Los Datos De Las Condiciones Naturales Del Lugar Donde Se Requiere Construir El Puente**

Para obtener los datos de las condiciones naturales, se deben realizar en la zona de ubicación del puente los estudios de:

- Topografía
- Geología y Geotécnica
- Hidrología e Hidráulica del Río

Los estudios básicos deben ser realizados de acuerdo a los requerimientos del proyectista, y según los procedimientos que se establecen en los manuales especializados de ingeniería de puentes, que son más exigentes que los requeridos para las edificaciones.

#### **b. Los Datos De Las Condiciones Funcionales**

Los datos de las Condicionales Funcionales, son determinadas por el propietario o por su representante (Ministerio de Transportes, Municipalidades y/o Especificaciones correspondientes).

Entre los datos funcionales más importantes que se deben fijar antes de iniciar el diseño del proyecto del puente, tenemos:

##### **- Datos Geométricos**

Ancho de la calzada (N° de vías), dimensiones de la vereda, barandas, peralte, sobreancho, pendientes, curvatura, gálibo, etc.

##### **- Datos De Cargas**

Sistemas de cargas de diseño, cargas excepcionales, otras cargas (accesorios del tablero), etc.

##### **- Otros Datos**

Velocidad de diseño, volumen de tráfico, etc.

#### **2.2.7.8. Elección Del Tipo De Puente**

La elección del tipo de sistema estructural, es una de las etapas más importantes en la elaboración de proyectos de un puente en el que se debe tener en cuenta lo siguiente:

- a. Las condiciones naturales del lugar de emplazamiento de la obra. (Estudios Básicos)
- b. Las diversas soluciones técnicamente factibles de acuerdo a las dimensiones del proyecto.

La luz del puente es el primer parámetro a considerar por cuanto influye notablemente en las posibles soluciones a estudiar.

Las condiciones de cimentación también deben considerarse, puesto que condiciones de cimentación deficientes deben descartar estructuras hiperestáticas.

El espacio libre requerido puede tener un gran efecto en el método de montaje o procedimiento constructivo a utilizar y en consecuencia, en el tipo de estructura a diseñar.

Las cargas vivas por soportar.

Los costos iniciales, costos de operación y mantenimiento.

Existen muchos otros factores que se deben tener en cuenta en la selección del tipo de puente más conveniente para cada caso en particular. Lo que es indudable, es que el criterio y experiencia del Ingeniero juegan un papel esencial en la selección del tipo de puente.

A diferencia de lo que ocurre en el diseño de las edificaciones, en el caso de los puentes, es el Ingeniero estructural el que fundamentalmente dirige y decide el diseño integral del proyecto del puente; es por ello que se debe tener presente que un diseño debe satisfacer los siguientes requisitos:

- a. Debe ser factible de construirse, en base a los materiales y tecnología disponible.
- b. Debe ser seguro, para resistir las sobrecargas actuales y futuras, naturales y/o artificiales.
- c. Debe satisfacer los requisitos de utilización y funcionalidad.
- d. Debe ser económico.
- e. Debe ser estético
- f. Debe ser una solución ética y honesta.

## **2.2.8. Aspectos Generales Del Proyecto**

### **2.2.8.1. Concepción Del Proyecto**

Son muchos los antecedentes de víctimas por motivo de la creciente de la quebrada de Shatoja , sobre la Localidad de Shatoja y que con las continuas crecientes causadas en los últimos años , especialmente por el fenómeno del niño ,deja una gran parte del distrito de Shatoja y al distrito de San Martín aislados del resto de la Provincia y que en un futuro cercano podría traer graves consecuencias sobre los pobladores de dichos distritos ,como quedó demostrado en el mes de octubre de 1,998 donde las lluvias torrenciales caídas en las partes altas del distrito de San Martín origino el desborde del Río Sisa y la creciente de la quebrada Shatoja, que por un lado dejó viviendas y terrenos agrícolas afectados y por otro lado quedaron incomunicados a los damnificados del resto de la provincia debido a la creciente de la quebrada Shatoja ,impidiendo el acceso por vía terrestre.

Por estos motivos se decide construir un puente sobre la quebrada Shatoja que permita el normal acceso de los vehículos hacia dicha localidad.

Para la conformación del proyecto se decidió construir un puente de sección compuesta para abaratar los costos , así como la rapidez con la que se puede construir un puente de este tipo , evitando el tener que construir un falso puente, por todo esto se creó la concepción de un puente de sección compuesta de acero y concreto.

### **2.2.8.2. Concepción De Estudios Necesarios Para La Conformación Del Proyecto**

Para el diseño estructural de un puente de Sección Compuesta se necesitan de estudios básicos de carácter investigador que permitirán la posterior conformación del proyecto.

Los estudios básicos que a continuación describimos han sido necesarios para el diseño del presente proyecto:

- Antecedentes de la creciente de la quebrada, basándonos en las versiones de los pobladores de dicha localidad.
- Estudio Topográfico del tramo motivo de estudio.
- Obtención de la pendiente promedio en el eje de la quebrada.
- Evaluación de los materiales que conforman el lecho del río para determinar el coeficiente de rugosidad para determinar el caudal máximo , así como analizar los materiales a ser utilizados en la posterior construcción de la obra.
- Estudio de Suelos importante para determinar la capacidad portante del terreno que soportara la estructura.
- Estudio Geológico que nos permitirá tener una visión de la conformación de los estratos que conforman el lecho de la quebrada y su comportamiento para con el proyecto en desarrollo.

### **2.2.9. Ingeniería Del Proyecto**

#### **2.2.9.1. Impacto Ambiental**

La ejecución de cualquier tipo de proyecto, genera por si solo cambios en el espacio geopolítico, debido a las reacciones fisicoquímicas producidas por la interacción de los recursos movilizados en el proceso que conduce al logro de los resultados previstos como metas y objetivos en una determinada actividad. En tal sentido la evaluación previa de estos



cambios permitirá mitigar las consecuencias no deseadas que resulten como efecto de la ejecución de la obra.

Dado la envergadura del proyecto se ha considerado la elaboración de un reporte ambiental interno simplificado en base al uso genérico de esta ficha, que pese a su simplicidad permite evaluar en forma detallada los aspectos relevantes del impacto ambiental

### REPORTE AMBIENTAL INTERNO SIMPLIFICADO (MOP EIA)

FASES	COMPONENTES AMBIENTALES						TOTAL GENERAL
	Aire	Agua	Suelo	Flora	Fauna	Salud Humana	
1. Inicio	0	1	1	1	0	0	
2. Construcción	1	2	1	2	0	0	
3. Operación	1	0	0	0	1	0	
4. Cierre o fin de Obra	0	0	0	0	0	0	
<b>TOTAL PARCIAL</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	

#### I.- DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

Nombre del Proyecto: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA SHATOJA

Actividad:      Agrícola \_\_\_\_      Pecuaria \_\_\_\_      Irrigación \_\_\_\_      Otros: Puente

##### 1. Datos Generales

1.1 Tipo de Obra: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA SHATOJA

1.2 Organismo Ejecutor: Los Expositores

1.3 Ubicación: Localidad Shatoja, Distrito de Shatoja , Provincia El Dorado - Región San Martín.

1.4 Vías de Acceso: El acceso a la zona de ejecución de las obras se da por vía terrestre a través de la carretera Marginal Norte en dirección a la ciudad de Moyobamba en un recorrido de 64 Km, Aprox. entrando hacia la izquierda en un desvío , luego se sigue la carretera hacia la localidad de Shatoja y posteriormente a la localidad de San Martín en un recorrido de 30 Km., aprox..

##### 2. Breve descripción del Proyecto

El Proyecto consiste en la Construcción de un puente vehicular, sobre la quebrada Shatoja de una longitud de 20.00 m; el tipo de puente será un puente de Sección Compuesta de una sola vía, el cual cuenta en la sub-estructura por estribos de gravedad de concreto ciclópeo, la superestructura consiste en un tablero de concreto armado apoyado sobre vigas metálicas tipo patín soldadas en la obra.

##### 3. Comentarios ( de significancia ambiental)

No se presenta impacto ambiental negativo relevante en los componentes ambientales del aire, agua, suelo y fauna, es mínimo en la flora por que se reforestará rápidamente en las zonas donde se realizó el trazo para el estudio preliminar y las excavaciones de las estructuras en la fase de construcción ya que el crecimiento de vegetación es continuo en esta zona. En cambio el impacto ambiental del proyecto es positivo para la población humana ya que contribuye con el bienestar y de esta manera mejorar la calidad de vida.

4. Recomendaciones técnicas y ambientales que deben ser incluidos al proyecto (1):  
 Las medidas de prevención que se implementaran desde las acciones preliminares del proyecto consiste:
- Concientizar a la población beneficiaria para apoyar en los trabajos.
  - Capacitar a los beneficiarios en el manejo y cuidado de la obra a ejecutarse .
  - Publicidad ambiental con cartel y mural informativo.
  - Protección de áreas sensibles, reforestación en zona afectada.
  - Limpieza general del área..

(1) El organismo ejecutor del proyecto es responsable jurídico del cumplimiento de las recomendaciones descritas en el párrafo anterior.

Preparado por: \_\_\_\_\_  
 Cargo: \_\_\_\_\_  
 Fecha: \_\_\_\_\_

OFICINA DE MONITOREO AMBIENTAL DEL ENTE SUPERVISOR  
 OMAES

**FICHA DE CRIBADO DE UN PROYECTO QUE SE DESARROLLA EN EL MARCO  
 DE LA AUTORIDAD MEDIAMBIENTAL**

PROYECTO N° 001:..... Artemio del Águila Panduro	RESPONSABLES : Carlos A. Gallo Álvarez
LUGAR: Shatoja	RESPONSABLE DEL PROYECTO Los Responsable de Tesis .
PROYECTO " DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA SHATOJA "	
FECHA: Agosto 2000	DURACIÓN DE IMPLEMENTACIÓN: 03 Meses
COSTO: S/.	

MATRIZ DE IMPACTOS AMBIENTALES (marque los valores según calificación)

CALIFICACIÓN DE IMPACTO	Significativo	5
	Regular	2
	Poco	1
	Sin impacto	0

CONFRONTACIÓN DE RESULTADOS

Los impactos del proyecto llegan a un total de 11 Puntos y en consecuencia se requiere de la presentación de:

EIA simplificada **X**                      EIA propiamente dicha

\_\_\_\_\_  
 Ing. Proponente del Proyecto

\_\_\_\_\_  
 Entidad responsable de la revisión

## II. DESCRIPCIÓN DE LAS ACTIVIDADES EN CADA FASE DEL PROYECTO

FASES DEL PROYECTO	DESCRIPCIÓN
1. TRABAJOS PRELIMINARES DEL PROYECTO	Los impactos en esta fase alteran en forma temporal a la flora y fauna durante los trabajos de trocha para el trazo del proyecto para la elaboración del expediente técnico.
2. CONSTRUCCIÓN O IMPLEMENTACIÓN	<ul style="list-style-type: none"> <li>- <b>Trabajos preliminares:</b> Se genera impacto directo sobre la flora en áreas pequeñas donde se cimentaran las estructuras debido a la limpieza del terreno.</li> <li>- <b>Movimiento de tierras:</b> Se genera impacto directo sobre el suelo con la excavación de zanjas en las distintas estructuras así como la eliminación de material excedente.</li> <li>- <b>Obras de concreto simple:</b> Impacto directo sobre el suelo a vaciar y temporal sobre el terreno donde se prepara la mezcla de concreto y en el aire impacto temporal por residuos volátiles de cemento.</li> <li>- <b>Obras de concreto armado:</b> Impacto directo sobre el suelo a vaciar y temporal sobre el terreno donde se prepara la mezcla de concreto y en el aire impacto temporal por residuos volátiles de cemento.</li> </ul>
3. OPERACIÓN O FUNCIONAMIENTO	Durante esta fase, los efectos serán mínimos en lo que respecta a la fauna por el ruido que generaran los vehículos.
4. CIERRE O FIN DE LA VIDA ÚTIL DEL PROYECTO	No habrá efectos negativos, ni alteraciones al medio ambiente.

### III. DESCRIPCIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES POR COMPONENTE AMBIENTAL.

COMPONENTE AMBIENTAL	DESCRIPCIÓN
<b>AIRE</b>	Contaminación del aire en la etapa de construcción en las partidas de concreto simple y concreto armado, revoques y enlucidos por la preparación de concreto y mortero.
<b>AGUA</b>	La contaminación del agua debido a las excavaciones para los estribos.
<b>SUELO</b>	La erosión o degradación del suelo en la fase de construcción por la excavación para la cimentación de las estructuras, preparación de mezcla en terrenos adyacentes y vaciado de las estructuras.
<b>FLORA</b>	Se produce impacto directo sobre la vegetación en poca escala en los trabajos de trazos para la elaboración del proyecto así como en la fase de construcción por la limpieza de terreno donde se cimentaran las estructuras.
<b>FAUNA</b>	En el proyecto no causa la alteración del HÁBITAT de organismos vivos en el área de influencia.
<b>POBLACIÓN</b>	Causará un impacto socio <u>cu</u> ltural positivo sobre la población beneficiaria en la mejora y garantía de la salud y calidad de vida.

**IV. RECOMENDACIONES FINALES PARA PREVENIR Y MITIGAR LOS IMPACTOS AMBIENTALES EN CADA FASE DEL PROYECTO**

<b>FASE DEL PROYECTO</b>	<b>MEDIDAS DE PREVENCIÓN Y/O MITIGACIÓN</b>
<b>1. ACCIONES PRELIMINARES DEL PROYECTO</b>	<p>Se recomienda que en la fase de estudio y acciones preliminares del proyecto, se realice el mínimo desbroce de la vegetación existente.</p> <p>Refuerzo a la organización comunal. Organización de comité de obra, organización de las cuadrillas para la construcción del puente.</p>
<b>2. CONSTRUCCIÓN O IMPLEMENTACIÓN</b>	<p><b>PROTECCIÓN AL ENTORNO FÍSICO Y BIOLÓGICO.</b></p> <p>1. Capacitación y concientización a beneficiarios, autoridades y a la comunidad en general sobre temas ambientales</p> <p><b>PUBLICIDAD AMBIENTAL</b></p> <p>1. Uso de medios de concientización como letrero y murales incluyendo slogans o mensajes de conservación de la obra, de la cuenca y del medio ambiente.</p> <p><b>PROTECCIÓN DE LAS ÁREAS SENSIBLES</b></p> <p>1. Revegetación a lo largo de las áreas afectadas por las excavaciones o por la colocación de los estribos para mantener el equilibrio ecológico</p> <p>2. Preparar la mezcla en lo posible dentro del área de la construcción..</p> <p><b>LIMPIEZA GENERAL DEL ÁREA.</b></p> <p>1. Limpieza general de la obra, recolección de residuos del área de construcción antes de la entrega de obra.</p>
<b>3. OPERACIÓN O FUNCIONAMIENTO</b>	<p>1. Mantenimiento, manejo y cuidado de las obra y las medidas de control medio ambiental propuestos.</p>
<b>4. CIERRE O FIN DE LA VIDA ÚTIL DEL PROYECTO</b>	<p>1. El proyecto esta diseñado para una vida útil de 20 años pasado ese periodo en caso de existir algún daño o deterioro de las estructuras debe ser refaccionado a cambiado para su uso correspondiente..</p>

### 2.2.8.2. Hidrología (12)

Para el presente estudio es necesario obtener las características hidráulicas del punto de interés. Con estos resultados podemos obtener la altura total del estribo del puente.

Existen diferentes métodos para calcular el caudal máximo del punto de interés; como los métodos Log. Pearson III, Gumbel Tipo I, etc. Pero en nuestro caso calculamos el caudal utilizando la sección del punto de interés y la pendiente del cause de la quebrada, debido a que no existen estaciones meteorológicas, ni datos reales de la zona del estudio.

Iniciaremos la memoria del cálculo, obteniendo el valor de la pendiente:

#### a. Pendiente gráfica. (Sg)

Del plano N°.PH-01 tomamos la diferencia de cotas, final e inicial y lo dividimos en la longitud total de la sección.

$$S_g = \frac{CF - CI}{LT}$$

Donde:

CF = Cota Final

CI = Cota inicial

LT = Longitud del tramo

$$S_g = \frac{96.85 \text{ m} - 93.14 \text{ m}}{28 \text{ m}} = 0.1325$$

$$S_g = 13.25\%$$

#### b. Pendiente Analítica (Sw)

Se calcula por el método de Taylor Schwarz con la fórmula siguiente:

$$S_w = \left( \frac{n}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right)^2$$

Donde:

n = Número de tramos

S<sub>1</sub>, 2, ..., n = Pendiente de cada tramo

Del plano N° PH-01 obtener la pendiente en cada tramo y el número del tramo

Cálculo de la pendiente en el tramo

$$S_g = \frac{(CF_1 - CF_2)}{L}$$

Donde:

CF1 = Cota del fondo N° 1

CF2 = Cota del fondo N° 2

L = Longitud del tramo

**CUADRO (13)**

CALCULO DE LA PENDIENTE (Sw)					
COTAS		DISTANCIA (L) m.	PENDIENTE S = (C1 - C2)/L	$\sqrt{Si}$	$\frac{1}{\sqrt{Si}}$
C1	C2				
96.85	96.80	20.00	0.0025	0.050	4.47
96.80	96.35	20.00	0.0225	0.150	2.58
96.35	96.00	20.00	0.0175	0.1323	2.75
96.00	95.63	20.00	0.0185	0.1360	2.71
95.63	95.40	20.00	0.0145	0.1204	2.88
95.40	95.40	20.00	0.0000	0	-
95.40	95.35	20.00	0.0025	0.050	4.47
95.35	94.46	20.00	0.0445	0.2109	2.18
94.46	94.23	20.00	0.0115	0.1072	3.05
94.23	94.20	20.00	0.0015	0.0387	5.08
94.20	93.57	20.00	0.0315	0.1775	2.37
93.57	93.40	20.00	0.0085	0.0922	3.29
93.40	93.18	20.00	0.0120	0.1095	3.02
93.18	93.14	20.00	0.0020	0.0447	4.73
				$\Sigma = 43.58$	

De los valores obtenidos reemplazamos en la fórmula

$$S_w = \left( \frac{14}{43.58} \right)^2 = 0.1032.$$

$S_w = 10.32\%$
-----------------

**CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO.**

Para obtener este valor utilizamos la fórmula de Robert Manning:

$Q_{\text{máx}} = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$
--

Donde:

A = área hidráulica en m<sup>2</sup>

R = Radio hidráulico en m

$$R = \frac{A}{P}$$

P = perímetro mojado en m

S = pendiente

n = coeficiente de rugosidad.

Del plano N° H – 01 obtenemos el área de la sección en m<sup>2</sup>, el perímetro mojado teniendo:

$$A = 44.02 \text{ m}^2$$

$$P = 35.38 \text{ m.}$$

El valor de n, lo obtenemos de la siguiente tabla.

**TABLA (04)**

Valores de n por HORTON para ser empleado en la fórmula de Manning para Corrientes Normales	
(1) Limpios, Bordes rectos, llenos, sin hendeduras ni charcos profundos	0.033
(2) Igual al (1) pero con algo de hierba y piedra	0.040
(3) Sinuoso, algunos charcos y escollos, limpio	0.045
(4) Igual al (3) de poco tirante, con pendiente y sección menos eficiente	0.055
(5) Igual al (3) algo de hiervas y piedras.	0.050
(6) Igual al (4) secciones pedregosas	0.060
(7) Ríos perezosos, cause enhierbado o con charcos profundos	0.080

Para nuestro caso, se noto que la quebrada presenta un lecho sumamente pedregoso, con roca y con purma baja en las riberas, por lo que tomamos n:

$$n = 0.60$$

La pendiente la obtenemos de la comparación de la pendiente gráfica y la pendiente analítica, considerando el valor del segundo por ser el mas representativo

$$S = 10.32\%$$

(14) CHEREKE MORÁN, WENDER. Hidrología.



$$\therefore Q_{\text{máx}} = \frac{(44.02) \times \left( \frac{44.02}{35.38} \right)^{2/3} \times (0.1032)^{1/2}}{0.060}$$

$$Q_{\text{máx}} = 251.67 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con este resultado podemos obtener el valor de la velocidad del agua:

$$Q \text{ m}^3/\text{s} = V \text{ m/s} \times A \text{ m}^2$$

$$V \text{ m/s} = \frac{Q \text{ m}^3/\text{s}}{A \text{ m}^2}$$

$$V \text{ m/s} = \frac{251.67 \text{ m}^3/\text{s}}{44.02 \text{ m}^2}$$

$$V \text{ m/s} = 5.72$$

### 2.2.9.3. Mecánica De Suelos

El presente estudio se realizó en el laboratorio de suelos de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNSM, contando en todo momento con el apoyo del encargado del laboratorio.

Todo tipo de estructura necesita de un minucioso estudio de suelos para poder conocer la capacidad portante del terreno de fundación donde se apoyará la estructura.

### 2.2.9.4. Geología

Cuyo estudio tiene por objeto determinar las condiciones geológicas y geotécnicas que presenta el sitio de obra. Basados en los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos, así como la observación geológica física y geomorfológica.

## Capítulo III MATERIALES Y MÉTODOS

### 3.1. MATERIALES.

Los materiales utilizados para poder obtener los resultados del estudio topográfico, hidrológico y de análisis de suelos, fueron los siguientes:

- Cono de arena
- Balanza de 20 Kg.
- Horno eléctrico
- Juego de tamices
- Vibrador mecánico
- Copa de Casagrande
- Próctor estándar
- Equipo topográfico (nivel, teodolito, wincha y jalones)

### 3.2. MÉTODOS.

Los métodos utilizados para los trabajos de campo y obtención de resultados en laboratorio fueron los siguientes:

#### 3.2.1. Ensayos Para Calcular La Capacidad Portante

Existen una gran variedad de equipos para determinar la capacidad portante de un suelo entre los cuales podemos nombrar los siguientes: S.P.T., Triaxial, Máquina para el ensayo de corte directo, Máquina para el ensayo a la compresión axial no confinada, Cono de Arena, Cono Holandés, etc. De los ensayos antes mencionados en nuestro medio solamente se pueden realizar los siguientes ensayos:

1. Compacidad Relativa. (Para suelos granulares)
2. Ensayo a la compresión axial no confinada (para suelo cohesivos)

Dada la naturaleza granular en los márgenes, usaremos el primer método.

(Compacidad Relativa) para calcular la capacidad portante del suelo.

##### 3.2.1.1. Compacidad Relativa.

Para determinar la compacidad relativa se necesita conocer:

- a) La densidad de campo
- b) La densidad mínima
- c) La densidad máxima.

### 3.2.1.2. Determinación De La Densidad En El Campo

Existen varios métodos para determinar la densidad en el campo entre lo que podemos nombrar a los siguientes:

- El método del cono de arena.
- Equipo del balón de densidad
- Método del aceite.

### 3.2.1.3. Método Del Cono De Arena

El método del cono de arena representa una forma indirecta de obtener el volumen del hoyo. se usa la arena de Ottawa que no es otra cosa que arena que pasa el tamiz N° 20 y esta se encuentra retenida por el tamiz N° 30.

Generalmente es deseable tener una arena uniforme o de *un solo tamaño*.

#### Procedimiento:

Para obtener este tipo de densidad se trabaja sobre una área de mas o menos 50 cm. de diámetro limpiando y eliminando todo material suelto comprendido en esta área y efectuando un hoyo cilíndrico, con la ayuda de un cuchillo, de aproximadamente 12 cm. de diámetro y de 12 a 8 cm de profundidad ( procurando que la profundidad del hoyo sea igual o mayor que su diámetro).

En el caso que el material extraído del hoyo tenga piedras mas o menos grandes es necesario practicar un hoyo de mayores dimensiones, pudiendo tomar como referencia lo siguiente:

**TABLA (05)**

Tamaño máximo de la piedra (mm)	Diámetro del hoyo (cm)
6	10
40	15
70	20

El volumen del hoyo que represente el volumen de la muestra extraída, se mide la arena seca calibrada que se tiene en el frasco, esto es por la diferencia de pesos antes y después de vaciada la arena en el hoyo y dividiendo esta diferencia entre la densidad aparente de la arena- densidad conocida previamente-, es decir:

$$\text{Volumen del hoyo} = \frac{\text{Peso de la arena calibrada para llenar el hoyo}}{\text{Densidad de la arena calibrada}}$$

Luego de haber practicado el hoyo cilíndrico, el material cuidadosamente extraído de él, se pesa en su integridad y de inmediato se lo lleva a laboratorio para evitar pérdida de humedad secándolo en la estufa a 110 °C. hasta alcanzar un peso constante con el propósito de transformar el suelo natural a suelo seco.

Finalmente, la densidad “in situ” se obtiene dividiendo el peso del suelo extraído y transformado a suelo seco entre el volumen del hoyo, como se muestra en la siguiente fórmula:

$$\text{Densidad "in situ"} = \text{Peso suelo seco del hoyo} / \text{Volumen del hoyo.}$$

#### 3.1.4. Procedimiento Para Obtener La Densidad Mínima

Para obtener la densidad mínima en el laboratorio se procede de la siguiente manera:

1. Extraer la calicata aproximadamente 5 Kg. de suelo y llevarlo al laboratorio.
2. En el molde de compactación de medidas estandarizadas, se introduce la muestra desde una pequeña altura, evitando en lo posible que la muestra se compacte. Se realiza la operación tres veces consecutivas de las cuales se toma la que nos dé el valor mas bajo.
3. la densidad mínima se halla con la siguiente fórmula.

$$\gamma_{\min} = (\text{Peso}_{(\text{molde} + \text{material})} - \text{Peso}_{(\text{molde})}) / \text{Volumen}_{(\text{molde})}$$

#### 3.1.5. Procedimiento Para Obtener La Densidad Máxima

Para obtener la densidad máxima se usa el material utilizado en la obtención de la densidad mínima, y se procede de una forma análoga; pero esta vez el material es compactado en pequeñas capas hasta obtener la mayor compactación posible La densidad máxima se obtiene con la siguiente fórmula:

### Densidad Relativa (Compacidad Relativa Cr)

En los suelos conformados por partículas gruesas (gravas y arenas), es muy importante conocer su densidad relativa que viene expresada de la siguiente manera:

$$Dr = (e_{\max} - e_{\text{nat}}) / (e_{\max} - e_{\min}) = Cr$$

Generalmente la densidad relativa se expresa en porcentaje.

En la que  $e_{\max}$ ,  $e_{\min}$  y  $e_{\text{nat}}$  son respectivamente, la relación de vacíos en su estado más suelto, en su estado más compacto, y en su estado natural determinado mediante la relación del máximo incremento posible de su relación de vacíos a la amplitud total de variación de dicha relación.

Otra forma de expresar la compacidad relativa es haciendo uso de los pesos volumétricos “secos” en su estado natural, en su estado suelto y en su estado máximo como se indica a continuación:

$$Dr = \{(\gamma_{\text{nat}} - \gamma_{\min}) / (\gamma_{\max} - \gamma_{\min})\} \{(\gamma_{\max} / \gamma_{\text{nat}})\} = Cr$$

**TABLA (06)**

Dr (%) = Cr	Estado del suelo
0 - 15	Muy flojo
16 - 35	Flojo
36 - 65	Medio
66 - 85	Denso
86 - 100	Muy denso

Para llevar un material granular a su estado más suelto posible (relación de vacíos máximo), este secado y luego vaciado, desde una altura pequeña, dentro de un recipiente.

Conociendo el volumen total  $V_t$  que ocupa el material suelto en dicho recipiente.

**TABLA (07)**

N°	En arcillas		En gravas, arenas o mezclas de ellas	
	$q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Descripción	Densidad Relativa	Angulo de fricción
<2	<0.25	Muy blanda		0
2-4	0.25-0.50	Blanda		2
5-8	0.50-1.00	Media		4
9-15	1.00-2.00	Compacta		6
16-30	2.00-4.00	Muy compacta		12
>30	>4.00	Dura		14
0-4			Muy floja (0-15%)	28°
5-10			Floja (15-35%)	28° - 30°
11-30			Media (35-65%)	30°- 36°
31-50			Densa (65-75%)	36° - 41°
>50			Muy densa (85-100%)	>41°

La determinación del ángulo  $\phi$  para suelos granulares, usando las siguientes fórmulas:

También se puede determinar con las fórmulas de Meyerhof mediante el conocimiento de la compacidad relativa

a) Cuando hay menos del 5% de finos arenosos:

$$\phi = 30^\circ + 0.15 (C_r)$$

b) Cuando el porcentaje de finos arenosos es mayor del 5%

$$\phi = 25^\circ + 0.15 (C_r)$$

Del análisis granulométrico obtenemos que mas del 20% pasa la malla N° 200, entonces usaremos la fórmula b).

Así mismo del ensayo de la densidad relativa (compacidad) obtenemos  $C_r = 47.85$  para el lado mas desfavorable.

$$\phi = 25^\circ + 0.15 (C_r) = 25^\circ + 0.15(47.85) = 28^\circ$$

$$\phi = 28^\circ$$

### 3.1.6. Capacidad Admisible De Carga

El ángulo de fricción se ha determinado con la fórmula de Meyerhof teniendo conocimiento de la compacidad relativa y del análisis granulométrico. una vez obtenido el ángulo  $\phi$  para hallar la capacidad última de carga se usarán las fórmulas de Vesic y Terzagui.

#### METODO DE VESIC (1973)

$$q_{ult} = q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma$$

$$q_{adm} = q_{ult} / FS$$

Donde:

$q_{ult}$  = capacidad última de carga

$q_{adm}$  = capacidad admisible de carga.

FS = Factor de Seguridad.

$\gamma_1$  = peso unitario por encima del nivel de cimentación

B = ancho de la zapata o estribo

$N_q, N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga, que están en función de  $\phi$

$S_q, S_\gamma$  = Factores de forma de la cimentación

$$S_\gamma = 1 - 0.4 B/L$$

$$S_q = 1 + (B/L) \text{Tg } \phi$$

## MÉTODO DEL DR. TERZAGHI

De sus investigaciones Terzaghi encontró la siguiente expresión aproximada de la capacidad de carga por unidad de área de una zapata continua:

$$q_d = cN_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma$$

Donde:

$c$  = Cohesión del suelo ubicado bajo la zapata.

$\gamma_1$  = Peso unitario volumétrico del suelo ubicado sobre el nivel de cimentación

$\gamma_2$  = Peso unitario volumétrico del suelo ubicado bajo el nivel de cimentación

$B$  = ancho de la zapata

$D_f$  = Nivel de cimentación

$N_q = \{e\}^{\pi \tan \phi} \cdot \text{tg}^2(45 + \phi'/2)$ .

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

$N_\gamma = (N_q - 1) \text{tg}(1.4\phi')$

Para el caso de cimentaciones cuadradas o circulares no hay estudios teóricos que resuelvan el problema. Sin embargo el Dr. Terzaghi, a base de resultados experimentales modificó su fórmula fundamental y presentó las siguientes fórmulas empíricas:

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

$$q_d = c'N_c' + \gamma_1 D_f N_q' + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma'$$

Los valores de  $N_s$ ,  $N_q$ , y  $N_\gamma$ , para falla por corte general, se obtienen empleando las curvas de trazo continuo en la gráfica que se anexa y los valores de  $N_s'$ ,  $N_q'$ , y  $N_\gamma'$  empleando las curvas punteadas. el valor de  $c' = 2/3c$ , cohesión del suelo.



ahora bien el Dr. Terzaghi desarrolló su teoría únicamente para el caso de cimentaciones continuas.

Para el caso de cimentaciones cuadradas o circulares no hay estudios teóricos que resuelvan el problema. sin embargo, el Dr. Terzaghi a base de resultados experimentales modificó su fórmula fundamental y presentó las siguientes fórmulas empíricas.

Para zapatas cuadradas y corte general:

$$q_d = 1.3CN_c + \gamma D_f N_a + 0.4 \gamma BN\gamma$$

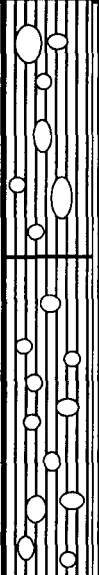
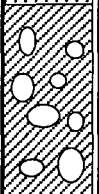

Para zapatas cuadradas y corte local o punzonamiento

$$q_d = 1.3C'N_c' + \gamma D_f N_a' + 0.4\gamma BN\gamma'$$

## TRABAJOS DE CAMPO

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

Proyecto:	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA SHATOJA	Trabajo	1
Localización del Proyecto:	DISTRITO DE SHATOJA	Muestra	C1
Descripcion del Suelo:	ARCILLA GRANULAR	Profundidad de la Muestra:	1.80 mts
Hecho por:	Bach. CARLOS A. GALLO ALVAREZ	Muest. N° 01	May-99
	Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO		

PROFUNDIDAD	CLASIFICACION			ORIGEN	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	DESCRIPCION Y CLASIFICACION DEL MATERIAL, COLOR CONSISTENCIA GRADO DE DE COMPACTACION, FORMA DE PARTICULAS, TAMAÑO MAXIMO DE PIEDRAS PRESENCIA DE MATERIAL ORGANICO, ETC.
	S.U.C.S.	A.A.S.H.T.O.	SIMBOLO			
0.00						
0.10						Arenas limosas , Mezcla de arena y limo con un porcentaje minimo de grava, color marron
0.20						
0.30						
0.40						
0.50						
0.60						
0.70						
0.80						
0.90						
1.00						
1.10						
1.20						
1.30						Arenas limosas , Mezcla de arena y limo con un porcentaje minimo de grava, color rojizo
1.40						
1.50						
1.60						
1.70						
1.80						
1.90						
2.00						Gravas arcillosas mezclas de grava, arena y arcilla
2.10						
2.20						
2.30						
2.40						
2.50						NIVEL DE ROCA
2.60						
2.70						
2.80						
2.90						
3.00						
3.10						



## ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (MECANICO)

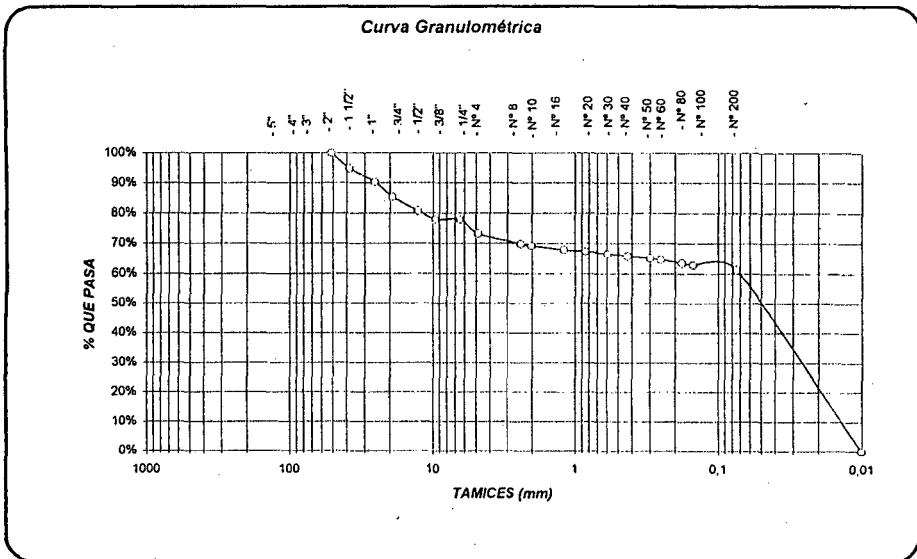
Proyecto:	<b>DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA SHATOJA</b>	Trabajo	1
Localización del Proyecto:	<b>DISTRITO DE SHATOJA</b>	Muestra	C1/E1
Descripción del Suelo:	ARCILLA GRANULAR	Profundidad de la Muestra:	1.80 m
Hecho Por:	Bach. CARLOS A. GALLO ALVARES Calicata	N° 01	Fecha: may-99
	Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO		

Tamices		Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	Tamaño Máximo:
Ø	(mm)						
5"	127,00						
4"	101,60						
3"	76,20						
2"	50,80				100,00%		
1 1/2"	38,10	198,97	5,25%	5,25%	94,75%		
1"	25,40	165,97	4,38%	9,62%	90,38%		
3/4"	19,050	187,70	4,95%	14,57%	85,43%		
1/2"	12,700	177,25	4,67%	19,25%	80,75%		
3/8"	9,525	107,30	2,83%	22,08%	77,92%		
1/4"	6,350	0,00	0,00%	22,08%	77,92%		
N° 4	4,760	177,50	4,68%	26,76%	73,24%		
N° 8	2,380	128,88	3,40%	30,16%	69,84%		
N° 10	2,000	25,54	0,67%	30,83%	69,17%		
N° 16	1,190	49,90	1,32%	32,15%	67,85%		
N° 20	0,840	21,56	0,57%	32,72%	67,28%		
N° 30	0,590	29,22	0,77%	33,49%	66,51%		
N° 40	0,426	25,01	0,66%	34,15%	65,85%		
N° 60	0,297	25,27	0,67%	34,81%	65,19%		
N° 80	0,250	18,68	0,49%	35,30%	64,70%		
N° 80	0,177	43,55	1,15%	36,45%	63,55%		
N° 100	0,149	21,68	0,57%	37,02%	62,98%		
N° 200	0,074	65,68	1,73%	38,76%	61,24%		
Fondo	0,010	4,34	61,22%	99,97%	0,00%		
<b>TOTAL</b>		<b>1474,00</b>					

SUCS =	CL	AASHTO =	
LL =	30,75	WT =	
LP =	22,50	WT+SAL =	
IP =	8,25	WSAL =	3792,00
IG =		WT+SDL =	
		WSDL =	1475,00
D	90	%ARC. =	
D	60	%ERR. =	1,84
D	30		
D	10		

Observaciones :



Bach. CARLOS AUGUSTO GALLO ALVARES

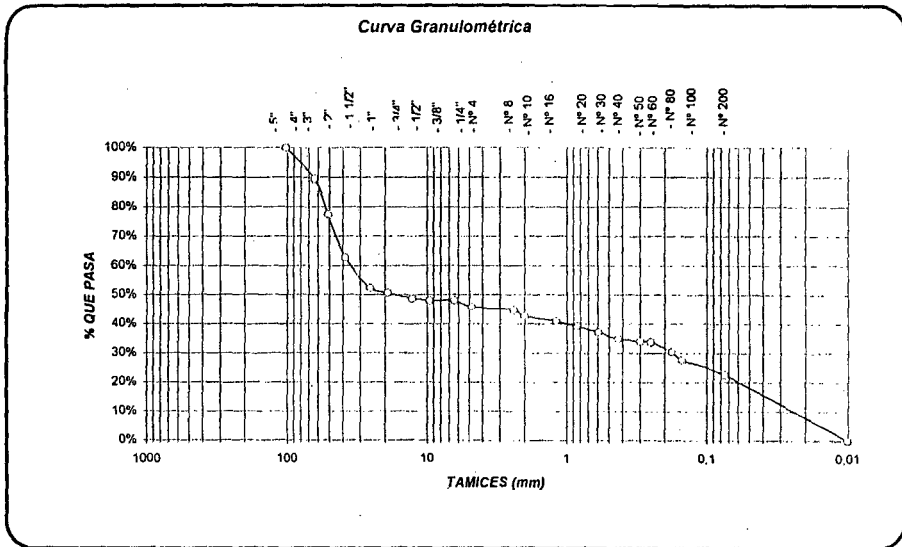
Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO



## ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (MECANICO)

Proyecto: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA SHATOJA Trabajo 1  
 Localización del Proyecto: DISTRITO DE SHATOJA Muestra C1/E3  
 Descripción del Suelo: ARCILLA GRANULAR Profundidad de la Muestra: 2.40 m  
 Hecho Por: Bach. CARLOS A. GALLO ALVARES Calicata Nº 01 Fecha: may-99  
Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO

Tamices	∅ (mm)	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	Tamaño Máximo:
5"	127,00						
4"	101,60				100,00%		
2 1/2"	63,50	463,20	10,55%	10,55%	89,45%		Descripción Muestras:
2"	50,80	532,64	12,13%	22,67%	77,33%		
1 1/2"	38,10	641,61	14,61%	37,28%	62,72%		
1"	25,40	456,40	10,39%	47,68%	52,32%		SUCS =
3/4"	19,050	72,40	1,65%	49,32%	50,68%		CL
1/2"	12,700	87,63	2,00%	51,32%	48,68%		AASHTO =
3/8"	9,525	27,36	0,62%	51,94%	48,06%		LL = 23,80 WT =
1/4"	6,350	0,00	0,00%	51,94%	48,06%		LP = 13,98 WT+SAL =
Nº 4	4,760	96,38	2,19%	54,14%	45,86%		IP = 9,82 WSAL = 4391,90
Nº 8	2,380	48,67	1,11%	55,24%	44,76%		IG =
Nº 10	2,000	89,74	2,04%	57,29%	42,71%		WT+SDL =
Nº 16	1,190	80,15	1,82%	59,11%	40,89%		WSDL =
Nº 20	0,840	76,49	1,74%	60,85%	39,15%		%ARC. =
Nº 30	0,690	87,90	2,00%	62,86%	37,14%		%ERR. = 0,21
Nº 40	0,426	96,58	2,20%	65,05%	34,95%		Observaciones :
Nº 50	0,297	36,49	0,83%	65,89%	34,11%		
Nº 60	0,250	12,36	0,28%	66,17%	33,83%		
Nº 80	0,177	145,30	3,31%	69,48%	30,52%		
Nº 100	0,149	125,85	2,87%	72,34%	27,66%		
Nº 200	0,074	223,00	5,08%	77,42%	22,58%		
Fondo	0,010	991,69	122,58%	200,00%	0,00%		
<b>TOTAL</b>		<b>4391,84</b>					



Bach. CARLOS AUGUSTO GALLO ALVARES

Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO

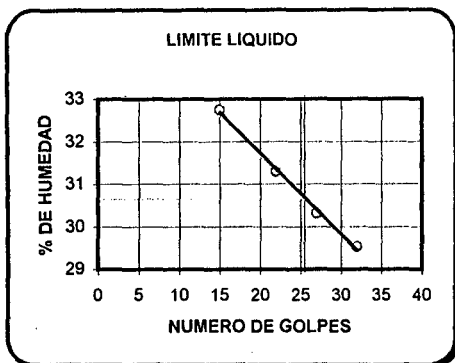


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**  
**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTOS**

## LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto:	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA SHATOJA	Trabajo:	1
Localización del Proyecto:	DISTRITO DE SHATOJA	Muestra:	C1/E1
Descripción del Suelo:	ARCILLA GRANULAR	Profundidad de la Muestra:	3.00 m
Hecho por:	Bach. CARLOS A. GALLO ALVARES Calicata	N° 01	Fecha: may-99
	Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO		

Determinación del Límite Líquido		ASTM			
LATA					
PESO DE LATA	35,06	34,78	32,55	36,38	
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	58,53	56,76	51,63	50,94	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	52,74	51,52	47,19	47,62	
PESO DEL AGUA	5,79	5,24	4,44	3,32	
PESO DEL SUELO SECO	17,68	16,74	14,64	11,24	
% DE HUMEDAD	32,75	31,30	30,32	29,54	
NUMERO DE GOLPES	15	22	27	32	



Indice de Flujo Fi	
Límite Líquido	30,75
Límite Plástico	22,50
Indice de Plasticidad Ip	8,25
Clasificación SUCS	CL
Clasificación AASHTO	0

Determinación del Límite Plástico		ASTM			
LATA					
PESO DE LATA	29,63	36,07	31,21		
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	38,37	42,28	38,44		
PESO DEL SUELO SECO + LATA	36,74	41,15	37,12		
PESO DEL AGUA	1,63	1,13	1,32		
PESO DEL SUELO SECO	7,11	5,08	5,91		
% DE HUMEDAD	22,93	22,24	22,34		
% PROMEDIO		22,50			

Bach. CARLOS AUGUSTO GALLO ALVARES

Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO

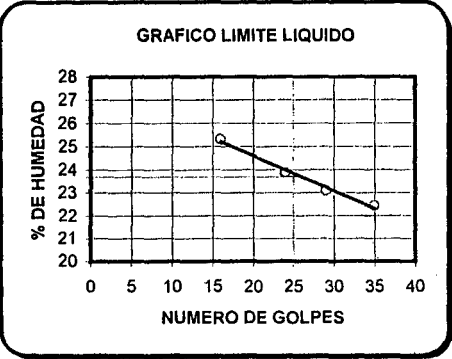


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**  
**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTOS**

## LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto:	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE EN BARRA LA GUERRERA SHATOJA	Trabajo:	2
Localización del Proyecto:	DISTRITO DE SHATOJA	Muestra:	C1/E3
Descripción del Suelo:	ARCILLA GRANULAR	Profundidad de la Muestra:	2.40 m
Hecho por:	Bach. CARLOS A. GALLO ALVARES Calicata	N° 01	Fecha: may-99
	Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO		

Determinación del Límite Líquido		ASTM			
LATA					
PESO DE LATA	36,33	36,1	38,39	32,55	
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	57,07	60,99	64,24	53,77	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	52,88	56,19	59,39	49,88	
PESO DEL AGUA	4,19	4,8	4,85	3,89	
PESO DEL SUELO SECO	16,55	20,09	21,00	17,33	
% DE HUMEDAD	25,32	23,89	23,10	22,45	
NUMERO DE GOLPES	16	24	29	35	



Indice de Flujo Fi	
Límite Líquido	23,80
Límite Plástico	13,98
Indice de Plasticidad Ip	9,82
Clasificación SUCS	CL
Clasificación AASHTO	0
















Determinación del Límite Plástico		ASTM			
LATA					
PESO DE LATA	29,63	36,07	31,21		
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	37,86	44,73	39,53		
PESO DEL SUELO SECO + LATA	36,82	43,72	38,49		
PESO DEL AGUA	1,04	1,01	1,04		
PESO DEL SUELO SECO	7,19	7,65	7,28		
% DE HUMEDAD	14,46	13,20	14,29		
% PROMEDIO		13,98			

Bach. CARLOS AUGUSTO GALLO ALVARES

Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**  
**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

Proyecto:	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA SHATOJA	Trabajo	2
Localización del Proyecto:	DISTRITO DE SHATOJA	Muestra	C2
Descripción del Suelo:	ARCILLA GRANULAR	Profundidad de la Muestra:	1.30 mts.
Hecho por:	Bach. CARLOS A. GALLO ALVAREZ	Muest. N° 02	May-99
	Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO		

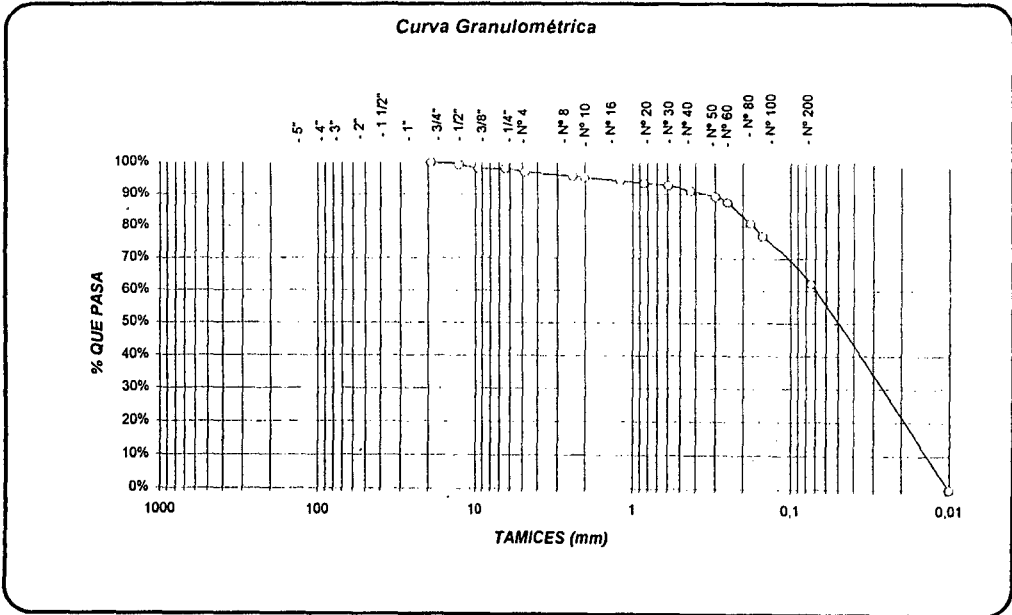
PROFUNDIDAD	CLASIFICACION			ORIGEN	DENSIDAD (gr/cm <sup>3</sup> )	DESCRIPCION Y CLASIFICACION DEL MATERIAL, COLOR CONSISTENCIA GRADO DE DE COMPACTACION, FORMA DE PARTICULAS, TAMAÑO MAXIMO DE PIEDRAS PRESENCIA DE MATERIAL ORGANICO, ETC.
	S.U.C.S.	A.A.S.H.T.O.	SIMBOLO			
0.00						
0.10						Arenas limosas, Mezcla de arena y limo con un porcentaje mínimo de grava, color marrón
0.20						Arenas limosas, Mezcla de arena y limo con un porcentaje mínimo de grava, color rojizo
0.30						
0.40						
0.50						
0.60						
0.70						
0.80						
0.90						
1.00						Gravas arcillosas mezclas de grava, arena y arcilla
1.10						
1.20						
1.30						
1.40						
1.50						
1.60						
1.70						
1.80						
1.90						
2.00						
2.10						
2.20						
2.30						
2.40						
2.50						
2.60						
2.70						
2.80						
2.90						
3.00						
3.10						



## ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (MECANICO)

Proyecto:	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA SHATOJA	Trabajo	1
Localización del Proyecto:	DISTRITO DE SHATOJA	Muestra	C2/E1
Descripción del Suelo:	ARCILLA GRANULAR	Profundidad de la Muestra:	0.70 m.
Hecho Por :	Bach. CARLOS A. GALLO ALVARES    Calicata    Nº 01	Fecha:	may-99
	Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO		

Tamices		Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	Tamaño Máximo:		
Ø	(mm)						SUCS =	CL	AASHTO =
5"	127,00								
4"	101,60								
3"	76,20								
2"	50,80								
1 1/2"	38,10								
1"	25,40								
3/4"	19,050			0,00%	100,00%	LL =	24,09	WT =	
1/2"	12,700	6,68	0,73%	0,73%	99,27%	LP =	14,05	WT+SAL =	
3/8"	9,525	10,59	1,15%	1,88%	98,12%	IP =	10,04	WSAL =	919,00
1/4"	6,350	0,00	0,00%	1,88%	98,12%	IG =		WT+SDL =	
Nº 4	4,760	10,78	1,17%	3,05%	96,95%			WSDL =	354,40
Nº 8	2,380	11,94	1,30%	4,35%	95,65%	D	90	%ARC. =	
Nº 10	2,000	3,76	0,41%	4,76%	95,24%	D	60	%ERR. =	1,84
Nº 16	1,190	9,12	0,99%	5,75%	94,25%	D	30		
Nº 20	0,840	6,05	0,66%	6,41%	93,59%	D	10		
Nº 30	0,590	7,16	0,78%	7,19%	92,81%				
Nº 40	0,428	14,09	1,53%	8,72%	91,28%				
Nº 50	0,297	17,64	1,92%	10,64%	89,36%				
Nº 60	0,250	16,99	1,85%	12,49%	87,51%				
Nº 80	0,177	59,77	6,50%	19,00%	81,00%				
Nº 100	0,149	37,12	4,04%	23,03%	76,97%				
Nº 200	0,074	135,33	14,73%	37,76%	62,24%				
Fondo	0,010	6,06	62,10%	99,86%	0,00%				
<b>TOTAL</b>		<b>353,08</b>							



Bach. CARLOS AUGUSTO GALLO ALVARES

Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO

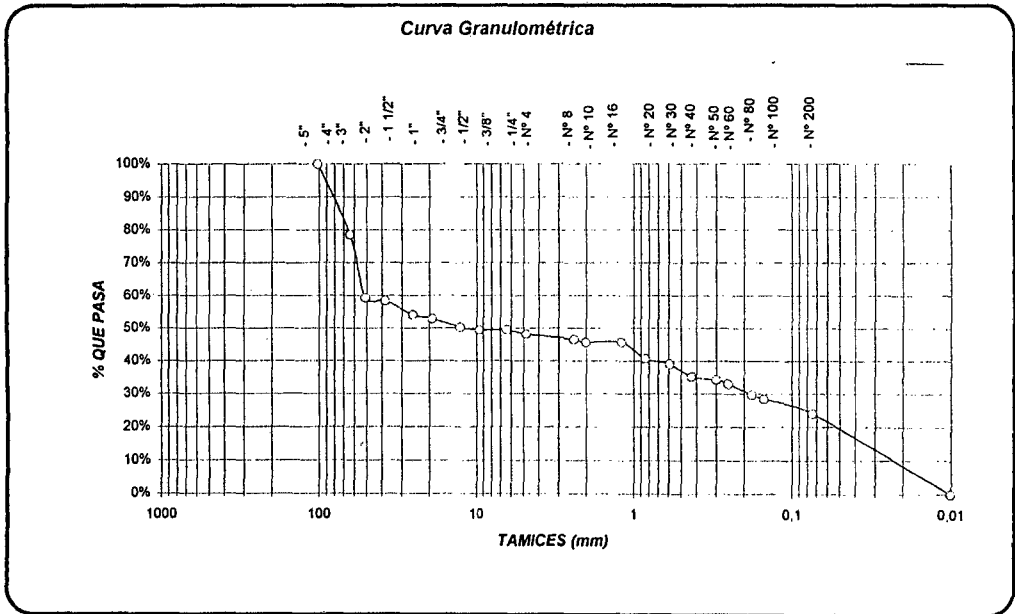




## ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (MECANICO)

**Proyecto:** DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA SHATOJA **Trabajo** 1  
**Localización del Proyecto:** DISTRITO DE SHATOJA **Muestra** C2/E3  
**Descripción del Suelo:** ARCILLA GRANULAR **Profundidad de la Muestra:** 2.40 m  
**Hecho Por:** Bach. CARLOS A. GALLO ALVARES **Calicata** N° 01 **Fecha:** may-99  
Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO

Tamices		Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	Tamaño Máximo:	
Ø	(mm)							
5"	127,00							
4"	101,60				100,00%			
2 1/2"	63,50	625,87	21,38%	21,38%	78,62%			Descripción Muestras:
2"	50,80	564,20	19,28%	40,66%	59,34%			
1 1/2"	38,10	28,26	0,97%	41,63%	58,37%			
1"	25,40	126,20	4,31%	45,94%	54,06%			SUCS =
3/4"	19,050	36,14	1,23%	47,17%	52,83%			CL
1/2"	12,700	74,30	2,54%	49,71%	50,29%			AASHTO =
3/8"	9,525	25,69	0,88%	50,59%	49,41%			LL = 32,27 WT =
1/4"	6,350	0,00	0,00%	50,59%	49,41%			LP = 24,64 WT+SAL =
N° 4	4,760	36,25	1,24%	51,83%	48,17%			IP = 7,63 WSAL = 2926,72
N° 8	2,380	48,90	1,67%	53,50%	46,50%			IG =
N° 10	2,000	25,60	0,87%	54,38%	45,62%			WT+SDL =
N° 16	1,190	0,00	0,00%	54,38%	45,62%			WSDL =
N° 20	0,840	145,68	4,98%	59,35%	40,65%			%ARC. =
N° 30	0,590	47,36	1,62%	60,97%	39,03%			%ERR. = 0,21
N° 40	0,426	110,30	3,77%	64,74%	35,26%			Observaciones :
N° 50	0,297	29,45	1,01%	65,75%	34,25%			
N° 60	0,250	36,00	1,23%	66,98%	33,02%			
N° 80	0,177	98,62	3,37%	70,35%	29,65%			
N° 100	0,149	36,45	1,25%	71,59%	28,41%			
N° 200	0,074	126,45	4,32%	75,91%	24,09%			
Fondo	0,010	635,00	121,70%	197,61%	0,00%			
<b>TOTAL</b>		<b>2856,72</b>						



Bach. CARLOS AUGUSTO GALLO ALVARES

Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO



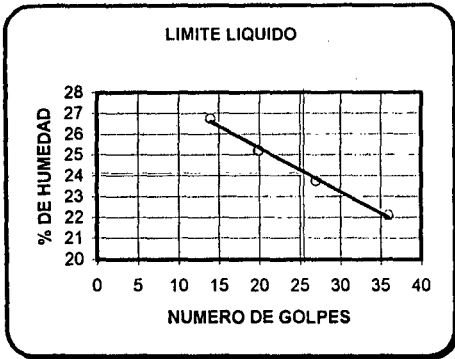
**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**  
**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTOS**

## LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto:	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE LA QUEDRADA SHATOJA	Trabajo:	1
Localización del Proyecto:	DISTRITO DE SHATOJA	Muestra:	C2/E1
Descripción del Suelo:	ARCILLA GRANULAR	Profundidad de la Muestra:	0.70 m.
Hecho por:	Bach. CARLOS A. GALLO ALVARES Calicata	Nº 01	Fecha: may-99
	Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO		

Determinación del Límite Líquido ASTM

LATA				
PESO DE LATA	31,4	35,45	37,04	28,98
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	58,53	51,75	49,65	51,69
PESO DEL SUELO SECO + LATA	52,74	48,47	47,23	47,58
PESO DEL AGUA	4,29	3,28	2,42	4,11
PESO DEL SUELO SECO	21,34	13,02	10,19	18,60
% DE HUMEDAD	26,75	25,20	23,75	22,10
NUMERO DE GOLPES	14	20	27	36



Indice de Flujo Fi	
Límite Líquido	24,09
Límite Plástico	14,05
Indice de Plasticidad Ip	10,04
Clasificación SUCS	CL
Clasificación AASHTO	0

Determinación del Límite Plástico ASTM

LATA			
PESO DE LATA	34,61	36,28	34,21
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	46,18	46,78	44,93
PESO DEL SUELO SECO + LATA	44,74	45,50	43,61
PESO DEL AGUA	1,44	1,28	1,32
PESO DEL SUELO SECO	10,13	9,22	9,40
% DE HUMEDAD	14,21	13,89	14,05
% PROMEDIO	14,05		

Bach. CARLOS AUGUSTO GALLO ALVARES

Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO

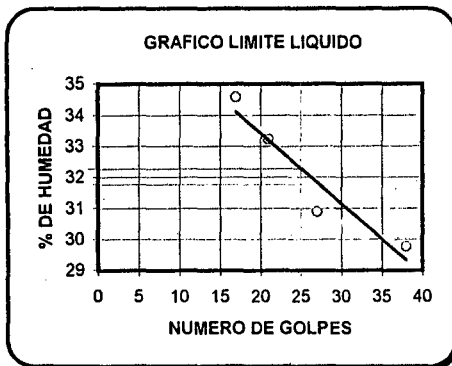


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**  
**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTOS**

## LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto:	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA SHATOJA	Trabajo	2
Localización del Proyecto:	DISTRITO DE SHATOJA	Muestra	C2/E3
Descripción del Suelo:	ARCILLA GRANULAR	Profundidad de la Muestra:	0.70 m.
Hecho por:	Bach. CARLOS A. GALLO ALVARES Calicata	N° 01	Fecha: may-99
	Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO		

Determinación del Límite Líquido		ASTM		
LATA				
PESO DE LATA	36,33	36,1	38,39	32,55
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	52,87	58,79	49,07	45,58
PESO DEL SUELO SECO + LATA	48,62	53,13	46,55	42,59
PESO DEL AGUA	4,25	5,66	2,52	2,99
PESO DEL SUELO SECO	12,29	17,03	8,16	10,04
% DE HUMEDAD	34,58	33,24	30,90	29,78
NUMERO DE GOLPES	17	21	27	38



Indice de Flujo Fi	
Límite Líquido	32,27
Límite Plástico	24,64
Indice de Plasticidad Ip	7,63
Clasificación SUCS	CL
Clasificación AASHTO	0

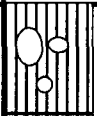
Determinación del Límite Plástico		ASTM		
LATA				
PESO DE LATA	36,01	34,56	36,22	
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	42,58	43,83	46,18	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	41,28	42,00	44,21	
PESO DEL AGUA	1,3	1,83	1,97	
PESO DEL SUELO SECO	5,27	7,44	7,99	
% DE HUMEDAD	24,67	24,60	24,65	
% PROMEDIO		24,64		

Bach. CARLOS AUGUSTO GALLO ALVARES

Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

Proyecto:	<u>DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA SHATOJA</u>	Trabajo	<u>3</u>
Localización del Proyecto:	<u>DISTRITO DE SHATOJA</u>	Muestra	<u>C3</u>
Descripción del Suelo:	<u>ARCILLA GRANULAR</u>	Profundidad de la Muestra:	<u>1.14 mts.</u>
Hecho por:	<u>Bach. CARLOS A. GALLO ALVAREZ</u>	Muest. N°	<u>03</u>
	<u>Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO</u>		<u>May-99</u>

PROFUNDIDAD	CLASIFICACION			ORIGEN	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	DESCRIPCION Y CLASIFICACION DEL MATERIAL, COLOR CONSISTENCIA GRADO DE DE COMPACTACION, FORMA DE PARTICULAS, TAMAÑO MAXIMO DE PIEDRAS PRESENCIA DE MATERIAL ORGANICO, ETC.
	S.U.C.S.	A.A.S.H.T.O.	SIMBOLO			
0.00						
0.10						Arenas limosas , Mezcla de arena y limo con un porcentaje minimo de grava, color marron
0.20						
0.30						
0.40						
0.50						
0.60						
0.70						
0.80						
0.90						
1.00						
1.10						
1.20						
1.30						
1.40						
1.50						
1.60						
1.70						
1.80						
1.90						
2.00						
2.10						
2.20						
2.30						
2.40						
2.50						
2.60						
2.70						
2.80						
2.90						
3.00						
3.10						

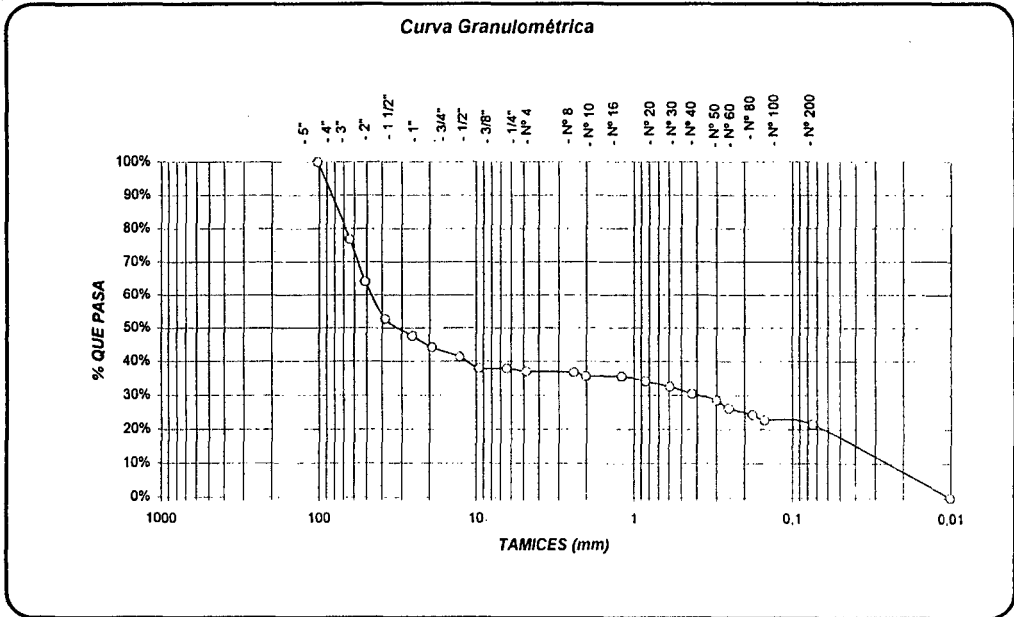




## ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (MECANICO)

Proyecto:	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA SHATOJA	Trabajo	1
Localización del Proyecto:	DISTRITO DE SHATOJA	Muestra	C3/E3
Descripción del Suelo:	ARCILLA GRANULAR	Profundidad de la Muestra:	1.14 m.
Hecho Por :	Bach. CARLOS A. GALLO ALVARES	Calicata	N° 01
	Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO	Fecha:	may-99

Tamices		Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	Tamaño Máximo:
Ø	(mm)						
5"	127,00						
4"	101,60				100,00%		
2 1/2"	63,50	470,29	23,20%	23,20%	76,80%		Descripción Muestras:
2"	50,80	256,00	12,63%	35,83%	64,17%		
1 1/2"	38,10	231,00	11,40%	47,22%	52,78%		
1"	25,40	105,26	5,19%	52,42%	47,58%		SUCS =
3/4"	19,050	68,50	3,38%	55,80%	44,20%		CL =
1/2"	12,700	59,36	2,93%	58,72%	41,28%		AASHTO =
3/8"	9,525	68,24	3,37%	62,09%	37,91%		LL = 23,80 WT =
1/4"	6,350	0,00	0,00%	62,09%	37,91%		LP = 13,98 WT+SAL =
N° 4	4,760	18,26	0,90%	62,99%	37,01%		IP = 9,82 WSAL = 2027,10
N° 8	2,380	6,32	0,31%	63,30%	36,70%		IG =
N° 10	2,000	22,36	1,10%	64,41%	35,59%		D 90
N° 16	1,190	0,00	0,00%	64,41%	35,59%		D 60
N° 20	0,840	28,65	1,41%	65,82%	34,18%		D 30
N° 30	0,590	33,27	1,64%	67,46%	32,54%		D 10
N° 40	0,426	42,15	2,08%	69,54%	30,46%		Observaciones :
N° 50	0,297	36,47	1,80%	71,34%	28,66%		
N° 60	0,250	49,35	2,43%	73,77%	26,23%		
N° 80	0,177	38,64	1,91%	75,68%	24,32%		
N° 100	0,149	30,61	1,51%	77,19%	22,81%		
N° 200	0,074	26,41	1,30%	78,49%	21,51%		
Fondo	0,010	436,00	121,51%	200,00%	0,00%		
<b>TOTAL</b>		<b>2027,14</b>					



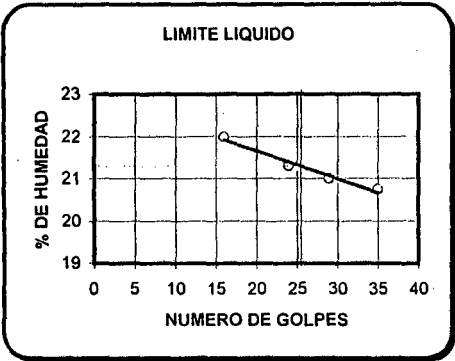


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**  
**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTOS**

## LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto:	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE ROBERTO LA GUARDADA SHATOJA	Trabajo:	1
Localización del Proyecto:	DISTRITO DE SHATOJA	Muestra:	C3/E1
Descripción del Suelo:	ARCILLA GRANULAR	Profundidad de la Muestra:	3.00 m
Hecho por:	Bach. CARLOS A. GALLO ALVARES Calicata	Nº 01	Fecha: may-99
	Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO		

Determinación del Límite Líquido		ASTM			
LATA					
PESO DE LATA	34,54	34,81	36,06	35,92	
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	58,53	60,32	76,91	63,04	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	52,74	55,84	69,82	58,38	
PESO DEL AGUA	4,14	4,48	7,09	4,66	
PESO DEL SUELO SECO	18,20	21,03	33,76	22,46	
% DE HUMEDAD	22,00	21,30	21,00	20,75	
NUMERO DE GOLPES	16	24	29	35	



Indice de Flujo Fi	
Límite Líquido	21,22
Límite Plástico	26,61
Indice de Plasticidad Ip	-5,39
Clasificación SUCS	CL
Clasificación AASHTO	0

Determinación del Límite Plástico		ASTM			
LATA					
PESO DE LATA	34,21	35,65	36,28		
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	43,70	44,43	44,09		
PESO DEL SUELO SECO + LATA	41,72	42,57	42,45		
PESO DEL AGUA	1,98	1,86	1,64		
PESO DEL SUELO SECO	7,51	6,92	6,17		
% DE HUMEDAD	26,38	26,86	26,60		
% PROMEDIO		26,61			

Bach. CARLOS AUGUSTO GALLO ALVARES

Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO



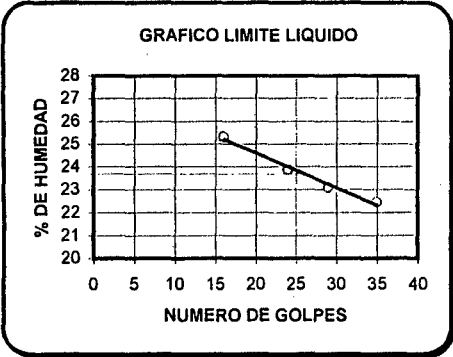
**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**  
**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTOS**

## LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto:	GENERO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE LA CUBENADA RIATONJA	Trabajo:	2
Localización del Proyecto:	DISTRITO DE SHATOJA	Muestra:	G1/B3
Descripción del Suelo:	ARCILLA GRANULAR	Profundidad de la Muestra:	2.40 m
Hecho por:	Bach. CARLOS A. GALLO ALVARES Calicata	Nº 01	Fecha: may-99
	Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO		

Determinación del Límite Líquido ASTM

LATA				
PESO DE LATA	36,33	36,1	38,39	32,55
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	57,07	60,99	64,24	53,77
PESO DEL SUELO SECO + LATA	52,88	56,19	59,39	49,88
PESO DEL AGUA	4,19	4,8	4,85	3,89
PESO DEL SUELO SECO	16,55	20,09	21,00	17,33
% DE HUMEDAD	25,32	23,89	23,10	22,45
NUMERO DE GOLPES	16	24	29	35



Indice de Flujo Fi	
Límite Líquido	23,80
Límite Plástico	13,98
Indice de Plasticidad Ip	9,82
Clasificación SUCS	CL
Clasificación AASHTO	0

Determinación del Límite Plástico ASTM

LATA			
PESO DE LATA	29,63	36,07	31,21
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	37,86	44,73	39,53
PESO DEL SUELO SECO + LATA	36,82	43,72	38,49
PESO DEL AGUA	1,04	1,01	1,04
PESO DEL SUELO SECO	7,19	7,65	7,28
% DE HUMEDAD	14,46	13,20	14,29
% PROMEDIO	13,98		

Bach. CARLOS AUGUSTO GALLO ALVARES

Bach. ARTEMIO DEL AGUILA PANDURO



## CUADRO DE LOS RESULTADOS EN ENSAYOS DE MECÁNICA DE SUELOS

POZO	PROF. (m)	S.U.C.S	L.L	L.P.	I.P.	W.	ym.	G N°4	y.d. MAX	G N°4
C1/E1	0,80	SM	30,75	22,50	8,25	8,40				
C1/E2	1,00									
C1/E3	0,60	GC	23,8	13,98	9,82	12,32		3,63	1854	
C2/E1	0,30	SM	32,27	24,64	7,63	12,14				
C2/E2	0,40									
C2/E3	0,60	SC	24,09	14,05	10,04	12,26				
C3/E1	0,32	SM	33,22	26,61	6,61	13,22		5,21	1854	
C3/E2	0,32									
C3/E3	0,50	GC	21,22	11,54	9,68	12,36		3,60	1921	

L.L. : Limite Liquido  
 L.P. : Limite Plastico  
 I.P. : Índice Plastico  
 W. : Humedad Natural %  
 ym. : Densidad de Campo, en gr/cm<sup>3</sup>  
 G<N°4 : Peso especifico de sólidos que pasan la malla N° 4, en gr/cm<sup>3</sup>  
 G>N°4 : Peso especifico de sólidos mayor de la malla N° 4, en gr/cm<sup>3</sup>  
 yd max : Densidad Seca, Máxima de Proctor en gr/cm<sup>3</sup>

## CAPACIDAD ADMISIBLE

Información de Laboratorio y de Campo							Método Terzaghi
B	H	$\phi$	$\gamma_n$	N.F.	Df	F.S	$q_n$
3.50	4.0	28°	1.76	2	4.0	5	3.23 Kg/cm <sup>2</sup>

Se recomienda cimentar a una profundidad de 4.00 metros para evitar la posible socavación, además a esta profundidad el terreno no sufrirá alteraciones por agentes atmosféricos.

El ángulo de fricción a esta profundidad es de 28°

El esfuerzo admisible a la profundidad de 4.00 metros es de 3.23 Kg/cm<sup>2</sup> utilizando la fórmula de Terzaghi; se recomienda usar el valor de 3.23 Kg/cm<sup>2</sup>

$$\sigma_t = 3.23 \text{ Kg/cm}^2$$

## **3.2. Estudio Geológico**

### **3.2.1. Introducción**

#### **a. Finalidad del estudio Realizado**

El estudio realizado ha tenido por objeto determinar las condiciones geológicas y geotécnicas que presenta el sitio de Obra, su estabilidad y normal funcionamiento así como también proporcionar información necesaria para el diseño de los estribos del puente.

#### **b. Importancia del Estudio**

El estudio geológico de superficie ha permitido determinar:

- a) La clase de suelos que conforman la cimentación
- b) El grado de erosión que sufren las márgenes
- c) Las condiciones de socavación
- d) La estabilidad del cauce

El estudio de mecánica de suelos ha proporcionado la información siguiente:

- a) La conformación de la cimentación en profundidad.
- b) La presencia del nivel Freático de aguas subterráneas
- c) Las condiciones de resistencia del suelo de cimentación, en relación con la capacidad de carga admisible y asentamiento.

### **3.2.2. TRABAJOS REALIZADOS.**

Para el presente estudio, se han realizado las siguientes labores:

#### **3.2.2.1. Geología**

Los trabajos de geología, comprenden las tareas siguientes:

- Observación de geología física y Geomorfología
- Toma de muestras de suelos y rocas para estudio en gabinete.
- Mediciones granulométricas de los elementos de los suelos

### 3.2.2.2. Mecánica de Suelos

#### Trabajos de Campo.

- 03 Pozos de cimentación, excavados a pico y lampa, los que presentan las siguientes características:

Pozo de Cimentación	Ubicación	Diámetro M	Profundidad
PC – 1	Margen Derecha	1.00	1.40
PC – 2	Margen Derecha	1.00	1.30
PC – 3	Margen Izquierda	1.00	1.14

- Toma de muestras en los pozos, para ensayos
- Ensayos de densidad de campo

### 3.2.2.3. Ensayos de Laboratorio

#### Tipo

- Granulometría por tamizado
- Límites líquido y Plástico
- Contenido de Humedad
- Densidad Máxima
- Densidad Mínima

### 3.2.2.4. Geología General

#### Estratigrafía y Litología

En el área del proyecto solo se observan suelos transportados y sedimentados por el agua, son del tipo fluvial, no afloran rocas. Es probable que las terrazas marginales altas, conformen los antiguos depósitos de la Quebrada Shatoja, y las Terrazas bajas inundables, así como, el fondo del cauce (lecho móvil) son formados por el acarreo y sedimentación de esta quebrada.

### **Estructuras Geológicas.**

Fallas Diaclasas o pliegues no se han observado en el lugar

Las rocas del Mesozoico si están afectadas por plegamientos como anticlinales y sinclinales.

### **Geomorfología.**

La expresión topográfica del sitio es consecuencia de los eventos geológicos que se han sucedido como:

- Transporte y sedimentación en su cuenca primitiva, lo que originó las terrazas altas que conforman las llanuras.

## **3.3. Características Sísmicas Regionales**

### **3.3.1. Ubicación Zonal del sitio de Estado**

De acuerdo al mapa de zonificación sísmica del Perú, el área de estudio se encuentra incluida en la zona II de sismicidad Media, que es la zona de mediana sismicidad en el Perú

La zonificación se ha efectuado teniendo como base la historia sísmica de la región y factores sismológicos regionales.

### **Historia Sísmica en la región**

La cronología de los sismos mas importantes registrados hasta la fecha, según Silgado (1978), Alva y otros (1984), es:

- 26 de Noviembre 1877 Chachapoyas sufre efectos de temblor
- 28 de Septiembre 1906. Conmoción sísmica entre Trujillo y Moyobamba. En Chachapoyas alcanza VII de Intensidad M.M
- 14 de Mayo 1928 sismo notable. Chachapoyas sufre destrucción casi total con Intensidad M.M de IX

- 28 de Julio 1928 fuerte réplica del sismo del 14 de Mayo
- 6 de Agosto 1945. Sismo destructor en Moyobamba, con intensidad MM de VII
- 10 de Noviembre 1946. Sismo con epicentro en Sihuas a 300 Km. de Moyobamba, causo daños en la mencionada ciudad
- 15 de Julio 1945. Fuerte sismo ocasionó daños en Moyobamba y Chachapoyas
- 19 de Junio 1968. Terremoto con epicentro en el NOR – OESTE de Moyobamba. Alcanzó VII de intensidad MM en Moyobamba con daños
- 29 de Mayo 1990. Terremoto con epicentro al Sur de Rioja. Daños en Soritor, Rioja y Moyobamba.
- 4 de Abril 1991. Sismo, con epicentro aproximadamente a 30 Km. al NOR – ESTE de Moyobamba. Daños en Moyobamba y Rioja, donde alcanzó intensidad MM de VII

### **3.3.2. Factores Sismológicos Regionales.**

Entre los factores geológicos que originan los sismos en el área. Se señalan:

- La tectónica Global o Terrestre

Por la teoría de la Tectónica de Placas, se conoce que en el Perú los sismos se originan principalmente por la interacción de la placa de Nazca con la Placa Sudamericana.

El Perú en General presenta alta sismicidad, por estar ubicado muy cerca al límite de encuentro de las placas mencionadas, donde se produce choque, fricción y acumulación de energía.

- La Tectónica Regional

Numerosas fallas geológicas se indica que atraviesan la región, según los estudios geológicos realizados

En el valle del Sisa, se considera Geomorfológicamente como una depresión tectónica, es decir originado por fallas.

Las estructuras geológicas como las fallas observadas hacen de la Región una zona de sismicidad media.

### **3.3.3. Estabilidad Del Cauce**

En el tramo elegido para la Obra, el cauce se considera estable, definido y no divagante, es decir, que las aguas de la quebrada, desde hace muchos años siempre pasan por se mismo lugar

#### **3.3.3.1. Erosión de Riveras.**

La margen derecha por ubicarse en la parte convexa de la curva del río, sufre erosión gradual de su rivera.

En la margen izquierda, por situarse en la parte cóncava de la curva solo produce sedimentación de gravas, arena, cantos rodados y bloques rocosos de 2 a 3 m de longitud.

#### **3.3.3.2. Estabilidad de Taludes**

Los taludes que conforman las riveras se consideran estables, pues no se observan derrumbes ni deslizamientos notables, solo en la época de Avenidas se produce destrucción gradual del talud por erosión

#### **3.3.3.3. Condiciones de Socavación**

No existen condiciones favorables, para que se produzca gran socavación del fondo del cauce, debido al material grueso y denso existente, así como por la poca pendiente longitudinal de la quebrada.

## **Comportamiento Sísmico del Terreno**

Al paso de las ondas sísmicas originadas por un terremoto, no se esperan grandes deformaciones del suelo conglomerádico, como asentamientos diferenciales por desdiferenciación debido a la textura gruesa y densidad media alta del suelo.

Es indudable que la presencia de agua subterránea disminuye sus propiedades sísmicas.

### **3.4. Descripción Del Proyecto Estructural**

#### **3.4.1. Plan Del Diseño Estructural**

El desarrollo del diseño del puente sobre la quebrada Shatoja presenta las siguientes fases:

Análisis del tipo de puente a proyectarse , planteando las diferentes alternativas teniendo en cuenta principalmente el factor económico y funcional.

Desarrollo del diseño estructural del puente en el orden que a continuación detallamos.

#### **BARANDALES Y SARDINEL**

Es necesario determinar el peso propio de estos componentes ,para poder determinar el peso que soportará la superestructura teniendo como base las normas del Reglamento A.A..S.H.T.O. y el Manual del Ingeniero Civil de Frederick S. Merrit Pagina 17-7.

#### **3.4.2. Superestructura**

El análisis de diseño de la superestructura se realizará siguiendo el método de los autores John J. Kosak y Joachim F. Leppman, en el capítulo 17 ingeniería de



puentes del Manual del Ingeniero Civil, de Frederick S. Merrit en la pagina 17-27. Para el presente proyecto se toma en cuenta las cargas de diseño H20S16 según las normas A.A.S.H.T.O. . El diseño se realizara por el método de los esfuerzos admisibles, respetando para el calculo las normas A.A.S.H.T.O.

### **3.4.3. Dispositivos De Apoyo**

Con el resultado de las reacciones de carga de la superestructura se podrán diseñar los dispositivos de apoyo que estará comprendido estructuralmente por planchas de neopreno ,cuya principal característica es la alta resistencia a la compresión ,su durabilidad y su fácil colocación en obra.

### **3.4.4. Infraestructura**

El diseño de la infraestructura será desarrollado teniendo en cuenta principalmente el la capacidad portante del terreno como resultado del estudio de suelos y el peso de la superestructura ,para poder determinar el ancho de la zapata , también es necesario la altura de agua mas el bordo libre como resultado del estudio hidrológico para determinar la altura del estribo del puente, todo este proceso se realizará teniendo en cuenta las normas A.A.S.H.T.O.

### **3.4.5. Selección De La Estructura Y Su Justificación**

#### LONGITUD

Por lo general la longitud de un puente resulta de tomar como base a orillas del cauce en aguas máximas, el talud de relleno de los accesos hasta su intersección con la rasante del puente, la longitud total del puente es la distancia entre estas intersecciones, para el presente proyecto teniendo en cuenta esta teoría se requeriría un puente de 35 m. ,pero para poder disminuir los costos se realizara el estrangulamiento de la quebrada dándonos una distancia menor que estará supeditada al resultado del estudio hidrológico, para poder darle la altura necesaria para el diseño de los estribos.

### TIPO DE PUENTE

El tipo de puente que se adoptará será el que de el menor costo total ,teniendo en cuenta el costo de materiales ,mano de obra y equipos necesarios , incluyendo los requeridos para el proceso constructivo.- Para este caso la estructura que mas se adapta es un puente de sección compuesta, de acero y concreto que nos resulta mas económico ya que ahorramos en concreto, no es necesaria la fabricación de falsos puentes y las vigas de acero son de fácil transporte debido al poco peso que presenta, a la ves que es de fácil construcción.

### ANCHO DE CALZADA

Para este caso por tratarse de una carretera de cuarto orden el ancho de la calzada será el mínimo permitido de 3.60 metros, con un ancho de veredas (sardineles) de 0.70 metros. El bombeo considerado en la loza es del 2%.

## Capítulo IV RESULTADOS

### 4.1. Diseño Del Proyecto

#### 4.1.1. Diseño De Barandales

Según el texto manual del Ingeniero Civil de Frederick S. Merrit en la pagina 17-7 se dan pautas para el diseño de barandales, basados en el reglamento A.A.S.H.T.O. que son como se indica:

ALTURA MÍNIMA: A partir de la superficie de rodadura o parte superior del sardinel, si el borde esta a mas de  $6'' = 15 \text{ cm.}$  de la cara al barandal nos dice que la altura mínima es igual a  $2' 3'' = 0.69 \text{ m,}$  adoptamos  $h = 0.70 \text{ m.}$

ESPACIAMIENTO DE POSTES Y PASAMANOS: Adoptamos postes espaciados a 1.25 m conjuntas cada 5 postes, para los pasamanos adoptamos 2 rieles a 0.70 m y 0.35 m (tubos de acero A36).

#### Diseño de Barandales

Las normas AASHTO, dan pautas para el diseño de los barandales.

##### a) Altura mínima

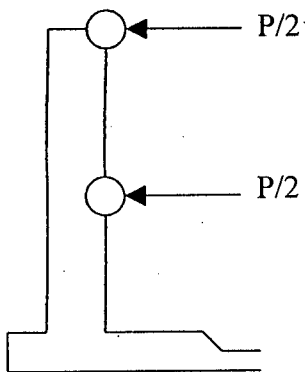
A partir de la superficie de soldadura o parte superior del sardinel si el borde de este está a mas de  $6'' = 15 \text{ m}$  de la cara del barandal  $h_{\text{min}} = 0.70 \text{ m}$

Adoptamos  $h = 0.70 \text{ m}$  y postes espaciados a 1.25 m. Con conjuntas cada 5 postes.

##### b) Diseño de pasamanos.

Para los pasamanos adaptamos e rieles a 0.70 y 0.35 m (tubos de acero A - 36)

Cargas Especificadas. (Normas AASHTO)



$P = 10,000 \text{ lb}$  ;  $L = \text{separación de postes} = 125 \text{ m} = 49.21''$   
 denominamos a  $P/2$  como  $P'$

Momento de flexión Se considera la carga ubicada en el punto medio y el momento de diseño es:

$$M = \frac{P'L}{6} = \frac{5000 \times 49.21}{6} = 41,000 \text{ lb} - \text{pulg.}$$

Diseño

$$fb = \frac{M.C}{I} \text{ (Flexión Uniaxial) } \dots\dots\dots(a)$$

Donde :

$M =$  Momento de diseño

$C =$  Distancia del eje neutro a la fibra extrema

$I =$  Momento de inercia de la sección transversal.

Con la ayuda de las tablas del manual AISC probamos tentativamente:

- Para Tubos Estándar de 3''

$$I = 3.017 \text{ pulg.}^4$$

$$D = 3.50 \text{ pulg. (Diámetro exterior)}$$

$$C = 3.50 / 2 = 1.75 \text{ pulg.}$$

$$fb = \frac{41,000 \times 1.75}{3.017} = 23,782 \text{ lb / pulg}^2$$

- Cheque del Esfuerzo Admisible  $F_b$

$$F_b = 0.55fy \text{ ( Normas A.A.S.H.T.O.)} \dots\dots\dots(b)$$

Para acero A - 36  $fy = 36000 \text{ lb/ pulg.}^2$

$$F_b = 0.55 \times 36,000 = 19,800 \text{ lb/ pulg.}^2 < fb = 23782 \text{ lb / pulg}^2$$

No cumple.

(a) Diseño de acero estructural ; JOSEPH E. BOWLES pag. 171

(b) Diseño de acero estructural ; JOSEPH E. BOWLES pag. 178, pag 553.

- Probamos con Tubos de 3 1/2"

$$I = 4,788 \text{ pulg}^4$$

$$C = 2.00 \text{ pulg}$$

$$f_b = \frac{41,000 \times 2}{4,788} = 17,126 \text{ lb / pulg}^2 < F_b = 19,800 \text{ lb / pulg}^2 \text{ Cumple}$$

- Verificación por cortante

Corte horizontal máximo

$$V_{\max} = P' = 5,000 \text{ lb}$$

$$F_b = \frac{VQ}{I_t} < F_v \dots \dots \dots (a)$$

Donde :

Q = Momento estático por encima del punto en que se determina el esfuerzo cortante ( máximo en el eje neutro ).

T = Espesor en la viga en el punto de investigación del esfuerzo cortante.

Para anillos tenemos:

$$Q = \frac{D^3 - d^3}{6} \quad \begin{array}{l} D = \text{diámetro exterior } 4'' \\ d = \text{diámetro interior } 3.548'' \end{array}$$

$$Q = \frac{(4.00)^3 - (3.548)^3}{6} = 3.223 \text{ pulg}^3$$

$$T = 0.452 \text{ pulg.}$$

$$f_v = \frac{5,000 \times 3.223}{4,788 \times 0.452} = 7,446.25 \text{ lb / pulg}^2$$

Chequeo del Esfuerzo Admisible Fv

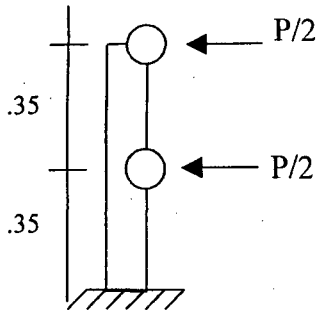
$$F_v = 0.33 f_y \text{ ( Normas A.A.S.H.T.O.) } \dots \dots \dots (c)$$

$$F_v = 11,660 \text{ lb / pulg}^2 > F_v = 7,446.25 \text{ lb / pulg}^2 \quad \text{Cumple Ok}_i$$

Entonces concluimos que los pasamanos serán de tubo estándar de diámetro de 3 1/2 " de acero estructural tipo A 36.

(c) diseño de acero estructural , JOSEPH E. BOWLES pag. 187.

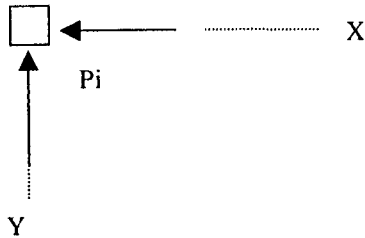
### Diseño de postes



Con una carga longitudinal simultanea de  $P/2$ , esta cantidad dividida entre el número de postes en una longitud continua del barandal, nos da la carga del barandal de manera longitudinal. Es decir:

$$P_l = \frac{P}{2(2 \times N_p)} \quad N_p = 5 \text{ Postes}$$

$$P_l = 5,000 / 10 = 500 \text{ lb}$$



Para el diseño consideramos como viga en voladizo, sometida a flexión biaxial.

#### Momentos de Diseño :

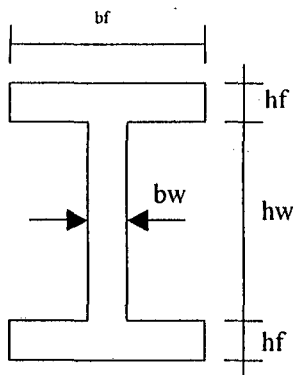
$$M_x = 5,000 \times (70 / 2.54) + 5,000 \times (35 / 2.54) = 206,293 \text{ lb-pulg.}$$

$$M_y = 500 \times (70+35) = 20,669 \text{ lb-pulg}$$

$$f_b = \frac{M_x \cdot C_x}{I_x} + \frac{M_y \cdot C_y}{I_y} \quad (\text{Flexión biaxial})$$

Adoptamos perfiles I

- Probamos con la sección I cuyas dimensiones son  $d = 4''$ ,  $b = 3''$ ,  $t = 1/4''$



$$A_f = b_f \cdot h_f$$

$$I_f = \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} \quad I_w = \frac{b_w \cdot h_w^3}{12}$$

$$d = \frac{h_w + h_f}{2}$$

$$I_x = (I_f + A_f \cdot d^2) \times 2 + I_w$$

$$I_y = h_f \cdot b_f^3 / 6 + h_w \cdot b_w^3 / 6$$

Para el Caso :

$$A_f = 3 \times 0.25 = 0.75 \text{ pulg}^2 \quad b_f = 3'' , h_f = 0.25''$$

$$A_w = 4 \times 0.25 = 1.00 \text{ pulg}^2 \quad b_w = 0.25'' , h_w = 4''$$

$$\text{Area del Perfil} = 2.50 \text{ pulg}^2$$

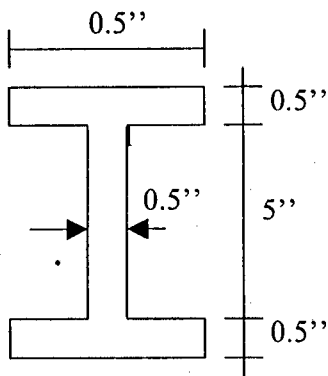
$$C_x = 2.25 \quad I_x = 8.115 \text{ pulg}^4$$

$$C_y = 1.50 \quad I_y = 1.130 \text{ pulg}^4$$

$$F_b = \frac{206,693 \times 2.25}{8.115} + \frac{20,669 \times 1.50}{1.130} = 84,745 \text{ lb/pulg}^2$$

$$f_b > F_b \quad \text{No Cumple}$$

- Probamos con la sección 5" x 5" x 1/2"



$$b_f = 5'' \quad I_x = 43.125 \text{ pulg}^4$$

$$h_f = 0.5'' \quad I_y = 10,469 \text{ pulg}^4$$

$$b_w = 0.5'' \quad C_x = 3''$$

$$h_w = 5'' \quad C_y = 2.5''$$

$$f_b = \frac{M_x.C_x}{I_x} + \frac{M_y.C_y}{I_y} = 19,314 \text{ lb/pulg}^2$$

$$f_b < F_b = 19,800 \text{ lb/pulg}^2 \quad \text{Cumple Ok!}$$

Verificación por cortante

$$f_v = \frac{V_x.Q_x}{I_x.T_x} + \frac{V_y.Q_y}{I_y.T_y} \dots\dots\dots(d)$$

$$\text{Corte transversal } V_x = 2 \times 5,000 \text{ lb} = 10,000 \text{ lb}$$

$$\text{Corte Longitudinal } V_y = 2 \times 500 \text{ lb} = 1,000 \text{ lb}$$

Para la sección Vs 5" x 5" x 1/2"

$$Q_x = (h_f \times b_f) \cdot (b_f / 2 + h_f / 2) + (b_f / 2 \times h_f \times b_f / 4) = (0.5 \times 5) \cdot (2.5 + 0.5 / 2) + (2.5)(0.5) \times (2.5) / 2$$

$$Q_x = 8.4375 \text{ pulg}^3$$

$$Q_y = (hw/2 + bw) \cdot (hw/4) \cdot 2 + (hw \times bw/2) \cdot (bw/4) = (2.5+0.5) \cdot (2.5/2) \cdot 2 + (5 \times 0.5/2) \cdot (0.5/4)$$

$$Q_y = 3.28125 \text{ pulg}^3$$

$$T_x = 0.5'' \quad t_y = 5''$$

$$f_b = \frac{10,000 \times 8.4375}{43.125 \times 0.5} + \frac{1,000 \times 3.28125}{10.469 \times 5} = 3,975 \text{ lb}$$

$$f_b < F_v = 11,880 \text{ lb/pulg}^2 \text{ Cumple Ok!}$$

(d) Diseño de acero estructural Joseph E. Bowles pag. 193

#### 4.1.2. Diseño De La Superestructura

##### Predimensionamiento

##### Vigas Principales

De acuerdo con las normas A.A.S.H.T.O. "para vigas o trabes compuestas, la relación del peralte total (losa de concreto + trabe de acero) con la longitud del claro, preferentemente no será menor de 1/25 y la relación del peralte de la trabe de acero (sola), con la longitud del claro, no será menor que 1/30.

$$ht \geq 1/25 \times L = 1/25 \times 20 = 0.80 \text{ m } \acute{o}$$

$$ht \geq 1/30 \times L = 1/30 \times 20 = 0.67 \text{ m.}$$

La viga será formada de planchas de acero soldadas SIDER que reúne los requisitos del acero A-36.

Luego de varios tanteos adoptamos V.S. 30" x 18"

$$30'' = 0.76 \text{ m.} > 0.67 \text{ m.} \{ \text{Ok} \}$$

- Ancho del Alma El espesor mínimo del alma se determina por el esfuerzo cortante, para un primer tanteo adoptamos  $t_w = 1/2''$ .



- Espaciamiento de Vigas se buscará que el volado de la losa provoque un momento igual o cercano al momento anterior , por lo tanto se puede recomendar  $S = 2.20\text{m}$ , por lo que el puente tendrá solamente 02 vigas.

### **Losa Superior**

Según el autor Pablo Apaza nos recomienda para efectos del espesor de la losa lo siguiente:

S(m)	1.80	2.10	2.40	2.70	3.00	4.00	5.00
t (m)	0.160	0.165	0.180	0.190	0.20	0.22	0.25

Para nuestro caso  $S = 2.20 \text{ m} \Rightarrow t = 0.17$ ; adoptamos  $t = 0.20$

Además según AASHTO:

$$T \text{ min.} = 0.1 + \frac{S}{30} = 0.1 + \frac{2.20}{30} = 0.173 \text{ m}$$

$$T \text{ min.} = 0.173 < t = 0.20 \therefore \text{cumple}$$

### **4.1.3. Diseño De La Losa De Concreto Del Tablero**

#### **1° Tramo Interior.**

- **Espaciamiento efectivo de las vigas.**

Según AASHTO Lec 1 – 3.2 el espaciamento efectivo es:

$$S_e = S - bf + \frac{bf}{2} \dots \dots \dots (*)$$

$bf$  = ancho del ala de la viga principal

$S$  = espaciamento entre ejes de vigas

$$S_e = 2.20 - 18(2.54/100) + \frac{18(2.54/100)}{2}$$

$$S_e = 1.743 \text{ m}$$

- **Momento por peso propio.** (por metro de ancho)

Peso propio de la losa :  $0.20 * 2400 = 480 \text{ Kg}$

Peso asfalto :  $0.05 * 2000 = \frac{180 \text{ Kg}}{580}$

El momento debido a la carga muerta se calcula como:

$$M_o = \frac{WL^2}{10} = \frac{580}{10} (1.743)^2 = 176.21 \text{ Kg - m}$$

- **Momento de sobrecarga**

El factor de impacto de la losa es:

$$I = \frac{15.24}{L + 38} \leq 0,30 \text{ (**)} \quad L = 2.20$$

$$I = \frac{15.24}{2.20 + 38} = 0.38 > 0,30$$

Tomamos  $I = 0.30 \text{ m}$ .

Como  $S/luz = 2.20/25 = 0.088$  es tan pequeño, se usará en el diseño de la losa refuerzo principal en una sola dirección, perpendicular al flujo del tráfico.

(\*) Diseño de acero estructural. Joseph E. Bowles Pag. 231,232.

(\*\*) libro de Puentes Pablo Apaza

El momento por carga viva mas impacto es:

$$ML = \frac{(S + 0.61)}{9.74} \times P \times (1 + I) \dots\dots\dots(a)$$

Donde: P = Carga de la rueda mas pesada (8 tn)

S = luz entre 02 vigas (se considera el espaciamiento efectivo)

$$ML = \frac{(1.743 + 0.61)}{9.74} \times 8000 \times (1 + 0.30) \Rightarrow ML = 2.512 \text{ Kg - m}$$

**Diseño por rotura. (Acero Principal)**

$$Mu = 1.3(Mo + 5/3 ML) \dots\dots(Normas AASHTO)$$

$$Mu = 1.3(176.21 + 5/3 (2.512)) = 5.671 \text{ Kg} - \text{m}$$

**Cálculo del área de Acero:**

$$b = 100 \text{ d} = 20 - (\text{recub} + \phi/2) = 20 - (3+0.8) = 16.20 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi fy(d-a/2)} \quad ; \quad a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$\therefore As = 9.985 \text{ cm}^2$$

**Verificación de Cuantías:**

$$\rho_{\min} = 14/fy = 0.033 \quad ; \quad \rho_{\max} = 0.75 \rho_b$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta \cdot f'c \times 6000}{fy (6000 + fy)}$$

$$\rho_b = \text{cuantía balanceada}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.85 \times 210 \times 6000}{4200 (6000 + 4200)} = 0.02125$$

$$\rho_b = 0.02125 \Rightarrow \rho_{\max} = 0.75 \times 0.02125 = 0.016$$

$$\rho = \frac{9.985}{16.2 \times 100} = 0.0062$$

$$\therefore \rho_{\min} = 0.0033 < \rho = 0.0062 < \rho_{\max} = 0.016 \Rightarrow \text{OK!}$$

(a) Libro de puentes Pablo Apaza Pág 16

**Verificación de Peralte. (Por servicio)**

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{2Ms}{(Fc \cdot k \cdot j \cdot b)}}$$

$$f_c = 0.40.f'_c = 0.40 \times 210 = 84 \text{ K/cm}^2$$

$$f_s = 0.40.f_y = 0.40 \times 4200 = 1680 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = \frac{n}{n+r} \quad n = E_s/E_c = \frac{2'100,000}{15,000 \sqrt{210}} = 10 \Rightarrow r = \frac{f_s}{f_c} = \frac{1680}{84} = 20$$

$$K = \frac{10}{10+20} = 0.33 \quad j = 1 - k/3 = 1 - 0.333/3 = 0.889$$

$$M_s = M_o + ML = 176.21 + 2.512 = 2,688.21 \text{ Kg - m}$$

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{2 \times 2,688.21 \times 100}{84 \times 0.333 \times 0.889 \times 100}} = 14.70 \text{ cm} < 16.20 \text{ cumple OK}$$

### Acero de Reparto

Se dispone perpendicularmente a la armadura principal con el objetivo de contribuir a la distribución de las cargas concentradas móviles en sentido transversal

El área del acero de reparte se denomina como un porcentaje del acero principal para momentos positivos mediante:

$$\% = 55/\sqrt{L} \leq 50\% \Rightarrow \text{cuando el acero principal es paralelo al tráfico}$$

$$\% = 121/\sqrt{L} \leq 67\% \Rightarrow \text{cuando el acero principal es perpendicular al tráfico}$$

$$\Rightarrow \% = 121/\sqrt{1.743} \quad \text{siendo } L=S$$

$$\% = 91.65\% \text{ Viga } 67\%$$

$$\text{Por lo tanto } A_{sr} = 0.67 \times 9.985 = 6.69 \text{ cm}^2$$

Si usamos varillas de  $\phi \frac{1}{2}$ ", el espaciamiento S será.

$$S = \frac{A\phi.b}{A_s} = \frac{1.29 \times 100}{6.69} = 19.3 \text{ cm} = 0.20 \text{ m}$$

Adoptamos  $\phi \frac{1}{2}'' @ 0.175$  este acero se colocará en la parte inferior de la base.

**Acero de Contracción y Temperatura** =  $0.0018 \times b \times t$

**1° Paralelo al Acero Central.**

$$A_{ST} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{este valor sumará l acero principal.}$$

**2° Perpendicular al Acero Principal.**

$$A_{ST} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si usamos } \phi \frac{3}{8}'' \Rightarrow S = \frac{0.71 \times 100}{3.6} = 19.72 \approx 0.20$$

usamos  $\phi \frac{1}{2}'' @ 0.20 \text{ m}$

**Resumen.**

- **Refuerzo principal** =  $9.985 + 3.60 = 13.59 \text{ cm}^2$

$$\text{Para } \phi \frac{5}{8}'' \Rightarrow S = \frac{2.00 \times 100}{13.59} = 14.71$$

Usamos  $\phi \frac{5}{8}'' @ 0.15 \text{ m}$

- **Refuerzo de separación:**

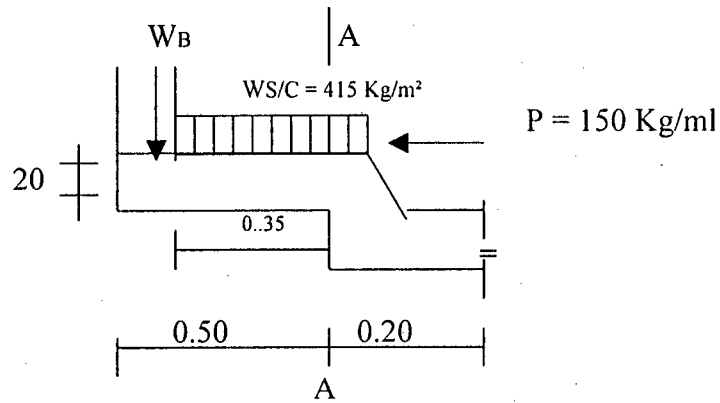
Usamos  $\phi \frac{1}{2}'' @ 0.175 \text{ m}$  capa inferior.

- **Refuerzo por contracción y temperatura:**

$\phi \frac{3}{8}'' @ 0.20 \text{ m}$ .

## Vereda Y Sardinel.

Según las normas de AASHTO, las veredas deben ser diseñadas para una carga uniformemente distribuida de 85 lb/pie<sup>2</sup>, es decir, 415 Kg/m<sup>2</sup> ubicado en su superficie de tránsito. También se considera el peso propio.



### Vereda.

a) **Momento de flexión:** Tomamos la sección A-A.

1) **Carga muerta.**

$$P_p = 0.20 \times 0.50 \times 2400 \times \frac{0.50^2}{2} = 30 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\text{Baranda} = 35 \text{ Kg/ml}$$

$$= 35 \times (0.50 - 0.15/2) = 14.88 \text{ Kg} - \text{m} \cong 15 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\text{Total } M_D = 45 \text{ Kg} - \text{m}$$

2) **Carga Viva:** debido a la S/C de la vereda.

$$415 \times \frac{0.35^2}{2} = 25.40 \text{ Kg} - \text{m}$$

- Debido a la carga horizontal sobre el poste

$$5,000 \text{ lb} = 2,270 \text{ Kg}$$

$$2270 (0.70 + 0.20) = 2,043 \text{ Kg} - \text{m}.$$

Este momento dividimos entre el ancho contribuyente del poste = 1.25 m

$$M_{S/C} = 1,634.4 \text{ Kg} - \text{m}$$

=> tomamos el mayor momento de S/C (no se considera simultáneo)

$$\therefore M_{S/C} = 1,634.4 \text{ Kg} - \text{m}$$

### 3) Momento último de Diseño

$$\therefore M_{s/c} = 1 - 3(45 + \frac{5}{3} \times 1,634.4) = 3,599.70 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

#### a) Área de Acero:

$$A_s = 5.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si usamos } \phi \frac{1}{2}'' \Rightarrow S = \frac{1.29 \times 100}{5.84} = 22.10 \text{ cm}$$

Adoptamos  $\phi \frac{1}{2}'' @ 0.20 \text{ m}$

#### b) Fuerza Cortante

Carga neutra	:	$0.20 \times 0.50 \times 2,400 =$	$240 \text{ Kg}$	} 275 Kg
Baranda	:		$35 \text{ Kg}$	
S/C	:	$415 \times 0.35 =$	$145 \text{ Kg}$	

$$V_u = 1.3(275 + \frac{5}{3} \times 145) = 672 \text{ Kg}$$

Contribución del concreto

$$\Rightarrow \% = 121/\sqrt{1.743} \text{ siendo } L=S$$

$$V_c = 0.53 \phi b.d. \sqrt{f'c} = 0.53 \times 0.85 \times 100 \times 17 \sqrt{210} = 11,098 \text{ Kg}$$

$$V_u = 672 < V_c = 11,098 \Rightarrow \text{OK!}$$

## SARDINEL

El momento que produce la fuerza horizontal es mínimo por tener un brazo de palanca reducido (0.20 m).

Dado que las cargas sobre la veredas no deben ser aplicadas simultáneamente con las cargas de las ruedas, este es el único momento en la sección. Haciendo pasar las varillas de las veredas, se está al lado de la seguridad.

- **Chequeo por Cortante**

$$V_u = 1.3 \times \frac{5}{3} \times 750 = 1,625 \text{ Kg}$$

$$V_c = 0.53 \times 0.85 \times 100 \times 15 \sqrt{210} = 9,792.5 \text{ Kg}$$

$$V_c > V_u \Rightarrow \text{OK!}$$

∴ no es necesario refuerzo transversal.



#### 4.1.4. Diseño de las Vigas longitudinales.

##### Introducción.

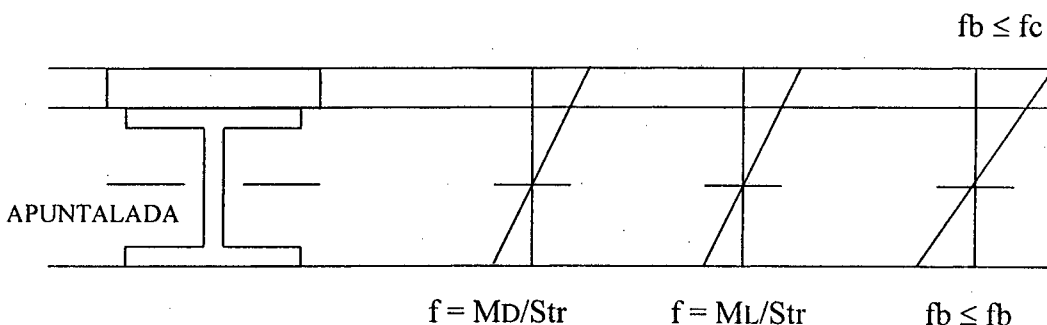
Para las vigas longitudinales se ha adoptado el tipo de viga compuesta. Una viga compuesta es aquella cuya resistencia depende de la adherencia mecánica entre dos o mas materiales.

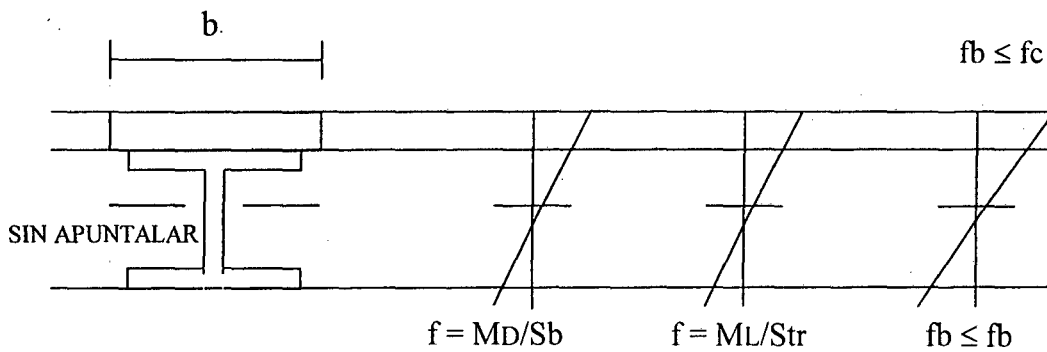
En la construcción de edificios y puentes, se aplica el término de viga compuesta a una sección de acero sobre la que se ha colocado un piso de concreto o un tablero de puente. El tablero se adhiere con firmeza a la sección de acero por medio de conectores de cortante cuidadosamente diseñadas, de manera que el concreto y el acero actúen en conjunto como una viga T.

Los métodos básicos de construcción para producir vigas compuestas son los siguientes:

1° Construcción apuntalada: se colocan las vigas de acero en su lugar y se añaden los encofrados para la losa de concreto, a continuación se apuntala el conjunto (con contravientos o puntales) de modo que no puede ocurrir ninguna deflexión (o cuando menos en cantidad relativamente pequeña), y se cuela el concreto. Después que el concreto haya fraguado unos 7 días (obtuviéndose del 70 al 75 % del  $f'c$ ) se quita el apuntalamiento en este momento los esfuerzos, en la viga compuesta se deben al peso muerto de la viga de acero más una parte proporcional del tablero del concreto.

2° construcción sin apuntalar: se colocan las vigas de acero y se proveen las encofradas para el tablero del concreto. Se cuela el concreto y en este momento la viga de acero soporta la carga muerta del acero, encofrados y el concreto. Después que el concreto fragüe por completo, se quita cualquier tipo de encofrado que se haya usado; es evidente que la viga de acero ha sido permanentemente esforzada con el peso en la propia viga mas el peso del tablero de concreto.





### Cargas Máximas por Vigas.

Cargas Vivas.

#### a) Coefficiente de Impacto.

$$I = \frac{15.24}{L+38} \leq 30 \Rightarrow I = \frac{15.24}{20+30} = 0.263 < 0.30$$

#### b) Coefficiente de Concentración de Carga.

Para el análisis estructural de la sección transversal existen diferentes procedimientos, y van desde condiciones tan simples como las radicadas en las normas de AASHTO y las fórmulas de Courbon, y los métodos mas complejos como el método del emparrillado, de elementos finitos, etc. En nuestro caso emplearemos el método aproximado, conocido como el de coeficientes de concentración de carga.

Según AASHTO para el caso del Camión HS20 establece lo siguiente:

1° En las vigas interiores.

a) Para puentes de una sola vía

$$C = S/1.981 \Rightarrow S < 1.829 \text{ m}$$

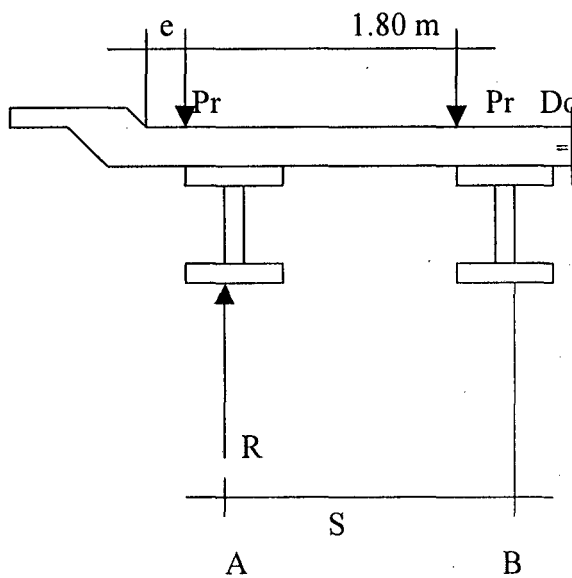
b) Para puentes de 2 ó mas vías

$$C = S/1.981 \Rightarrow S < 3.042 \text{ m}$$

Cuando los valores de S sean mayores que los especificados se trabajará el tramo como simplemente apoyado, sometida a la acción de las ruedas del camión.

2° En vigas exteriores.

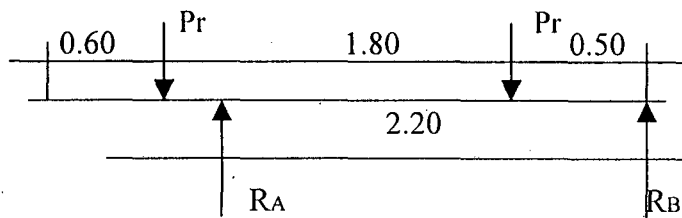
El factor de concentración de carga se calculará suponiendo que el último tramo está simplemente apoyado, pegado el carril de cargas lo mas cercano posible al extremo determinado el factor como una reacción en la viga exterior.



Donde: C = Coef. Concentración de Carga  
 S = distancia entre ejes de vigas  
 Pr = Carga de la rueda del camión  
 e = Máximo acercamiento de la rueda al final del tablero  
 - Para analizar la viga C = 0.60  
 - Para analizar la losa C = 0.30

En nuestro caso solo tenemos vigas exteriores;

$S = 2.20\text{m}$        $e = 0.60\text{m}$



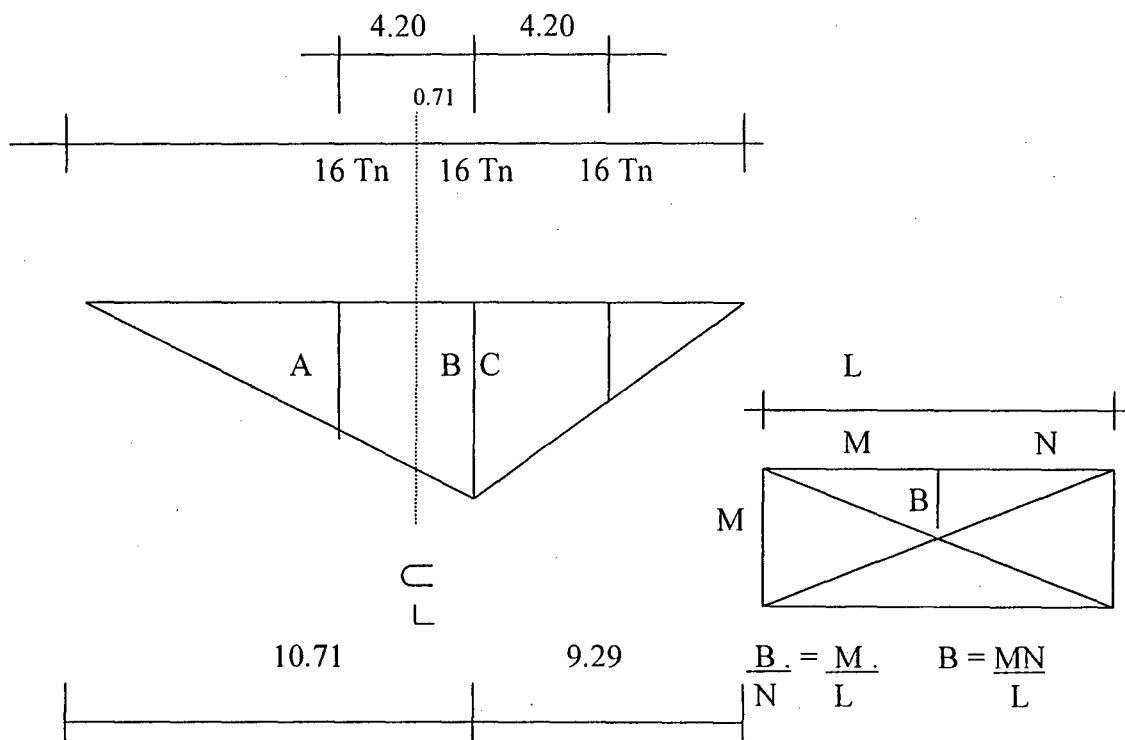
Tomando momentos en B

$$2.20 \times R_A = 2.30 Pr + 0.50 Pr$$

$$R_A = \frac{2.80 Pr}{2.20} \quad ; \quad R_A = 1.27 Pr \quad \therefore C = 1.27.$$

- Sobrecarga móvil del camión . HS20

**Momento Máximo.**



$$M = 10.71, \quad N = 9.29, \quad L = 20.00 \text{ m}$$

$$B = 10.71 \times 9.29 / 20.0 \Rightarrow B = 4.975$$

$$C = \frac{4.975 \cdot}{9.29} \times 5.09 = 2.726$$

$$A = \frac{6.51 \times 4.975 \cdot}{10.71} = 3.024$$

$$ML = 3.024 \times 16 + 4.975 \times 16 + 2.726 \times 4$$

$$ML = 138.89$$

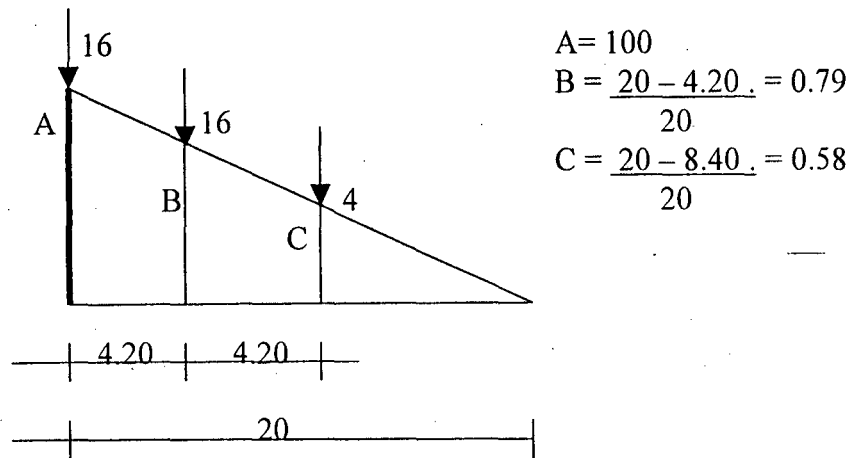
$$Ms/c = ML \times C \times (1 + I) / 2 \longrightarrow 02 \text{ Vigas}$$

$$Ms/c = 138.89 \times 1.27 \times (1 + 0.242) / 2$$

$$Ms/c = 109.54 \text{ Tn -m/Viga} \longrightarrow \text{Momento de sobrecarga móvil incluido .....}$$

### Cortante Máximo.

El cortante máximo tiene lugar cuando la carga de una de las ruedas está sobre el extremo de la viga



$$V_L = 16 \times 100 + 16 \times 0.79 + 4 \times 0.58$$

$$V_L = 30.96 \text{ m}$$

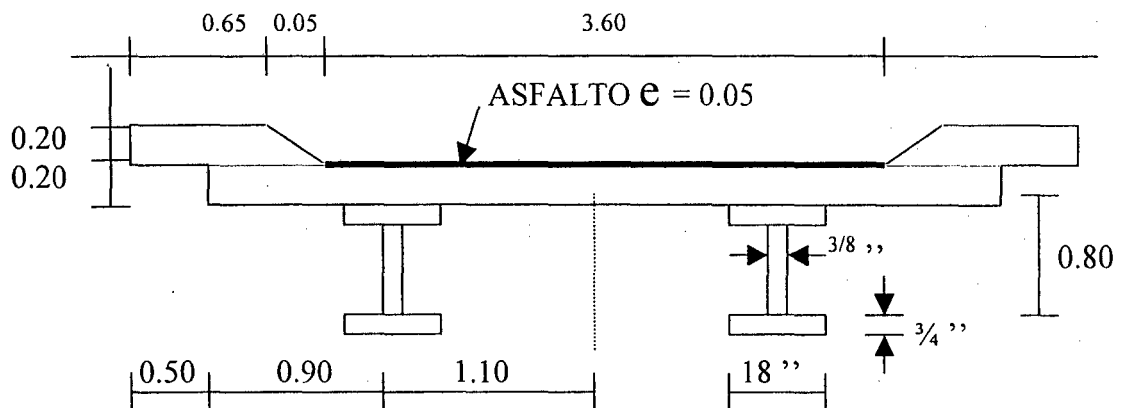
$$V_{s/c} \text{ por Viga} = 30.96 \times 1.27 \times 1.242 / 2 = 24.417 \text{ Tn}$$

**Nota:** Para el cálculo de la deflexión se tomará como una aproximación bastante exacta a la carga viva como una carga distribuida.

$$M_L = \frac{W_L \times L^2}{8} \Rightarrow W_L = \frac{8 \times M_L}{L^2} = \frac{8 \times 109.54}{20^2}$$

$$W_L = 2.191 \text{ Tn/ml...}$$

### Cargas Permanentes.



Considerando la construcción sin apuntalamiento se han dividido las cargas permanentes en dos:

**Peso Propio.**

- Losa	960	Kg/ml
- Viga Laminada	250	Kg/ml
- Oxafragmas y atiezadores	50	Kg/ml
- Diversos, incluye basuras y encofrado	100	Kg/ml
	<hr/>	
	1360	Kg/ml

$$W_{pp} = 1360 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{pp} = \frac{1360 \times 20^2}{8} = 68,000 \text{ Kg - m}$$

**Carga Muerta.**

- Sardinel	324	Kg/ml
- Barandal	35	Kg/ml
- Asfalto	180	Kg/ml
	<hr/>	
	539	Kg/ml

$$W_{cm} = 539 \text{ Kg/ml} \Rightarrow M_{cm} = 539 \times 20^2/8 = 26,950 \text{ Kg - m}$$

**Total Cargas Permanentes.**

$$W_D = 1,900 \text{ Kg - ml}$$

$$M_D = 95,000 \text{ Kg - m}$$

$$V_D = 19,000 \text{ Kg.}$$

- Se notará que  $M_D$  está en el centro del claro del larguero, mientras que  $M_L$ , está ligeramente fuera del centro. El error de sumas  $M_D + M_L$  es insignificante y conservativo, de manera que se pueden comprobar los esfuerzos en el centro del claro bajo  $M_D$  y añadir el efecto combinado de  $M_L$  (secuencia de construcción son apuntalamiento).

## Selección de Perfiles.

Antes de iniciar los cálculos con los perfiles debemos calcular el ancho colaborante de la losa y el área equivalente del concreto (losa).

### - Ancho Colaborante de la losa. = b

De acuerdo al reglamento el ancho colaborante será el menor de los siguientes valores:

- $\frac{1}{4}$  de luz de la viga =  $20/4 = 5.00$  m
- 12 veces el espesor de la losa =  $12 \times 0.20 = 2.40$  m
- S (espaciamiento entre ejes de la viga) = 2.20 m

∴ Debería regir  $b = 2.20$  m, pero considerando que la distancia del extremo (viga exterior) es menos que la mitad de la distancia entre ejes de vigas, se tomará como ancho colaborante la suma de estas dos longitudes.

$$\therefore b = 1.10 + 0.90 = 2.00 \text{ m} \Rightarrow b = 2.00 \text{ m}$$

### - Área equivalencia del centro (Losa).

Para efectos de cálculos de vigas de sección compuesta, se requiere transformar el área de concreto a un área equivalente de acero, para éste fin realizamos la deducción correspondiente:

Si  $F = f_c \times A_c$  para tener el mismo efecto debe cumplirse:

$$F = f_s \times A_s$$

Además deberán tener la misma deformación unitaria.

$$e_c = \frac{f_c}{E_c} \quad \text{deformación Unitaria del concreto}$$

$$e_c = \frac{f_s}{E_s} \quad \text{deformación unitaria del acero.}$$

$$\text{Igualando } \frac{f_c}{E_c} = \frac{f_s}{E_s} \Rightarrow \frac{f_s}{f_c} = \frac{E_s}{E_c}$$

También:  $f_c \times A_c = f_s \times A_s$

$$A_s = \frac{A_c \cdot f_c}{f_s} \quad \text{Pero } f_s / f_c = E_s / E_c$$

Además:

$E_s / E_c = n \Rightarrow$  relación modular del Acero y Concreto.

Por lo tanto:  $A_s = \frac{A_c}{n}$

- Area del concreto:  $A_c = 2.00 \times 0.20 = 0.40 \text{ m}^2$
- Area equivalente del acero

$$A_e = \frac{A_c}{n} \Rightarrow \text{para } f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

Tenemos  $n = \frac{2'100,000}{15,000 \sqrt{210}} \quad n = 9.661$

Por lo tanto  $A_e = \frac{0.40}{9.661} = 0.0414 \text{ m}^2$

$A_e = 414 \text{ cm}^2 \quad \text{ó} \quad A_e = 64.17 \text{ pulg}^2$

### Necesidad de Platabandas.

Con la finalidad de equilibrar los esfuerzos de la fibra superior que trabaja conjuntamente con la losa de concreto, se colocará platabandas en la fibra inferior.

### Análisis De Alternativas.

El módulo de sección de un perfil está dado por la fórmula:

$$S = \frac{M}{f_b} \quad \text{ó} \quad S = \frac{I}{y}$$

Donde: M = Momento Constante

$$f_b = \text{esfuerzo admisible en flexión} = 0.55 f_y$$

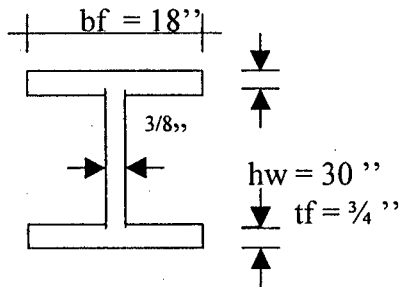


El perfil solo debe soportar el peso propio de la superestructura y actuando como sección compuesta, el momento total; es por eso que se debe calcular el módulo de la sección teniendo en cuenta sólo el MD, luego se analizarán si los esfuerzos actuantes no sobre pasen los admisibles

$$S = \frac{M_D}{0.55 f_y} = \frac{9500000}{0.55 \times 2530} = 6827.16 \text{ cm}^3 = 416.62 \text{ pulg}^3$$

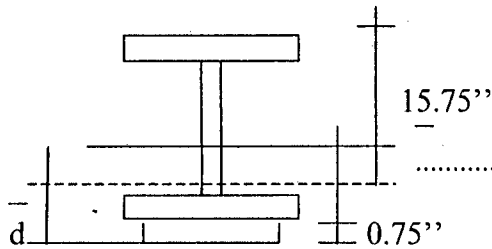
pro lo tanto:  $S_{\text{mín}} = 416.62 \text{ pulg}^3$

**Caso I VS 30'' x 18''**



$bf = 18''$	
$tf = 3/4''$	$I = 7,227.56 \text{ pulg}^4$
$hw = 30''$	$S = 458.89 \text{ pulg}^3$
$tw = 3/8''$	$Av = 38.25 \text{ pulg}^2$

- Con platabanda de 16'' x 3/4'' tenemos



$$A_{pb} = 16 \times 3/4'' = 12.00 \text{ pulg}^2$$

$$A_t = 38.25 + 12 = 50.25 \text{ pulg}^2$$

- Eje Neutro.

$$\bar{y} = \frac{(0.75 \times 16) \times (15.75 + 0.75/2)}{50.25}$$

$$\bar{y} = 3.85 \text{ pulg}$$

Momento de inercia:

$$I_{pb} = 16 \times 0.75^3 / 12 = 0.5625 \text{ pulg}^4$$

$$I_{\text{perfil}} = 7227.56 \text{ pulg}^4$$

$$I = I_{pb} + A_{pb}(\bar{d})^2 + I_{\text{perfil}} + A_{\text{perf.}}(\bar{y})^2$$

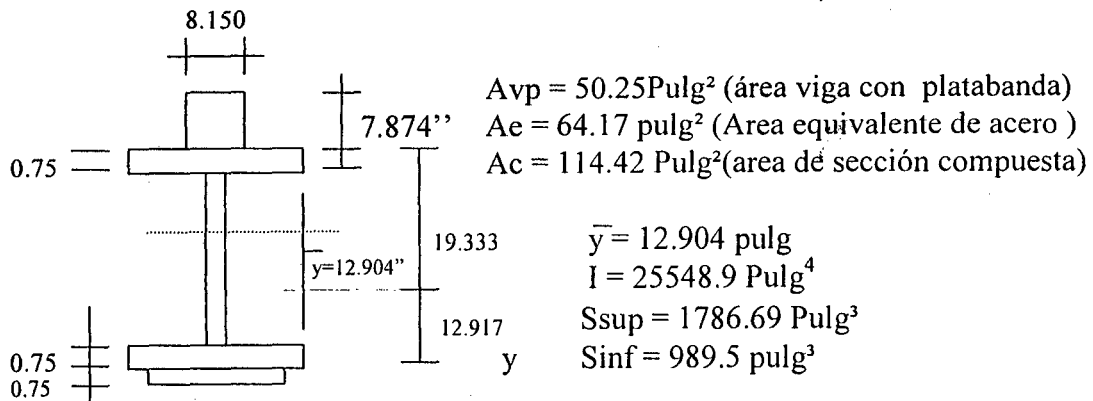
$$I = 0.5625 + 12 \times 13.40^2 + 7227.56 + 42.0 \times 3.85^2$$

$$I = 9,949.8$$

$$S_{\text{superior}} = 507.64 \text{ Pulg}^3$$

$$S_{\text{inferior}} = 786.55 \text{ Pulg}^3$$

### Sección Transversal. (Transformada)



$$S \text{ intermedia Superior} = \frac{25548.9}{6.429} = 3,973.82 \text{ Pulg}^3$$

### **Verificaciones.**

#### **Esfuerzos.**

##### **1° Inicial.**

- Fibra superior:

$$f(pp) = \frac{M_{pp}}{S_{sup}} = \frac{6'800,000}{507.64 \times 2.54^3} = 817.43 \text{ Kg/cm}^2$$

- Fibra Inferior:

$$f(pp) = \frac{M_{pp}}{S_{inf}} = \frac{6'800,000}{786.55 \times 2.54^3} = 527.57 \text{ Kg/cm}^2$$

##### **2° Final.**

- Fibra superior:

$$f = \frac{M(cm + Cv)}{STR_{sup}} = \frac{(26950 + 109,504) \times 10^2}{1,786.64 \times 2.54^3} = 466.07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo en el concreto } f_c = \frac{466.07}{9.67} = 48.20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$48.20 \text{ Kg/cm}^2 < 0.40 f'c = 84 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{OK!}$$

*f* Intermedio a superior (entre el ala y la superficie interior de la losa)

$$f_b = \frac{(26,950 + 109,540) \times 10^2}{(3973.82 \times 2.54^3)} = 209.60 \text{ Kg/cm}^2$$

### Fibra Inferior.

$$f = \frac{M (cm + cv)}{S_{teinf}} = \frac{(26,950 + 109,540) \times 10^2}{989.50 \times 2.54^3} = 1379.38 \text{ Kg/cm}^2$$

### Esfuerzos Totales:

#### Fibra inferior:

$$f = \frac{M_{pp}}{S} + \frac{M (cm + cv)}{S_{TR}}$$

$$f_s = 527.57 + 817.43 = 1,345 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.55 f_y = 0.55 \times 2,530 = 1,390.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s < F_b \Rightarrow \text{OK!}$$

### **Deflexiones.**

#### **Cargas Permanentes.**

$$\Delta_{pp} = \frac{5 \times W_{pp} \times L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 13.60 \times 2,000^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times (9,949.8 \times 2.54^4)} = 3.26 \text{ cm}$$

$$\Delta_{pp} = 3.26 \text{ cm} \qquad I_{TR} = 26.146.31 \times 2.54^4$$

$$\Delta_{cm} = \frac{5 \times 5.39 \times 2,000^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 25548.9 \times 2.54^4} = 0.50 \text{ cm}$$

$$\Delta_{cm} = 0.50 \text{ cm}$$

$$\Delta_{cp} = \Delta_{pp} + \Delta_{cm} = 3.26 + 0.50 = 3.76 \text{ cm}$$

#### **Carga Viva.**

$$\Delta_{cv} = \frac{5 \times W_{cv} \times L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 21.91 \times 2,000^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 25548.90 \times 2.54^4} = 2.04 \text{ cm}$$

$$\Delta_{cv} = 2.04 \text{ cm}$$

### Conclusión.

Las vigas se fabrican con una contraflecha de 4.00 cm que abarca toda la deflexión por cargas permanentes.

$$\Delta_{cv} = 2.04 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{L}{800} \text{ (Normas de AASHTO)}$$

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{2000}{800} = 2.5 \quad \Delta < \Delta_{\text{máx}} \Rightarrow \text{OK!}$$

### Verificación del Perfil.

#### - Alma.

Según la AASHTO

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{727}{\sqrt{F_b}} \quad F_b = \text{esfuerzo admisible a flexión en Klib/pulg}^2$$

el esfuerzo permisible básico a flexión es  $0.55 F_y$  (AASHTO)

Para acero tipo A - 36  $F_y = 36 \text{ Klib/Pulg}^2 \Rightarrow F_b = 0.55 \times 36 = 19.8 \text{ Klib/pulg}^2$

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{727}{\sqrt{19.8}} = 163 \quad \Rightarrow \quad tw \geq \frac{h}{163} = \frac{30}{163} = 0.184$$

$tw = 0.375 \text{ pulg} > 0.184 \Rightarrow \text{Cumple}$

Además  $tw \geq \frac{5}{16} \text{ pulg} = 0.312 \text{ pulg} \Rightarrow \text{cumple}$

#### - Patines.

De la AASHTO

$$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{51.4}{\sqrt{F_b}} \quad F_b \text{ en Klib/pulg}^2$$

$$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{431}{\sqrt{F_b}} \quad F_b \text{ en Klib/cm}^2$$

$$\frac{b}{2t_f} \leq 12. \Rightarrow \frac{18}{2 \times 0.75} = 12 \Rightarrow \text{cumple}$$

- **Verificación por corte**

$$V_D = 19,000 \text{ kg}$$

$$V_L = 24,417 \text{ kg}$$

$$V_S = 43,417 \text{ kg} = 95,718 \text{ lb}$$

$$F_v = \frac{V_s}{h \times t_w} = \frac{95,718}{30 \times 0.375} = 8508.27 \text{ lb/pulg}^2$$

$f_v \leq F_v \Rightarrow$  esfuerzo admisible al corte

$$F_v = \frac{f_y}{3} \quad (\text{AASHTO}) \Rightarrow F_v = \frac{36000}{3} = 12000 \text{ lb/pulg}^2$$

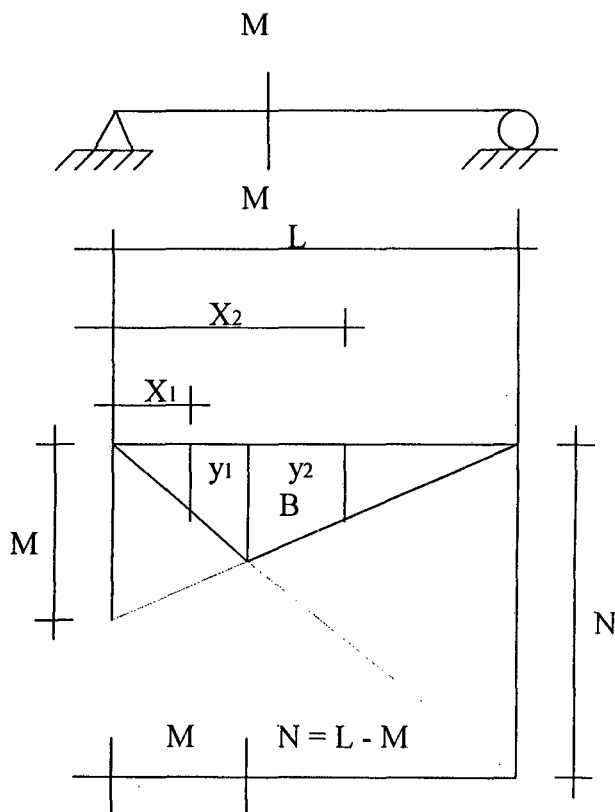
$$f_v = 8508.27 \text{ lb/pulg}^2 < F_v = 12,000 \text{ lb/pulg}^2 \Rightarrow \text{OK!}$$

**Determinación De La Envolvente De Momento Flector**

**1. Líneas de influencia de Momentos Flectores**

Para vigas simplemente apoyadas tenemos lo siguiente:

En una sección cualquier  $m - m$



de la figura:

$$B = \frac{M \times N}{L} = \frac{M(L - M)}{L}$$

$$N = L - M$$

Cálculo de  $y_1$

$$0 \leq X_1 \leq M$$

$$\therefore y_1 = X_1 \times \underline{N}$$

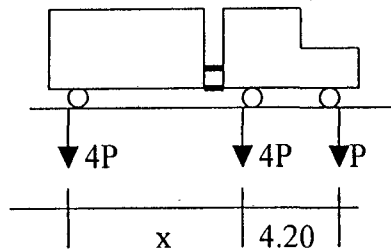
calculo de  $y_2$

$$M \leq X_2 \leq L$$

$$\therefore y_2 = (L - X_2) \times \underline{M}$$

### A. Sobre carga móvil.

Para la S/C móvil usamos el camión mas pesado de las normas AASHTO que es el HS20 normalizado al sistema métrico (H36)



$$P = 4 \text{ tn}$$

$$4P = 16 \text{ tn}$$

X varía de 4.20 a 9.15;  
Considerando el caso mas crítico tenemos:

$$x = 4.20$$

$$X_1 = B - 4.2 \quad \text{siendo} \quad X_1 \geq 0$$

Además:      si:       $X_1 \geq X_2 \Rightarrow A = X_1 \quad \text{y} \quad C = X_2$   
 $X_1 < X_2 \Rightarrow A = X_2 \quad \text{y} \quad C = X_1$

Por lo tanto:  $4P \times A + 4P \times B + P \times C = 4P(A + B + C/4)$

Donde A, B, C son las ordenadas de las cargas 4P, 4P y P

Para un eje de ruedas tenemos  $P_r = 2 \text{ Tn}$ .

Además para el cálculo de momentos se aplicarán los coeficientes de impacto (I) y concentración de carga (Cc) Calculamos;

- Se ha diseñado un programa en Basic que nos muestra los resultados de la envolvente del momento para S/C móvil para HS20

$$M_{TO} = C_c \times 4P \times (HI) \times (A + B + C/4)$$

Donde :  $P = P_r = 2 \text{ Tn}$        $C_c = 1.270$        $I = 0.242$

Sección	M (m)	Y <sub>1</sub>	B	Y <sub>2</sub>	A+B+C/4	M <sub>TO</sub> s/c (T - m)
0L	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.1 L	2.00	0.00	1.80	1.38	3.180	40.128
0.2 L	4.00	0.00	3.20	2.36	5.560	70.160
0.3 L	6.00	1.26	4.20	2.94	7.455	94.073
0.4 L	8.00	2.28	4.80	3.12	8.490	107.133
0.5 L	10.00	2.90	5.00	2.90	8.625	108.836
0.6 L	12.00	3.12	4.80	2.28	8.490	107.133
0.7 L	14.00	2.94	4.20	1.26	7.455	94.073
0.8 L	16.00	2.36	3.20	0.00	5.560	70.160
0.9 L	18.00	1.38	1.80	0.00	3.180	40.128
1.0 L	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000

**NOTA:** se ha tomado la carga concentrada  $P_r = 2 \text{ Tn}$  debido a que en el puente tenemos 02 vigas. En un caso general se toma a  $P = 4 \text{ Tn}$  y los momentos resultantes se dividen entre el número de vigas.

En consecuencia, los momentos finales que figuran en la tabla anterior corresponden a lo que soportará cada viga.

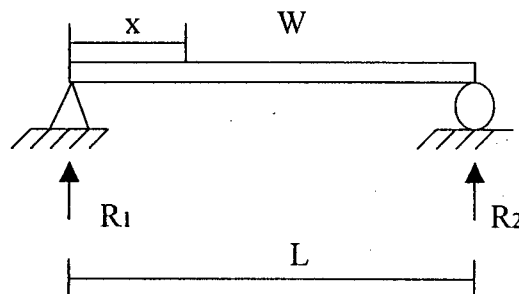
### B. Cargas Permanentes.

Consideramos el peso propio mas la carga muerta

Por lo tanto  $W_D = W_{pp} + W_{cm} = 1,360 + 539$

$$W_D = 1,900 \text{ Kg / ml}$$

- Para vigas simplemente apoyadas



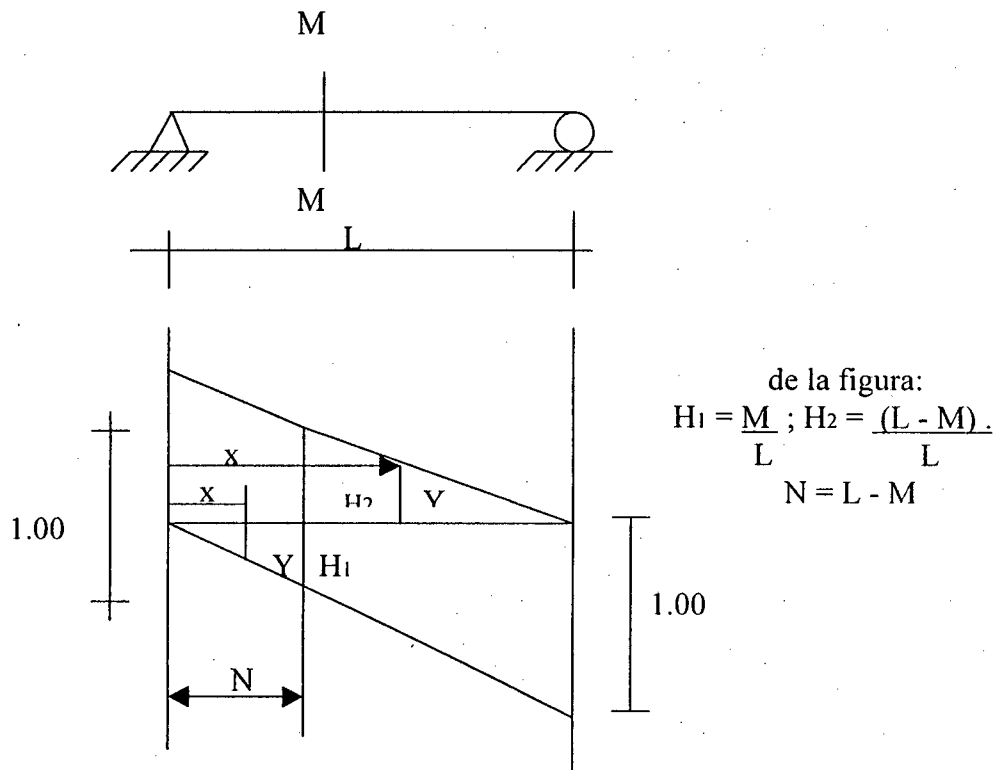
$$\text{Por simetría } R_1 = R_2 = \frac{WL}{2}$$

$$M_x = R_1 x - \frac{Wx^2}{2} = \frac{WLx}{2} - \frac{Wx^2}{2} = \frac{Wx^2}{2} \cdot (L - x)$$

Sección	X	Wp	M <sub>T0(T-M)</sub>
0L	0.00	1.900	0.00
0.1 L	2.00	1.900	34.20
0.2 L	4.00	1.900	60.80
0.3 L	6.00	1.900	79.80
0.4 L	8.00	1.900	91.20
0.5 L	10.00	1.900	95.00
0.6 L	12.00	1.900	91.20
0.7 L	14.00	1.900	79.80
0.8 L	16.00	1.900	60.80
0.9 L	18.00	1.900	34.20
1.0 L	20.00	1.900	0.00

#### 4.1.6. Determinación De La Envoltura De Fuerza Cortante.

- Líneas de influencia de fuerzas constantes para vigas simplemente apoyadas



Cuando  $0 \leq x \leq M$

; Cuando  $M < x \leq L$

$$Y = \frac{-x}{L}$$

$$y = \frac{L - x}{L}$$



**A. Sobrecarga móvil HS20.**

El constante máximo para una determinada sección se da cuando las ordenadas de las cargas 4P, 4P y P son del mismo signo y la rueda trasera coincide en el punto M de la sección:

1° Si  $H_2 \geq H_1 \Rightarrow X_1 = M + 4.2 : X_2 = M + 8.4$

Donde si  $X_1 > L \Rightarrow X_1 = L$  y Si  $X_2 > L \Rightarrow X_2 = L$

Por lo tanto  $A = H_2 : B = (L - X_1)/L : C = (L - X_2)/L$

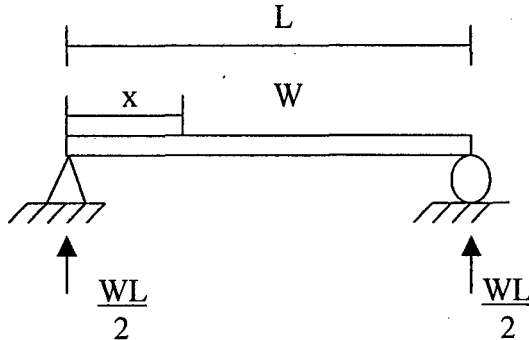
2° Si  $H_2 < H_1 \Rightarrow X_1 = M - 4.2 : X_2 = M - 8.4$

Donde si  $X_1 < 0$  y/o  $X_2 < 0 \Rightarrow X_1$  y/o  $X_2 = 0$

$\Rightarrow A = -H_1 : B = -X_1/L : C = -X_2/L$

Donde constante =  $4P(A+B+C/4) \times C_c \times (1 + I)$

**Cargas Permanentes.**



Para cargas distribuidas :

$$V_x = \frac{W \times L}{2} - WX$$

Para los cálculos de las envolventes de fuerzas constantes y momentos flectores se ha diseñado un programa en Basic, el cual se presenta a continuación:

```
CLS
REM ENVOLVENTE DE FUERZA CONSTANTE S / C MÓVIL HS20
PRINT "DATOS DE ENTRADA"
INPUT "LUZ (M) = ", L : INPUT "# DE SECCIONES = ", X : INPUT "Pr = ", P
INPUT "Cc = ", Cc : INPUT "Impacto = ", I
LPRINT "          DATOS DE ENTRADA"
LPRINT "          ====="
LPRINT "          "
LPRINT "LUZ (M)          Pr (Ton) Cc          Impacto"
LPRINT USING "###.##          ###.###          ###.###          ###.###"; L; P; Cc; I
LPRINT "          "
LPRINT "          RESULTADOS"
LPRINT "          ====="
LPRINT "          "
```

```

LPRINT "x(m)          A+B+C/4          Cc*4P*(1+I)  CORTANTE (Ton)"
LPRINT "-----"
REM
F = 4 * P* Cc * (1 + I)
M = 0
S = L / X
H1 = M / L: H2 = (L - M) / L
IF X2 < H1 THEN GOTO 80
X1 = M + 4.2: X2 = M + 8.4
IF X1 > L THEN X1 = L
IF X2 > L THEN X2 = L
A = H2: B = (L - X1) / L: C = (L - X2) / L: GOTO 100
X1 = M - 4.2: X2 = M - 8.4
IF X1 < 0 THEN X1 = 0
IF X2 < 0 THEN X2 = 0
A = -H1: B = -X1 / L: C = -X2 / L
K = (A + B + C / 4)
V = F * K
LPRINT UNSIG "###.###          ##.###          ##.###          ###.###"; M; K; F; V
M = M + S: IF M <= L THEN 40
END

```

```

CLS
REM ENVOLVENTE DE MOMENTO FLECTOR S / C MÓVIL HS20
PRINT "DATOS DE ENTRADA"
INPUT "LUZ (M) = ", L: INPUT "# DE SECCIONES = ", X: INPUT "Pr = ", P
INPUT "Cc = ", Cc: INPUT "Impacto = ", I
LPRINT "          DATOS DE ENTRADA"
LPRINT "          ====="
LPRINT "          "
LPRINT "LUZ (M)          Pr (Ton)          Cc          Impacto"
LPRINT UNSING "###.###          ##.###          ##.###          ###.###"; L; P; Cc; I
LPRINT "          "
LPRINT "          RESULTADOS"
LPRINT "          ====="
LPRINT "          "
LPRINT "x(m)          A+B+C/4          Cc*4P*(1+I)  MOMENTO(Tn - m)"
LPRINT "-----"
REM
F = 4 * P* Cc * (1 + I)
M = 0
S = L / X
N = L - M: B = M * N / L
X1 = M - 4.2: X2 = M + 4.2
IF X1 < 0 THEN X1 = 0
IF X2 > L THEN X2 = L
Y1 = X1 * N / L: Y2 = (L - X2) * M / L
IF Y1 > Y2 THEN A = Y2: C = Y1: GOTO 100
A = -Y1: C = -Y2
K = (A + B + C / 4)
MTO = F * K
LPRINT UNSIG "###.###          ##.###          ##.###          ###.###"; M; K; F;
MTO
M = M + S: IF M <= L THEN 40
END

```

DATOS DE ENTRADA

=====

LUZ (M)	Pr (Ton)	Cc	Impacto
20.00	2.000	1.270	0.242

RESULTADOS

=====

X (M)	A + B + C/4	Cc * 4P * (1+I)	MOMENTO (Tn - m)
0.000	0.000	12.619	0.000
2.000	3.180	12.619	40.128
4.000	5.560	12.619	70.160
6.000	7.455	12.619	94.073
8.000	8.490	12.619	107.133
10.000	8.625	12.619	108.836
12.000	8.490	12.619	107.133
14.000	7.455	12.619	94.073
16.000	5.560	12.619	70.160
18.000	3.180	12.619	40.128
20.000	0.000	12.619	0.000

DATOS DE ENTRADA

=====

LUZ (M)	Pr (Ton)	Cc	Impacto
20.00	2.000	1.270	0.242

RESULTADOS

=====

X (M)	A + B + C/4	Cc * 4P * (1+I)	MOMENTO (Tn - m)
0.000	1.935	12.619	24.417
2.000	1.710	12.619	21.578
4.000	1.485	12.619	18.739
6.000	1.260	12.619	15.900
8.000	1.035	12.619	13.060
10.000	0.810	12.619	10.221
12.000	-1.035	12.619	-13.060
14.000	-1.260	12.619	-15.900
16.000	-1.485	12.619	-18.739
18.000	-1.710	12.619	-21.578
20.000	-1.935	12.619	-24.417

### Envolvente De Fuerzas Cortantes

**Datos**

Wd (T / ml) : 1.900  
 Luz (m) : 20.00

Wl : Tren de Cargas HS20

Sección	X (m)	Vs/c (Ton)	Vd. (Ton)	V Total (Ton)
0.0L	-	24.417	19.000	43.417
0.1 L	2.00	21.578	15.200	36.778
0.2 L	4.00	18.739	11.400	30.139
0.3 L	6.00	15.900	7.600	23.500
0.4 L	8.00	13.060	3.800	16.860
0.5 L	10.00	±10.221	-	±10.221
0.6 L	12.00	-13.060	-3.800	-16.860
0.7 L	14.00	-15.900	-7.600	-23.500
0.8 L	16.00	-18.739	-11.400	-30.139
0.9 L	18.00	-21.578	-15.200	-36.778
1.0 L	20.00	-24.417	-19.000	-43.417

### ENVOLVENTE DE MOMENTO FLECTOR

Sección	X (m)	Msc (Ton)	Md. (Ton)	M Total (Ton)
0.0L	-	-	-	-
0.1 L	2.00	40.128	34.200	74.328
0.2 L	4.00	70.160	60.800	130.960
0.3 L	6.00	94.073	79.800	173.873
0.4 L	8.00	107.133	91.200	198.333
0.5 L	10.00	108.836	95.000	203.836
0.6 L	12.00	107.133	91.200	198.333
0.7 L	14.00	94.073	79.800	173.873
0.8 L	16.00	70.160	60.800	130.960
0.9 L	18.00	40.120	34.200	74.320
1.0 L	20.00	-	-	-

DATOS DE ENTRADA

LUZ (M)	Pr (Ton)	Cc	Impacto
20.00	2.000	1.270	0.242

RESULTADOS

X (m)	(A + B + C/4)m	MOMENTO (Tn - m)	(A + B + C/4)v	CORTANTE (Tn)
0.000	0.000	0.000	1.935	24.417
1.000	1.690	21.326	1.822	22.998
2.000	3.180	40.128	1.710	21.578
3.000	4.470	56.406	1.597	20.158
4.000	5.560	70.160	1.485	18.739
5.000	6.600	83.284	1.373	17.319
6.000	7.455	94.073	1.260	15.900
7.000	8.085	102.022	1.148	14.480
8.000	8.490	107.133	1.035	13.060
9.000	8.670	109.404	0.923	11.641
10.000	8.625	108.836	0.810	10.221
11.000	8.670	109.404	-0.923	-11.641
12.000	8.490	107.133	-1.035	-13.060
13.000	8.085	102.022	-1.148	-14.480
14.000	7.455	94.073	-1.260	-15.900
15.000	6.600	83.284	-1.373	-17.319
16.000	5.560	70.160	-1.485	-18.739
17.000	4.470	56.406	-1.597	-20.158
18.000	3.180	40.128	-1.710	-21.578
19.000	1.690	21.326	-1.822	-22.998
20.000	0.000	0.000	-1.935	-24.417

#### 4.1.7. Diseño De La Platabanda

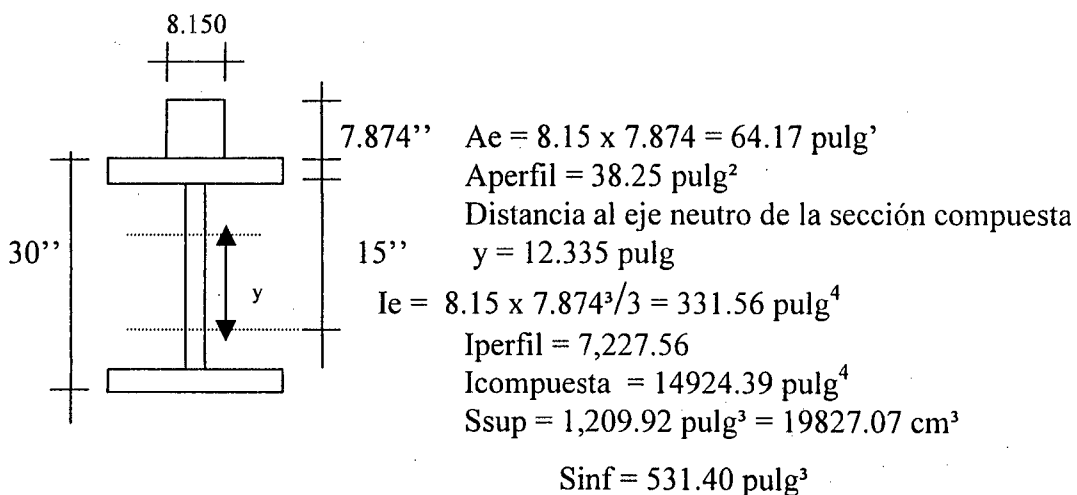
##### Cálculo de la longitud

##### a) Punto teórico del corte

Es la longitud donde se interseccionan el diagrama de momentos normales con la ordenada del momento resistente de la viga compuesta sin platabanda.

Para determinar esta longitud se grafica a escala esta envolvente de momento y luego trazamos la línea del momento resistente, encontrándose los puntos de intersección cuya longitud viene a ser el punto teórico del corte.

##### Momento resistente de la viga sin platabanda



##### Momento resistente de la sección compuesta

$$M_R = S \times F_a$$

$S$  = Módulo de sección

$F_a$  = esfuerzo admisible a flexión

$$M_R = 10,478.05 \times (0.55 \times 2,530)$$

$$M_R = 14580206.58 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M_R = 145.80 \text{ Tn} - \text{m}$$

Por lo tanto: del gráfico tenemos:

$$L_{TP} = 10.80 \text{ m}$$

**b) Longitud según reglamento.**

El reglamento da la siguiente fórmula.

$$L_p = 2a + (L - a)\sqrt{1 - S_t/s't}$$

Donde:

$L_p$  = Longitud de platabanda

$a$  = distancia del eje del puente al punto máximo momento de sobrecarga = 0.71 m

$L$  = Ley de cálculo de la viga

$S_t$  = Módulo resistencia de la fibra inferior sin platabanda

$S_t = 531.40 \text{ pulg}^3$

$S't$  = módulo resistente de la fibra inferior con platabanda

$S't = 989.50 \text{ pulg}^3$

$$L_p = 2 \times 0.71 + (20 - 0.71)\sqrt{1 - 531.40/989.50}$$

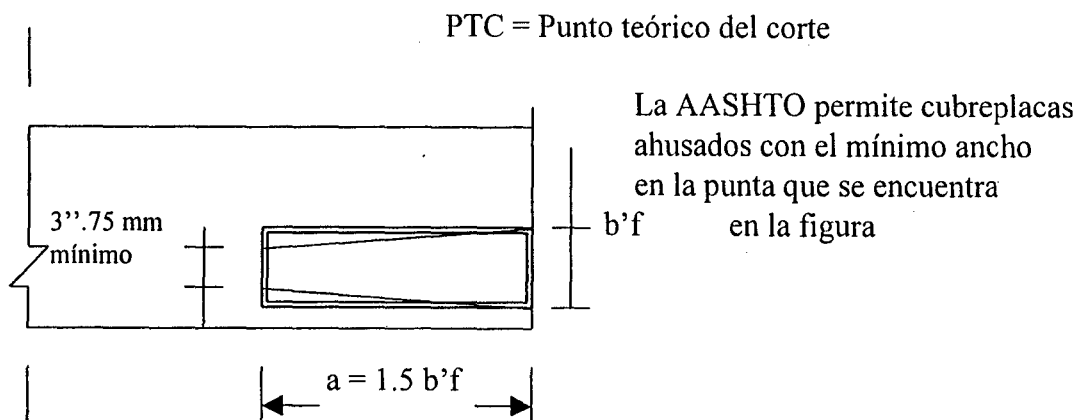
$$L_p = 14.55 \text{ m}$$

- Para las cubreplacas (platabandas) de longitud parcial, las normas AASHTO dan una longitud adicional a puntos del punto teórico del corte con el fin de desarrollar totalmente la contribución de la cubreplaca a la resistencia a flexión de la sección

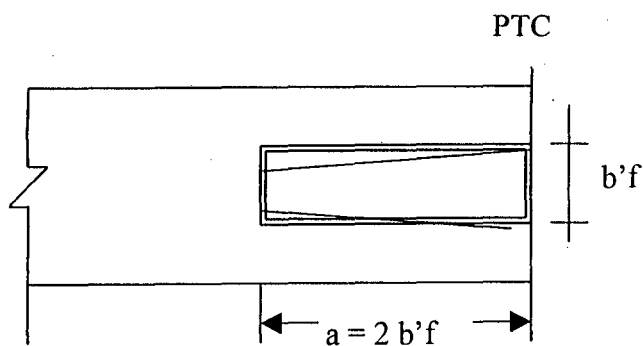
En la figura se ilustran los requerimientos del código para esta distancia

AASHTO Sec 1.7.12

1° soldado en el borde final



2° soldado en el borde final



∴ Considerando que la platabanda será soldada en el borde final, está mas en el caso 1°

$$\Rightarrow a = 1.5 \times b'f = 1.5 \times 16'' = 24'' = 60.96 \text{ cm}$$

∴ Longitud total de la platabanda

$$LT = 10.80 + 0.60 \times 2 = 12.00 \text{ m}$$

Adoptamos el mayor valor.

$$\therefore L_p = 14.55 \text{ m}$$

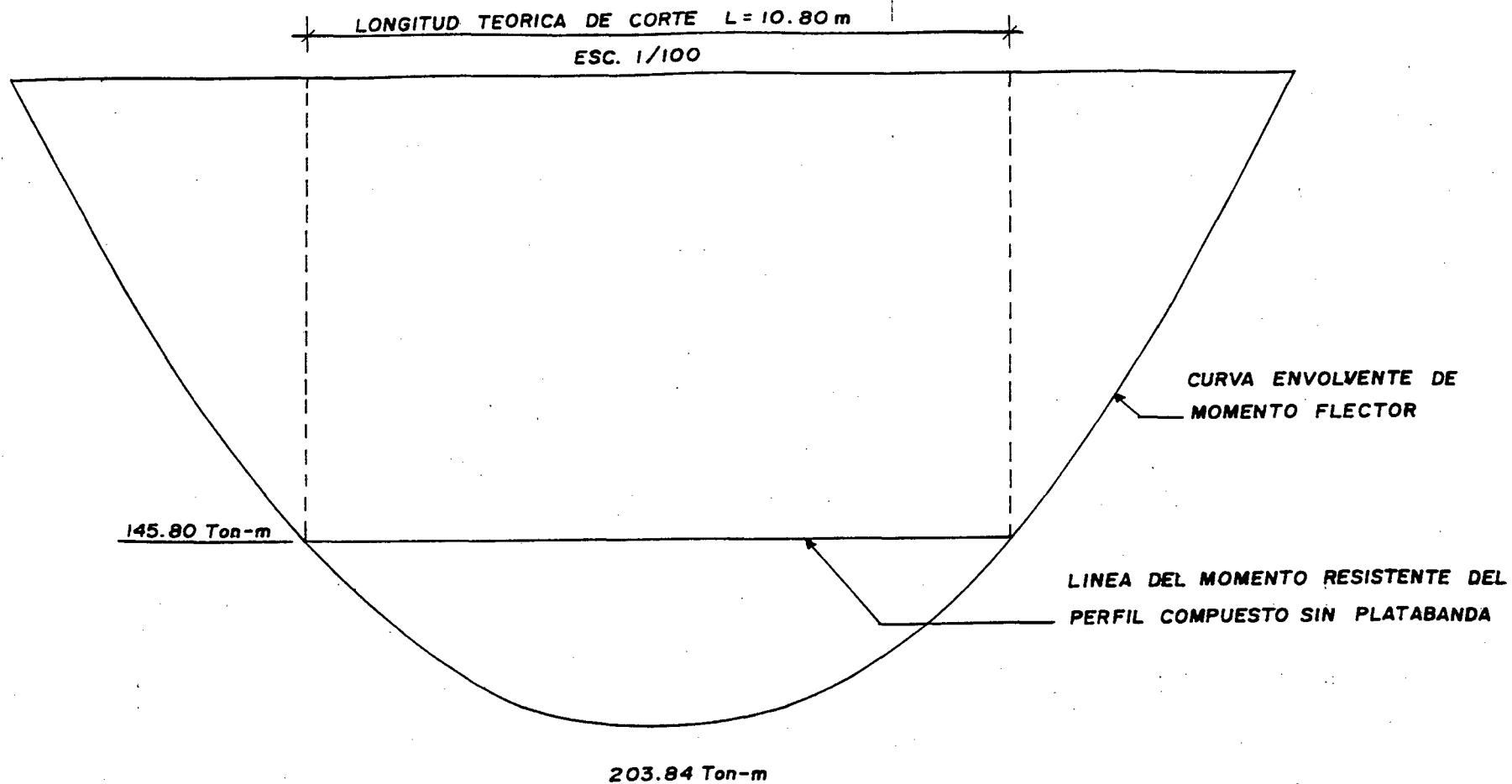
#### 4.1.8. Diseño de Conectores de Cortante.

Los conectores de cortante son elementos que tienen la función de adherir con firmeza el concreto de la losa con la sección del acero, de manera que el concreto y el acero actúen en conjunto como un solo elemento.

Los conectores de cortante pueden ser de la forma de barras, canales, ángulos, pernos, etc. por consideraciones económicas se prefieren en general el uso de los llamados pernos de cortante que van soldados a los patines superiores de las vigas.

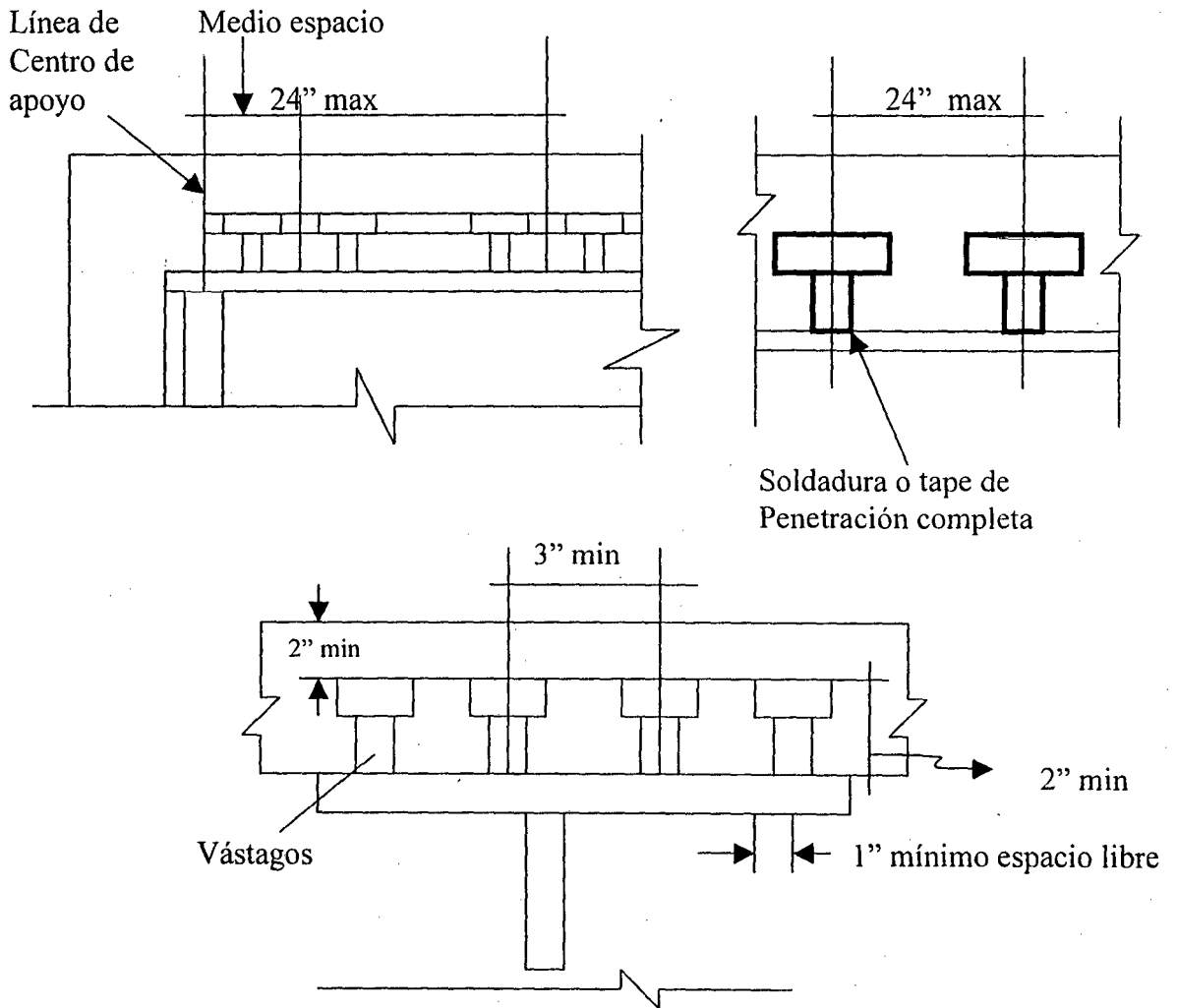
Se utilizan pernos de  $\phi$  de  $\frac{1}{2}''$  a  $1''$  y con longitudes de  $2''$  a  $8''$  siendo los mas usados los de  $\frac{5}{8}''$  a  $\frac{7}{8}''$  de diámetro y de  $2''$  a  $4''$  de longitud.





### Requisitos de los conectores.

- a) La losa y la viga tiende a separarse verticalmente y ha deslizarse horizontalmente por lo tanto los conectores deben ser capaces de resistir los movimientos horizontales y verticales. Para evitar la tendencia a la separación el espaciamiento máximo debe ser de 24" (60 cm)
- b) El espaciamiento de conectores puede ser cortante o variable
- c) Los conectores deben tener un mínimo de 2" de recubrimiento y debe sobresalir un mínimo de 2" arriba del fondo de la losa
- d) El reglamento AISC a su vez agrega que el diámetro del conector no debe exceder de 2.5 veces el espesor del patín al cual van soldados, porque de lo contrario los conectores tienden a arrancarse antes de desarrollar su capacidad de resistencia al corte.



### Diseño:

El reglamento AASHTO establece que los conectores deben diseñarse por fatiga y luego se verifican por la resistencia última.

#### A) Diseño por fatiga.

a) La fuerza rasante "fr" entre viga y losa se calculan por:

$$fr = \frac{V_r \cdot Q}{I}$$

Donde:

fr = fuerza rasante o variación de corte horizontal en la unión de la losa y la viga bajo el punto que se considera

Vr = Variación de la fuerza constante que es igual al constante máximo por carga viva mas impacto en el punto

Q = momento estático del área transformada de concreto a compresión respecto al eje neutro de la sección transformada.

I = Momento de inercia de la sección transformada.

#### - Cálculo del momento estático.

Ae = Área equivalente de la losa

$$Ae = 64.17 \text{ pulg}^2 = 414 \text{ cm}^2$$

y = ordenada desde el eje neutro de la sección compuesta con o sin platabanda hasta el centro de la losa.

$$y = y_{\text{sup}} + \frac{e \cdot \text{losa}}{2}$$

$$y = 3.851 \times 2.54 + \frac{20}{2} = 19.78 \text{ cm (sin platabanda)}$$

$$y = 6.697 \times 2.54 + \frac{20}{2} = 27.01 \text{ cm (con platabanda)}$$

Q = Momento estático = Ae x y

$$Q = 414 \times 19.78 = 8,189 \text{ cm}^3 \quad \Rightarrow \text{sin platabanda}$$

$$Q = 414 \times 27.01 = 11,182 \text{ cm}^3 \quad \Rightarrow \text{con platabanda}$$

I = momento de inercia de la sección compuesta

$$I = 17,679.78 \text{ pulg}^4 = 745,859 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{sin platabanda}$$

$$I = 26,146.31 \text{ pulg}^4 = 1'088,292 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{con platabanda}$$

La platabanda será soldada a partir de

$$\frac{20 - 13.20}{2} = 3.4 \text{ m}$$

Tabulando para diferentes distancias

$$fr = \frac{V \cdot Q}{I}$$

Sec	X	Ae	Y	Q	V <sub>s/c</sub>	I	fr (Kg)/cm
0L	0.0	414.0	19.78	8,189	24,417	735,859	271.72
0.1L	2.0	414.0	19.78	8,189	21,578	735,859	240.13
0.2L	4.0	414.0	27.01	11,182	18,739	1'088,292	192.54
0.3L	6.0	414.0	27.01	11,182	15,900	1'088,292	163.37
0.4L	8.0	414.0	27.01	11,182	13,060	1'088,292	134.19
0.5L	10.0	414.0	27.01	11,182	10,221	1'088,292	105.02

b) La variación permitida de la fuerza de corte horizontal  $Z_r$  en Klb, para un corte individual está dada por:

$$Z_r = \alpha d^2 \Rightarrow \text{Para vástagos soldado (con sección altura y diámetro } H/d \geq 4)$$

$d$  = diámetro del perno o vástago en pulgadas

$\alpha$  = variable cíclica que depende del número de ciclos de fatiga que se pueden esperar.

$$\alpha = 13.0 \quad \text{para } 100,000 \text{ ciclos}$$

$$\alpha = 10.6 \quad \text{para } 500,000 \text{ ciclos}$$

$$\alpha = 7.85 \quad \text{para } 2'000,000 \text{ ciclos}$$

$$\alpha = 5.5 \text{ para más de } 2'000,000 \text{ ciclos}$$

Según la AASHTO especifica que para puentes cortos el número de ciclos de variación de cargas es 500,000

Por lo tanto para nuestro caso  $\alpha = 10.60$

$$\Rightarrow Z_r = 10.6 d^2$$

El espaciamiento requerido de los conectores, basado en el número  $n$  usados a través del patín (de acero) de la viga será:

$$e_i = n \cdot \frac{Z_r}{fr}$$

Tabulamos la resistencia de los conectores (pernos) usando la fórmula  $Z_r = 10.6 d^2$

Diámetro del Vástago	Resistencia Klb	Resistencia Kg
1/2"	2.650	1,202
5/8"	4.141	1,878
3/4"	5.963	2,705
7/8"	8.116	3,681

**Espaciamiento de Conectores.**

$$e = n \cdot \frac{Z_r}{f_r} \quad \text{ó} \quad f_r = n \cdot \frac{Z_r}{e}$$

$f_r$  = fuerza rasante que se puede absorber con un espaciamento dado  $e$  y mínimo  $n$  de conectores por fila

Si se utiliza 3 conectores de 3/4" x 3" por fila se puede lograr una buena distribución de esfuerzos

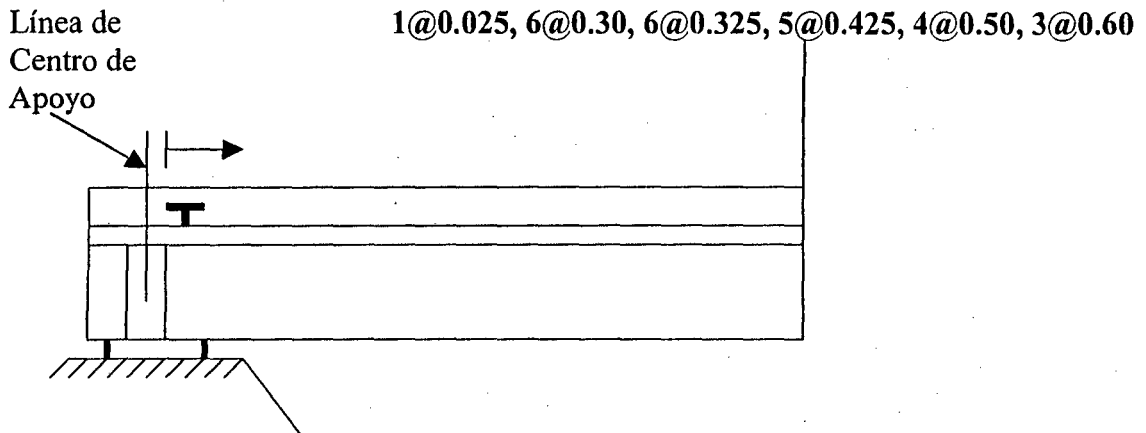
El espaciamento suave se da en los apoyos.

$$f_r = 271.72 \text{ Kg/cm} \Rightarrow e = \frac{3 \times 2.705}{271.72} = 29.9 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

Tabulamos para diferentes espaciamentos.

<b>e(m)</b>	0.275	0.300	0.325	0.350	0.375	0.400	0.425	0.450	0.475	0.500	0.525	0.550	0.575	0.600
<b>f<sub>r</sub></b>	295.10	270.5	249.7	231.9	216.4	202.9	190.9	180.3	170.8	162.3	154.6	147.5	141.1	135.2

### Distribución de conectores de corriente.



Total 75 conectores a cada lado del centro de luz  
Total en toda la viga = 150 conectores

### Verificación por resistencia última.

Después que el número de conectores se ha definido por fatiga, se verifica por resistencia última mediante:

$$N = \frac{P}{\phi Su}$$

Donde:

N = Número de conectores al cortante entre el momento positivo máximo y soportes extremos o puntos de inflexión, o entre momento negativo máximo o punto de inflexión

Su = resistencia última del conector a cortante.

$\phi$  = Factor de reducción = 0.85

p = fuerza sobre losa.

- En los puntos de momentos positivos máximos p es la menor de P1 y P2

$$P1 = Asfy$$

$$P2 = 0.85 \cdot f'c Ae$$

Donde: Ae = área efectiva de concreto.

f'c = resistencia a la compresión del concreto a los 28 días

As = área total de la sección de acero

fy = límite de fluencia del acero

- En los puntos de momentos negativos máximos, P es igual a P3, que se calcula por:

$$P3 = A_{sr} \cdot f_{yr}$$

Donde:  $A_{sr}$  = área del refuerzo longitudinal dentro del ala efectiva.  
 $f_{yr}$  = límite de fluencia del acero de refuerzo.

- En nuestro caso:

$$A_s = \text{area del perfil} = 270.97 \text{ cm}^2 \text{ (perfil simple sin platabanda)}$$

$$f_y = 36 \text{ Ksi} = 36,000 \text{ lb/pulg}^2 = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$e_L$  = espesor de la losa

$$\Rightarrow P1 = A_s \times f_y = 270.97 \times 2530 = 685,554 \text{ Kg}$$

$$\Rightarrow P2 = 0.85 \times f_c \times e_L \times b = 0.85 \times 210 \times 20 \times 200 = 714,000 \text{ Kg}$$

$$\text{Rige: } P = 685,544 \text{ Kg}$$

### Resistencia última al corte de los conectores Klb

- Para vástagos soldados ( $H/d \geq 4$ )

$$S_u = 29.4 d^2 \sqrt{f_c} \quad f_c = \text{en Klb/ pulg}^2 \text{ (Ksi)}$$

$d$  = en pulg

$S_u$  en Klb

- Para Canales:

$$S_u = 17.4(h + t/s) \sqrt{f_c}$$

Donde  $h$  = espesor promedio del patín del canal (pulg)

$T$  = espesor del alma del canal

Para nuestro caso:

$$d = 3/4 ; f_c = 210 \text{ Kg/ cm}^2 = 2.987 \text{ Klb/pulg}^2$$

$$S_u = 29.4 \times (0.75)^2 \sqrt{2.987} = 28.592 \text{ Kglb} = 12,965 \text{ Kg}$$

$$\therefore N = \frac{P}{\phi S_u} = \frac{685,554}{0.85 \times 12965} = 62.21 < 75 \Rightarrow \text{OK!}$$

Como el número de conectores requeridos por resistencia última es menor que el número obtenido por fatiga, puede decirse que el diseño es correcto.

#### 4.1.9. Diseño de Atiezos

Son elementos que se usan para rigidizar el alma, cuando el espesor de esta es relativamente delgada, con lo que existe la posibilidad de que se pandee antes de fluir plásticamente.

Para el diseño de un alma de una viga se toma en cuenta 03 tipos principales de pandeo: pandeo por cortante o “diagonal”; pandeo por flexión o “longitudinal” y pandeo por aplastamiento o “vertical”. En consecuencia los atiezos son de tres clases: intermedios, longitudinales y de apoyo. Estos elementos pueden ir remachados o soldados al alma, generalmente su conexión con los patines es a presión debiendo las superficies en contacto estar lo mas lisas posibles.

##### 1° Atiezos Intermedios.

Los atiezos intermedios son análogos a los estribos de una viga de concreto armado y sirven para evitar el pandeo diagonal debido a la compresión. Puede ser un ángulo sencillo soldado al alma. Se unen a un solo lado del alma. Se deben unir a la sobresaliente del patín de compresión. En los puntos de cargas concentradas, los atiezos se deben colocar a ambos lados del alma y diseñarse como atiezos de apoyo.

- La AASHTO no requiere atiezos intermedios transversales, si:

$$tw \geq hw \sqrt{fv/237} \text{ para } fv \text{ en } \text{klb/pulg}^2$$

$$tw \geq hw \sqrt{fv/1987} \text{ para } fv \text{ en } \text{Kg/cm}^2$$

$$fv = \frac{Vs}{hw \times tw} \Rightarrow \text{esfuerzo de corte unitario}$$

Pero  $tw$  nunca debe ser menor que  $hw/150$

Reemplazando datos para  $V_s$  máx tenemos:

$$fv = \frac{43417}{76.20 \times .95} = 599.77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow hw \sqrt{fv/1987} = 30 \times \sqrt{599.76/1987} = 0.369$$

$$tw = 3/8'' = 0.375 > 0.36920 \therefore \text{no se requieren atiezos intermedios}$$

$$hw/150 = 30/150 = 0.20 \quad tw > 0.20 \Rightarrow \text{OK!}$$



Para un ejemplo ilustrativo de diseño de atezadores intermedios asumimos que  $tw = 5/16'' = 0.3125$  donde si se requiere atezadores intermedios.

**Espaciamiento.**

Cuando se requiere atezadores, o cuando  $tw < hw \sqrt{fv} / 1987$  el espaciamiento máximo se limita al menor de los siguientes valores .

$$S \geq \begin{cases} 144 \text{ pulg} = 365 \text{ cm} \\ h = \text{peralte del alma} = 30'' = 76.20 \text{ cm} \\ 384 tw / \sqrt{fv} \Rightarrow fv \text{ en Klb / pulg}^2 \\ 3220 tw / \sqrt{fv} \Rightarrow fv \text{ en Kg / cm}^2 \end{cases}$$

Los dos primeros espacios de atezadores en los extremos de traveses simplemente apoyados no deben pasar de la mitad de estos valores.

Sección	Vs (Kg)	Fv (Kg/cm <sup>2</sup> )	S = 384 tw / √fv (cm)
0.0L	43,417	717.83	95.40
0.1L	36,778	608.06	103.65
0.2L	30,139	498.30	114.50
0.3L	23,500	388.53	129.67
0.4L	16,860	278.75	153.08
0.5L	10,221	168.99	196.61

Rige  
 Smáx = h  
 = 76.2

- El espaciamiento máximo nos resulta  $h = 76.20 \text{ cm} = 75 \text{ cm}$
- Para determinar hasta que distancia necesitamos atezadores despejamos fv de la fórmula

$$tw = hw \sqrt{fv} / 1987$$

$$fv = \left( \frac{1987 \times tw}{hw} \right)^2$$

$$fv = 428.40 \text{ Kg / cm}^2$$

$$fv = \left( \frac{1987 \times 0.3125}{76.20} \right)^2 = 428.4$$

Esto se da entre 0.2L y 0.3L

Interpretando:

$$X = 0.3 - \frac{(0.3 - 0.2)(428.40 - 388.53)}{(498.30 - 388.53)}$$

$$X = 0.264$$

Se requerirán atezadores hasta  $0.264 \times L = 5.28$  m

Por lo tanto: usamos 8 atezadores a cada extremo de la viga, los dos primeros estarán espaciados a 0.375 m el resto a 0.75 m

Total longitud atezada:  $0.375 \times 2 + 6 \times 0.75 = 5.25\text{m} \cong 5.28 \Rightarrow$  OK!

### Dimensiones.

Según la AASHTO las dimensiones del atezador deben ser cuando menos los siguientes:

$$\text{Ancho } bs \geq 2 \text{ pulg. } f \quad 0/30 \leq bf / 4$$

$$D = \text{altura total de la viga} = h + 2tf$$

$$\text{Espesor } ts \geq \frac{bs}{16}$$

$$\Rightarrow bs \geq 2 + \frac{31.5}{30} \leq 18/4$$

$$bs \geq 3.05 \leq 4.5$$

$$\Rightarrow bs = 3 \frac{1}{2}''$$

$$ts = \frac{3.5}{16} = 0.22$$

del art. 1.7.14 usar 5/16'' de espesor mínimo

$$ts = 5/16''$$

- Además el momento mínimo de inercia por los atezadores intermedios deben ser:

$$I_s = \frac{a tw^3 J}{12(1 - \mu^2)} \quad (\text{pulg}^4) \quad \mu = 0.3 \text{ para el acero}$$

$$\text{Donde: } J = 25 \left[ \frac{h}{a} \right]^2 - 20 \geq 5$$

h = distancia libre entre patines

a = espaciamento requerido del atezador,  $\text{pulg} = h \text{ ó } 348tw / \sqrt{fv}$  cualquiera que sea su menor

fv = esfuerzo de corte promedio  $\text{Klb} / \text{pulg}^2$ , en el atezador

$a_0$  = espaciamiento real del atiezador, pulg

$t_w$  = espesor del alma, pulg

- Para atiezadores en pares, el momento de inercia se deben tomar respecto de la línea del centro del alma; para atiezadores sencillos, respecto de la cara en contacto con el alma.

$$\Rightarrow J = 25 \left( \frac{30}{30} \right)^2 - 20 = 5 \geq 5 \quad \Rightarrow J = 5$$

$$I_s = \frac{29.53 \times 0.3125^3 \times 5}{10.92} = 0.413 \text{ pulg}^4$$

$$I_s = 0.413 \text{ pulg}^4$$

Revisando el momento de inercia del atizador:

$$I = \frac{T_s \times b s^3}{3} = \frac{5 \times (3.5)^3}{16 \times 3} = 4.47 \text{ pulg}^4 > 0.413 \text{ pulg}^4 \Rightarrow \text{correcta}$$

Conclusión: usamos placas de  $30 \times 3 \frac{1}{2}'' \times 5/16''$

## 2° Atiezadores Longitudinales.

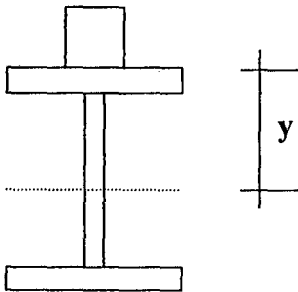
No se requiere un atiezador longitudinal si:

$$t_w \geq h \sqrt{f_b / 727} \quad f_b \text{ Klb/pulg}^2$$

$$\text{Además } t_w \geq \frac{h}{170}$$

Cálculo de  $f_b$  (máximo en el centro de luz).

$$f_b = \frac{M_{\text{máx}}}{S} \quad S = \frac{I_{vc}}{y} = \frac{25548.9}{6.429} = 3,974.0 \text{ pulg}^3$$



$$M_{\text{máx}} = 203.836 \text{ tn} - \text{m} = 17692162.3 \text{ lb} - \text{pulg}$$

$$f_b = \frac{17692162.3}{3973.82} = 4452.18 \text{ lb/pulg}^2 = 4.452.18 \text{ Klb/pulg}^2$$

$$tw \geq 30 \times \sqrt{4.452 / 727} = 0.088$$

$$5/16 = 0.3125 > 0.088 \quad \Rightarrow \text{cumple}$$

$$\frac{h_0}{170} = \frac{30}{170} = 6.176 \quad \Rightarrow tw > 0.176 \quad \Rightarrow \text{cumple}$$

No se requiere de atiezadores longitudinales

$$I_s = h \cdot tw^3 \left[ 2.4 \times \left( \frac{a_0}{h} \right)^2 - 0.13 \right]$$

$a_0$  = distancia real entre atiezadores transversales, pulg.

Con el espesor de la placa limitado a:

$$\frac{b}{t} \leq \frac{71.2}{\sqrt{fb}} \quad fb \quad \text{Klb/pulg}^2$$

$fb$  = esfuerzo de flexión calculado en el patín de compresión, los atiezadores se pueden colocar en un lado del alma, a 1/5, de la distancia del patín a compresión.

## 2° Atiezadores De Apoyo.

Los atiezadores de apoyo se requieren en todas las cargas concentradas grandes incluyendo reacciones.

Estos atiezadores se deben unir al alma en pares, unos a cada lado y se deben extender la distancia total entre patines, y tienen un estrecho contacto con el patín que entrega la carga. El ancho del atiezador debe ser tal que se extienda aproximadamente hasta los bordes exteriores del patín.

## Especificaciones.

- Los atiezadores de apoyo se diseñan como columnas, con un área que incluye un atiezador y un área central del alma de 18 veces el espesor de esta.
- La longitud efectiva de la columna se toma como la  $\frac{3}{4}$  partes de la altura del atiezador debido a que está seguramente conectada al alma.
- Las especificaciones de la AASHTO limitan la relación  $bs/ts$  de los atiezadores de apoyo a :

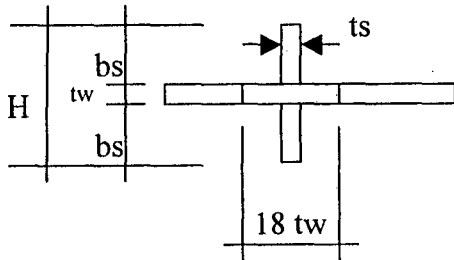
$$\frac{bs}{ts} \leq \frac{69}{\sqrt{fy}} \quad fy \text{ en klb/pulg}^2$$

- d) El espesor de los atizadores de placas, no será menor que  $1/16$  y de ancho y de preferencia no menor que el espesor del alma:

**Diseño:**

- Selección de atizadores:

$$bs = \frac{(bf - tw)}{2} = \frac{18 - 3/4}{2} = 8.63''$$



$$H = 2bs + tw = 2 \times 8.63 + 0.375 = 18''$$

$$\frac{bs}{ts} \leq \frac{69}{\sqrt{F_y}} = \frac{69}{\sqrt{36}} = 11.50$$

$$\Rightarrow ts \geq \frac{bs}{11.5} = \frac{8.75}{11.5} = 0.76 \approx 0.75 = 3/4$$

Adoptamos  $ts = 3/4''$

- **Calculamos las áreas:**

$$A_w = 18 \times tw^2 = 18 \times (0.375)^2 = 2.53$$

$$A_s = bs \times ts = (8.75) \times (0.74) = 6.5625$$

$$A_t = A_w + 2 A_s = 2.53 + 2 \times 6.5625 = 15.66 \text{ pulg}^2$$

$$I_s = \frac{ts \times H^3}{12} = \frac{0.75 \times 18^3}{12} = 364.50$$

$$I = A \times r^2 \quad \Rightarrow \quad r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \therefore \quad r = \sqrt{\frac{364.50}{15.66}} = 4.82$$

$$r = 4.82 \text{ pulg}$$

**Esfuerzo De Diseño Para Columnas Axialmente Cargadas.**

**Según AASHTO**

**Caso (a)** Para  $KL/r \leq C_c$

$$F_a = \frac{F_y}{F_s} \left( 1 - 0.5 \left( \frac{KL/r}{C_c} \right)^2 \right) \Rightarrow \text{esfuerzo admisible}$$

$$C_c = (2\pi^2 \cdot E/F_y)^{1/2} \Rightarrow \text{Para acero tipo A-36} \quad C_c = 126.1$$

$F_s$  = factor de seguridad = 2.12 para la AASHTO

K = constante para calcular la longitud efectiva en función a las condiciones de apoyo

$$K = 0.75$$

$$L = \text{Altura del atizador} = 30''$$

$$F_s = \frac{5}{3} + \frac{3(K.L/r)}{8 Cc} - \frac{(K.L/r)^3}{8 Cc^3} \quad \left. \vphantom{F_s} \right\} \text{ Según la AISC}$$

$$E = \text{módulo de elasticidad del acero} = 29'000,000 \text{ lb/pulg}^2$$

**Caso (b)**

$$K.L/r > Cc$$

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{F_s (k.L/r)^2}$$

$$\Rightarrow \frac{K.L}{r} = \frac{0.75 \times 30}{4.82} = 4.668 \leq 126.1 \quad \text{Estamos en el caso (a)}$$

$$F_a = \frac{36}{2.12} \left[ 1 - 0.5 \left( \frac{4.668}{126.1} \right)^2 \right] = 16.97 \text{ Klb/pulg}^2$$

$$\therefore F_a = 1193 \text{ Kg/cm}^2$$

**- Esfuerzo Cortante.**

$$F = \frac{V_{TOTAL}}{A} \Rightarrow F = \frac{43,417 \text{ Kg}}{113.71 \text{ cm}^2} = 381.82 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 17.625 \text{ pulg}^2 = 113.71 \text{ cm}^2$$

$$113.71 \text{ Kg/cm}^2 = F < F_a = 1,193 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{OK!}$$

**Diseño De Aparatos De Apoyo.**

Los aparatos de apoyo serán de neopreno por las siguientes consideraciones:

- **Economía:** debido a la facilidad de fabricación y bajo costo de los materiales, los apoyos de hule son mas económicos que los dispositivos mecánicos que se utilizan como apoyo, además no tiene partes móviles.

- **Funcionalidad:** es efectiva como medio para la transferencia de la carga, cuando soporta las cargas de compresión la placa de hule observa las irregularidades de la superficie.
- **Durabilidad:** una ventaja importante es que el neopreno no necesita un sistema de conservación, lo que si requieren los apoyos metálicos, los movimientos se realizan dentro de la masa de hule, de manera de que no habrá posibilidad de que por causa de la corrosión quede inutilizado el apoyo.
- **Resistencia:** La resistencia del neopreno a la compresión es mas, que suficiente para soportar cargas de puentes, pudiendo llegar hasta 1,000 lbs/pulg<sup>2</sup>.

o **Diseño del Apoyo Móvil.**

1. Obtener la longitud del apoyo que viene a ser el ancho del alma de la viga y que está en contacto con el apoyo de neopreno, esta longitud se debe dar en pulgadas.

$$B = 18'' = 45.72 \text{ cm}$$

2. Cálculo del espesor no deberá ser menor de 1/2'' y está dado por la siguiente fórmula

$$e = 0.12 \times L \text{ (pies)} \quad \text{Donde } L = \text{Luz de la viga en pies}$$

$$e = 0.12 \times 20 \times 3.28 = 0.79'' > 1/2'' \Rightarrow \text{OK!}$$

$$e = 2.00 \text{ cm}$$

El espesor no debe ser mayor que 1/5 del ancho, esta limitación garantiza la condición de estabilidad del apoyo, pues si un apoyo es demasiado grueso con relación a su ancho, la viga se tambaleará.

3. Ancho del apoyo estará dado por la fórmula:

$$A \text{ (pulg)} = \frac{(\text{Carga neutra} + \text{carga viva}) \text{ lib.}}{800 \times B \text{ pulg.}}$$

ó también por:

$$A = S \times E \text{ (Cinco veces el espesor)}$$

De estos valores se escogerá el mayor

$$V_D = 24.417 \text{ Tn/viga} \quad V_L = 19 \text{ Tn/viga}$$

$$A \text{ (pulg)} = \frac{(24,417 + 19,000) \times 2.204}{800 \times 18''} = 6.65''$$

$$A = 16.89 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad 5 \times 2.0 = 10 \text{ cm OK!}$$

Se colocará  $A = 20 \text{ CM}$

### Cálculo del esfuerzo.

$$\sigma = \frac{V_D + V_L}{B \times A} = \frac{(24,417 + 19,000) \times 2.204}{18'' \times 6.65''}$$

$$\sigma = 800 \text{ lb/pulg}^2$$

### Factor de forma.

$$F_f = \frac{B \times A}{2(A + B)e} = \frac{18'' \times 6.65''}{2(18 + 6.65)0.79} = 3.073$$

De la gráfica se obtiene (grado 60) la deformación es:  $13\% < 15\% \text{ OK}$

Verificación por deslizamiento

a) Deslizamiento de la Viga.

$$\Delta = 0.0006 \approx \Delta T \text{ (}^\circ\text{F)} \times L \quad L = 20 \text{ mt.}$$

$$\Delta = 35 \text{ }^\circ\text{C} = 63 \text{ }^\circ\text{F}$$

$$\Delta = 0.00006 \times 63 \times 20 \times 3.28 = 0.248''$$

b) Desplazamiento de la Viga que puede observarse. El apoyo sin deslizarse

$$\Delta \text{ admisible} = \frac{V_D \times e}{5B \times A} \times \frac{q}{f}$$



$V_D$  = Carga muerta en (lbs)  
 $e$  = espesor del apoyo en (pulg)  
 $B$  = Longitud de apoyo (pulg)  
 $A$  = ancho (pulg)

$$q \begin{cases} 1.9 \text{ si temp. M\u00ednima es } 20^\circ \text{ F} \\ 1.8 \text{ si temp. M\u00ednima es } 0^\circ \text{ F} \\ 1.5 \text{ si temp. M\u00ednima es } -20^\circ \text{ F} \end{cases} \quad q = 1.9$$

$$f \begin{cases} 110 \text{ si luego es } 50 \\ 160 \text{ si luego es } 60 \\ 215 \text{ si luego es } 70 \end{cases} \quad F = 160$$

$$\Delta = \frac{24,417 \times 0.79'' \times 2.204}{5 \times 18'' \times 6.65''} \times \frac{1.9}{160} = 0.843''$$

$$\Delta = 0.843'' > 0.248'' \Rightarrow \text{OK!}$$

### Dise\u00f1o del apoyo Fijo.

El apoyo fijo se dise\u00f1a para que resista las fuerzas horizontales que act\u00faan en el puente. De acuerdo a los c\u00e1lculos efectuados para la infraestructura, se determina que el grupo de cargas m\u00e1s desfavorables que el grupo II, por lo que:

$$\text{Grupo III} = L_F + F_F$$

- Fuerza de frenado ( $L_F$ ): Efecto longitudinal producida por el frenado, esta fuerza horizontal para el caso S/C  $H_{20}S_{16}$  act\u00faa sobre la rasante, est\u00e1 dado por la f\u00f3rmula:

$$L_F = V_L \times \frac{1}{20 + 0.0035 \Omega} \quad \begin{array}{l} V_L = \text{Sobrecarga} \\ \Omega = \text{\u00c1rea sobrecargada} \end{array}$$

$$V_L = \frac{19 \times 2}{3.6 + 2} = 6.79 \text{ tn/ml}$$

$$L_F = 6.79 \times \frac{1}{20 + 0.0035 \times 20 \times 3.6} = 0.335 \text{ tn/ml}$$

- Fuerza de fricci\u00f3n: es la originada por los apoyos del puente al deslizarse la viga sobre el apoyo

$$F_F = 0.05 V_D$$

$$V_D = \frac{P_D \times n}{\text{Ancho calzada} + 2}$$

$$V_D = \frac{24.417 \times 2}{3.6 + 2}$$

n = Número de vigas

P<sub>D</sub> = reacción peso propio

$$V_D = 8.72 \text{ tn/ml}$$

$$F_F = 0.05 \times 8.72 = 0.436 \text{ tn / ml}$$

Por fuerza de frenado

$$L_F = 0.335 (3.6 + 2)$$

$$L_F = 1.88 \text{ tn}$$

Por fuerza de fricción

$$F_F = 0.436 \times (3.6 + 2)$$

$$F_F = 2.44 \text{ tn}$$

$$F_H = L_F + F_F = 1.88 + 2.44 = 4.32 \text{ tn}$$

El diseño se hará por corte

$$V = \frac{f_D \times I \times D}{Q}$$

Donde:

f<sub>D</sub> = esfuerzo admisible por corte del acero = 0.4 fy

D = diámetro de la varilla = 1.59 cm φ 5/8"

I = momento de inercia de la sección transversal de la varilla

Q = momento estático de la semisección de la varilla

$$I = \frac{1}{64} \times \pi \times D^4 = 0.31 \text{ cm}^4$$

$$Q = \frac{2}{24} \times (159)^3 = 0.33 \text{ cm}^3 \quad f_D = 0.4 \times 4,200 = 1680$$

$$V = \frac{1680 \times 0.31 \times 1.59}{0.33 \text{ cm}^3} = 2,509.31 \text{ Kg } (\phi 5/8'')$$

$$\text{N}^\circ \text{ de varillas} = \frac{4,320}{2,509.31} = 1.72 \text{ varillas } \phi 5/8''$$

Colocaremos 2 φ 5/8" por viga

Conclusión: Colocaremos un apoyo de NEOPRENO de 40 cm de longitud por 20 cm de ancho con un espesor de 2 cm para el apoyo móvil.

Al apoyo fijo se le adicionará 2  $\phi$  5/8" por viga embebidas en el concreto 50 cm y sobresaliendo 10 cm por encima del ala de la viga.

### Cálculo del Tirante Hidráulico

a) Del estudio hidráulico obtenemos el área hidráulica dato necesario para poder obtener el tirante hidráulico.

Área Hidráulica  $\text{cm}^2 = b(\text{longitud del puente}) \times h$

$$h = \frac{\text{Area hidráulica (m}^2\text{)}}{b(\text{m})}$$

$$h = \frac{44.02 \text{ m}^2}{20 \text{ m}} \Rightarrow h = 2.20$$

Tirante Total (y) es igual al 40% del borde libre

$$y = 1.40(h)$$

$$y = 1.40 \times 2.20$$

$$y = 3.09 \text{ m}$$

### Estudio De Socavación

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

Para este caso nos interesa saber la socavación local, para estribo y para evaluarla se recomienda el método de Artamonov cuya ecuación es la siguiente:

$$St = P\alpha \cdot Pq \cdot Pk \cdot do$$

Donde:

$S_t$  = Profundidad máxima de la socavación medida desde la superficie libre del agua en m

$P_\alpha$  = coeficiente que depende de  $\alpha$  cuyo valor se encuentra en la tabla (a)

$P_q$  = Coeficiente que depende de la relación  $Q_1/Q$  cuyos valores se obtienen en la tabla (b)

$Q_1$  gasto que teóricamente podría pasar por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera y  $Q$  gasto total que ocurre por el río

$P_k$  = coeficiente que toma en cuenta el talud  $K$ , que tiene los lados del estribo, su valor se obtiene de la tabla (c).

$d_o$  = Tirante inicial aguas arriba del estribo en una zona donde no hay socavación en m.

Tabla (a) valores del coeficiente conectivo  $P_\alpha$  en función del  $\alpha$ .

Alfa	30°	60°	90°	120°	150°
P.Alfa	1,27	1,48	1,84	2,20	2,57

Tabla (b) valores del coeficiente  $P_q$  en función de  $Q_1/Q$

$Q_1/Q$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
$P_q$	1,27	1,48	1,84	2,20	2,57	1,48	1,84	2,20

Tabla (c) valores del coeficiente correctivo  $P_k$  en función del Talua  $K$

Talud $k$	0.00	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00
$P_k$	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Luego

$$S_t = P_\alpha \cdot P_q \cdot P_k \cdot D_o$$

De la tabla (a)

$P_\alpha = 1.84$
-------------------

$$P_q = ?$$

$$Q_1 = 24.30 \text{ m}^2 \times V$$

$$Q_1 = 24.30 \text{ m}^2 \times 5.72 \text{ m/seg}$$

$$Q_1 = 139.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\frac{Q_1}{Q} = \frac{139}{251.67} = 0.55$$

De la tabla (b) interpolando

$$P_q = 2.03$$

De la tabla (c)  $k = 0.10$ , interpolando obtenemos el valor de

$$P_k = 0.98$$

do = Para este caso se determinó un tirante de un metro aproximadamente a 20 metros aguas arriba del estribo donde no existe socavación

Reemplazando en la fórmula

$$St = 1.84 \times 2.03 \times 0.98 \times 1.00$$

$$St = 3.66 \text{ m desde la superficie del agua}$$

$$ht = 3.66 \text{ m} + 0.88 \text{ m del borde libre}$$

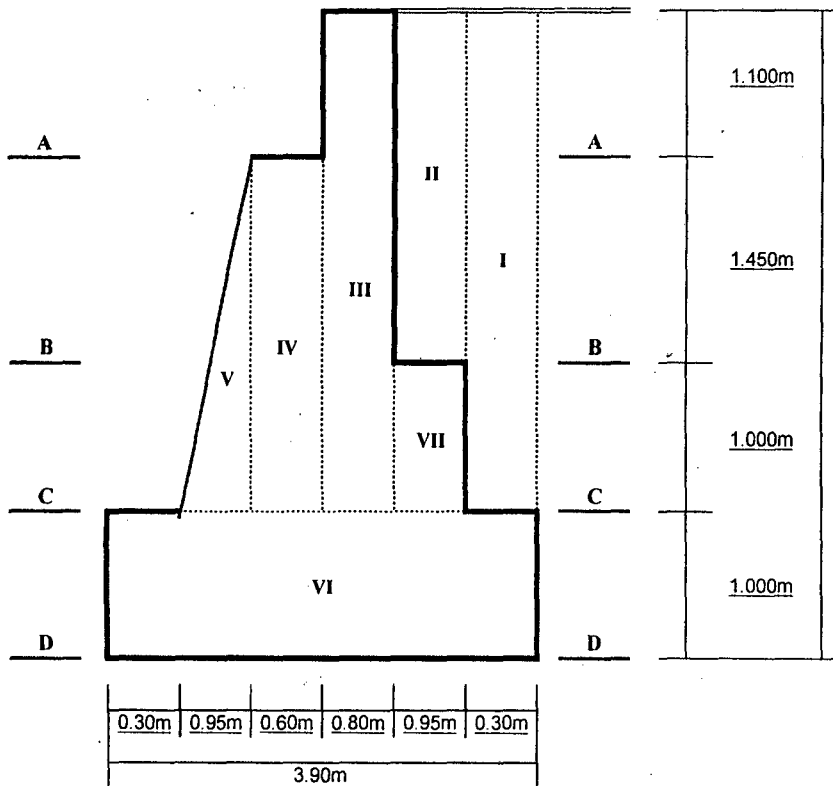
$$ht = 4.54 \cong 4.55 \text{ m}$$

#### 4.1.10. Diseño de Estribos

1. Para el predimensionamiento del estribo consideremos una altura total  $Df = 4.55$  m considerada de acuerdo a los cálculos de tirante hidráulico y socavación
2. De acuerdo a algunos especialistas se reconsidera el ancho de la base sea de 0.40 a 0.55 de la altura del estribo, pero por tratarse de un estribo pequeño que funciona por gravedad consideramos una base de 3.50 m

### Predimensionamiento

#### CALCULO DE ESTRIBO DE CONCRETO CICLOPEO



#### DATOS:

Angulo de fricción interna  $\phi = 28.00^\circ$   
 Capacidad Portante del terreno  $r_t = 3.23 \text{ kg/cm}^2$   
 Peso del relleno  $\&r = 1.76 \text{ tn/m}^3$   
 Altura equivalente de s/c  $h' = 0.55 \text{ m}$   
 Peso del Concreto  $\&c = 2.30 \text{ tn/m}^3$   
 Resistencia del concreto  $f'c = 175.00 \text{ kg/cm}^2$

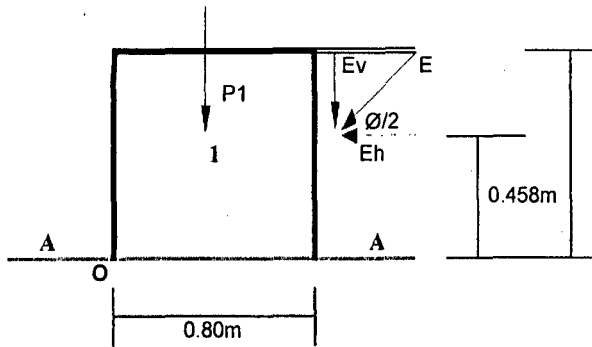
Ancho del Puente  $A_p = 5.000 \text{ m}$   
 Longitud del Puente  $A_p = 20.000 \text{ m}$   
 Reaccion del puente por  $Wd R1 = 19.000 \text{ tn.}$   
 Rodadura equivalente de S/C  $R3 = 0.434 \text{ tn.}$   
 Reaccion del puente por S/C  $R2 = 24.471 \text{ tn.}$

$$C = \text{tg}^2(45 - \phi/2) \quad C = 0.361$$

Material	f
Coef. Roz. albañilería - albañilería	0.70
Coef. Roz. albañilería - roca	0.70
Coef. Roz. albañilería - cascajo	0.60
Coef. Roz. albañilería - tierra o arcilla	0.50
Coef. Roz. albañilería - arcilla húmeda	0.33

Material	$\phi$
Arcilla	$30^\circ - 45^\circ$
Arena seca	$25^\circ - 35^\circ$
Arena húmeda	$30^\circ - 45^\circ$
Arena saturada	$15^\circ - 30^\circ$
Tierra compacta	$35^\circ - 40^\circ$
Grava	$30^\circ - 40^\circ$
Cenizas	$25^\circ - 40^\circ$
carbón	$25^\circ - 35^\circ$

**CHEQUEO DE SECCION A-A**



	Peso (ton)	Distancia (m)	Momento (ton-m)
P1	2.024	0.40	0.810
Ev	0.185	0.80	0.148
<b>TOTAL</b>	<b>2.21</b>		<b>0.958</b>

$X_v = 0.434 \text{ m}$   
 $Z = 0.154 \text{ m}$   
 $e = 0.120 \text{ m}$

$X_v = M / Pt$   
 $Z = Eh \times dh / Pt$   
 $e = a/2 - (X_v - Z)$   
 $E = 0.5 \times r \times h \times (h + 2h') \times C$   
 $dh = h \times (h + 3xh') / 3 (h + 2h')$

$C = 0.361$   
 $E = 0.765 \text{ tn/m}$

$E_h = 0.743 \text{ tn/m}$   
 $E_v = 0.185 \text{ tn/m}$   
 $dh = 0.458 \text{ m}$

**CHEQUEO POR COMPRESION**

$p_1 = (Pt / axb) \times (1 + 6xe/b)$   
 $p_2 = (Pt / axb) \times (1 - 6xe/b)$   
 $p_{concreto} = 0.4 \times f'c$   
 $p_1 = 5.255 \text{ ton/m}^2 \quad \acute{o} \quad 0.526 \text{ kg/cm}^2$   
 $p_2 = 0.268 \text{ ton/m}^2 \quad \acute{o} \quad 0.027 \text{ kg/cm}^2$   
 $p_{concreto} = 70.00 \text{ kg/cm}^2$   
 $0.526 < 70.00 \text{ O.K.}$   
 $0.027 < 70.00 \text{ O.K.}$

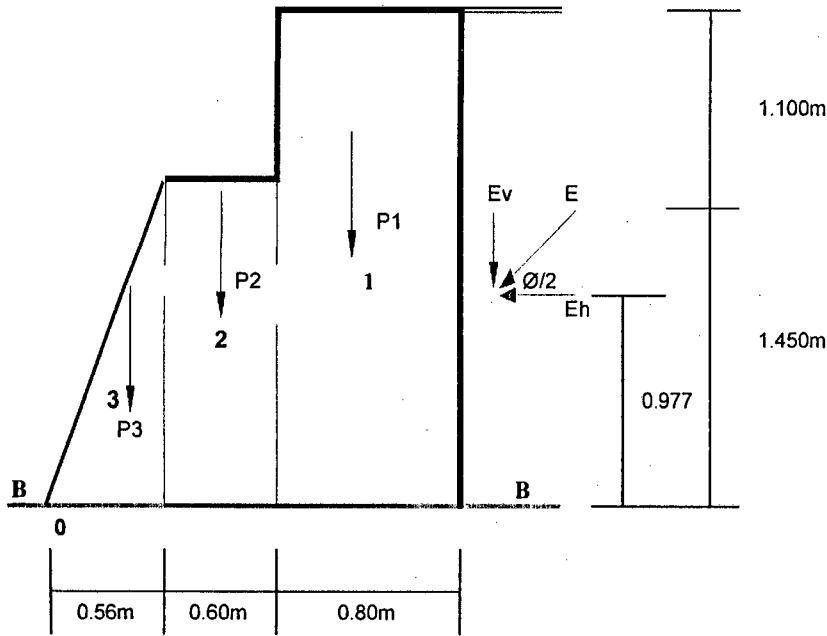
**CHEQUEO POR VOLTEO**

$FSV = Mest / Mvol$   
 $FSV = 2.8 > 2.00 \text{ O.K.}$

**CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO**

$FSV = Pt \times f / (\text{Sum}(F_h))$   
 $FSD = 2.1 > 2.00 \text{ O.K.}$

**CHEQUEO DE SECCION B-B**



	Peso (ton)	Distancia (m)	Momento (ton-m)
P1	4.692	1.56	7.330
P2	2.001	0.86	1.725
P3	0.938	0.37	0.351
Ev	0.713	1.96	1.400

<b>TOTAL</b>	<b>8.344</b>		<b>10.807</b>
--------------	--------------	--	---------------

$X_v = 1.295 \text{ m}$   
 $Z = 0.335 \text{ m}$   
 $e = 0.021 \text{ m}$

**CHEQUEO POR COMPRESION**

$p_1 = (Pt / axb) \times (1 + 6xe/b)$

$p_2 = (Pt / axb) \times (1 - 6xe/b)$

$p_{concreto} = 0.4 \times f'c$

$p_1 = 4.527 \text{ ton/m}^2 \quad \delta \quad 0.453 \text{ kg/cm}^2$

$p_2 = 3.978 \text{ ton/m}^2 \quad \delta \quad 0.398 \text{ kg/cm}^2$

$p_{concreto} = 70.00 \text{ kg/cm}^2$

$0.453 < 70.00 \quad \text{O.K.}$

$0.398 < 70.00 \quad \text{O.K.}$

**CHEQUEO POR VOLTEO**

$FSV = Mest / Mvol$

$FSV = 3.9 > 2.00 \quad \text{O.K.}$

**CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO**

$FSV = Pt \times f / (\text{Sum}(Fh))$

$FSD = 2.0 > 2.00 \quad \text{O.K.}$

$X_v = M / Pt$

$Z = E_h \times d_h / Pt$

$e = a/2 - (X_v - Z)$

$E = 0.5 \times \gamma \times h \times (h + 2h') \times C$

$d_h = h \times (h + 3h') / 3 (h + 2h')$

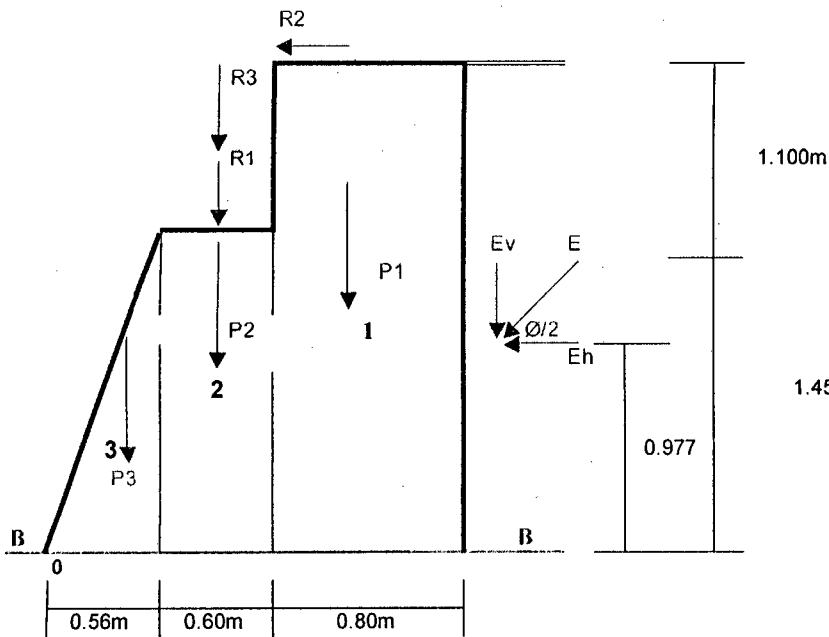
$C = 0.361$

$E = 2.949 \text{ tn/m}$

$E_h = 2.861 \text{ tn/m}$



CHEQUEO DE LA SECCIÓN B - B CON RELLENO Y PUENTE SOBRECARGADO



Reaccion del puente por Wd R1= 3.800 tn.  
 Rodadura equivalentede S/C R2= 0.087 tn.  
 Reaccion del puente por S/C R3= 4.894 tn.

$$X_v = M / P_t$$

$$Z = E_h \times d_h / P_t$$

$$e = a/2 - (X_v - Z)$$

$$C = \text{tg}^2 (45 - \phi/2)$$

$$E = 0.5 \times \gamma \times h \times (h + 2h') \times C$$

$$d_h = h \times (h + 3xh') / 3 (h + 2h')$$

C = 0.361  
 E = 2.949 tn/m

E<sub>h</sub> = 2.861 tn/m  
 E<sub>v</sub> = 0.713 tn/m  
 d<sub>h</sub> = 0.977 m

	Peso (ton)	Distancia (m)	Momento (ton-m)
P1	4.69	1.56	7.330
P2	2.00	0.86	1.725
P3	0.94	0.37	0.351
E <sub>v</sub>	0.71	1.96	1.400
R1	3.80	0.86	3.277
R3	4.89	0.86	4.220

TOTAL	17.038		18.303
-------	--------	--	--------

	Peso (ton)	Distancia (m)	Momento (ton-m)
R2	0.087	4.35	0.378
E <sub>h</sub>	2.861	0.98	2.796

TOTAL	2.948		3.174
-------	-------	--	-------

X<sub>v</sub> = 1.074 m  
 Z = 0.186 m  
 e = 0.093 m

CHEQUEO POR COMPRESION

p<sub>1</sub> = (P<sub>t</sub> / a x b) x (1 + 6xe/b)  
 p<sub>2</sub> = (P<sub>t</sub> / a x b) x (1 - 6xe/b)  
 p<sub>concreto</sub> = 0.4 x f'<sub>c</sub>

p<sub>1</sub> = 11.156 ton/m<sup>2</sup> ó 1.116 kg/cm<sup>2</sup>  
 p<sub>2</sub> = 6.210 ton/m<sup>2</sup> ó 0.621 kg/cm<sup>2</sup>  
 p<sub>concreto</sub> = 70.00 kg/cm<sup>2</sup>

1.116 < 70.00 **O.K.**  
 0.621 < 70.00 **O.K.**

CHEQUEO POR VOLTEO

FSV = M<sub>est</sub> / M<sub>vol</sub>

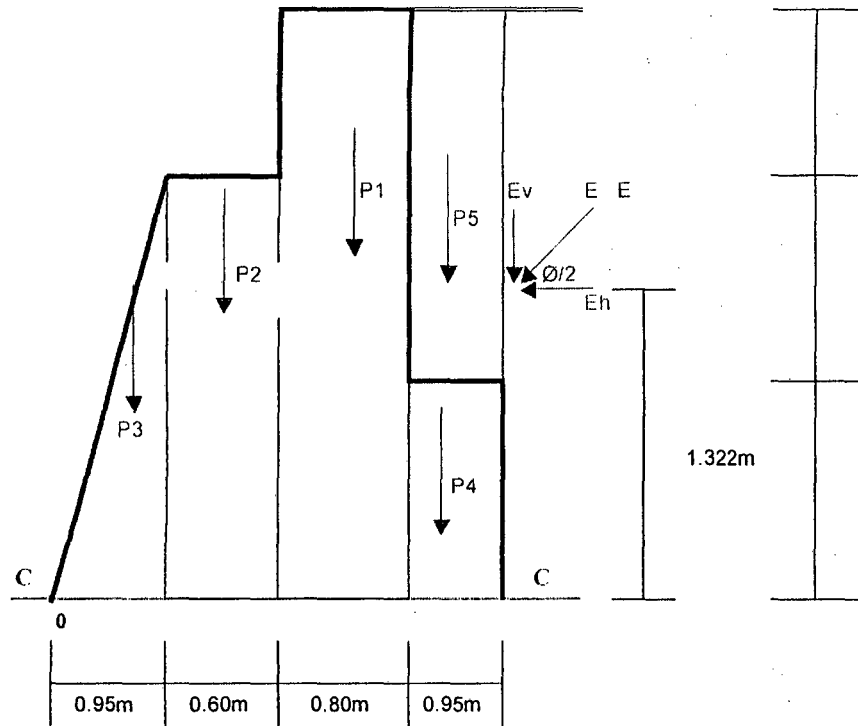
FSV = 5.8 > 2.00 **O.K.**

CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO

FSV = P<sub>t</sub> x f / (Sum(F<sub>h</sub>))

FSD = 4.05 > 2.00 **O.K.**

CHEQUEO DE LA SECCIÓN C - C



	Peso (ton)	Distancia (m)	Momento (ton-m)
P1	6.532	1.95	12.737
P2	3.381	1.25	4.226
P3	2.677	0.63	1.695
P4	2.185	2.83	6.173
P5	4.264	2.83	12.045
Ev	1.266	2.83	3.577

TOTAL	20.304		40.453
-------	--------	--	--------

$X_v = 1.992 \text{ m}$   
 $Z = 0.331 \text{ m}$   
 $e = -0.012 \text{ m}$

CHEQUEO POR COMPRESION

$p_1 = (P_t / a \cdot x \cdot b) \times (1 + 6 \cdot x \cdot e / b)$

$p_2 = (P_t / a \cdot x \cdot b) \times (1 - 6 \cdot x \cdot e / b)$

$p_{\text{concreto}} = 0.4 \times f_c$

$p_1 = 6.023 \text{ ton/m}^2 \quad \delta \quad 0.602 \text{ kg/cm}^2$

$p_2 = 6.283 \text{ ton/m}^2 \quad \delta \quad 0.628 \text{ kg/cm}^2$

$p_{\text{concreto}} = 70.00 \text{ kg/cm}^2$

$0.602 < 70.00 \text{ O.K.}$

$0.628 < 70.00 \text{ O.K.}$

CHEQUEO POR VOLTEO

$FSV = M_{est} / M_{vol}$

$FSV = 6.0 > 2.00 \text{ O.K.}$

CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO

$FSV = P_t \times f / (\text{Sum}(F_h))$

$FSD = 2.80 > 2.00 \text{ O.K.}$

$X_v = M / P_t$

$Z = E_h \times d_h / P_t$

$e = a/2 - (X_v - Z)$

$C = \text{tg}^2 (45 - \phi/2)$

$E = 0.5 \times \gamma \times h \times (h + 2h') \times C$

$d_h = h \times (h + 3h') / 3 (h + 2h')$

$C = 0.361$

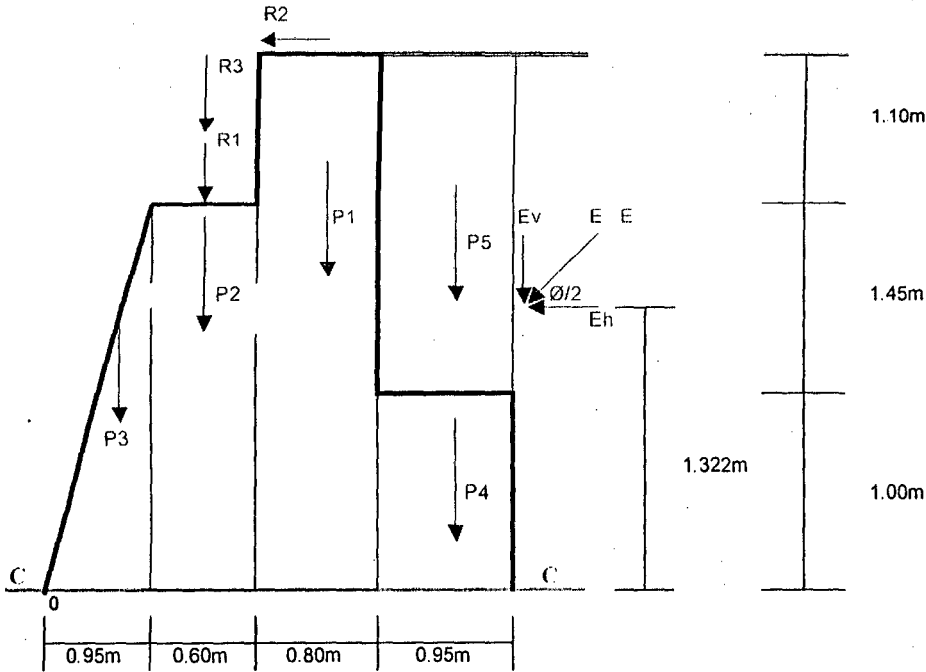
$E = 5.233 \text{ tn/m}$

$E_h = 5.078 \text{ tn/m}$

$E_v = 1.266 \text{ tn/m}$

$d_h = 1.322 \text{ m}$

**CHEQUEO DE SECCION C-C CON PUENTE Y RELLENO SOBRECARGADO**



Reaccion del puente por Wd R1= 3.800 tn.  
 Rodadura equivalentede S/C R2= 0.087 tn.  
 Reaccion del puente por S/C R3= 4.894 tn.

$$X_v = M / P$$

$$Z = E_h \times d_h / P_t$$

$$e = a/2 - (X_v - Z)$$

$$C = \text{tg}^2 (45 - \phi/2)$$

$$E = 0.5 \times \gamma \times h \times (h + 2h') \times C$$

$$d_h = h \times (h + 3h') / 3 (h + 2h')$$

C = 0.361  
 E = 5.233 tn/m  
 E<sub>h</sub> = 5.078 tn/m  
 E<sub>v</sub> = 1.266 tn/m  
 d<sub>h</sub> = 1.322 m

	Peso (ton)	Distancia (m)	Momento (ton-m)
P1	6.53	1.95	12.737
P2	3.38	1.25	4.226
P3	2.68	0.63	1.695
P4	2.19	2.83	6.173
P5	4.26	2.83	12.045
E <sub>v</sub>	1.27	3.30	4.178
R1	3.80	1.25	4.750
R3	4.89	1.25	6.118

<b>TOTAL</b>	<b>28.998</b>		<b>51.922</b>
--------------	---------------	--	---------------

	Peso (ton)	Distancia (m)	Momento (ton-m)
R2	0.087	5.35	0.464
E <sub>h</sub>	5.078	1.32	6.715

<b>TOTAL</b>	<b>5.165</b>		<b>7.179</b>
--------------	--------------	--	--------------

X<sub>v</sub> = 1.791 m  
 Z = 0.248 m  
 e = 0.107 m

**CHEQUEO POR COMPRESION**

$$p_1 = (P_t / a \times b) \times (1 + 6 \times e / b)$$

$$p_2 = (P_t / a \times b) \times (1 - 6 \times e / b)$$

$$p_{\text{concreto}} = 0.4 \times f_c$$

p<sub>1</sub> = 10.498 ton/m<sup>2</sup> ó 1.050 kg/cm<sup>2</sup>  
 p<sub>2</sub> = 7.077 ton/m<sup>2</sup> ó 0.708 kg/cm<sup>2</sup>  
 p<sub>concreto</sub> = 70.00 kg/cm<sup>2</sup>

1.050 < 70.00 O.K.  
 0.708 < 70.00 O.K.

**CHEQUEO POR VOLTEO**

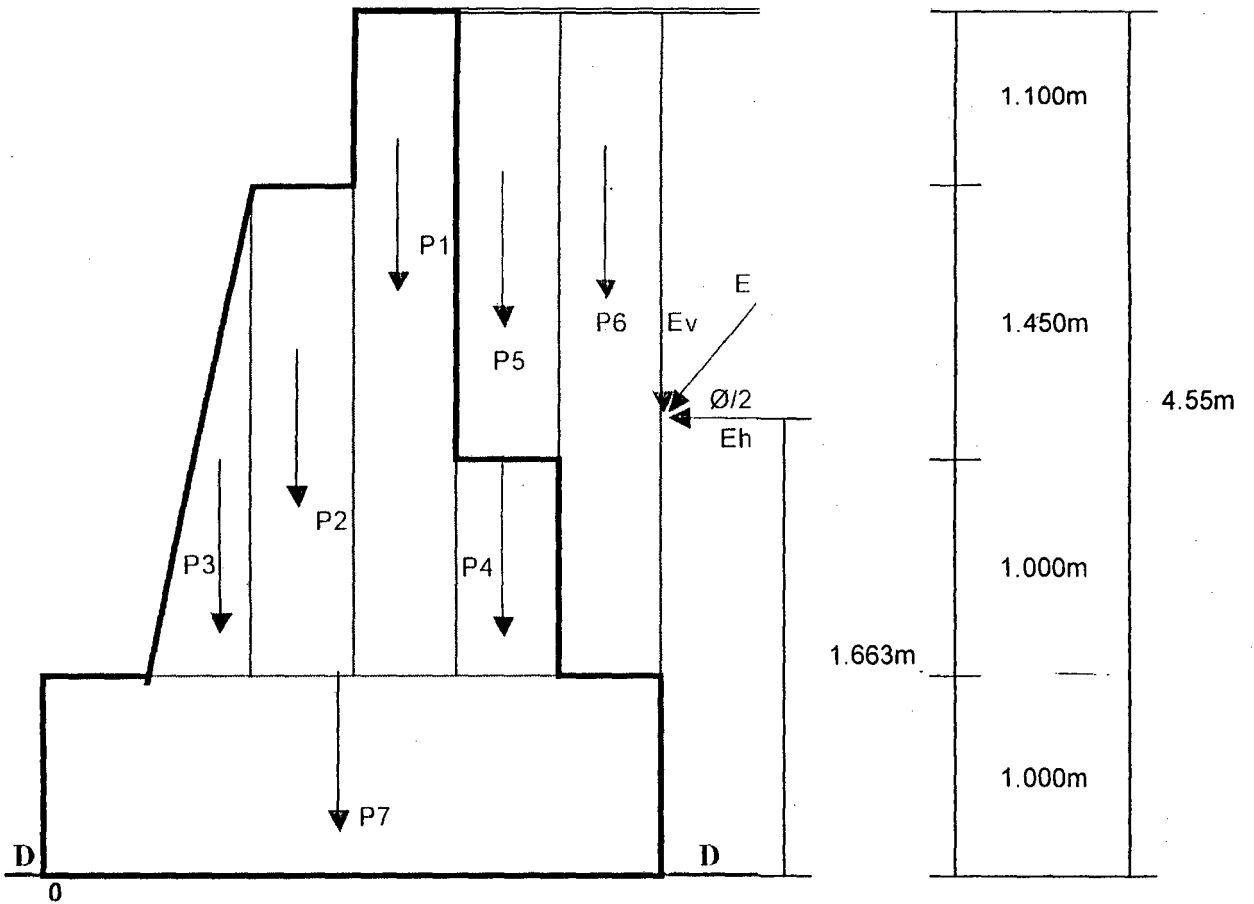
$$FSV = M_{\text{est}} / M_{\text{vol}}$$

FSV = 7.2 > 2.00 O.K.

**CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO**

$$FSV = P_t \times f / (\text{Sum}(F_h))$$

**CHEQUEO DE SECCIÓN D-D**



0						
	0.30m	0.95m	0.60m	0.80m	0.95m	0.30m
	3.90m					

$$X_v = M / P_t$$

$$Z = E_h \times d_h / P_t$$

$$e = a/2 - (X_v - Z)$$

$$C = \text{tg}^2 (45 - \frac{\phi}{2})$$

$$E = 0.5 \times \gamma \times h \times (h + 2h') \times C$$

$$d_h = h \times (h + 3h') / 3 (h + 2h')$$

$$C = 0.361$$

$$E = 8.153 \text{ tn/m}$$

$$E_h = 7.911 \text{ tn/m}$$

$$E_v = 1.972 \text{ tn/m}$$

$$d_h = 1.663 \text{ m}$$

	Peso (ton)	Distancia (m)	Momento (ton-m)
P1	6.532	2.25	14.697
P2	3.381	1.55	5.241
P3	2.677	0.93	2.498
P4	2.185	3.13	6.828
P5	4.264	3.13	13.324
P6	1.874	3.75	7.029
P7	8.970	1.95	17.492
Ev	1.972	3.90	7.692
<b>TOTAL</b>	<b>31.855</b>		<b>74.800</b>

$$X_v = 2.348\text{m}$$

$$Z = 0.413\text{m}$$

$$e = 0.015\text{m}$$

$$b/6 = 0.650\text{m}$$

**<b/6 O.K.**

#### CHEQUEO POR COMPRESION

$$p_1 = (P_t / a_x b) \times (1 + 6x_e/b)$$

$$p_2 = (P_t / a_x b) \times (1 - 6x_e/b)$$

$$p_1 = 8.355\text{ton/m}^2 \quad \text{ó} \quad 0.836\text{kg/cm}^2$$

$$p_2 = 7.981\text{ton/m}^2 \quad \text{ó} \quad 0.798\text{kg/cm}^2$$

$$0.836 < 3.23 \text{ O.K.}$$

$$0.798 < 3.23 \text{ O.K.}$$

#### CHEQUEO POR VOLTEO

$$FSV = M_{est} / M_{vol}$$

$$FSV = 5.7 > 2.00 \text{ O.K.}$$

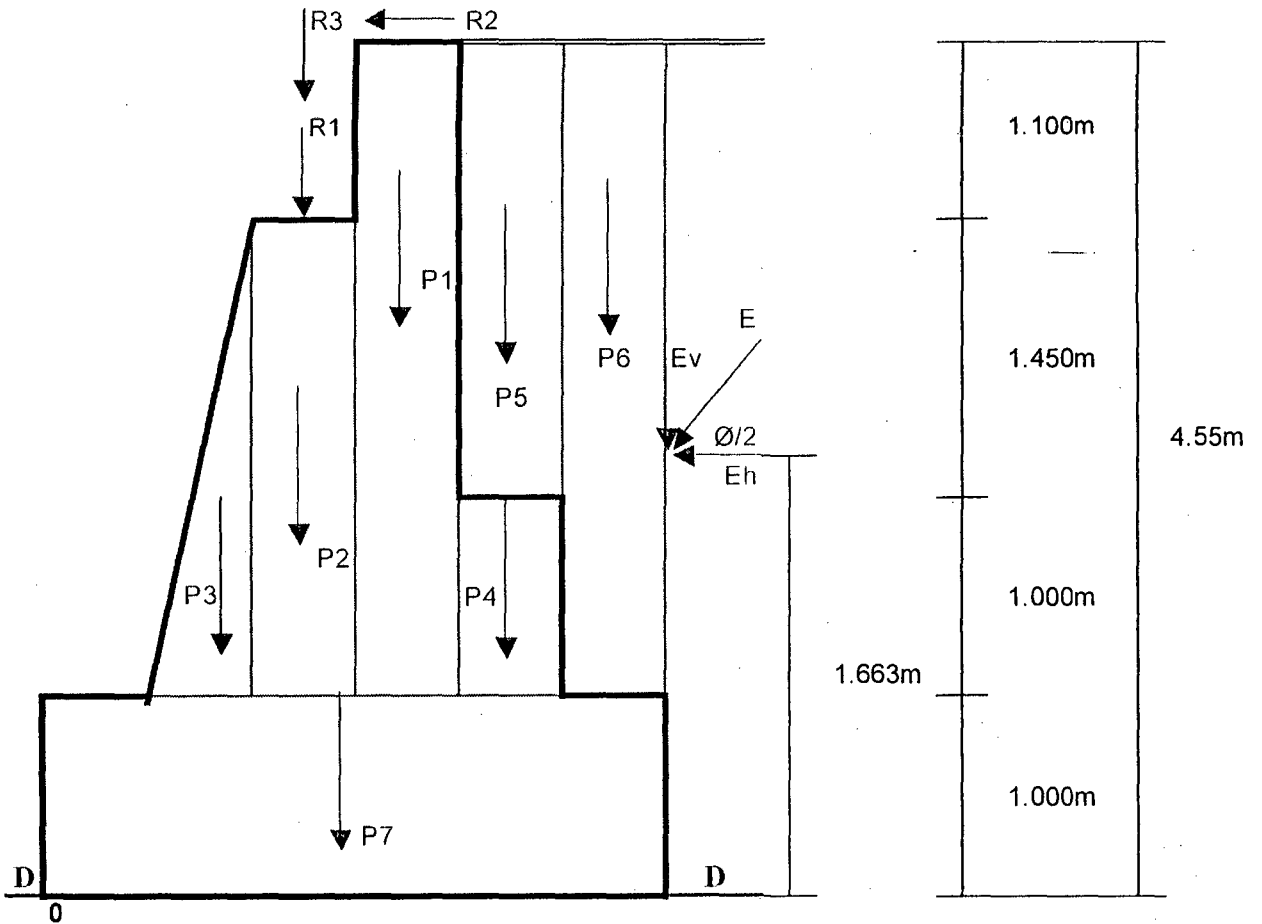
#### CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO

$$FSV = P_t \times f / (\text{Sum}(F_h))$$

INPUT  $f = 0.50$

$$FSD = 2.01 > 2.00 \text{ O.K.}$$

**CHEQUEO DE SECCIÓN D-D CON PUENTE Y RELLENO SOBRECARGADO**



0.30m	0.95m	0.60m	0.80m	0.95m	0.30m
3.90m					

Reaccion del puente por Wd R1= 3.800 tn.  
 Rodadura equivalentede S/C R2= 0.087· tn.  
 Reaccion del puente por S/C R3= 4.894 tn.

$$X_v = M / P_t$$

$$Z = E_h \times d_h / P_t$$

$$e = a/2 - (X_v - Z)$$

$$C = \text{tg}^2 (45 - \phi/2)$$

$$E = 0.5 \times \gamma \times h \times (h + 2h') \times C$$

$$d_h = h \times (h + 3h') / 3 (h + 2h')$$

$$C = 0.361$$

$$E = 8.153 \text{ tn/m}$$

$$E_h = 7.911 \text{ tn/m}$$

$$E_v = 1.972 \text{ tn/m}$$

$$d_h = 1.663 \text{ m}$$

	Peso (ton)	Distancia (m)	Momento (ton-m)
P1	6.532	2.25	14.697
P2	3.381	1.55	5.241
P3	2.677	0.93	2.498
P4	2.185	3.13	6.828
P5	4.264	3.13	13.324
P6	1.874	3.75	7.029
P7	8.970	1.95	17.492
Ev	1.972	3.90	7.692
R1	3.800	1.55	5.890
R3	4.894	1.55	7.586

TOTAL	40.549		88.276
-------	--------	--	--------

	Peso (ton)	Distancia (m)	Momento (ton-m)
R2	0.087	6.35	0.551
Eh	7.911	1.66	13.158

TOTAL	7.998		13.709
-------	-------	--	--------

$$X_v = 2.177 \text{ m}$$

$$Z = 0.338 \text{ m}$$

$$e = 0.111 \text{ m}$$

$$b/6 = 0.650 \text{ m}$$

**<b/6 O.K.**

#### CHEQUEO POR COMPRESIÓN

$$p_1 = (P_t / a \cdot b) \times (1 + 6 \cdot x_e / b)$$

$$p_2 = (P_t / a \cdot b) \times (1 - 6 \cdot x_e / b)$$

$$p_1 = 12.174 \text{ ton/m}^2 \quad \text{ó} \quad 1.217 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_2 = 8.621 \text{ ton/m}^2 \quad \text{ó} \quad 0.862 \text{ kg/cm}^2$$

$$1.217 < 3.23 \text{ O.K.}$$

$$0.862 < 3.23 \text{ O.K.}$$

#### CHEQUEO POR VOLTEO

$$FSV = M_{est} / M_{vol}$$

$$FSV = 6.4 > 2.00 \text{ O.K.}$$

#### CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO

$$FSV = P_t \times f / (\text{Sum}(F_h))$$

INPUT  $f = 0.50$

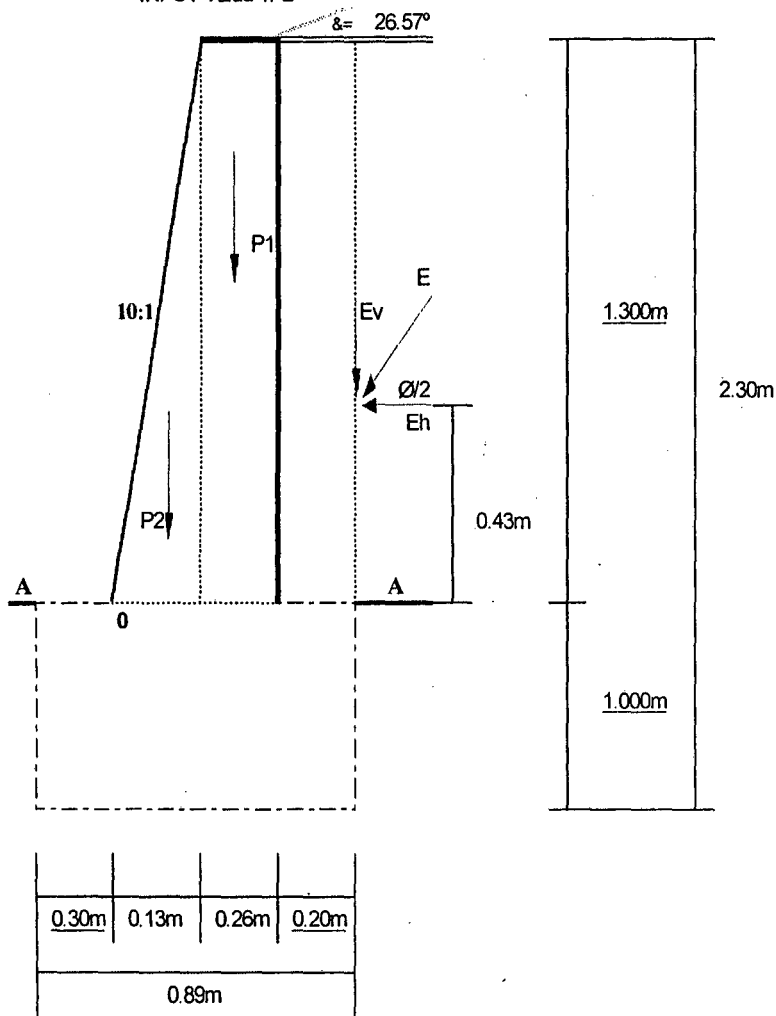
$$FSD = 2.54 > 2.00 \text{ O.K.}$$

## Diseño De Las Alas Del Estribo

Para determinar la altura final del ala del estribo, se usará el método gráfico, para posteriormente la sección adoptada, como se hizo con el estribo

### CHEQUEO DE ALA DE ESTRIBO SECCION A-A

INPUT Talud 1: 2



	Peso (ton)	Distancia (m)	Momento (ton-m)
P1	0.777	0.26	0.202
P2	0.194	0.09	0.017
Ev	0.143	0.39	0.056

TOTAL	1.115		0.275
-------	-------	--	-------

$$X_v = 0.246 \text{ m}$$

$$Z = 0.111 \text{ m}$$

$$e = 0.060 \text{ m}$$

#### CHEQUEO POR COMPRESION

$$p_1 = (P_t / a \cdot b) \times (1 + 6 \cdot e / b)$$

$$p_2 = (P_t / a \cdot b) \times (1 - 6 \cdot e / b)$$

$$p_1 = 5.485 \text{ ton/m}^2 \quad \delta \quad 0.548 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_2 = 0.232 \text{ ton/m}^2 \quad \delta \quad 0.023 \text{ kg/cm}^2$$

$$p \text{ concreto} = 70.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.548 < 70.00 \quad \mathbf{O.K.}$$

$$0.023 < 70.00 \quad \mathbf{O.K.}$$

#### CHEQUEO POR VOLTEO

$$FSV = M_{est} / M_{vol}$$

$$FSV = 2.2 > 2.00 \quad \mathbf{O.K.}$$

#### CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO

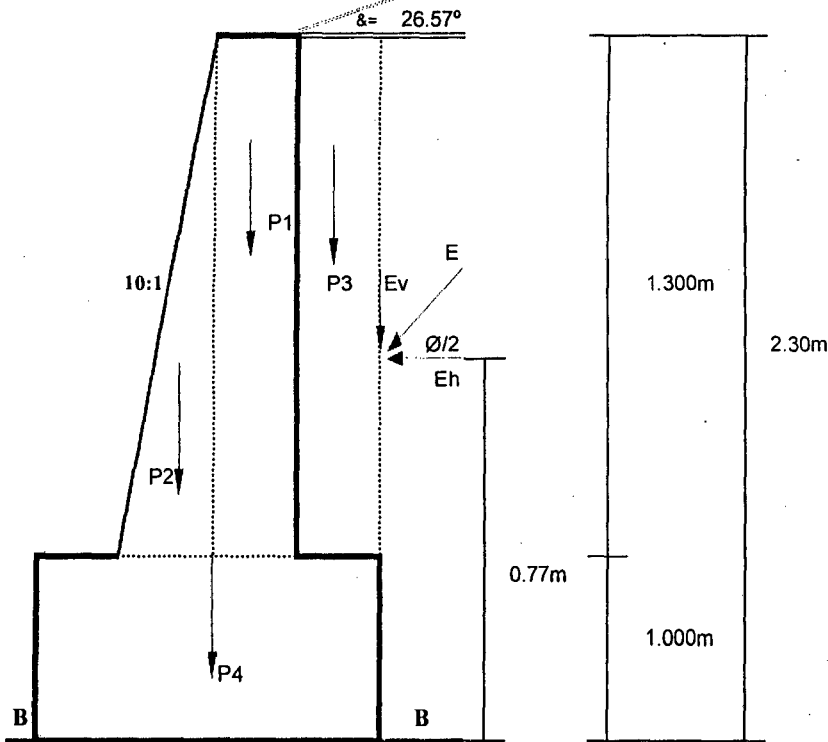
$$FSV = P_t \times f / (\sum(F_h))$$

$$FSD = 2.73 > 2.00 \quad \mathbf{O.K.}$$



**CHEQUEO DE ALA DE ESTRIBO SECCION B-B**

INPUT Talud 1: 2



	Peso (ton)	Distancia (m)	Momento (ton-m)
P1	0.777	0.56	0.435
P2	0.194	0.39	0.075
P3	0.458	0.79	0.362
P4	2.047	0.45	0.911
Ev	0.448	0.89	0.398
<b>TOTAL</b>	<b>3.924</b>		<b>2.181</b>

$X_v = 0.556 \text{ m}$

$Z = 0.175 \text{ m}$

$e = 0.06 \text{ m}$

$b/6 = 0.148 \text{ m}$

**<b/6**

**CHEQUEO POR COMPRESION**

$p_1 = (P_t / a \cdot x \cdot b) \times (1 + 6 \cdot x \cdot e / b)$

$p_2 = (P_t / a \cdot x \cdot b) \times (1 - 6 \cdot x \cdot e / b)$

$p_1 = 6.312 \text{ ton/m}^2 \quad \delta \quad 0.631 \text{ kg/cm}^2$

$p_2 = 2.506 \text{ ton/m}^2 \quad \delta \quad 0.251 \text{ kg/cm}^2$

$0.631 < 3.23 \text{ O.K.}$

$0.251 < 3.23 \text{ O.K.}$

**CHEQUEO POR VOLTEO**

$FSV = M_{est} / M_{vol}$

$FSV = 3.2 > 2.00 \text{ O.K.}$

**CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO**

$FSV = P_t \times f / (\text{Sum}(F_h)) \quad \text{INPUT } f = 0.50$

$FSD = 2.19 > 2.00 \text{ O.K.}$

0.30m	0.13m	0.26m	0.20m
0.89m			

$X_v = M / P_t$

$Z = E_h \times d_h / P_t$

$e = a/2 - (X_v - Z)$

$C = \text{tg}^2(45 - \phi/2)$

$E = 0.5 \times \gamma \times h \times (h + 2h') \times C$

$d_h = h \times (h + 3h') / 3(h + 2h')$

$C = 0.215 \quad \text{Cos} \phi = 0.8944$

$\text{Cos} \phi = 0.7071$

$E = 1.001 \text{ tn/m}$

$E_h = 0.895 \text{ tn/m}$

## Capítulo V DISCUSIÓN DE RESULTADOS

### 5.1. Discusión

En el estudio realizado de gestión de riesgo se encontraron varios factores o fenómenos naturales que alterarían el sistema de defensa de estas Localidades.

- a).- Inundaciones
- b).- Intensidad de vientos
- c).- Deslizamientos

Después del estudio realizado y comparando las amenazas se determinó que una alternativa de solución a los problemas subsistentes sería la de construir un Puente y evitar consecuencias funestas con la pérdida de vidas humanas en época de crecida, para la construcción del Puente se presentaron varias alternativas y lugares físicos.

Se tuvo como propuesta varios tipos de puentes. C.

Se desearon varias alternativas de una posible construcción, para tal efecto se decidió que una alternativa económica y con un fácil proceso constructivo, sería la construcción de un puente de sección compuesta.

## Capítulo VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1. CONCLUSIONES

- Los desastres de acuerdo a su clasificación y frecuencia pueden ser estudiados y pueden servir como base de un estudio básico para la elaboración de un proyecto de ingeniería.
- El ensayo de relación de soporte de California (CBR) no se aplica para obtener el esfuerzo admisible del terreno con fines de cimentación
- El presente trabajo de innovación es de gran importancia para lograr el desarrollo integral de la Región San Martín.
- Resulta ventajoso diseñar y construir puentes de sección compuesta por la facilidad del sistema constructivo
- Por la resistencia moderada del terreno se considera necesario el diseño y construcción de estribos de gravedad.
- La sobrecarga AASHTO genera mayores esfuerzos que la sobrecarga Francesa C-30.
- La Evaluación del impacto ambiental demuestra que el proyecto a ejecutarse no altera considerablemente el medio ambiente, pero sí obliga a ejecutar un grupo de actividades mínimas.

## 6.2. RECOMENDACIONES

- El presente trabajo puede servir de base como material Bibliográfico ya que aplica el análisis de los desastres como estudio básico para la elaboración de proyectos de Ingeniería.
- En zonas donde existe precipitación fluvial es necesario tener en cuenta la evacuación de las aguas para evitar lagunas de lluvia en el puente
- Es de gran importancia la reforestación de las riveras afectadas por la construcción para evitar problemas de erosión que puedan afectar la futura construcción
- Se recomienda el diseño y construcción de puentes de sección compuesta ya que de esta manera disminuimos el peso propio de los puentes que son absorbidos por los elementos estructurales del mismo
- En el diseño de las vigas de acero es necesario tener en cuenta los espesores comerciales y las calidades que se pueden encontrar en el mercado, evitando problemas en el proceso constructivo.
- Se recomienda llevar a cabo un estudio sobre el impacto futuro del incremento del acceso de personas hacia la parte alta de los cerros, que a la fecha registran poca intervención agrícola.
- Es recomendable que en la ejecución del Proyecto, eliminar el islote que se encuentra aguas arriba del punto de interés, para evitar la erosión y/o socavación del estribo del lado izquierdo.

## BIBLIOGRAFÍA

1. ANDREW MASKREY, Los Desastres no son Naturales.  
Impresión - La Red – ITDG.
2. APAZA HERRERA, PABLO. PUENTES – Introducción al Diseño de Puentes de Concreto Armado. Ed. Julio 1987.
3. BOWLES, JOSEPH. Diseño de Acero Estructural. Ed. Limusa. – México.
4. CÁMARA PERUANA DE LA CONSTRUCCIÓN, Reglamento Nacional de Construcciones. Ed. Científica SRL - Lima
5. CEDISA. Plan Estratégico de Gestión del Riesgo a Desastres de la Provincia El Dorado
6. CHEREQUE MORAN, WENDER, - HIDROLOGÍA – Pontificia Universidad Católica del Perú – 1989.
7. GUÍA DE LA RED PARA LA GESTIÓN LOCAL DEL RIESGO –Módulos Para la Capacitación.
8. INEI, Censos Nacionales IX de Población y IV de Vivienda, Compendio Estadístico Departamental – San Martín
9. I.T.D.G – RED DE PREVENCIÓN Y MITIGACIÓN DE DESASTRES DE SAN MARTÍN – INDECI – CTAR SAN MARTÍN Análisis de Riesgo a Desastres de la Provincia El Dorado
10. JUVENAL MEDINA R. Tecnología Intermedia I.T.D.G. Fenómenos Geodinámicos
11. MERRITT, FREDERICK S. Manual del Ingeniero Civil. Ed. Mc Graw Hill. – Mexico.
12. WINTER, GEORGE y NILSON, ARTHUR H. Proyecto de Estructuras de Hormigón. Ed Reverté S.A. España 1985.

# ANEXOS

