CORPORACION ANDINA DE FOMENTO (CAF)

CONTRATACION DE SERVICIOS PROFESIONALES PARA
EL DISEÑO GEOMETRICO,DISEÑO DE PAVIMENTOS
Y ELABORACION DE :
PLANOS CONSTRUCTIVOS,ESPECIFICACIONES TECNICAS
PROGRAMA DE TRABAJO
PROPUESTA DE SEÑALAMIENTO VIAL HORIZONTAL
Y VERTICAL Y PRESUPUESTO DEL PROYECTO :

"BAJOS DE CHILAMATE- VUELTA KOOPER"

INFORME FINAL
DISEÑO DE PUENTES

cacisa

NOVIEMBRE 2007

INDICE

TOMO 1 de 2

	PAGINA
Oficio de Presentación.	
1- Introducción.	1
2- Descripción General del Proyecto.	1
3- Estudios realizados para cada Informe.	3
4- Metodología General empleada para la definición de los Proyectos Finales de Puentes y de la Alcantarilla de Cuadro.	4
5- Resultados obtenidos para cada uno de los Puentes y de la Alcantarilla de Cuadro	5
6- Anexos incluidos en el Informe Final.	8

ANEXO A: ESTUDIO DE AMENAZA SISMICA DEL PROYECTO

ANEXO B: ESTUDIOS ESPECIFICOS PUENTE SOBRE EL RIO SARDINAL

Estudio Hidrológico Final
Estudio Geotécnico
Diseño Estructural
Cálculo de Cantidades

ANEXO C: ESTUDIOS ESPECIFICOS PUENTE SOBRE EL RIO CUARTO

Estudio Hidrológico Final
Estudio Geotécnico
Diseño Estructural
Cálculo de Cantidades

ANEXO D: ESTUDIOS ESPECIFICOS PUENTE SOBRE EL RIO CAÑO NEGRO

Estudio Hidrológico Final
Estudio Geotécnico
Diseño Estructural
Cálculo de Cantidades

TOMO 2 de 2

ANEXO E: ESTUDIOS ESPECIFICOS PUENTE SOBRE EL RIO TORO

Estudio Hidrológico Final
Estudio Geotécnico
Diseño Estructural
Cálculo de Cantidades

ANEXO F: ESTUDIOS ESPECIFICOS PUENTE SOBRE LA QUEBRADA SAN PEDRO

Estudio Hidrológico Final
Estudio Geotécnico
Diseño Estructural
Cálculo de Cantidades

ANEXO G: ESTUDIOS ESPECIFICOS PUENTE SOBRE EL RIO TRES AMIGOS

Estudio Hidrológico Final
Diseño Estructural
Cálculo de Cantidades

ANEXO H: ESTUDIOS ESPECIFICOS PUENTE SOBRE EL RIO PERICOS

Estudio Hidrológico Final
Estudio Geotécnico
Diseño Estructural
Cálculo de Cantidades

ANEXO I: ESTUDIOS ESPECIFICOS PUENTE SOBRE LA QUEBRADA CAMPAMENTO

Estudio Hidrológico Final
Estudio Geotécnico
Diseño Estructural
Cálculo de Cantidades

ANEXO J: ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES Y ESPECIALES

ANEXO K: FUENTES DE MATERIALES PETREOS

ANEXO L: BRIGADAS MINIMAS DE MAQUINARIA Y EQUIPO

ANEXO M: PROGRAMA DE TRABAJO DE PUENTES Y DE ALCANTARILLA DE CUADRO

ANEXO N: PRESUPUESTO DEL PROYECTO

ANEXO Ñ: SUMARIO FINAL DE CANTIDADES

ANEXO O: DOCUMENTOS VARIOS, OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

ANEXO P: PLANOS FINALES DE PUENTES Y DE ALCANTARILLA DE CUADRO

cacisa

5 de Noviembre del 2007
OFICIO 481 - 2007

Señores
Ing. Carlos Acosta Monge.
Ing. Carlos Valverde Retana.
Unidad Supervisora del Contrato de Consultoría
Proyecto CHILAMATE – VUELTA KOOPER
S.O.

Estimados Señores:

De acuerdo con la Cláusula SEPTIMA: Condiciones / Forma de Pago del Contrato de Prestación de Servicios Profesionales de Consultoría para el diseño geométrico, diseño de pavimentos, diseño del sistema de drenaje, diseño de puentes, elaboración de planos constructivos, especificaciones técnicas, programa de trabajo, propuesta de señalamiento vial vertical y horizontal y presupuesto del **Proyecto BAJOS DE CHILAMATE – VUELTA KOOPER**, me complace en presentarles el documento correspondiente al ***Informe Final de DISEÑO DE PUENTES.***

Quedo a su entera disposición para aclararles o ampliarles cualquier detalle. En espera de que el presente ***Informe Final de DISEÑO DE PUENTES*** presentado en esta oportunidad cumpla a satisfacción con lo solicitado en el respectivo Cartel de Licitación y en el Contrato de Prestación de Servicios de Consultoría, se despide, atentamente,

Ing. Gerardo Prada Arroyo
Apoderado CACISA

CC: Corporación Andina de Fomento (CAF)
Lic. Annia Beleida Alfaro Q. Dirección Planificación Sectorial MOPT
Archivo / Consecutivo

COMPAÑÍA ASESORA DE CONSTRUCCION E INGENIERIA S. A.
TEL: (506) 244-0548 FAX: 244-1385 Email: info@cacisa.co.cr Web: www.cacisa.co.cr
De Iglesia de Santa Rosa de Santo Domingo de Heredia, 100 m oeste y 500 m norte.

CORPORACION ANDINA DE FOMENTO (CAF)

CONTRATACION DE SERVICIOS PROFESIONALES PARA EL DISEÑO GEOMETRICO,DISEÑO DE PAVIMENTOS Y ELABORACION DE : PLANOS CONSTRUCTIVOS,ESPECIFICACIONES TECNICAS PROGRAMA DE TRABAJO PROPUESTA DE SEÑALAMIENTO VIAL HORIZONTAL Y VERTICAL Y PRESUPUESTO DEL PROYECTO :

"BAJOS DE CHILAMATE- VUELTA KOOPER"

INFORME FINAL DISEÑO DE PUENTES

cacisa

NOVIEMBRE 2007

cacisa

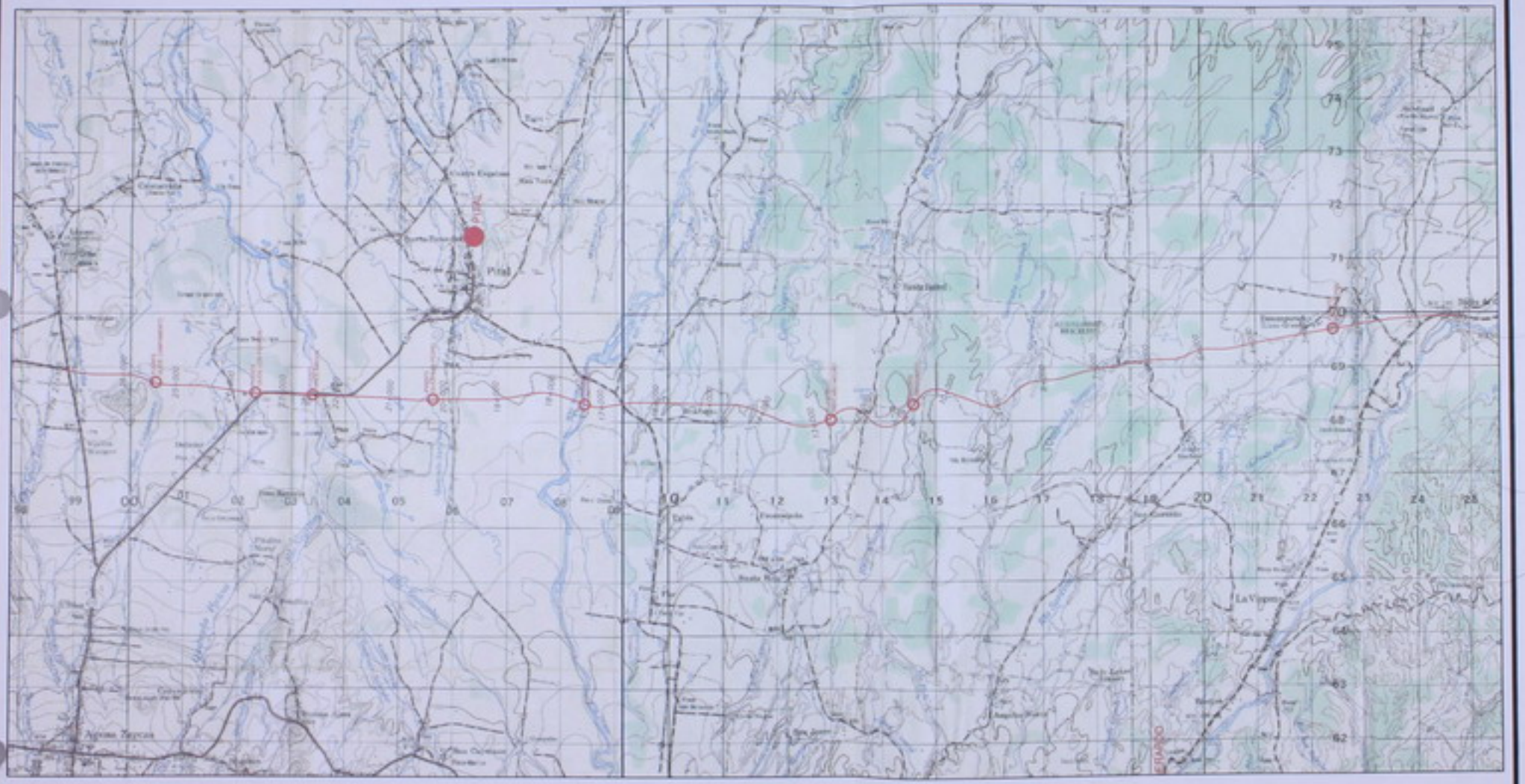
COMPAÑIA ASESORA DE CONSTRUCCION E INGENIERIA

REPÚBLICA DE COSTA RICA

DISEÑO VIAL DEL PROYECTO
BAJOS DE CHILAMATE-VUELTA DE KOOPER

CAF

CORPORACION ANDINA DE FOMENTO



UBICACION GEOGRAFICA HOJAS CARTOGRAFICAS AGUAS ZARCAS Y RIO CUARTO ESCALA 1:50 000

PROYECTO BAJOS DE CHILAMATE – VUELTA KOOPER

INFORME FINAL: DISEÑO DE PUENTES

1. Introducción.

De acuerdo a lo establecido en el Contrato de Prestación de Servicios de Consultoría suscrito entre la Corporación Andina de Fomento (CAF) y la Compañía Asesora de Construcción e Ingeniería S.A. (CACISA), el objeto general es la contratación de servicios profesionales para el diseño geométrico, diseño de pavimentos, diseño del sistema de drenaje, diseño de puentes, elaboración de planos constructivos, especificaciones técnicas, programa de trabajo, propuesta de señalamiento vial vertical y horizontal y presupuesto del Proyecto Bajos de Chilamate - Vuelta Kooper.

En el presente Informe Final se describen y se presentan los trabajos, las actividades, los documentos y las gestiones realizadas para cumplir con lo solicitado para el pago del Tercer Tracto respecto al Diseño de los Puentes.

2. Descripción General del Proyecto.

a. Ubicación.

El Proyecto se localiza en las Provincias: 2 Alajuela, Cantón: San Carlos y 4 Heredia, Cantón: Sarapiquí. Se inicia en la Ruta Nacional No. 4, en el poblado de Bajos de Chilamate, finalizando en la intersección de la Ruta Nacional No. 4 con la Ruta Nacional No. 751, cerca del poblado de Vuelta Kooper. El tramo forma parte de la Ruta Nacional No. 4.

El trazado de la carretera se encuentra ubicado en las láminas Río Cuarto y Aguas Zarcas, del mapa en escala 1: 50.000 del Instituto Geográfico Nacional (I.G.N.), según se ilustra seguidamente. El Proyecto lleva prácticamente una dirección este - oeste.

A lo largo del Proyecto se cruzan los siguientes cauces importantes que requieren el diseño estructural de puentes y/o la revisión estructural del existente, además del diseño estructural de una alcantarilla de cuadro triple: Sardinal, Río Cuarto, Caño Negro, Toro, Quebrada San Pedro (alcantarilla de cuadro triple), Tres Amigos (existente), Pericos y Quebrada Campamento, trabajos que se encuentran contemplados dentro de los alcances de la contratación realizada con la Corporación Andina de Fomento (CAF).

También se cruzan otros cauces de importancia que requirieron del diseño de una estructura de paso, los cuales fueron aportados por la Unidad Supervisora del Contrato para su inclusión en los Planos Finales del Proyecto. Dichas estructuras NO fueron diseñadas por CACISA ya que presupuestaria y contractualmente no formaban parte de los Alcances de la Contratación CAF – CACISA.

La vía transcurre cerca de las siguientes poblaciones: Bajos de Chilamate, Desamparados, Santa Isabel, Santa Rita, Pital, Los Llanos de Altamira, Los Chiles y Vuelta Kooper y aprovecha la calzada existente (en gran parte) y el derecho de vía de la Ruta Nacional No. 250 en un tramo de aproximadamente 1,5 kilómetros de la sección Los Chiles de Aguas Zarcas - Pital.

b. Longitud y tipo de terreno.

Este Proyecto tiene una longitud aproximada de 27 kilómetros y el terreno se considera plano a lo largo de todo el trayecto, cruzando terrenos dedicados en su mayoría al cultivo de piña y a la ganadería.

c. Longitud de puentes y anchos de calzada recomendados originalmente en el Cartel de Licitación.

De acuerdo a los documentos cartelarios, la longitud de los puentes y el ancho de calzada recomendados fueron los siguientes:

NOMBRE	ESTRUCTURA	LONGITUD (metros)	CALZADA (metros)
Río Sardinal	PUENTE	58,08	8,50
Río Cuarto	PUENTE	77,90	8,50
Río Caño Negro	PUENTE	38,60	8,50
Río Toro	PUENTE	68,03	8,50
Quebrada San Pedro	Alcantarilla de Cuadro 3 X 3,66 X 2,13	12,48	6,10
Río Tres Amigos	Puente existente a valorar (reforzar o nuevo)	ND	ND
Río Los Pericos	PUENTE	22,00	8,50
Quebrada Campamento	PUENTE	33,00	8,50

Estas dimensiones fueron debidamente revisadas durante el desarrollo de los trabajos de diseño de puentes y de estructuras de drenaje mayor con los criterios de los especialistas en estructuras, en hidrología, en geotecnia, en diseño vial, etc., y fueron debidamente modificadas, como se muestra a

continuación y como se ilustra de forma detallada en los planos finales de dichas estructuras.

NOMBRE	ESTRUCTURA	LONG (m)
Río Sardinal	PUENTE NUEVO	53
Río Cuarto	PUENTE NUEVO	71
Río Caño Negro	PUENTE NUEVO	42
Río Toro	PUENTE NUEVO	115.40
Quebr. San Pedro	Alcantarilla Cuadro 3x3.66x3.05	11.86
Río Tres Amigos	Puente a readecuar y reforzar	48.40
Río Pericos	PUENTE NUEVO	30
Quebr. Campamento	PUENTE NUEVO	35

Cada una de estas estructuras tiene un ancho de calzada de 8.70 metros, aceras de concreto de 0.90 metros y barandas tipo media New Jersey de 0.40 metros, con excepción del Puente Tres Amigos que tiene aceras metálicas de 0.90 metros de ancho y barandas tipo Flex Beam.

3. Estudios realizados para cada Informe.

El trabajo general contratado con relación al diseño de seis puentes, a la revisión de uno existente y al diseño de una alcantarilla de cuadro triple fue dividido en los siguientes estudios:

Informe de Avance No. 1.

- Topografías Especiales de los Puentes.
- Estudio Hidrológico Preliminar.

Informe de Avance No. 2.

- Anteproyectos de los Puentes (incluyen planos preliminares).
- Propuesta de obras adicionales de protección (en caso de requerirse).

Informe Final

- Estudios Geotécnicos en sitios de Puente.

- Análisis de socavación y licuefacción.
- Estudio Hidrológico Final.
- Estudio de Riesgo Sísmico.
- Diseño Final de Puentes y Estructuras.
- Memorias de Cálculo del Diseño de Puentes y Estructuras.
- Diseño Final de obras adicionales de protección (en caso de requerirse).
- Planos Constructivos de Puentes y Estructuras.
- Especificaciones Técnicas.
- Presupuesto de las Obras.
- Programa de Trabajo de las Obras.

4. Metodología general empleada para la definición de los Proyectos Finales de Puentes y de la Alcantarilla de Cuadro.

Para la realización de los Proyectos Finales de cada uno de los Puentes y de Estructuras se utilizaron, entre otros, el Estudio de Amenaza Sísmica, los Estudios Hidrológicos Finales de los cuales fueron obtenidos con mayor precisión los Niveles de Agua Máxima Esperada (N.A.M.E.), los Estudios Geotécnicos realizados, los Niveles de Rasante Final de la vía, además de la topografía especial realizada para cada uno de los sitios en estudio.

Para la determinación de la elevación de la rasante mínima, se adicionó al N.A.M.E. una longitud de 1,50 metros para ubicar el fondo de las vigas y agregando la altura de la superestructura, se determinaron los niveles mínimos de rasante. Por el sitio y la condición característica del puente sobre el Río Tres Amigos, la dimensión de 1,50 metros antes citada no pudo respetarse, siendo para este caso un poco menor pero segura.

Los bastiones utilizados en los puentes de construcción nueva son típicos, con pared de cabezal, viga de cabezal, pantalla y aletones para retener el relleno de aproximación, apoyados en dos columnas y en dos placas de fundación aisladas.

Las pilas utilizadas en los puentes de construcción nueva son típicos, con un martillo apoyado en una columna y en una placa de fundación aislada.

En los puentes se ubicaron escolleras de piedra ligadas con mortero para proteger los rellenos de aproximación al mismo.

La alcantarilla de cuadro triple en la Quebrada San Pedro, es una alcantarilla típica de 3 celdas de 3.66 metros X 3.05 metros, diseñada para la carga HS 20-44 +25%.

5. Resultados obtenidos para cada uno de los Puentes y de la Alcantarilla de Cuadro.

Río Sardinal

En este sitio se diseñó un puente con una longitud total de 53 metros, compuesto por dos tramos de vigas postensadas de concreto, una de 30 metros y la otra de 23 metros de longitud, además de una losa de concreto.

El ancho total de la calzada es de 11.30 metros, compuesta por una superficie de ruedo de 8.70 metros, dos aceras de 0,90 metros cada una y una baranda de concreto tipo New Jersey de 40 cm de ancho.

Por la ubicación del río respecto a la calzada el puente tiene un sesgo de 30°.

La subestructura está constituida por dos bastiones de concreto reforzado tipo marco, con dos columnas apoyadas sobre fundaciones aisladas. Además cuenta con una pila tipo martillo, con una columna de sección rectangular con extremos redondeados y apoyada en placas aisladas.

Las dimensiones de la estructura, niveles de desplante, ubicación y orientación, protecciones, especificaciones técnicas, etc., se indican apropiadamente en los respectivos planos constructivos.

Río Cuarto

En este sitio se diseñó un puente con una longitud total de 71 metros, compuesto por dos tramos de vigas postensadas de concreto, una de 38 metros y la otra de 33 metros de longitud, además de una losa de concreto.

El ancho total de la calzada es de 11.30 metros, compuesta por una superficie de ruedo de 8.70 metros, dos aceras de 0,90 metros cada una y una baranda de concreto tipo New Jersey de 40 cm de ancho.

Por la ubicación del río respecto a la calzada el puente tiene un sesgo de 30°.

La subestructura está constituida por dos bastiones de concreto reforzado tipo marco, con dos columnas apoyadas sobre fundaciones aisladas. Además

cuenta con una pila tipo martillo con una columna de sección rectangular con extremos redondeados y apoyada en placas aisladas.

Las dimensiones de la estructura, niveles de desplante, ubicación y orientación, protecciones, especificaciones técnicas, etc., se indican apropiadamente en los respectivos planos constructivos.

Río Caño Negro

En este sitio se diseñó un puente con una longitud total de 42 metros, compuesto por un solo tramo de vigas postensadas de concreto y con losa de concreto .

El ancho total de la calzada es de 11.30 metros, compuesta por una superficie de ruedo de 8.70 metros, dos aceras de 0,90 metros cada una y una baranda de concreto tipo New Jersey de 40 cm de ancho.

Por la ubicación del río respecto a la calzada el puente tiene un sesgo de 25°.

La subestructura está constituida por dos bastiones de concreto reforzado tipo marco, con dos columnas apoyadas sobre fundaciones aisladas.

Las dimensiones de la estructura, niveles de desplante, ubicación y orientación, protecciones, especificaciones técnicas, etc., se indican apropiadamente en los respectivos planos constructivos.

Río Toro

En este sitio se diseñó un puente con una longitud total de 115,40 metros, compuesto por tres tramos de vigas postensadas de concreto, cada una de 38,0 metros de longitud, además de una losa de concreto.

El ancho total de la calzada es de 11.30 metros, compuesta por una superficie de ruedo de 8.70 metros, dos aceras de 0,90 metros cada una y una baranda de concreto tipo New Jersey de 40 cm de ancho.

La subestructura está constituida por dos bastiones de concreto reforzado tipo marco, con dos columnas apoyadas sobre fundaciones aisladas. Además cuenta con dos pilas tipo martillo, con una columna de sección rectangular con extremos redondeados y apoyadas en placas aisladas.

Las dimensiones de la estructura, niveles de desplante, ubicación y orientación, protecciones, especificaciones técnicas, etc., se indican apropiadamente en los respectivos planos constructivos.

Río Tres Amigos

En este sitio existe un puente diseñado en el año 1964 y aparentemente construido entre los años 1965 y 1970. En general, el puente actual se encuentra en buen estado de conservación. Sin embargo, debido a los estándares de diseño de la época, dicha estructura no cumple con los requerimientos de diseño actuales (HS 20-44 + 25%) solicitados en los documentos contractuales.

El puente actual tiene una longitud total de 48,40 metros, compuesto por dos tramos de vigas de acero soldadas, con una luz de 24,20 metros cada una, además de una losa de concreto de 18 centímetros. El ancho total de calzada es de 8,50 metros sin aceras y con barandas de acero tipo Flex Beam.

Se realizó una revisión total de la estructura, determinándose que para cumplir con los requerimientos de diseño actuales, el puente deberá readecuarse y reforzarse estructuralmente, entre otros, en las placas de fundación y en las columnas de los bastiones y de la pila, en las vigas de acero, etc. Además, la losa de concreto de la superestructura deberá demolerse y construirse nuevamente con un acero de refuerzo de mayor Grado y con mayor cantidad, ajustándose ésta a una nueva rasante, obligada por el Nivel de Agua Máximo Esperado (N.A.M.E.) determinado en el Informe Hidrológico Final, documento incluido en el presente Informe Final.

Con el fin de reducir pesos se diseñó una acera metálica y una baranda tipo Flex Beam.

Las descripciones y dimensiones de las readecuaciones a la estructura existente, niveles de desplante, protecciones, especificaciones técnicas, etc., se indican apropiadamente en los respectivos planos constructivos.

Quebrada San Pedro

En este sitio se diseñó una alcantarilla triple de concreto reforzado con una sección transversal de 3,05 metros x 3,66 metros cada celda para una longitud total de 11,86 metros.

Por la ubicación de la Quebrada respecto a la calzada la alcantarilla se ubica con un sesgo de 15°.

Se recomiendan aletones y delantales de entrada y de salida de la alcantarilla de cuadro, además de proteger el relleno en la entrada hasta al menos 50 cm sobre el Nivel de Agua Máxima Esperado.

Las dimensiones de la estructura, niveles de desplante, ubicación y orientación, protecciones, especificaciones técnicas, etc., se indican apropiadamente en los respectivos planos constructivos.

Río Los Pericos

En este sitio se diseñó un puente con una longitud total de 30,0 metros, compuesto por un solo tramo de vigas postensadas de concreto, además de una losa de concreto.

El ancho total de la calzada es de 11.30 metros, compuesta por una superficie de ruedo de 8.70 metros, dos aceras de 0,90 metros cada una y una baranda de concreto tipo New Jersey de 40 cm de ancho.

Por la ubicación del río respecto a la calzada el puente tiene un sesgo de 15°.

La subestructura está constituida por dos bastiones de concreto reforzado tipo marco, con dos columnas apoyadas sobre fundaciones aisladas.

Las dimensiones de la estructura, niveles de desplante, ubicación y orientación, protecciones, especificaciones técnicas, etc., se indican apropiadamente en los respectivos planos constructivos.

Quebrada Campamento

En este sitio se diseñó un puente con una longitud total de 35 metros, compuesto por un solo tramo de vigas postensadas de concreto y con losa de concreto.

El ancho total de la calzada es de 11.30 metros, compuesta por una superficie de ruedo de 8.70 metros, dos aceras de 0,90 metros cada una y una baranda de concreto tipo New Jersey de 40 cm de ancho.

La subestructura está constituida por dos bastiones de concreto reforzado tipo marco, con dos columnas apoyadas sobre fundaciones aisladas.

Las dimensiones de la estructura, niveles de desplante, ubicación y orientación, protecciones, especificaciones técnicas, etc., se indican apropiadamente en los respectivos planos constructivos.

6. Anexos incluidos en el Informe Final.

- **Anexo A:** Estudio de Amenaza Sísmica del Proyecto.
- **Anexo B:** Estudios Específicos Puente sobre el Río Sardinal.
- **Anexo C:** Estudios Específicos Puente sobre el Río Cuarto.
- **Anexo D:** Estudios Específicos Puente sobre el Río Caño Negro.

- **Anexo E:** Estudios Específicos Puente sobre el Río Toro.
- **Anexo F:** Estudios Específicos Puente sobre la Quebrada San Pedro.
- **Anexo G:** Estudios Específicos Puente sobre el Río Tres Amigos.
- **Anexo H:** Estudios Específicos Puente sobre el Río Pericos.
- **Anexo I:** Estudios Específicos Puente sobre la Quebrada Campamento.
- **Anexo J:** Especificaciones Técnicas Generales y Especiales.
- **Anexo K:** Fuentes de Materiales Pétreos.
- **Anexo L:** Brigadas Mínimas de Maquinaria y Equipo.
- **Anexo M:** Programa de Trabajo de Puentes y de Alcantarilla de Cuadro.
- **Anexo Ñ:** Presupuesto del Proyecto.
- **Anexo O:** Sumario Final de Cantidades.
- **Anexo P:** Documentos Varios, Observaciones y Recomendaciones.
- **Anexo Q:** Planos Finales de Puentes y de Alcantarilla de Cuadro.

ESTUDIO DE AMENAZA SISMICA

PROYECTO VIAL

BAJOS DE CHILAMATE VUELTA DE KOOPER

INDICE

		Página
	Indice	1
	Lista de Figuras	3
	Lista de Tablas	4
1	**Resumen**	5
2	**Marco tectónico y evolución regional**	12
2.1	Marco tectónico y evolución regional de Costa Rica	12
2.2	Evolución Regional	13
3	**Tectónica y sismicidad local de Costa Rica**	16
3.1	Tectónica	16
3.1.1	Proceso de Subducción entre las Placas Cocos Caribe	17
3.1.2	Zona de Fractura de Panamá	21
3.1.3	Cinturón Deformado del Norte de Panamá	21
3.1.4	Fallamiento Cortical Somero	23
3.2	Sismicidad	25
4	**Características sismo-tectónicas del área de estudio**	31
4.1	Marco tectónico	31
4.2	Sismicidad del área de estudio	37
5	**Metodologías para la evaluación de la amenaza sísmica**	39
5.1	Pasos de la metodología probabilística de amenaza sísmica	41
5.1.1	Identificación y delimitación de las fuentes sísmicas	41
5.1.2	Determinación de la actividad en cada una de las fuentes	42
5.1.3	Establecimiento de una relación de atenuación	42
5.1.4	Integración de los efectos experimentados en el sitio, producto de los eventos sísmicos en las fuentes	42

6 Evaluación probabilística de la amenaza sísmica 43
6.1 Identificación y delimitación de las fuentes sísmicas 43
6.1.1 Fuentes sísmicas asociados al proceso de subducción 43
6.1.2 Fuentes Sísmicas Someras 45
6.2 Actividad de las fuentes sísmicas 62
6.3 Relaciones de atenuación 68
6.4 Integración de los resultados 71

7 Análisis de resultados 73
7.1 Aceleración pico vrs. probabilidad de excedencia 78
7.2 Espectros de pseudo-aceleración 83

8 Conclusiones y recomendaciones 93

9 Referencias 95

LISTA DE FIGURAS:

NUMERO	TITULO
1	Distribución de las placas tectónicas en América Central, sus movimientos relativos y las estructuras tectónicas más importantes
2	Evolución tectónica de la región centroamericana según Müller et al, 2000.
3	Mapa tectónico de Costa Rica (Denyer et al., 2003).
4	Actividad sísmica profunda para seis perfiles a lo largo de la Trinchera Mesoamericana.
5	Isocronas de la Placa Cocos en millones de años, y dorsales donde se origina la litosfera (Tomado de Protti, 1995)
6	Marco neotectónico del sur de Centro América, mostrando los límites de la microplaca de Panamá
7	Fallas neotectónicas que definen el CDCCR, tomado de Montero, 2001
8	Orientaciones regionales de los ejes P para profundidades de 0 a 50 km en diferentes áreas de Centroamérica usando diagramas triangulares y de rosas (Güendel y Protti, 1998).
9	Localización de los sismos en Costa Rica con magnitud momento $M_W \geq 5$ para todas las profundidades, a partir del Siglo XVII
10	Localización de los eventos sísmicos con magnitudes $M_W \geq 4$ para sismos con profundidades de 0 a 25 Km (10 A) y mayores de 25 Km (10 B)
11	Cortes litosféricos a lo largo de dos diferentes sectores de subducción
12	Sismicidad y fallamiento cortical somero que afecta el sitio de estudio.
13	Pasos para determinar la amenaza sísmica para un Proyecto con la metodología probabilística (Tomado de Reiter, 1990).
14	Fuentes Sísmicas de Subducción
15	Fuentes Sísmicas Regionales Someras
16	Fuentes Sísmicas Someras Locales
17	Fuentes sísmicas regionales de subducción y sismicidad utilizada para calcular los parámetros sísmicos
18	Relaciones de recurrencia para las fuentes de subducción
19	Fuentes sísmicas regionales someras y sismicidad utilizada para calcular los parámetros sísmicos
20	Relaciones de recurrencia para las fuentes regionales someras
21	Estaciones de acelerógrafos y epicentros de sismos para la fórmula de atenuación, tomado de Dahle et al., 1995 (A). Relación entre magnitud y distancia para los registros de la fórmula de atenuación, tomado de Dahle,

	1995 (B). Resultados de la fórmula de atenuación para condiciones de roca para aceleración pico y pseudo velocidad para 1 hz de frecuencia para varias magnitudes, tomado de Dahle et al., 1995 (C).
22	Árbol de lógica para la integración de los resultados de la amenaza sísmica
23	Resultados de los 18 casos analizados en el estudio de amenaza sísmica para los sitios de puente Campamento (A), Toro (B), Cuarto (C) y Sardinal (D).
24	Resultados del sitio Campamento para (A): los 9 casos analizados para la actividad 1 (B): los 9 casos analizados para la actividad 2 y (C): Resultados de los 6 casos analizados para la profundidad media.
25	Resultados finales del estudio de amenaza sísmica para sitios de puente Campamento (A), Toro (B), Cuarto (C) y Sardinal (D)
26	Espectros elásticos e inelásticos para puentes que están hacia el oeste de la ruta Chilamate - Kooper, ductilidades de 1.25, 1.5, y 2.0, condiciones de sitio S_1, S_2, S_3 y S_4 (A), (B), (C) y (D)
27	Espectros elásticos e inelásticos para puentes que están hacia el este de la ruta Chilamate - Kooper, ductilidades de 1.25, 1.5, y 2.0, condiciones de sitio S_1, S_2, S_3 y S_4 (A), (B), (C) y (D)

LISTA DE TABLAS

NUMERO **TITULO**

I	Ubicación de los 8 sitios de puente para el Proyecto Vial Bajos de Chilamate - Vuelta de Kooper
II	Sismos más importantes que afectan al sitio de Estudio
III	Características de las áreas sísmicas asociadas al proceso de subducción
IV	Características de las áreas sísmicas regionales someras
V	Características de las áreas sísmicas locales someras
VI	Profundidades de las fuentes sísmicas
VII	Resultados de amenaza sísmica en roca para, respectivamente los puentes Campamento (A), Toro (B), Cuarto (C), y Sardinal (D).
VIII	Espectros elásticos e inelásticos para puentes que están hacia el oeste de la ruta Chilamate - Kooper, ductilidades de 1.25, 1.5, y 2.0, condiciones de sitio S_1, S_2, S_3 y S_4 (A), (B), (C) y (D)
IX	Espectros elásticos e inelásticos para puentes que están hacia el este de la ruta Chilamate - Kooper, ductilidades de 1.25, 1.5, y 2.0, condiciones de sitio S_1, S_2, S_3 y S_4 (A), (B), (C) y (D)

1 RESUMEN

Los puentes del tramo Bajos de Chilamate – Vuelta de Kooper se localizan en las hojas cartográficas Río Cuarto y Aguas Zarcas del Instituto Geográfico Nacional en escalas 1 : 50 000 y políticamente se ubican en el cantón de San Carlos, Provincia de Alajuela y el Cantón de Sarapiquí, Provincia de Heredia. Este estudio que se elaboró de forma congruente con los lineamientos y filosofía del Código Sísmico de Costa Rica, proporcionará una evaluación de sitio específico para la determinación de las solicitaciones sísmicas de diseño para los 8 puentes de la primera etapa del Proyecto. Estos puentes y sus coordenadas se muestran en la Tabla I. Los puentes se ubican a lo largo de aproximadamente 23 Km de carretera que corre con sentido este – oeste, desde un punto 7 Km al Norte de Aguas Zarcas, en la cercanía del poblado de Vuelta de Kooper, hasta el poblado de Bajos de Chilamate, ubicado en la ribera del río Sarapiquí.

Se escogieron cuatro sitios de puente para realizar una integración de sitio específico de amenaza sísmica para cada uno de estos sitios. Los cuatro sitios de estudio se indican en la Tabla I y fueron escogidos para cubrir apropiadamente y geográficamente el Proyecto, dándole preferencia a los puentes mayores.

TABLA I: UBICACIÓN DE LOS OCHO SITIOS DE PUENTE Y DE LOS CUATRO ESCOGIDOS PARA LA INTEGRACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA PROYECTO VIAL BAJOS DE CHILAMATE – VUELTA DE KOOPER

	Puente	Estacionamiento Original (Km)	Coordenadas Proy. Lambert	Coordenadas Proy. Lambert
1	Río Sardinal▲	46+447	522474	269677
2	Río Cuarto▲	38+173	514635	268272
3	Río Caño Negro	36+259	513005	268041
4	Río Toro▲	31+593	508450	268327
5	Quebrada San Pedro	28+710	505611	268401
6	Río Tres Amigos	26+500 aprox.	503465	268493
7	Río Los Pericos	25+409	502314	268541
8	Quebrada Campamento▲	23+531	500451	268725

▲**Sitios de puente utilizados en la integración de la amenaza sísmica.**

El sitio de estudio se ubica según la clasificación morfotectónica de Costa Rica, en el trasarco, en la cuenca San Carlos – Sarapiquí. En términos generales se puede referir a esta región como una depresión estructural (graben), limitada al suroeste por el arco volcánico de la Cordillera Volcánica Central. La cuenca de San Carlos es considerada por Astorga et al (1991) como un régimen extensional. Las llanuras aluviales del trasarco norte de Costa Rica en general están constituidas por terrenos depositados por varios ríos durante el Cuaternario. Los sitios de los puentes están a unos 15 – 20 Km al norte de la Cordillera Volcánica Central, lo que implica que las fallas activas que se ubican en esta cordillera tendrán una alta influencia sísmica para el Proyecto. Estas fallas forman parte

del Sistema de Fallas Transcurrentes de Costa Rica (o alternamente el Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica). Estas fallas y sistemas han sido responsables de múltiples sismos destructivos que han afectado la región central de Costa Rica.

La Cordillera Volcánica Central ha presentado actividad sísmica principalmente en los conos de los volcanes Poás e Irazú, donde se han ubicado las fallas Zarcero, Congo, Porvenir, Carbonera, Ángel, Volcán Viejo – Aguas Zarcas, Florencia y San Miguel en el sector oeste y las fallas Lara, Guápiles, Río Sucio y Alto Grande en el sector este. El sitio de estudio, pero principalmente los puentes en el extremo oeste de la carretera, están expuestos también a una influencia sísmica de consideración por parte de la zona de subducción.

Este Informe resume el trabajo ejecutado. Se utilizó el enfoque probabilístico para la evaluación de la amenaza sísmica que consta de cuatro etapas: definición de las fuentes, evaluación de los parámetros sísmicos de las fuentes, escogencia de una relación de atenuación y finalmente la integración de todas las fuentes actuando en conjunto sobre el sitio, cada una definida por su respectiva actividad sísmica. Esta integración brinda como resultado una descripción del futuro movimiento del terreno para el sitio: la correlación entre la aceleración pico y su probabilidad de excedencia.

Se realizó un estudio sismo-tectónico para todo el país, pero en especial para el Valle Central y la región hacia el norte. Costa Rica está ubicada sobre la Placa Caribe, en su extremo oeste, cerca del margen tectónico de subducción (Figura 1). La Placa de Cocos, al oeste de la Caribe, se subduce bajo esta segunda placa formando una trinchera oceánica como expresión cortical de este proceso. La Trinchera Mesoamericana corre con rumbo noroeste – sureste, paralela a la costa pacífica, desde el Golfo de Tehuantepec hasta la parte central de Costa Rica. Frente al sur de Costa Rica cerca un punto triple de coincidencia de las placas Caribe, Cocos y Nazca, en la Zona de Fractura de Panamá, el proceso de subducción se indefine y no se registran sismos profundos.

En el noroeste frente a la Península de Nicoya, la subducción tiene un buzamiento pronunciado que contrasta con la contraparte de este proceso frente a la Península de Osa (Figura 11). En la parte sur de la zona de subducción, frente a la costa de la Península de Osa, el arribo de la dorsal (o serranía) asísmica de Cocos (Figuras 1 y 3) hace aproximadamente $1 - 2 \times 10^6$ años, ha creado un 'gap tectónico' y por lo tanto una extinción momentánea del vulcanismo cuaternario. La sismicidad relacionada con el proceso de subducción cerca de la Dorsal de Cocos, es mucho menos activa que en partes más alejadas. Este monte subterráneo interrumpe y distorsiona el proceso de subducción, debido principalmente a que es una zona de densidad baja y boyante, (por este efecto la sismicidad profunda e intermedia hacia el este del Paralelo 84° es casi inexistente).

El Sistema de Fallas Transcurrentes de Costa Rica (SFTCR) propuesto por Astorga et al (1991) inicia en su extremo oriental a partir del Cinturón Deformado del Norte de Panamá. Este último es un sistema de fallas inversas que corren paralelas a la costa Caribe, desde la frontera sur hacia el norte de Limón. A partir del puerto de Limón, el SFTCR se interna en el territorio costarricense, cruzando con sentido este - oeste el arco volcánico y uniéndose, en su extremo occidental, a las fallas de la entrada del Golfo de Nicoya.

Los estudios neotectónicos de sismicidad y sismotectónica recientes de Montero (2001) lo llevan a definir lo que él llama el Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica, CDCCR (Figura 7). Este cinturón viene a reemplazar el SFTCR, como un sistema difuso y ancho entre la Placa Caribe y la Micro Placa de Panamá, que atraviesa la región central de Costa Rica. Montero observa las diferentes modalidades tectónicas de las fallas, que no son predominantemente transcurrentes (strike-slip) sinestrales, como aseguran Astorga et al, y las explica con la colisión de la Serranía (oceánica) del Coco con la Placa Caribe frente al sur de Costa Rica. Las modalidades tectónicas de las fallas del centro de Costa Rica, observa él, son congruentes con el mecanismo de punzonamiento en la esquina suroeste de la placa Caribe y los resultantes movimientos entre placas.

Montero (2001) observa que en el arco interno, en el Valle Central, el CDCCR es dominado por fallas de desplazamiento de rumbo donde existen dos sistemas principales: un sistema de fallas con rumbos ENE y NE que es predominantemente el sinestral y el de rumbo entre NNW y NW que es predominantemente dextral. El sistema dextral, al norte de la cordillera de Talamanca incluye las fallas Calendaria, Picagres, San Antonio, Jaris, Escazú - Bello - Horizonte - Aserrí – Jericó, Frailes y Atirro. Posiblemente también incluye en la Cordillera Volcánica Central a las Fallas Lara y Río Sucio. Algunas de estas fallas exhiben también componentes normales o inversos. El sistema de fallas sinestral incluye las fallas La Garita, Virilla, Agua Caliente, Tulín, Navarro y Simarí.

Montero (2001) presenta evidencia de actividad para ambos sistemas, el dextral y el sinestral. Cita a la actividad sísmica de 1990 en el área de Puriscal que ocurrió en el sistema de fallas Picagres - San Antonio (dextral con componente normal) y al sismo del 19 de agosto de1991 en la falla Frailes (dextral) como evidencia del primer sistema. La secuencia sísmica de Pejibaye de julio de 1993, asociado a la falla Simarí y el terremoto de Piedras Negras del 22 de diciembre de 1990, que ocurrió en la falla Virilla, los menciona Montero como evidencia de la actividad del sistema sinestral. Montero observa en algunos casos que estructuralmente las fallas sinestrales parecen interrumpir las dextrales y que en otros casos parece ocurrir lo contrario, indicando que la deformación en esta región ocurre en ambos sistemas de fallas. Montero también concluye que entre más cercano sea el rumbo hacia el N-S de las fallas de desplazamiento horizontal, mayor es el componente normal; muchas fallas con rumbo NS llegan a ser normales puras.

El sitio de estudio, ubicado en trasarco norte, se ve afectado principalmente por las fallas activas de la Cordillera Volcánica Central, varias de las cuales han presentado terremotos y enjambres históricos en los últimos dos siglos (Alvarado et al., 1988).

El sistema de fallas Volcán Viejo-Aguas Zarcas es un sistema en tijera con orientación NNW-SSE de unos 25 km o más de longitud, que se le atribuye como la posible responsable de los terremotos superficiales de 1911, 1912 y 1955 en la región de Toro Amarillo, aunque no es claro aún si los terremotos de 1912 y 1955 son de la falla Carbonera. Estos sismos han provocado intensidades de VIII en la escala Mercalli Modificada (Daños en estructuras de hormigón armado no diseñadas para resistir fuerzas laterales). En 1980 se presentó un enjambre de sismos en los alrededores del Volcán Platanar con magnitudes menores a 2 y profundidades que oscilaron entre 1 y 10 Km.

Entre los meses de abril y mayo de 1998 la RSN registró una serie de sismos de magnitud moderada en la zona de volcán Viejo, al norte de Zarcero. Estos dos pequeños enjambres hacen evidente que este sistema de fallas está activo.

En la zona del Volcán Poás se han observado varias fallas bien desarrolladas y patrones de fracturas y fallas, con patrones de fallamiento predominantemente orientados NNW, como las fallas Carbonera y Ángel (Barquero, 1995). Esta predominancia en el rumbo de los sistemas de fallamiento podría estar relacionada al alineamiento de varios conos volcánicos en el sentido N-S, como Poás, Congo, Hule y la Laguna Río Cuarto (Alvarado y Climent, 1985). En 1982 se produjo un enjambre sísmico en el flanco este del Volcán Poás, que fue registrado por instrumentos de la aquella entonces incipiente RSN. Los sismos fueron sentidos principalmente en Vara Blanca, su magnitud máxima fue 3.3, y las profundidades andaban en el rango de 5 km (Alvarado y Climent, 1985). Vale la pena repetir que de las fallas activas de esta zona, es difícil asociar los sismos importantes de los años 1888, 1851, 1911, 1912 y 1955 específicamente a alguna de ellas.

La falla Carbonera es otra de las fallas que podría ser responsable, alternamente a la Volcán Viejo-Aguas Zarcas, de los terremotos superficiales de 1911 (M_W= 6.1), 1912 (M_W= 6.2) y 1955 (M_W= 5.8), (Alvarado et al, 1988). La falla Carbonera está ubicada en el flanco occidental del macizo del volcán Poás. Posee una traza general NNW (garganta de falla) por una longitud mínima de 6.5 km en la cual se observan prominentes escarpes y divisorias de agua ligeramente desplazadas en sentido dextral en su extremo sur. Su continuidad al sur no es evidente por estar cubierta por depósitos volcánicos recientes del Cuaternario (Alvarado et al., 1988).

La falla Ángel es una falla con orientación NNW localizada en el sector oriental del macizo del volcán Poás. Alvarado et al. (1988) sugieren que la actividad sísmica ocurrida durante 1851 y 1888 (M_W = 6.0 y 5.8, respectivamente) son producto de esta falla.

La falla San Miguel, ubicada en la ladera norte de la Cordillera Volcánica Central tiene una orientación casi E-W. También se han identificado lineamientos potencialmente activos en el Río Toro y el Río Sarapiquí (Alvarado y Climent, 1985). A pesar de su extensión y la suposición de que se trata de una falla inversa Borgia et al (1990), se ha registrado en esta falla poca sismicidad. Adicionalmente, los estudios geológicos realizados en esta falla sugieren que actualmente no se trata de un sistema muy activo.

La falla de Alajuela se ubica en la ladera sur del Volcán Poás y tiene un rumbo aproximado EW. Se extiende por 20 km desde la ciudad de Grecia en Alajuela hasta la ciudad de Santa Bárbara de Heredia. Se expresa claramente en la morfología del terreno al originar un escarpe pronunciado con 150 a 200 m de altura. Borgia et al. (1990) sugieren que es una falla inversa que termina al sur con un pliegue delantero. Se le han asociado tres sismos históricos a esta falla. El primero fue en 1772 de magnitud estimada de 5.5 – 6.0. Los otros ocurrieron en marzo de 1851 con una magnitud de 6.0 y en diciembre de 1888 con una magnitud de 5.8.

Con base en este modelo tectónico se identificaron y delimitaron las fuentes sísmicas que pueden afectar en el futuro al sitio. Las fuentes sísmicas que se determinaron para la integración de la amenaza sísmica se pueden subdividir en tres categorías: las de subducción, las regionales someras y las locales someras. Las primeras incluyen los sismos de la Trinchera Mesoamericana y los sismos más profundos de la margen continental. Las fuentes restantes representan la sismicidad somera, la segunda categoría cubre la margen continental de Costa Rica y la tercera se enfoca en los accidentes sísmicos más cercanos al sitio. Respectivamente se pueden observar en las Figuras 14, 15 y 16.

Una vez que se determinaron las fuentes sísmicas, se calcularon los parámetros sísmicos de las mismas requeridos para integrar los efectos adversos que éstas puedan tener sobre el sitio. Estos parámetros se requieren para definir los modelos estocásticos para la ocurrencia en el tiempo de los sismos y estadísticos para la distribución de magnitudes. El modelo de ocurrencia utilizado es el de Poisson, por lo que hay que evaluar la tasa de ocurrencia de sismos en el tiempo en cada una de las fuentes. El modelo de recurrencia de magnitud es el propuesto por Richter, $\log N_m = a - b \times m$. Los parámetros *'a' y 'b'* y la tasa de ocurrencia se evaluaron utilizando el catálogo de la Red Sismológica Nacional (ICE-UCR) para el lapso 1985-2006 que se complementó con los sismos del Catálogo Centroamericano para 1500-1985. (Rojas et al, 1993) (Figuras 17 y 19). Los parámetros y relaciones de recurrencia para las fuentes de subducción y las fuentes regionales someras se muestran respectivamente en las Figuras 18 y 20. Los parámetros sísmicos de las fuentes regionales de subducción, regionales someras y locales someras se muestran respectivamente en las Tablas III, IV y V.

La fórmula de atenuación utilizada fue la generada para el área centroamericana por un Proyecto de Investigación Noruego-Costarricense. Este Proyecto, auspiciado por el gobierno Noruego y llevado a cabo durante la década de 1990, tuvo varias componentes, donde se analizaron y ordenaron datos sísmicos y de movimientos fuertes del terreno. Se recolectaron, digitalizaron y ordenaron una gran cantidad de registros de movimientos fuertes del terreno obtenidos en Centroamérica. Se desarrollaron fórmulas de atenuación espectrales, de las cuales se deriva una para la aceleración pico (Dahle et al 1995) que fue utilizada en la integración de la amenaza sísmica para el sitio. Para desarrollar esta fórmula de atenuación se utilizaron un total de 280 registros: 157 Costarricenses, 61 de Nicaragua y el Salvador y se complementaron con 62 registros de la red de Guerreo, México, para sismos de magnitudes de 7 y 8 que son muy escasos en el banco de datos Centroamericano.

Se utilizó el programa EZFRISK (Mc Guire, 1995) para evaluar la probabilidad de excedencia de la aceleración pico para cada uno de los sitios. Para cada sitio, se corrieron 18 casos de diferentes parámetros de entrada, se observó la variabilidad de los resultados y se evaluó la desviación estándar de los casos. Se integraron los 18 diferentes casos mediante un árbol de lógica en un resultado final. Los 18 casos para integrar la amenaza sísmica y analizar la incertidumbre en los parámetros sísmicos de entrada se generaron aplicando tres (o dos) distintos valores a tres parámetros de entrada: se analizaron dos modelos de actividad para las fuentes someras, tres valores

de la desviación estándar en la fórmula de atenuación y tres valores de profundidad para las fuentes someras corticales. Estos tres parámetros de entrada generan importantes diferencias en los resultados de la evaluación de la amenaza sísmica. Por esta razón se utilizaron diferentes valores probables de cada uno de ellos para examinar la posible variabilidad de los resultados. Cada uno de los 18 casos tiene 'ramas' que significan los distintos valores que pueden tomar tres de los parámetros de entrada. Los 18 casos se integran en un solo resultado como un promedio ponderado contemplando el 'peso' de cada de uno de ellos (Figura 22). El peso de cada caso es el producto de los pesos que se le dan a las 'ramas' que lo componen. En los casos que se contemplaron, se tomó una posición conservadora en cuanto a la delimitación de las fuentes, sus profundidades y actividades.

Los resultados se presentan en forma gráfica para los cuatro sitios en las Figuras 23, 24 y 25 como probabilidades anuales de que cierto nivel de aceleración sea excedido; en la Figura 23 A – 23 D se muestran los 18 casos para los sitios Campamento, Toro, Cuarto y Sardinal. En las Figuras 24 A - 24 C se agrupan ciertos casos de resultados para el sitio Campamento que se analizan y comentan. En las Figuras 25 A - 25 D se muestran los resultados finales, respectivamente para los sitios Campamento, Toro, Cuarto y Sardinal. También los resultados se presentan tabulados (Tablas VII A – VII D) mostrando para los valores de aceleración pico, sus respectivas probabilidades de excedencia para diversos lapsos, (30, 50 75, 100 y 150 años) que pueden representar la vida útil de las estructuras. Con base en la vida útil de la estructura y la probabilidad de excedencia para este lapso, el diseñador escogerá la aceleración pico que él juzgue conveniente para lograr un adecuado balance entre seguridad y costos. Los resultados de la Figura 25 fueron integrados mediante el procedimiento de árbol de lógica, como se describió en el párrafo anterior. En la integración, el parámetro que generó casos más diferentes es la desviación estándar de la fórmula de atenuación.

Los resultados de la Figura 25 están limitados por una banda que representan ± un valor de la desviación estándar. En la Tablas VII A- VII D se muestran los resultados de los cuatro sitios para 8 períodos de retorno (100, 200, 500, 715, 1000, 2000, 5000 y 10000 años) y la aceleración pico efectiva, APE, para T = 500 años.

El Ingeniero de Diseño deberá escoger la probabilidad de excedencia que considere aceptable como su solicitación de diseño. Para la vida útil de la estructura, su análisis de diseño cubrirá las solicitaciones que sean iguales o menores al valor escogido. Hay que tener en cuenta que las solicitaciones mayores del correspondiente valor escogido no estarán cubiertas y son las que representan riesgo. Las consideraciones del diseñador de costos mayores para riesgos menores tienen que llegar a un balance aceptable. Para la escogencia de la aceleración pico de diseño, se menciona la recomendación del ATC 34, tal como lo hizo la última versión del Código Sísmico de Costa Rica (2002). El ATC 34 (1995) cita que la mayoría de los códigos de construcción requieren de una probabilidad de excedencia de 2×10^{-3} para las estructuras normales (equivalente a 10 % de probabilidad de excedencia en un período de vida útil de 50 años). Las guías AASHTO también recomiendan esta probabilidad de excedencia para el diseño de puentes.

De las Tablas VII A - VII D se obtienen los valores de aceleración pico de la solicitación de diseño (para un período de 500 años) para los sitios que son respectivamente 0.330 g, 0.325 g, 0.318 g y 0.308 g para los sitios Campamento, Toro, Cuarto y Sardinal. A partir de estos valores se puede calcular la aceleración pico efectiva (APE) para los cuatro sitios. Este es el parámetro del movimiento del terreno utilizado por la mayoría de los códigos sismo – resistentes para describir la solicitación dinámica. Este valor es de 0.26 g, y 0.25 g, respectivamente para los puentes Campamento y Toro y para Cuarto y Sardinal. Se pueden extrapolar estos valores para el resto de los ocho puentes de acuerdo a los resultados de aceleración pico para los cuatro puntos calculados. Se obtiene para los puentes que están hacia el oeste de la Ruta: Campamento, Los Pericos, Tres Amigos, San Pedro, Toro y Caño Negro una APE de 0.26 g y para los puentes Cuarto y Sardinal una APE de 0.25 g.

Se elaboraron los espectros inelásticos de diseño para estos dos niveles de aceleración pico efectiva (0.26 g y 0.25 g) de acuerdo con los requisitos del Código Sísmico de Costa Rica vigente (CSCR 2002). Para dar al diseñador más flexibilidad, se utilizaron las formas espectrales de la Zona II de los cuatro tipos de sitio, S_1, S_2, S_3 y S_4 ancladas a los valores de aceleración pico efectiva de 0.26 g y 0.25 g, en roca (o Sitio S_1), de 0.312 g y 0.300 g en el sitio S_2, de 0.364 g y 0.350 g en el sitio S_3 y de 0.442 g y 0.425 g en el sitio S_4.

Los 24 espectros inelásticos de diseño se elaboraron al aplicar para estas formas espectrales, los factores de reducción de Riddell y Newmark (1979) para un amortiguamiento ß del 5 % y ductilidades, μ de 1.25, 1.5 y 2.0 y se muestran en las Figuras 26 y 27 y en la Tablas VIII y IX.

2 MARCO TECTONICO Y EVOLUCION REGIONAL

2.1 LOCALIZACIÓN Y MARCO TECTÓNICO REGIONAL DE COSTA RICA

La sismicidad de Centro América está regida por la interacción de dos pequeñas placas, Caribe y Cocos, rodeadas a su vez, por las placas Pacífico, Nazca, Sur Americana y Norte Americana, todas de considerablemente mayor extensión. Los bordes entre las placas de la región centroamericana fueron delimitadas y los modos de falla descritos por primera vez por Molnar y Sykes (1969), con base en sismicidad instrumental. En la Figura 1 se muestra la distribución de las placas tectónicas, los movimientos relativos entre las placas y las estructuras tectónicas principales.

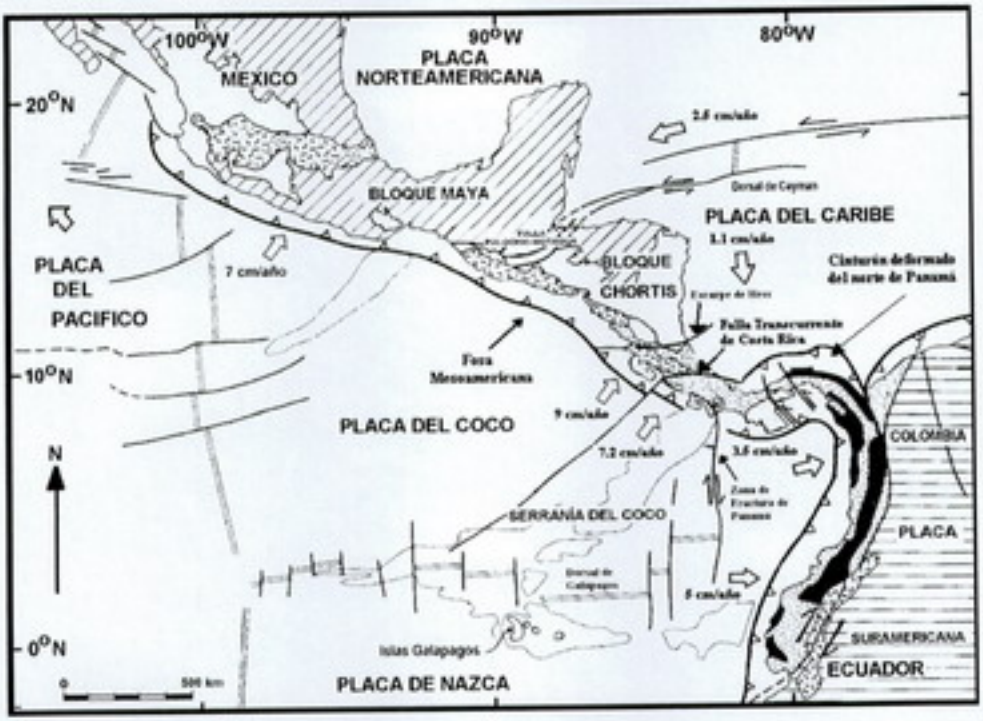


Figura 1. Distribución de las placas tectónicas en América Central, sus movimientos relativos y las estructuras tectónicas más importantes.

Como puede verse de la Figura 1, Costa Rica se encuentra ubicada en el borde suroeste de la Placa Caribe, la cual a su vez limita al norte con la Placa Norteamericana, al sur y al oeste con la Placa de Cocos y al este y al sur con la Placa Suramericana.

2.2 EVOLUCIÓN REGIONAL

La formación del territorio costarricense, junto con el resto del sur de América Central, es producto de un arco de islas generado a partir de la subducción de la Placa de Cocos bajo la Placa Caribe (o de sus ancestros equivalentes). Los rasgos característicos del proceso de subducción, como una trinchera oceánica profunda, anomalías gravimétricas, una cadena de volcanes y numerosos sismos de profundidades someras a intermedias, se encuentran claramente definidos a lo largo de Centro América.

La Fosa Mesoamericana se extiende con dirección NW-SE, paralela al litoral Pacífico Centroamericano; desde aproximadamente los 21° Latitud Norte, 107° Longitud Oeste, frente a la costa Mexicana en el Pacífico hasta la Zona de Fractura de Panamá, 8° Latitud Norte, 83° Longitud Oeste (Figura 1). La velocidad de subducción se ha estimado por McNally y Minster (1981) en 6.7±0.5 cm/año con un azimut N25°E±3°, entre las placas Cocos y Caribe, frente a la costa Guatemalteca, y 9.3±0.4 cm/año con un azimut N30°E±2°, frente a la costa sur de Costa Rica.

Astorga, A. et al. (1991), resumen en cuatro fases compresivas el desarrollo del arco insular maduro interoceánico del sur de América Central, desde el Cretácico Superior. La primera fase, entre el Turoniano y el Santoniano (90-84 ma), de esfuerzos máximos en la dirección N-S que originaron pliegues de orientación NE-SW y E-W. La segunda fase, en el Campaniano (84-74 ma) con esfuerzos SSW-NNE produjo acortamiento cortical, probablemente debido al acoplamiento de la placa (en aquel entonces) Farallón y Caribe y respondiendo a un cambio global en los vectores de movimiento de las placas tectónicas.

La tercera fase, con esfuerzos N-S hasta NNW-SSE generó estructuras compresivas (fallas inversas y pliegues) de orientación E-W que afectaron una gran parte de la Placa Caribe durante el Eoceno Medio-Superior (47-36 ma). Este fenómeno se presentó debido a un acercamiento relativo entre las Placas de Norte y Suramérica, e intensificó la deformación tectónica local en los límites principales y dio inicio a nuevos límites tectónicos. Tal fueron los casos del Cinturón Deformado del Norte de Panamá y del Sistema de Fallas Transcurrentes de Costa Rica.

La última fase se desarrolló entre el Mioceno Superior y el Plioceno Inferior (15-5 ma). Los esfuerzos de intensidad diferencial NE-SW originaron un plegamiento asociado a fallas de sobrecorrimiento (NW-SE), la emersión general del arco de islas y el incremento de su magmatismo. Esta fase tectónica se asocia con la colisión del Bloque de Panamá con el NW de Colombia.

En la última década muchos investigadores han estudiado la evolución de la Placa Caribe y existen muchos modelos al respecto. Sin embargo, Müller et al. (2000) del Proyecto de la UNESCO llamado "Proyecto 433 Placa Caribe", recientemente publicaron un artículo actualizado y exhaustivo sobre el nuevo modelo de la evolución de la Placa Caribe. En general, sugieren que la placa Caribe ha permanecido estacionaria en los últimos 40 ma y que no solo se ha deformado como un cuerpo rígido, rotando sobre un polo, de acuerdo a las teorías de la tectónica de placas, sino que también ha sufrido rotaciones múltiples y

deformaciones internas, procesos complejos que se han observado en áreas de colisión continental, tal y como lo habían sugerido Burke et al. (1980) y Wadge y Burke (1983).

En la Figura 2 se muestra cronológicamente el modelo de Müller et al. (2000). Ellos proponen que la Placa Caribe ha estado atrapada entre dos grandes placas tectónicas y su evolución depende de la interacción directa que ha tenido con ellas, es decir, la interacción entre las placas Cocos-Caribe, no ha tenido mayor importancia desde hace aproximadamente 35 millones de años.

En el Paleoceno y el Eoceno (Figura 2A, hace 38.4 ma), Centroamérica se desplazó hacia el este a lo largo del límite transcurrente de Polochic-Motagua por medio de un movimiento rotacional a una velocidad de 4-6 mm/año. Durante el Oligoceno Superior (Figura 2B, hace 25.8 ma), la Placa Suramericana provocó una fuerte deformación en el límite sur de la Placa Caribe que primeramente originó un movimiento transcurrente para posteriormente, durante el Mioceno superior (Figura 2C, hace 10 ma) iniciar la zona de sobrecorrimiento de la Placa Suramericana sobre la Placa Caribe, debido al choque del Bloque de Panamá con el noroeste de Colombia. Posteriormente, una disminución en la convergencia entre las Placas Norte y Suramericana, para el Plioceno Inferior (3 ma) y el arribo de la Serranía de Cocos al suroeste de Centro América hace 1-2 ma indujo una redefinición de los esfuerzos compresivos dentro de la Placa Caribe. De acuerdo a Astorga et al. (1991), este estado de esfuerzos es responsable de que el sistema de Fallas Transcurrentes de Costa Rica se formara tal y como fue propuesto por ellos y a partir de este momento se delinea un mapa tectónico general como el mostrado en la Figura 1. Las fallas formadas o reactivadas durante está última fase de deformación, son principalmente de desplazamiento lateral.

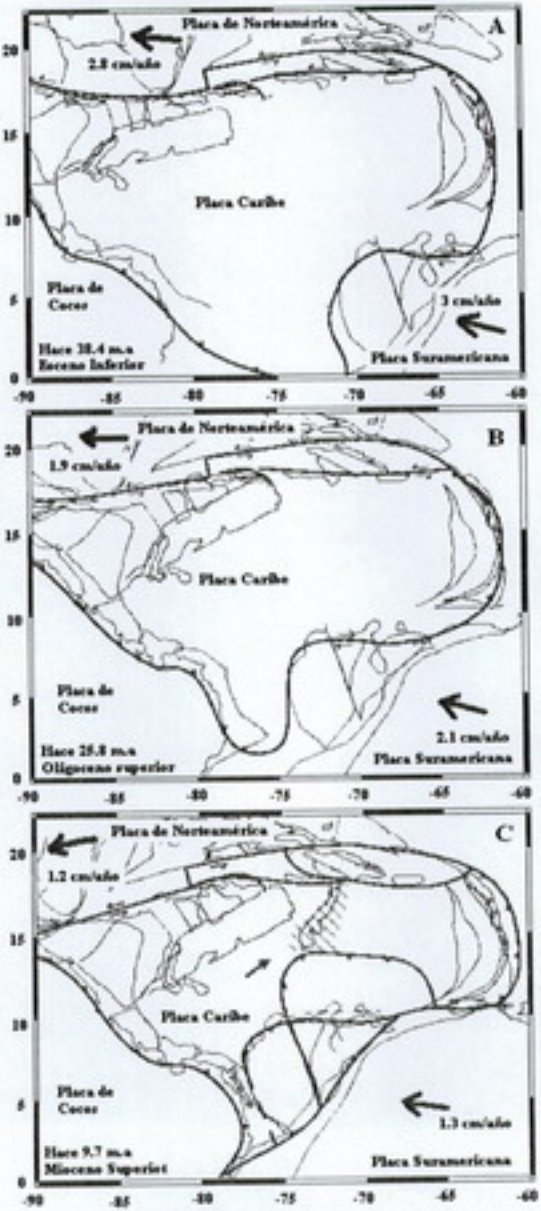


Figura 2: Evolución tectónica de la región centroamericana según Müller et al, 2000. A: Hace 38.4 ma, B: Hace 25.8 ma y C: Hace 9.7 ma. Las direcciones y velocidades son valores relativos.

3 TECTONICA Y SISMICIDAD LOCAL DE COSTA RICA

3.1 TECTÓNICA

El proceso de subducción entre las Placas Cocos y Caribe, el límite triple de las placas Cocos, Caribe y Nazca y los demás estilos tectónicos someros, controlados por fases compresivas regionales y rasgos tectónicos locales, son los rasgos sismo genéricos más importantes del territorio costarricense. La Figura 3 muestra un mapa estructural reciente elaborado por personal del Instituto Costarricense de Electricidad y de la Escuela de Geología de la Universidad de Costa Rica. Las líneas rojas representan las fallas más importantes y que han tenido actividad sísmica en años recientes.

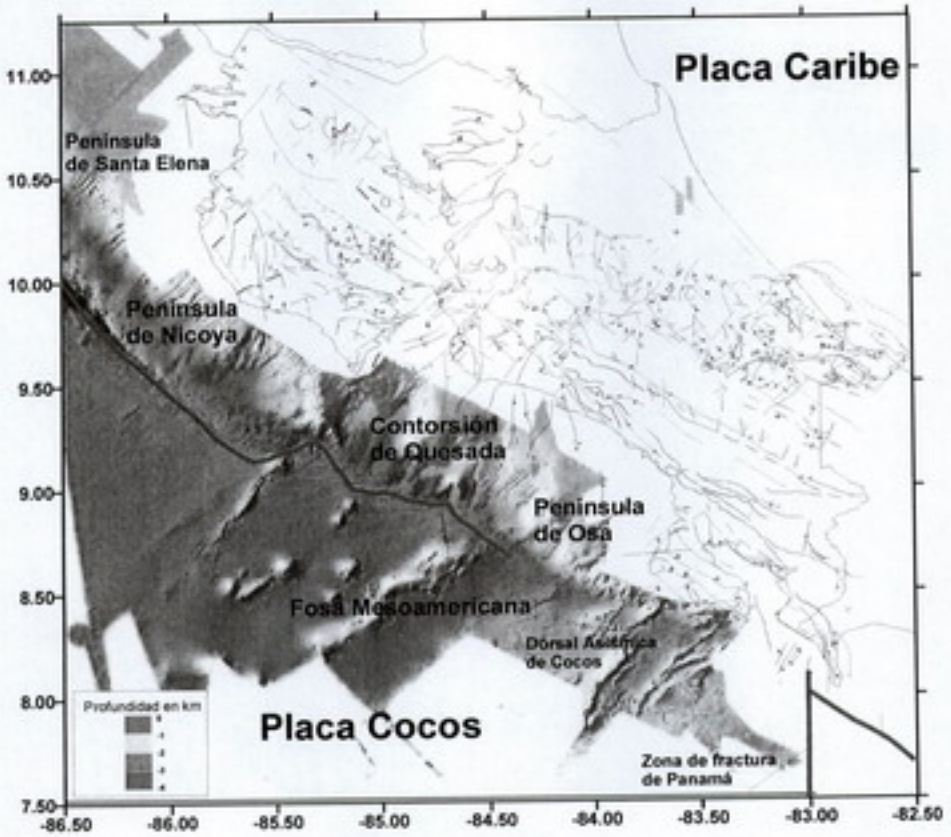


Figura 3: Mapa tectónico de Costa Rica. Las fallas en color rojo son las más importantes y han tenido actividad sísmica en los últimos años (Denyer et al., 2003). Se incluye también el mapa de batimetría del Pacífico para ilustrar la fosa mesoamericana y la dorsal asísmica de Cocos (Von Huene et al., 1995).

3.1.1 Proceso de Subducción entre las Placas Cocos y Caribe

Frente a la costa pacífica de Costa Rica, la Fosa Mesoamericana se encuentra a escasos 100-150 km (Figura 3), por lo que este país se encuentra en una de las regiones tectónicamente más activas del mundo. Este rasgo representa la expresión superficial del proceso de subducción. Este proceso ha generado una cadena de volcanes Cuaternarios que se extiende desde Guatemala, pasando por El Salvador y Nicaragua, hasta Costa Rica. Como es de esperarse, la sismicidad es muy somera en la vecindad de la fosa, incrementando en profundidad conforme se adentra en el arco centroamericano.

La geometría de la fosa refleja cambios tectónicos a lo largo de su extensión (se puede apreciar un desfase de la Fosa Mesoamericana al sur de la Península de Nicoya, (Figura 3) y representa evidencia, junto con otros criterios, para subdividir la Zona de Wadati-Benioff en diferentes modalidades sismo-tectónicas (Guzmán et al., 1989, y Protti et al., 1995). Además, experimenta cambios en el ángulo de subducción a lo largo del istmo centroamericano, disminuyendo su valor en dirección hacia el sureste, bajo el territorio nicaragüense se subduce a un ángulo de 84° que se reduce a 60° bajo la zona central de Costa Rica (Protti et al.,1995).

La velocidad de subducción es de aproximadamente 7 cm/año y las magnitudes máximas registradas en la Zona de Wadati-Benioff son alrededor de 7.7 y han alcanzado profundidades de 200 Km. Stoiber y Carr (1973) y luego Carr et al. (1982), utilizan primordialmente las características de la cordillera de volcanes centroamericanos, junto con la sismicidad somera de esta zona para subdividir la subducción de Centroamérica en 'segmentos' de diferentes modalidades tectónicas. Estas divisiones y otras de diferentes investigadores no son todas concordantes; las que se apoyan en evidencia más convincente se comentan a continuación.

Aproximadamente a la entrada del Golfo de Nicoya, la zona de subducción experimenta una rasgadura a una profundidad aproximada de 70 km denominada la Contorsión de Quesada, que delimita comportamientos diferentes en los dos segmentos. Las profundidades de los sismos de subducción decrecen en dirección sureste: bajo de Nicaragua alcanzan profundidades de 200 km, bajo la zona central de Costa Rica 125 km, y al este de 83° 55' no se encuentran evidencias de la zona de Wadati-Benioff a profundidades mayores de 50 Km.

Estos cambios de geometría se ilustran en las Figura 4 (Laporte, et al, 1994) y concuerdan con las observadas por Protti et al. (1995).

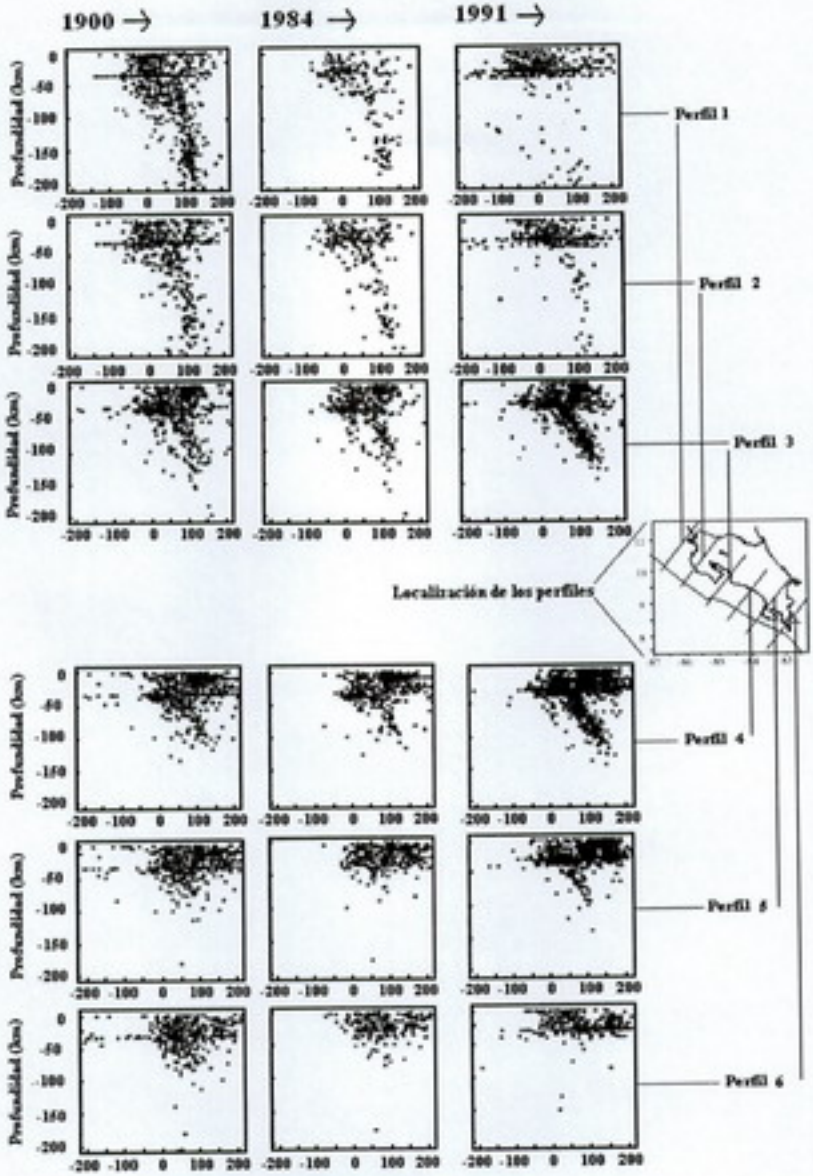


Figura 4: Actividad sísmica profunda para seis perfiles a lo largo de la Trinchera Mesoamericana. La primera columna muestra los sismos del Catálogo Centroamericano a partir del año 1900, las otras dos columnas muestran los sismos de la RSN a partir de los años 1984 y 1991 respectivamente, tomado de Laporte, 1994.

El buzamiento de la Zona de Benioff o la ubicación de los hipocentros de los sismos es mucho más pronunciado en el Perfil 1, en el sur de Nicaragua y va disminuyendo hacia el sureste, bajo el territorio costarricense. Al pasar del perfil 2 al perfil 3 hay un claro cambio en el buzamiento, como evidencia de la Contorsión de Quesada (Figura 4). Luego, en los perfiles 5 y 6, la profundidad de los sismos disminuye notablemente, en concordancia con la teoría de que la zona de subducción se encuentra aquí relativamente indefinida.

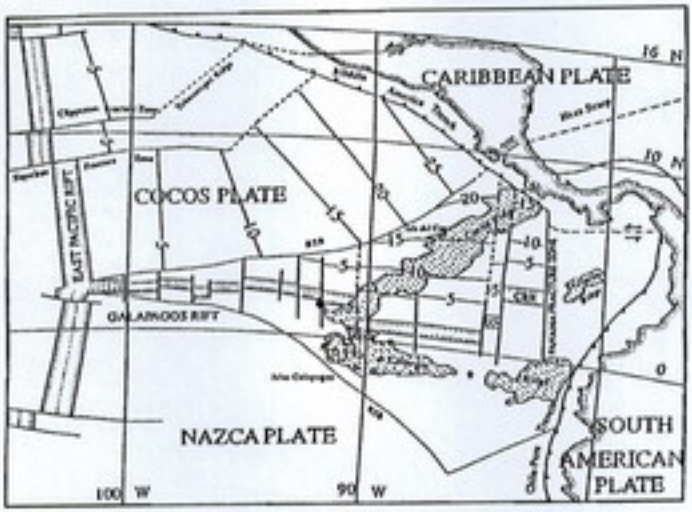


Figura 5: Isocronas de la Placa Cocos en millones de años, y dorsales donde se origina la litosfera (Tomado de Protti, 1995)

La Fosa Mesoamericana también experimenta cambios de profundidad en su extensión desde Nicaragua hasta el centro de Costa Rica, de una trinchera profunda a una más somera, como se puede apreciar en la Figura 3 donde se observa con color azul oscuro la zona más profunda de la fosa. La explicación de estos contrastes está fundamentada por Protti et al. (1995) en la diferencia de edades entre la placa de Cocos que existe al NNW y al SSE de la Contorsión de Quesada. Hacia el norte la litosfera de Cocos fue generada en la Dorsal del Pacífico Este, y hacia el sur en la Dorsal de Galápagos. Protti et al. estiman por lo tanto, que la parte norte es mucho más antigua, unos 5 a 10 ma de diferencia, que podría ser aun mayor. En la Figura 5 se muestra la Placa Cocos, las dorsales marinas donde se origina la litosfera y las isocronas de las edades de los respectivos segmentos. La litosfera más vieja es más estable y puede sobrellevar el proceso de subducción a mayores profundidades. La sismicidad más profunda, refleja el cambio entre el comportamiento frágil de la litosfera más somera y el dúctil de la que se vuelve a fundir al calor de las profundidades. En la litosfera más joven la diferencia entre estos comportamientos no es significativa y la sismicidad es menor o no se da del todo a mayores profundidades.

Por su parte, al sur de la zona de subducción, frente a la costa de la Península de Osa, el arribo de la dorsal (o serranía) asísmica de Cocos (Figuras 1 y 3) hace aproximadamente 1-2 ma, ha creado un gap tectónico y por lo tanto una extinción momentánea del vulcanismo cuaternario. La sismicidad relacionada con el proceso de subducción cerca de la Dorsal de Cocos, es mucho menos activa que en partes más alejadas. Este monte subterráneo interrumpe el proceso de subducción, debido principalmente a que es una zona de densidad baja y boyante (como se mencionó la sismicidad profunda e intermedia hacia el este del Paralelo 84° es casi inexistente). Pero según Protti et al (1995), es más importante el contraste de edades que se acentúa hacia el este (bajo la Península Osa, Costa Rica), donde la litosfera es aún más joven. Por ser tan joven, la litosfera no ha llegado a endurecerse para desarrollar una deformación elástica. En esa zona del proceso de subducción, la litosfera de Cocos se puede más bien adherir bajo la placa Caribe, continuando casi horizontalmente bajo las raíces plutónicas de la Cordillera de Talamanca. Como la placa Cocos no llega a formar una cuña de astenosfera entre ella y la placa Caribe, y no se llega a las profundidades requeridas, el vulcanismo bajo el sur de Costa Rica está inhibido. Este fenómeno junto con los movimientos la zona noroeste de la Placa Suramericana, pueden ser los responsables de los regímenes compresivos en la costa Atlántica de Costa Rica y el fallamiento inverso asociado al norte de la llamada *micro placa de Panamá*.

Aun antes del sismo de Cóbano del 25 de marzo de 1990, (M_S = 7.1) el Golfo de Nicoya y la margen oceánica, al sur de la Península de Nicoya, se había catalogado como una zona sísmicamente muy compleja y activa (Morales, 1985, Montero 1989). Entre otras características se había observado una discontinuidad en la Fosa Mesoamericana y un sistema de fallamiento NE-SW que se ubicaba en esta zona. Se había observado también una notoria diferencia entre las profundidades de los sismos generados en la Zona de Subducción al noroeste y al suroeste de esta interrupción o desgarre y por último se habían registrado sismos de gran magnitud en esta zona, entre los cuales destacaban los de 1924 y de 1950. La energía liberada por los sismos del 1900 hasta 1985, indujo a L. D. Morales (1985) a interpretar que un sismo de magnitud moderada a grande estaba pronto a ocurrir.

Morales L. D. y Montero (1989) analizando características de la sismicidad, mecanismos de ruptura, ambiente tectónico y sismos históricos para la zona de subducción frente a la península de Nicoya, sugieren que la zona comprendida entre los 5 y los 40-50 km de profundidad tiene un ángulo de subsidencia cercano a los 24 grados y es capaz de generar sismos de magnitud M_S hasta de 8.0 y longitudes de ruptura de 100 a 200 km, repitiéndose aproximadamente cada 35 años con mecanismos focales de fallamiento inverso. Después de los 60 km y hasta los 100 km de profundidad, la subducción cambia a un buzamiento cercano a los 40 grados, provocando sismos cuyo fallamiento es generalmente de tipo normal, aunque en algunas ocasiones se presentan rupturas del tipo inverso o transcurrente, pues es una zona de transición. A profundidades mayores de 100 km, el ángulo de subsidencia de la placa tiene valores de 65 grados o más y llega así hasta los 200 km, produciéndose un cambio de ruptura de tipo normal a inverso al aumentar el ángulo de subducción.

3.1.2 Zona de Fractura de Panamá

La Zona de Fractura de Panamá (Figuras 1 y 3) es una falla transformada N-S de tipo dextral que limita las Placas Cocos y Nazca. Se estima que surgió hace aproximadamente 1 ma y aun permanece activa (Astorga et al., 1991).

Costa Rica y parte de Panamá se localizan cerca del punto triple entre las placas de Cocos, Caribe y Nazca. Esta área se caracteriza por la deformación que ocurre en distintas zonas sísmicas con diferentes estilos tectónicos; algunos de los patrones de deformación son causados directamente por la colisión de la dorsal asísmica de Cocos en la zona de subducción, que se comporta en forma boyante. Esta colisión ha causado grandes temblores y terremotos en Costa Rica, producto de la gran deformación de la corteza. La acción de la dorsal (o serranía) asísmica de Cocos ha provocado que el sistema extensional del graben de Nicaragua se transforme en un sistema compresional de fallamiento inverso en la parte sur de Costa Rica y la parte norte de Panamá.

3.1.3 Cinturón Deformado del Norte de Panamá

El Cinturón Deformado del Norte de Panamá (CDNP) es un sistema de fallas inversas que se extiende en forma curvilínea desde el Golfo de Uruba, Cuenca de Colombia, cerca del norte del límite político de Colombia con Panamá, atravesando la margen caribeña hacia el oeste y bordeando paralelo a la costa costarricense para finalizar cerca de Puerto Limón, Costa Rica (Figura 6). Este cinturón define el límite norte de la microplaca de Panamá. Este sistema de fallas inversas se originó de acuerdo a Montero (1994) por el sobrecorrimiento continental de la corteza del istmo con respecto al basamento oceánico de la cuenca de Colombia. Bajo este sistema de fallas existe una falla basal que se inclina hacia el SW y alcanza profundidades de 20-25 km bajo Baja Talamanca. Montero (1994) observa que la porción este del CDNP ha manifestado un patrón de deformación más regular que el sector oeste. Antes del terremoto de Limón del 22 de 1991 el sector oeste se consideraba de baja sismicidad, situación que se revirtió. El patrón de deformación del sector oeste del CDNP, afirma Montero (1994) es el resultado de cambios rápidos en el estilo estructural y la vergencia del fallamiento inverso. Esto puede ser debido a variaciones en el espesor de los sedimentos de la estructura cortical y en la velocidad de convergencia.

En la Figura 6 se muestra la microplaca de Panamá y sus límites. Como se comentó en los párrafos anteriores, varios investigadores apoyan la teoría de que en presencia de la serranía de Cocos, el proceso de subducción degenera en uno de tipo colisión o punzonamiento en sur de Costa Rica. Por esta razón no se observa en esta zona sismicidad a mayores profundidades de los 40 km. La presencia de esta indentación en la parte central – sur de Costa Rica ha generado sistemas de fallas entre el Pacífico y el Caribe cuyos desplazamientos son función de la geometría del indentador y de la zona indentada (Montero 2001). Los esfuerzos principales máximos generados tienen forma de abanico que varían en orientación desde N-S en el centro de Costa Rica a N-E en Baja Talamanca (Figura 6). Los esfuerzos se propagan desde la zona de colisión en el Pacífico sur de Costa Rica, hasta el litoral Caribe de la Provincia de Bocas del Toro, Panamá y el límite sureste de la Cordillera Volcánica Central, Costa Rica. Esta zona de deformación de

más de 100 km de ancho por el centro de Costa Rica se comenta en el Apartado 3.1.4 (CDCCR).

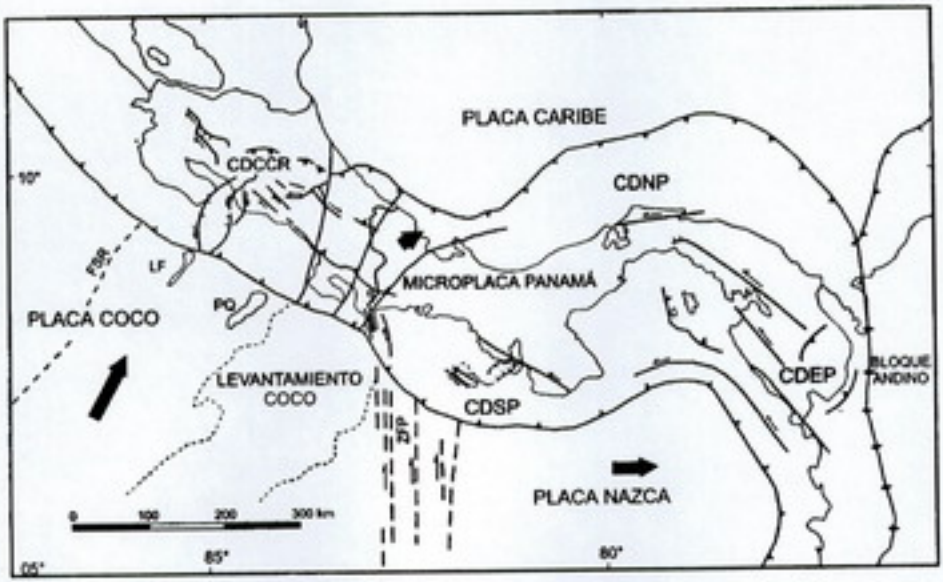


Figura 6: Marco neotectónico del sur de Centro América, mostrando los límites de la microplaca de Panamá. CFCCR, CDNP, CDSP, CDEP son respectivamente los cinturones deformados del Centro de Costa Rica del norte de Panamá, del sur de Panamá y del Este de Panamá. Las líneas en forma de abanico en la zona fronteriza Costa Rica – Panamá indican la dirección de los esfuerzos principal máximo horizontales relacionados con la indentación tectónica del levantamiento de Cocos (Tomado de Montero, 2001).

Montero (2001) llama a la porción del CDNP que se ubica en Baja Talamanca como la Falla Limón (Figuras 6 y 7) y corre paralela al litoral Caribe costarricense. Considera a este sistema de fallas inversas de bajo ángulo el responsable del sismo de Limón del 22 de abril de 1991. Este sismo generó un levantamiento cosísmicio de la corteza de 0.5 –1.5 medidos en varios sitios de la costa desde Puerto Limón a la frontera con Panamá. La existencia de paleo arrecifes levantados 60 metros indican actividad sísmica previa muy importante en esta falla (Denyer, 1994, en Montero, 2001).

Montero (2001) considera que el CDNP termina al terminarse la falla Limón, con la falla de transferencia Río Blanco. El sector de la falla inversa hacia el oeste, que incluye las que él denomina fallas Siquirres - Matina, Guácimo y Guápiles, (Figura 7) lo clasifica dentro del Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica (Apartado 3.1.4). Este sector tiene diferente rumbo que el CDNP y se ubica en el Arco Interno, donde la orientación del esfuerzo principal máximo es aproximadamente N-S, mientras que en el CDNP, la orientación es NE.

3.1.4 Fallamiento Cortical Somero

En la Figura 3 se muestran las fallas activas del territorio costarricense. Las fallas de la margen terrestre por lo general son someras y representan los estilos tectónicos suplementarios al del proceso de subducción. Estas estructuras están controladas por fases compresivas regionales y rasgos tectónicos locales, originando un juego estructural muy complejo, de grandes fallas regionales y locales. Estas producen eventos sísmicos importantes, pero por lo general de magnitudes menores a 7.

Astorga, A. et al. (1991), han propuesto la teoría de que el Cinturón Deformado del Norte de Panamá, rasgo descrito en el Apartado 3.1.3, ubicado paralelo a la costa caribeña Panameña, atraviesa Costa Rica en sentido este-oeste, por el Valle Central como un sistema de fallas transcurrentes. Este sistema de fallas dividiría a Costa Rica en dos, una Costa Rica Norte y una Costa Rica Sur y representa el límite oeste de la micro placa de Panamá. Como evidencia de su presencia, citan al terremoto de Limón (22 de abril 1991). La investigación de este grupo de geólogos concluyó que es una falla transcurrente (strike-slip) sinestral, activa desde el Eoceno Superior/Oligoceno (36 ma), y la han llamado Sistema de Falla Transcurrente de Costa Rica, SFTCR. Esta falla en su extremo noreste se transforma en un sistema de fallas inversas, de rumbo noreste-sureste y que son parte del Cinturón Deformado Externo (Figura 1).

Los estudios recientes de Montero (2001) lo llevan a concluir un panorama un poco diferente al de Astorga et al. Estudió los datos neotectónicos de sismicidad y sismotectónica para definir lo que él llama el Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica, CDCCR (Figura 7). Este cinturón viene a reemplazar el SFTCR, como un sistema difuso y ancho entre la Placa Caribe y la Micro placa de Panamá, que atraviesa la región central de Costa Rica, desde la Trinchera Mesoamericana (margen Pacífica) hasta el Cinturón Deformado del Norte de Panamá (margen Caribe). Montero observa que en el antearco pacífico central, el sistema de fallas posee desplazamiento sinestral y normal. En el arco interno las fallas más hacia el norte son inversas con rumbo WNW, pero las de la parte central son predominantemente de desplazamiento de rumbo dextrales con rumbo NW y sinestrales con rumbo ENE y NE. En la región transarco, el sistema de fallas del CDCCR se une con el Cinturón Deformado del Norte de Panamá, que incluye un sistema inverso y otro de desplazamiento de rumbo dextral, ambos de rumbo NW.

Montero afirma que las fallas neotectónicas que constituyen el CDCCR se originaron como el resultado del estado de esfuerzos producto de la colisión de la serranía oceánica del Coco con la placa Caribe frente al sur de Costa Rica. Explica que la dinámica del punzonamiento en la esquina suroeste de la placa Caribe, ha generado el desplazamiento de la Microplaca de Panamá, hacia el noreste, con respecto a la anterior mencionada placa. También este mecanismo ha generado fallamiento extensional, combinado con fallamiento transcurrente sinestral, en la parte oeste de este difuso límite, generando las cuencas marinas observadas frente a Quepos y en la entrada del Golfo de Nicoya. Por su parte, el límite norte entre la Microplaca de Panamá y la Placa Caribe es un cinturón de fallas y pliegues inversos en la zona entre el arco interno y el transarco, congruente con el mecanismo anterior.

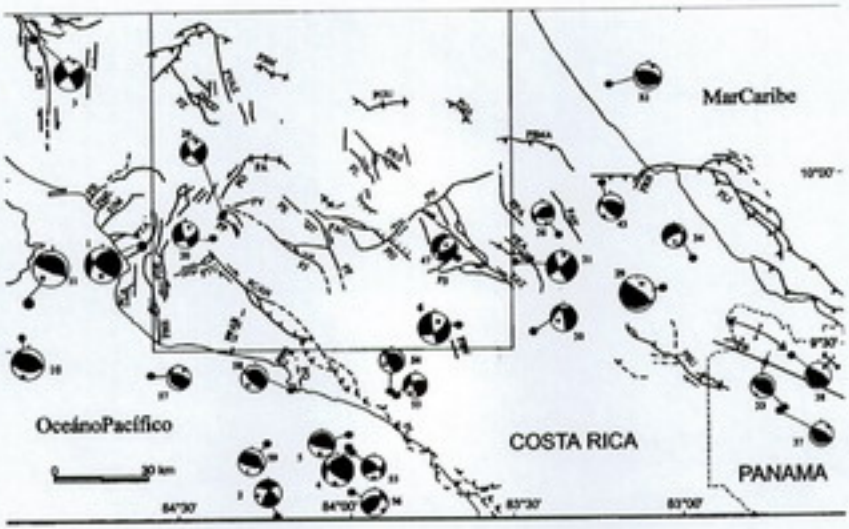


Figura 7: Fallas neotectónicas que definen el CDCCR, tomado de Montero, 2001. Las fallas son, de acuerdo a la simbología de la figura: FC falla Cote, FCH falla Chiripa, FSM falla San Miguel, FVAZ Falla Volcán Viejo- Aguas Zarcas, FZ Falla Zarcero, FA Falla Alajuela, FG Falla Garita, FE Falla Escazú, FV Falla Virilla, FA Falla Alajuela, FJ Falla Jaris, FCAN Falla Candelaria, FF Falla Frailes, FAT Falla Atirro, FB Falla Barranca, FML Falla Mata de Limón, FJM Falla Jesús María, FTA Falla Tárcoles, FDE Falla Delicias, FHE Falla Herradura, FTU Falla Tulín, y FP Falla Picagres, FGU Falla Guápiles, FRS Falla Río Sucio, FL Falla Lara, FAC Falla Aguacaliente, FN Falla Navarro, FO Falla Orosi, FAT Falla Atirro.

Otro rasgo tectónico que afecta o afectó el territorio costarricense es el Escarpe de Hess (Figura 1), que se ha interpretado como la traza de una falla de posible movimiento transcurrente. En la región costarricense algunos investigadores han sugerido la continuidad del Escarpe de Hess hacia el oeste, correlacionándolo con el sistema de fallas del norte de la Península Santa Elena (Astorga et al., 1991).

Adicionalmente a estos sistemas y controles tectónicos, ciertos investigadores como White (1991) insisten en poner en una categoría aparte los sismos someros generados en las cordilleras volcánicas de Centro América. Debido a que los centros más densos de población en el área centroamericana están en dichas cordilleras, estos sismos someros han sido la causa de los daños mayores y más pérdidas de vida en la región. Según White (1991), las soluciones focales de los sismos en la cadena volcánica dan evidencia de esfuerzos extensivos en la dirección E-W. Generalmente las estructuras transversales a la cadena son de desplazamiento de rumbo sinestrales, y las paralelas, son dextrales. Las estructuras paralelas son fallas normales, que generalmente producen depresiones, como por ejemplo las de El Salvador y Nicaragua, y las del Lago Arenal. El rumbo de estas fallas cambia con los alineamientos de los cinturones volcánicos.
Stoiber y Carr (1973) dividen la actividad sismo-tectónica de América Central en siete segmentos basándose en diferencias en el rumbo y la ubicación de las cadenas de

volcanes activos que se ubican desde Guatemala, hasta Costa Rica. Identifican y caracterizan la morfología de los volcanes, los patrones de fallamiento y la sismicidad de cada uno de los bloques, observando los contrastes que los difieren. Adicionalmente, correlacionan los cambios de la actividad de la zona de subducción con fronteras entre segmentos.

Estos investigadores observan que los límites entre los segmentos se caracterizan por la presencia de fallas transversales a los lineamientos volcánicos, la presencia de campos de conos de cenizas basálticas, concentraciones de sismos someros y erupciones catastróficas históricas.

Más recientemente, Carr et al., (1982) dividieron la cadena volcánica Centroamericana en ocho segmentos, usando los mismos criterios que Stoiber y Carr (1973). Sin embargo identificaron una discontinuidad al sur de la Península de Nicoya, Costa Rica, y subdividieron el antiguo segmento de la cadena de Costa Rica en dos: La Cordillera Volcánica de Guanacaste y la Cordillera Volcánica Central.

Las estructuras transversales mayores son alineamientos de ductos volcánicos, con un rumbo N-S, y fallas con rumbo generalmente entre N-S y N30E. Los fallamientos con orientaciones N-S en la Cordillera Volcánica Central y de Guanacaste son comunes. Montero y Alvarado (1988) han observado en la zona del Volcán Miravalles un fallamiento N-S de tipo normal con probable componente de rumbo, que perturba los bordes calderícos y parece influir en el ascenso del magna, estableciendo el sistema escalonado que define el graben La Fortuna-Peje. Esta estructura, concluyen Montero y Alvarado, fue la responsable de los terremotos de Bagaces de 1935 y 1941. Otro rasgo estructural importante corresponde con el fracturamiento NE-SW, sobre el cual se edificaron y migraron los focos eruptivos del Volcán Miravalles.

3.2 SISMICIDAD

Muchos investigadores, entre ellos White y Harlow (1993) enfatizan diferenciar entre la sismicidad generada por la de la zona de subducción y la que ocurre en otros rasgos someros. La zona de subducción, por su alto potencial, opaca y confunde la sismicidad generada por los otros tipos de fuentes que White llama *sismicidad superior cortical*. Ya que la zona de subducción genera sismos a profundidades someras cerca de la trinchera, muchos sismos someros corticales inevitablemente van a ser incluidos en esta clasificación.

La región entre México y el noroeste de Panamá está tectónicamente dominada por la interacción y el movimiento de la placa Caribe con las demás placas adyacentes, resultando en un sistema sismo tectónico regional muy dinámico. Güendel y Protti (1998) calcularon la dirección de los ejes de presión (P) regionales en diferentes sectores de Centroamérica para profundidades de 0 a 50 km, y concluyeron que en su mayoría, los ejes P tienen una dirección NE-SW (Figura 8). Los ejes de tensión (T) son ortogonales a los ejes P y cerca de los las cadenas volcánicas tienden a actuar en forma de extensión radial. En las zonas C1 y C2 correspondientes a Costa Rica, la mayoría de los sismos

tienen una componente inversa en C1 evidenciando la influencia de la zona de subducción (ver diagramas triangulares), mientras que en el arco volcánico (C2), los sismos generados se dividen en sismos con fallamiento inverso o transcurrente.

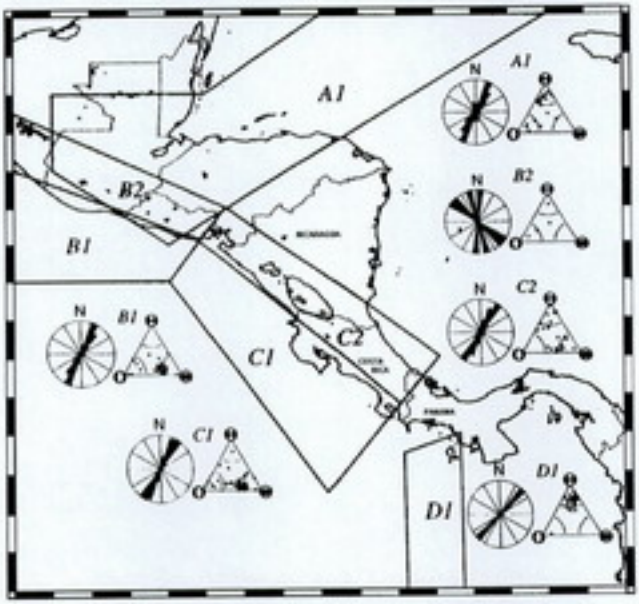


Figura 8: Orientaciones regionales de los ejes P para profundidades de 0 a 50 km en diferentes áreas de Centroamérica usando diagramas triangulares y de rosas (Güendel y Protti, 1998).

La instalación de redes locales de alta resolución en décadas recientes, ha proporcionado mucha información para el estudio específico de los sismos someros corticales. Estos eventos por su cercanía a los centros de población, su profundidad, y su alta frecuencia de ocurrencia, son los más dañinos para la región Centroamericana. Entre ellos se encuentran el terremoto de Managua (diciembre 23, 1972), Guatemala (febrero 4, 1976), El Salvador (octubre 10, 1986, enero 13, 2001, febrero 13, 2001) y Cartago, Costa Rica (mayo 4, 1910).

La sismicidad histórica como la instrumental, se puede incorporar en catálogos de terremotos llevando a cabo estudios detallados geológicos, tectónicos, geográficos, históricos, etc., que proporcionen con precisión aceptable el tiempo de ocurrencia del evento, su localización (latitud, longitud y profundidad) del evento, y magnitud asociada.

En el presente, varias agencias o redes sismológicas registran un mismo evento y es muy común que reporten diferentes características para un mismo sismo, ya que el cálculo depende no solo de la sensibilidad de los instrumentos sino de la triangulación

geodésica de estos con respecto al evento, los diferentes tipos de arribos de ondas y los modelos de velocidades utilizados. Un catálogo deberá incluir todas las fuentes que reporten un sismo (y las características que hayan reportado para un evento), y además indicar cual es la agencia que *'mejor'* evaluó el sismo. Aquí de nuevo, como en los estudios de sismicidad histórica, se va a requerir de conocimientos profundos de la sismicidad y tectónica de la zona.

Existen varias escalas de magnitud que dependen el tipo de ondas que se utilizaron para su cálculo. Esto resulta en que diferentes tipos de ondas arrojarán diferentes valores de magnitudes para un mismo evento. Por tanto, para establecer relaciones confiables entre los diferentes tipos de magnitud hay que tener una amplia base de datos en la cual se incluyen evaluaciones directas de las diferentes magnitudes para un mismo evento. La magnitud momento (M_W) es considerada por gran cantidad de expertos en el campo, como la mejor manera de medir el tamaño de los sismos, ya que es calculada con base en el momento sísmico del evento, que es un parámetro proporcional a la energía liberada. Es evidente que para tener homogeneidad al utilizar un catálogo, se deberán caracterizar todos los eventos con un mismo tipo de magnitud.

Como se puede concluir de lo anterior, para que un catálogo tenga validez sismológica y estadística, tuvo que haber sido recopilado y avalado por expertos con conocimientos profundos en la sismicidad y tectónica de la zona en cuestión. Metodologías estadísticas han de ser aplicadas para evaluar su homogeneidad y completitud.

El catálogo para Centroamérica recopilado, analizado y homogenizado por Rojas et al. (1993) y trabajado en conjunto con expertos centroamericanos y noruegos, en NORSAR, Noruega, en un proyecto de investigación auspiciado por el gobierno noruego, es la mejor base de datos existente para la zona centroamericana. Los eventos pre-instrumentales fueron estudiados minuciosamente, respaldados por un amplio conocimiento histórico y sismológico. Se consultó exhaustivamente la literatura relevante, que data desde el tiempo de la Colonia y es muy extensa. Se incluyeron los eventos que aparecen en los catálogos regionales de los diferentes países centroamericanos. El catálogo se completó hasta el año 2006 utilizando los boletines emitidos por la RSN.

Desde mediados de los años 1980 se instalaron dos redes locales en el territorio costarricense, la Red Sismológica Nacional (RSN), operada en conjunto por la Universidad de Costa Rica (UCR) y el Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), y la red de la Universidad Nacional, OVSICORI. El catálogo centroamericano a partir de esa fecha, para el territorio costarricense, da prioridad a los registros de estas dos redes, pero en especial la de la RSN.

En el catálogo se realizaron ejercicios estadísticos para evaluar la homogeneidad y completitud para las diferentes zonas para diferentes ventanas de tiempo. Se generaron relaciones empíricas para la conversión de las diferentes magnitudes. Todos los eventos han sido recalculados para ser expresados en magnitud momento. Se han listado más de 54 000 sismos para la zona de Costa Rica a partir del Siglo XVI.

Magnitudes Momento fueron calculadas para todos los eventos del catálogo. En la región, estas magnitudes se calcularon directamente para los 60 eventos recientes más importantes y por medio de expresiones empíricas para el resto.

La ubicación de los eventos sísmicos en el territorio costarricense de magnitudes significativas identifica preliminarmente las zonas donde se pueden producir los mayores daños a las obras de infraestructura. La Figura 9 muestra los sismos de todas las profundidades y con magnitudes M_W igual o superior a 5, utilizando el catálogo de sismos de Centroamérica actualizado hasta el año 2006.

Las Figuras 10 A y 10 B muestran la diferencia de ubicación entre los sismos someros (profundidades menores o iguales a 25 km) y los sismos profundos (más de 25 km de profundidad). Esta ubicación va a reflejar la importancia de las zonas que son capaces de generar la mayor actividad sísmica. En estas figuras se utilizaron los sismos con magnitudes M_W mayor o igual a 4 para tener una mejor definición de las zonas sismogenéricas. Las Figuras 10 A y B, al igual que la Figura 9, fueron elaboradas con la base de datos del catálogo de sismos de Centroamérica actualizada.

Además de la constante generación de eventos telúricos, se puede apreciar que la actividad ocurre en todo el territorio Costarricense. Los sismos someros son más abundantes y se pueden apreciar algunas áreas bien definidas de sismicidad importantes. Por su parte, los sismos profundos ocurren por lo general cerca de la costa Pacífica y son directamente asociados al proceso de subducción.

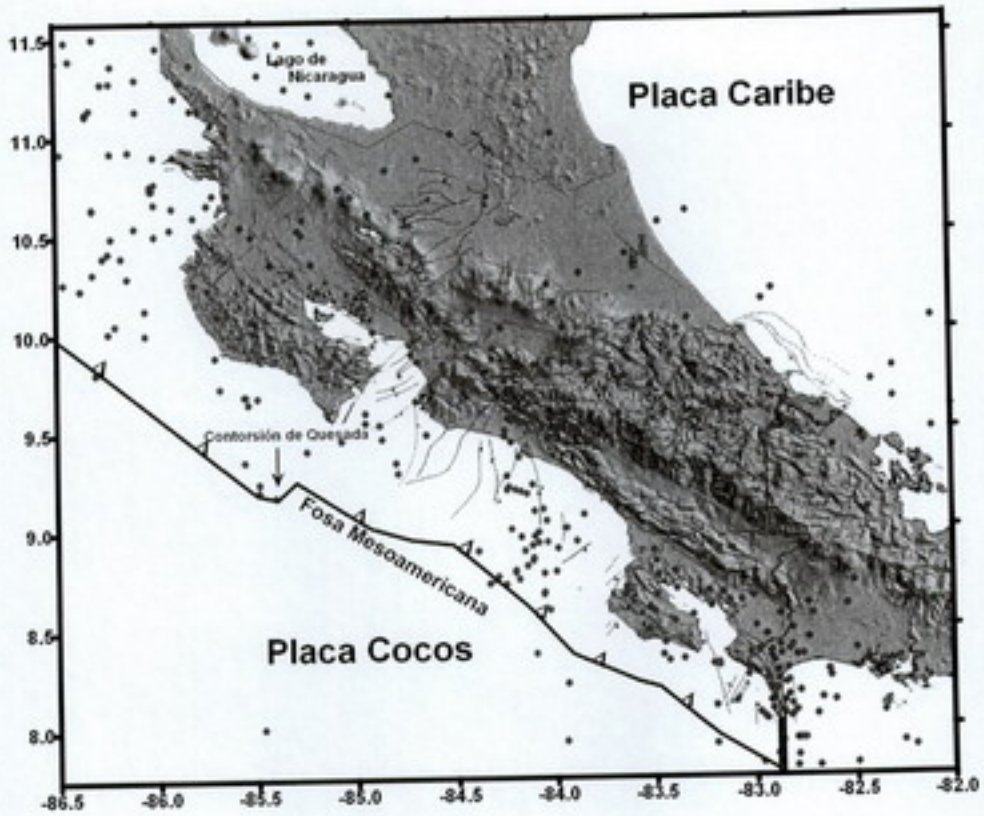


Figura 9: Localización de los sismos en Costa Rica con magnitud momento $M_W \geq 5$ para todas las profundidades, a partir del Siglo XVII.

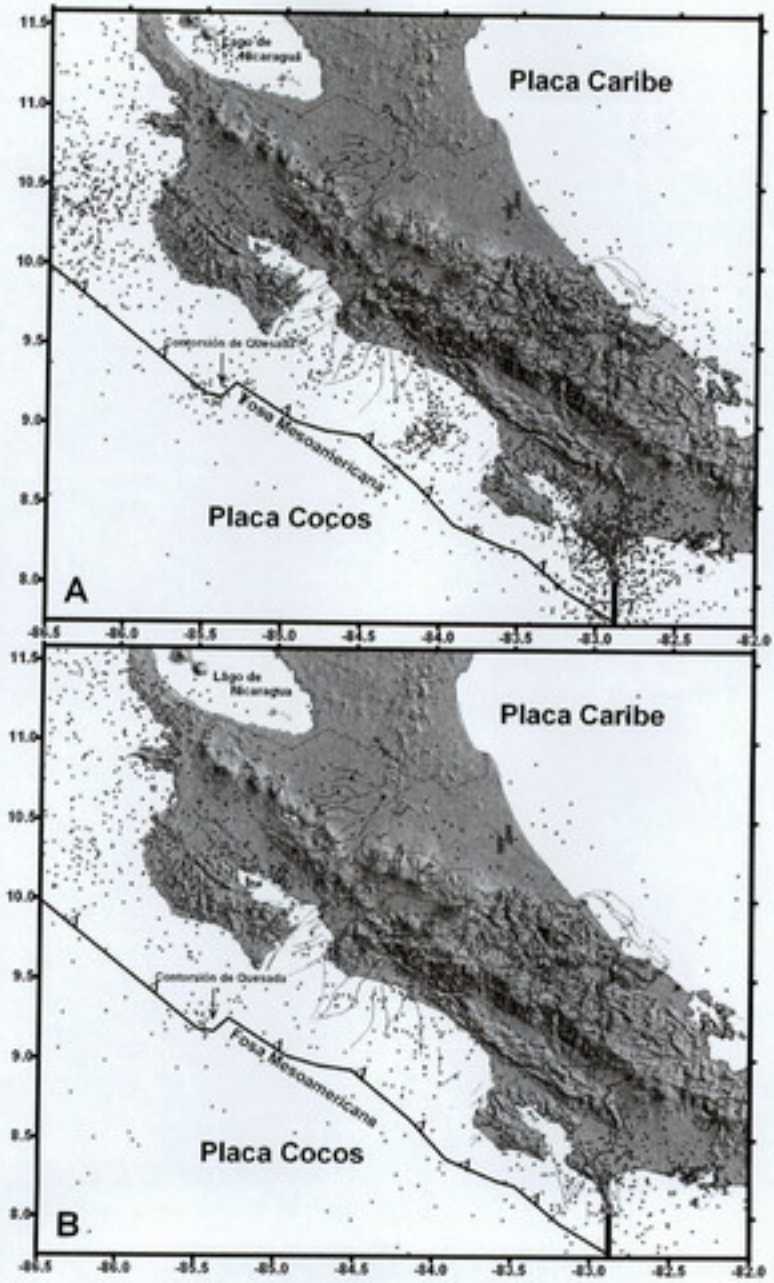


Figura 10: Localización de los eventos sísmicos con magnitudes $M_W \geq 4$ para sismos con profundidades de 0 a 25 Km (10 A) y mayores de 25 Km (10 B)

4. CARACTERISTICAS SISMO-TECTÓNICAS DEL AREA DE ESTUDIO

Los puentes del Proyecto Bajos de Chilamate – Vuelta de Kooper, se localizan en las hojas cartográficas Río Cuarto y Aguas Zarcas del Instituto Geográfico Nacional en escala 1 : 50 000 y políticamente se ubican en el cantón de San Carlos, Provincia de Alajuela y el Cantón de Sarapiquí, Provincia de Heredia. Los ocho puentes de la primera etapa del Proyecto y sus coordenadas se muestran en la Tabla I. Los puentes se ubican a lo largo de aproximadamente 23 Km de carretera que corre con sentido este – oeste, desde un punto 7 Km al Norte de Aguas Zarcas, en la cercanía del poblado de Vuelta de Kooper, hasta el poblado de Bajos de Chilamate, ubicado en la ribera del río Sarapiquí.

El sitio de estudio se ubica según la clasificación morfotectónica de Costa Rica, en el trasarco, en la cuenca San Carlos – Sarapiquí. En términos generales se puede referir a esta región como una depresión estructural (graben), limitada al suroeste por el arco volcánico de la Cordillera Volcánica Central. La cuenca de San Carlos es considerada por Astorga et al (1991) como un régimen extensional. Las llanuras aluviales del trasarco norte de Costa Rica en general están constituidas por terrenos depositados por varios ríos durante el Cuaternario. Los sitios de los puentes están a unos 15 – 20 Km al norte de la Cordillera Volcánica Central, lo que implica que las fallas activas que se ubican en esta cordillera tendrán una alta influencia sísmica para el Proyecto. Estas fallas forman parte del Sistema de Fallas Transcurrentes de Costa Rica (o alternamente el Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica). Estas fallas y sistemas han sido responsables de múltiples sismos destructivos que han afectado la región central de Costa Rica.

La Cordillera Volcánica Central ha presentado actividad sísmica principalmente en los conos de los volcanes Poás e Irazú, donde se han ubicado las fallas Zarcero, Congo, Porvenir, Carbonera, Ángel, Volcán Viejo – Aguas Zarcas, Florencia y San Miguel en el sector oeste y las fallas Lara, Guápiles, Río Sucio y Alto Grande en el sector este. El sitio de estudio, pero principalmente los puentes en el extremo oeste de la carretera, tienen también una influencia sísmica de consideración por parte de la zona de subducción.

4.1 MARCO TECTÓNICO

Como se comentó en el Apartado 3.1.1, la zona de subducción es la estructura tectónica regional más importante con capacidad de generar sismos de magnitud de más de 7.7, que ocurren en el plano de contacto inclinado entre las placas Caribe y Cocos. De acuerdo a la geometría de la zona de subducción, conforme los sismos se alejan de la Trinchera Mesoamericana y se adentran bajo el territorio costarricense, los sismos son más profundos. El sitio se ubica aproximadamente en el extremo noreste del perfil 3 de la Figura 4, donde se puede observar que el plano de subducción está bien definido, en especial en el cuadro de la derecha. Como promedio, los sismos de subducción tienen una profundidad de 50-60 km bajo el sitio.

Se mencionó también en ese apartado la existencia de la Contorsión de Quesada; una rasgadura en la zona de subducción frente a la entrada del Golfo de Nicoya que se evidencia en un desplazamiento de rumbo de la Trinchera Mesoamericana (Figuras 1 y 3) y

la diferencia de profundidades de los sismos registradas a ambos lados de este rasgo (Figura 4). Protti et al. (1995) explican esta rasgadura y otras características de la zona de subducción mediante la diferencia de edades entre la placa de Cocos que existe al NW y al SE de la Contorsión de Quesada. Hacia el norte la litosfera de Cocos fue generada en la Dorsal del Pacífico Este, y hacia el sur en la Dorsal de Galápagos. Protti et al. estiman por lo tanto, que la parte norte es mucho más antigua, unos 5 a 10 ma de diferencia, y que podría ser aun mayor (Figura 5). La litosfera más vieja es más estable y puede sobrellevar el proceso de subducción a mayores profundidades. La sismicidad más profunda, refleja el cambio entre el comportamiento frágil de la litosfera más somera y el dúctil de la que se vuelve a fundir al calor de las profundidades, cambio que no está presente en la litosfera más joven. En la litosfera más joven la diferencia entre estos comportamientos no es significativa y la sismicidad es menor o no se da del todo a mayores profundidades.

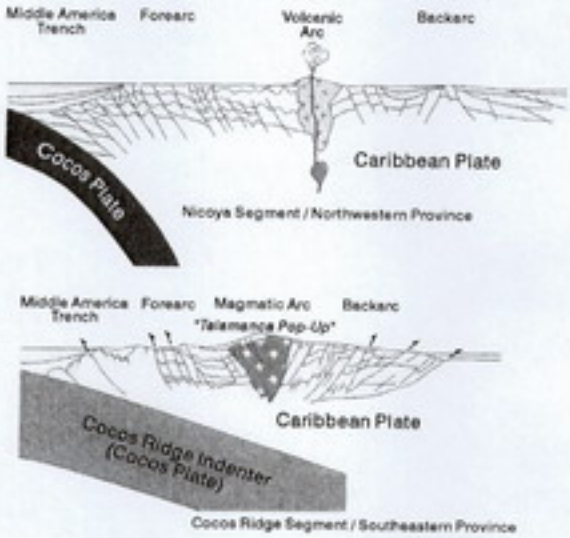


Figura 11: Cortes litosféricos a lo largo de los perfiles 2 y 5 de subducción la Figura 4, nótese las diferencias entre el régimen de subducción (Tomado de López, 1999).

En la Figura 11, se ilustran estas diferencias con los cortes litológicos correspondientes al Segmento de Nicoya (arriba) y Segmento de la Serranía de Cocos (abajo). El Segmento de la Serranía de Cocos tiene una subducción poco profunda, producto de la presencia de la Serranía de Cocos y de una placa de edad joven, mecánicamente dúctil, engrosada y boyante. El sitio está afectado por la subducción del Segmento de Nicoya.

El Apartado 3.1.3 describe dos posiciones un poco diferentes referentes al fallamiento y sismicidad observada en la parte central de Costa Rica. Astorga, A. et al. (1991), han propuesto la teoría que el Cinturón Deformado de Panamá, rasgo que se extiende desde la margen sur del Caribe de Costa Rica, continúa hacia el norte, para luego atravesar el territorio costarricense en sentido este-oeste, por el Valle Central. Este sistema sigue hacia

el oeste y se une al sistema de fallas marinas que existen al sur de la peninsula de Nicoya. Este sistema de fallas dividiría a Costa Rica en dos, una Costa Rica Norte y una Costa Rica Sur y consideran que es una falla transcurrente (strike-slip) sinestral, activa desde el Eoceno Superior/Oligoceno (36 ma). La han llamado Sistema de Falla Transcurrente de Costa Rica, SFTCR.

Los estudios neotectónicos de sismicidad y sismotectónica recientes de Montero (2001) lo llevan a definir lo que él llama el Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica, CDCCR (Figura 7). Este cinturón viene a reemplazar el SFTCR, como un sistema difuso y ancho entre la Placa Caribe y la Micro placa de Panamá, que atraviesa la región central de Costa Rica. Montero observa las diferentes modalidades tectónicas de las fallas, que no son predominantemente transcurrente (strike-slip) sinestral, como aseguran Astorga et al. Montero explica el origen de los sistemas de fallas con la colisión de la serranía oceánica del Coco con la placa Caribe frente al sur de Costa Rica. Las modalidades tectónicas de las fallas del centro de Costa Rica, observa él, son congruentes con el mecanismo de punzonamiento en la esquina suroeste de la placa Caribe, los resultantes movimientos entre placas y las cuencas marinas observadas frente a Quepos y en la entrada del Golfo de Nicoya. Varios sistemas de fallas del CDCCR han sido identificados y muchos han sido estudiados en detalle Montero (2001).

Montero (2001) observa que en el arco interno, en el Valle Central, el CDCCR es dominado por fallas de desplazamiento de rumbo donde existen dos sistemas principales: un sistema de fallas con rumbos ENE y NE que es predominantemente el sinestral y el de rumbo entre NNW y NW que es predominantemente dextral. El sistema dextral, al norte de la cordillera de Talamanca incluye las fallas Calendaria, Picagres, San Antonio, Jaris, Escazú - Bello - Horizonte - Aserrí – Jericó, Frailes, y Atirro. Posiblemente también incluye en la cordillera volcánica Central a las Fallas Lara y Río Sucio. Algunas de estas fallas exhiben también componentes normales o inversos. El sistema de fallas sinestral incluye las fallas La Garita, Virilla, Agua Caliente, Tulín, Navarro y Simarí.

Montero (2001) presenta evidencia de actividad para ambos sistemas, el dextral y el sinestral. Cita a la actividad sísmica de 1990 en el área de Puriscal que ocurrió en el sistema de fallas Picagres San Antonio (dextral con componente normal) y al sismo del 19 de agosto de1991 en la falla Frailes (dextral) como evidencia del primer sistema. La secuencia sísmica de Pejibaye de julio de 1993, asociado a la falla Simarí y el terremoto de Piedras Negras del 22 de diciembre de 1990, que ocurrió en la falla Virilla, los menciona Montero como evidencia de la actividad del sistema sinestral.

Montero (2001) observa en algunos casos que estructuralmente las fallas sinestrales parecen interrumpir las dextrales y que en otros casos parece ocurrir lo contrario, indicando que la deformación en esta región ocurre en ambos sistemas de fallas. Montero también concluye que entre más cercano sea el rumbo hacia el N-S de las fallas de desplazamiento horizontal, mayor es el componente normal; muchas fallas con rumbo NS llegan a ser normales puras. El continua asegurando que esto es evidencia de una extensión en el sentido E-W, como lo han descrito varios investigadores analizando el campo de esfuerzos de esta región: el esfuerzo compresivo horizontal máximo es cercano a la dirección N-S y el esfuerzo principal mínimo horizontal es E-W (López, 1999).

El trasarco norte, donde se ubica el sitio de estudio se ve afectado principalmente por las fallas activas de la Cordillera Volcánica Central, varias de las cuales han presentado terremotos y enjambres históricos en los últimos dos siglos (Alvarado et al., 1988).

El sistema de fallas Volcán Viejo-Aguas Zarcas es un sistema en tijera con orientación NNW-SSE de unos 25 km o más de longitud, que se le atribuye como la posible responsable de los terremotos superficiales de 1911, 1912 y 1955 en la región de Toro Amarillo, aunque no es claro aún si los terremotos de 1912 y 1955 son de la falla Carbonera. Estos sismos han provocado intensidades de VIII en la escala Mercalli Modificada (Daños en estructuras de hormigón armado no diseñadas para resistir fuerzas laterales). En 1980 se presentó un enjambre de sismos en los alrededores del Volcán Platanar con magnitudes menores a 2 y profundidades que oscilaron entre 1 y 10 Km. Entre los meses de abril y mayo de 1998 la RSN registró una serie de sismos de magnitud moderada en la zona de volcán Viejo, al norte de Zarcero. Estos dos pequeños enjambres hacen evidente que este sistema de fallas está activo.

En la zona del Volcán Poás se han observado varias fallas bien desarrolladas y patrones de fracturas y fallas, con patrones de fallamiento predominantemente orientados NNW, como las fallas Carbonera y Ángel (Barquero, 1995). Esta predominancia en el rumbo de los sistemas de fallamiento podría estar relacionada al alineamiento de varios conos volcánicos en el sentido N-S, como Poás, Congo, Hule y la Laguna Río Cuarto (Alvarado y Climent, 1985). En 1982 se produjo un enjambre sísmico en el flanco este del Volcán Poás, que fue registrado por instrumentos de la aquella entonces incipiente RSN. Los sismos fueron sentidos principalmente en Vara Blanca, su magnitud máxima fue 3.3, y las profundidades andaban en el rango de 5 km (Alvarado y Climent, 1985). Vale la pena repetir que de las fallas activas de esta zona, es difícil asociar los sismos importantes de los años 1888, 1851, 1911, 1912 y 1955 específicamente a alguna de ellas.

La falla Carbonera es otra de las fallas que podría ser responsable, alternamente a la Volcán Viejo-Aguas Zarcas, de los terremotos superficiales de 1911 (M_W= 6.1), 1912 (M_W= 6.2), y 1955 (M_W= 5.8), (Alvarado et al, 1988). La falla Carbonera está ubicada en el flanco occidental del macizo del volcán Poás. Posee una traza general NNW (garganta de falla) por una longitud mínima de 6.5 km en la cual se observan prominentes escarpes y divisorias de agua ligeramente desplazadas en sentido dextral en su extremo sur. Su continuidad al sur no es evidente por estar cubierta por depósitos volcánicos recientes del Cuaternario (Alvarado et al., 1988).

La falla Ángel es una falla con orientación NNW localizada en el sector oriental del macizo del volcán Poás. Alvarado et al. (1988) sugieren que la actividad sísmica ocurrida durante 1851 y 1888 (M_W = 6.0 y 5.8, respectivamente) son producto de esta falla.

La falla San Miguel, ubicada en la ladera norte de la Cordillera Volcánica Central tiene una orientación casi E-W. También se han identificado lineamientos potencialmente activos en el río Toro y el Río Sarapiquí (Alvarado y Climent, 1985). A pesar de su extensión y la suposición de que se trata de una falla inversa Borgia et al (1990), se ha registrado en esta

falla poca sismicidad. Adicionalmente, los estudios geológicos realizados en esta falla sugieren que actualmente no se trata de un sistema muy activo.

La falla de Alajuela se ubica en la ladera sur del Volcán Poás y tiene un rumbo aproximado EW. Se extiende por 20 km desde la ciudad de Grecia en Alajuela hasta la ciudad de Santa Bárbara de Heredia. Se expresa claramente en la morfología del terreno al originar un escarpe pronunciado con 150 a 200 m de altura. Borgia et al. (1990) sugieren que es una falla inversa que termina al sur con un pliegue delantero. Se le han asociado tres sismos históricos a esta falla. El primero fue en 1772 de magnitud estimada de 5.5 – 6.0. Los otros ocurrieron en marzo de 1851 con una magnitud de 6.0 y en diciembre de 1888 con una magnitud de 5.8.

Hacia el sureste del Lago Arenal se han ubicado varias fallas activas, como las fallas Danta, Javillos-Peñas Blancas y Aranjuez, que muestran características geomorfologías y neotectónicas de su potencial sismo genérico. Entre las varias fallas con dirección N-S con una fuerte componente normal y que han afectado la secuencia de tefras del Arenal se encuentra la llamada falla Danta. Con base en esto se le ha estimado una velocidad de 0.6 mm/año a la falla Danta (Alvarado, 1988). La mencionada falla es la más importante de estas fallas tiene una longitud de 14 km de largo y pasa por debajo del volcán Arenal. Estrías de falla y cenizas volcánicas de menos de 1000 años de edad desplazadas, sugieren sin lugar a dudas que la falla Danta es activa.

Las fallas Javillos-Peñas Blancas forman parte de sistemas de fallas normales que se extienden a lo largo del río Peñas Blancas, con rumbo ENE-WSW, donde fuentes termales activas y fósiles dan evidencia de su actividad reciente (Laporte et al. 1995). Este sistema se extiende por espacio de por lo menos 25 km y es responsable del ahondamiento que ha sufrido el río Peñas Blancas. La falla Aranjuez forma parte de sistemas de fallas alineados NE-SW de 15 a 20 km de longitud que definen uno de los límites occidentales del Sistema de Fallas Transcurrentes de Costa Rica. La generación de eventos sísmicos en esta región se ha ido incrementando en los últimos años. Esta actividad induce a que la probabilidad de ocurrencia de un sismo de magnitud importante en los próximos años sea alta.

Algunas de las fallas del sur del Valle Central, que han generado sismos muy destructivos principalmente en Cartago y San José tienen también influencia en algunos de los sitios ya que se ubican entre 50 y 75 Km de los mismos. Desde el Valle de Coris, pasando por el sur de la Ciudad de Cartago, hasta el Valle de Orosi se ha identificado un sistema doble de fallas paralelas, con rumbo aproximado E-W donde se han incluido los lineamientos denominados Lourdes, Valle de Coris, Paraíso, y las fallas Norte de Coris, Aguacaliente-Orosi y Navarro. La mayoría de estas fallas son de desplazamiento de rumbo lateral izquierdo, pero en algunas zonas es posible observar la presencia de una componente de fallamiento inverso. (Montero et al., 1991). Estos sistemas constituyen la fuente sísmica más importante de la parte sureste del Valle Central. Históricamente ha generado terremotos importantes, tales como el del 2 de setiembre de 1841 (M_S= 5.5), 4 de mayo de 1910 (M_S= 5.5), 21 de febrero de 1912 (M_S= 5.0) y 21 de agosto de 1951 (M_S= 5.0), que han causado serios daños a la infraestructura de las ciudades de Cartago, Tres Ríos, Curridabat, Paraíso y Orosi.

La Falla de Coris, que algunos investigadores la denominan falla de Tablazo (Rojas et al., 2000), o Curridabat (Geomatrix, 1994), tiene rumbo WNW-ESE y una longitud de casi 10 km. Se le asocian dos eventos de M_L = 5.4 y 5.0 del 13 de abril de 1910 que generaron daños en Desamparados y San José. Se han identificado secuencias geológicas desplazadas como evidencia de esta falla y contrastes de vegetación en terrenos planos pero sus evidencias físicas no indican una actividad muy alta. La falla de Aguacaliente se ubica al sur y es casi paralela a la de Coris, uniéndosele como a 2 km al sur de la Ciudad de Cartago. Tiene rumbo casi E-W y una longitud de 16 km. Tiene expresiones morfológicas prominentes, una serie de espolones truncados alineados y presenta fuentes termales en el Valle de Coris y en Hervidero. Continúa con la Falla Paraíso hacia el este. Los Terremotos de 1841 y de 1910 se asocian a la falla Aguacaliente. Trincheras llevadas a cabo muestra depósitos lacustres recientes desplazados (Geomatrix, 1994).

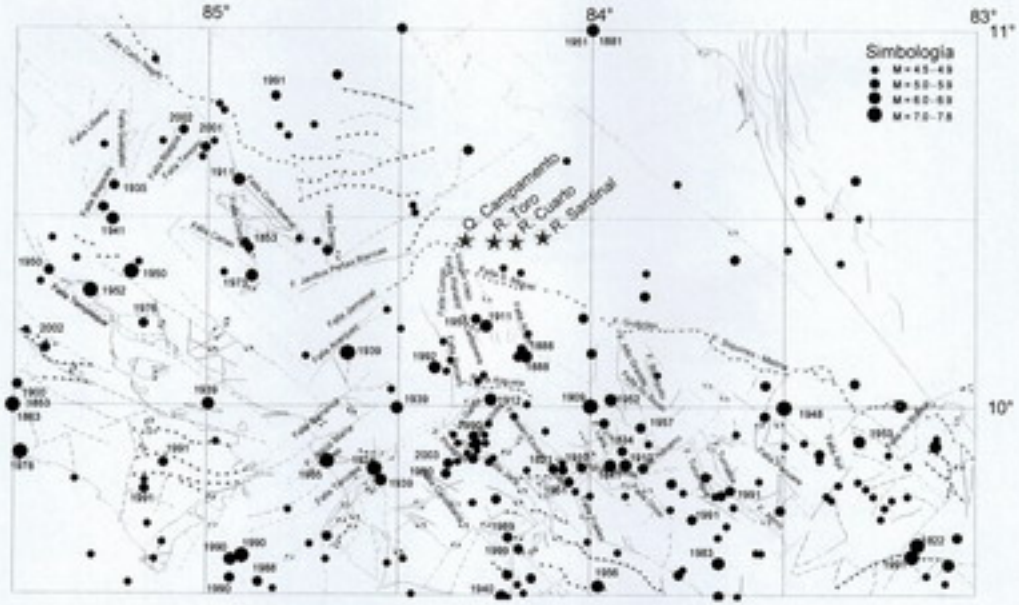


Figura 12: Sismicidad y fallamiento cortical somero que afecta el sitio de estudio. Los cuatro puentes para los que se llevó a cabo una evaluación de sitio específico de la amenaza sísmica se denotan con estrellas. El fallamiento Cuaternario activo se indica en rojo y las fallas terciarias en negro.

En la Figura 12 se muestran el fallamiento activo y la sismicidad que afecta al sitio de estudio.

4.2 SISMICIDAD DEL AREA DE ESTUDIO

Aproximadamente 40 sismos de magnitud ($M_S \geq 5.0$) importantes y superficiales en su mayoría se han registrado históricamente en un radio de menos de 50 km del sitio. La mayoría de estos se alinean al sur del Valle Central, pero algunos otros ocurrieron al norte, en la Cordillera Volcánica Central. En la Figura 12 se muestran algunos de ellos: los de magnitud $M_W \geq 5.0$ registrados en esta zona a partir de 1900.

Los sismos al norte de la cordillera Volcánica Central incluyen los dos sismos de Fraijanes de 1851 y 1888 de magnitudes M_S = 5.5 y 5.8, que afectaron las ciudades de San José, Alajuela Cartago y Heredia. Dos sismos de magnitudes mayores a 6 son el de Toro Amarillo de 1911 de M_S = 6.1, asociado con la fallas Carbonera o Volcán Viejo, y el de Sarchí de M_S = 6.2 que causó la muerte a 15 personas. En la década de 1950 ocurrieron dos sismos que ocasionaron la muerte a más de 30 personas: el sismo de Patillo de 1952 de M_S = 5.8, asociado a la falla Lara y el de 1955, también llamado de Toro Amarillo y probablemente de la misma fuente sísmica que el anterior homónimo.

Seis sismos someros destructivos ocurrieron al sur de las ciudades de San José y Cartago causando la muerte a más de 600 personas. Estos sismos se han ubicado alineados a lo largo del trazo de la Falla Aguacaliente y ocurrieron uno en 1834, tres de ellos en 1910, uno en 1912 y el último en 1951. En 1841 un sismo destructivo de M_S = 5.8 ocurrió al norte de Cartago asociado con la falla Lara; se reportaron 38 personas fallecidas. El sismo de Alajuelita de 1842 de M_S = 5.4 se asocia con la falla Higuito. Según González Víquez (1910) fue un fuerte temblor que causó daños en Alajuelita y otros poblados de San José. Los dos sismos de Piedras Negras (M_S = 5.8 y 5.1), el evento principal y su réplica causaron mucho daño y tres muertos; estos eventos se asocian a la falla Virilla. Un evento de magnitud M_S = 5.4 que ocurrió en 1835 y se denominó el sismo de Alajuela se ha localizado al noreste de la falla Virilla.

Se han registrado al oeste del sitio y dentro de un radio de 100 km del sitio, otros sismos de magnitudes mayores a 6, aunque la mayoría ubicados hacia el oeste y asociados al proceso de subducción. El 24 de Abril de 1916 ocurrió un sismo a unos 10 km al oeste de Naranjo, originando daños desde la Península de Nicoya hasta la parte occidental del Valle Central. El sismo del 4 de marzo de 1924, (M_S = 7.0) cuyo epicentro se ubicó a escasos 10 km de Orotina, afectó la parte occidental del Valle Central y fue especialmente destructivo en la zona de Orotina, San Mateo y San Ramón. Montero (2000) lo asocia con la falla Tárcoles y opina que el mecanismo focal de este sismo indica un fallamiento transcurrente con una componente inversa. En el período 1939-1940 se dió en esta zona una crisis sísmica que incluyeron los sismos del 18 junio de 1939, 21 diciembre de 1936, 22 de diciembre de 1939, 26 de diciembre de 1939, 27 de octubre de 1940. Todos los mencionados sismos fueron de magnitudes $M_S \geq 6.0$ y ocurrieron en la margen terrestre, salvo por el del 16 de junio de 1939, que ocurrió en la Isla Caballo del Golfo de Nicoya.
Aproximadamente a 100 km de distancia del extremo oeste del sitio de estudio se registró el sismo de Cóbano del 25 de Marzo de 1990. Algunos consideran que la Falla Barranca fue la responsable del sismo de Cóbano del 24 de Marzo de 1970 (M_W = 7.0). Montero (2001) estudió las réplicas de este sismo y corroboró que algunos se ubicaron en la

corteza de la placa cabalgante (someras) pero otros en la zona de subducción, posiblemente en otra serranía marina llamada el Levantamiento de Fischer.

En la Tabla II se listan los sismos más importantes y sus principales características.

TABLA II: SISMOS MÁS IMPORTANTES DE LA REGION CENTRAL DE COSTA RICA

Año	Mes	Dia	Localidad	Prof, Km	Magnitud M_W
1821	mayo	10	San Gabriel	10	5.5
1834	junio		Cartago	10	5
1835	junio	10	Alajuela	5	5.4
1841	septiembre	2	Cartago	10	6.3
1842	marzo	21	Alajuelita	10	5.4
1851	marzo	18	Fraijanes	10	6
1888	diciembre	30	Fraijanes	10	5.8
1910	abril	13	Tablazo	12	5.2
1910	abril	13	Tablazo	12	5
1910	mayo	5	Terremoto Cartago	9	6.4
1911	agosto	29	Toro Amarillo	8	6.1
1912	febrero	21	Tres Rios	5	5.2
1912	junio	6	Sarchí	10	6.2
1916	abril	24	San Ramón	80	7.4
1924	marzo	4	Orotina	15	7
1924	marzo	11	Savegre-Naranjo		6.2
1939	diciembre	21	Aranjuez de Puntarenas	75	7.3
1939	diciembre	22	Turrubares	70	6.8
1939	diciembre	26	San Mateo	85	6
1940	octubre	27	Turrubares	45	6.8
1940	octubre	5	Parrita	40	6.2
1951	agosto	22	Paraíso	3	5.2
1952	diciembre	30	Patillos	5	6
1955	septiembre	1	Toro Amarillo	3	5.8
1956	julio	19	Savegre-Naranjo	93	6
1956	julio	19	Savegre-Naranjo	81	6.2
1961	mayo	23	Subducción	100	5.9
1983	julio	3	Buenavista	12	6.2
1988	enero	31	Sur de Cartago	4	5
1988	marzo	2	Herradura	1	5.1
1989	febrero	26	Fila Bustamante	2	5
1990	marzo	25	Cubano	4	7.1
1990	marzo	25	Réplica Cubano	23	7
1990	diciembre	22	Piedras Negras	5	6
1990	diciembre	22	Réplica Piedras Negras	5	5.1
1992	marzo	7	Naranjo	85	6
1995	enero	20	Tivives		6.8
2004	noviembre	20	Damas, Quepos	25	6.2

5 METODOLOGIAS PARA LA EVALUACIÓN DE LA AMENAZA SISMICA

Al igual que en la evaluación de otras amenazas naturales, la cuantificación de la amenaza sísmica se divide en dos etapas: la caracterización del fenómeno que genera la amenaza, en este caso mediante los tamaños y la ubicación de los sismos, y luego la determinación de los efectos que estos eventos pueden tener en el sitio de estudio, particularmente los movimientos fuertes del terreno con capacidad destructiva.

Existen dos enfoques principales para la evaluación de la amenaza sísmica: el determinístico y el probabilístico. Este estudio fue realizado con el enfoque probabilístico. La metodología probabilística de amenaza sísmica representa el estado del arte para la evaluación de la amenaza sísmica. Para etapas preliminares de pre y factibilidad de proyectos ingenieriles, el enfoque determinístico proporciona un enfoque muy sencillo y transparente para estimar las solicitaciones dinámicas a esperarse en un sitio.

La metodología probabilística de amenaza sísmica ha sido adoptada por la comunidad ingenieril y es requerida por agencias reguladoras como la Comisión Reguladora Nuclear de los EEUU para el diseño, y es recomendada por entes de investigación como el 'Electric Power Research Institute'. El ATC-34 (1995) en su análisis crítico de los enfoques actuales de diseño sismo-resistente concluye que la metodología probabilística es por preferencia la metodología para la evaluación de la amenaza sísmica.

En un estudio probabilístico se toman en cuenta todas las fuentes actuando en conjunto sobre el sitio, cada una con su respectiva actividad sísmica. Para integrar simultáneamente la sismicidad de todas las fuentes en el sitio, hay que definir no solamente la ubicación de las fuentes sismo-genéricas y sus asociados sismos máximos, sino que también hay que definir modelos estocásticos para la ocurrencia en el tiempo de los sismos, y estadísticos para la distribución de magnitudes. La integración requiere también de relaciones de atenuación, que traducen las características del sismo en la fuente a los efectos en el sitio. Expresando los resultados como probabilidades de excedencia de los diferentes niveles de movimientos del terreno, como se hace en un análisis probabilístico, se da al diseñador la oportunidad de escoger una solicitación dinámica que represente a su juicio, el mejor balance entre costos y riesgo. Con esta metodología se pueden escoger probabilidades de excedencia para las cargas dinámicas que son congruentes con las otras solicitaciones de diseño de la estructura, haciendo este enfoque óptimo para etapas de diseño de proyectos ingenieriles.

A diferencia de un análisis de amenaza sísmica determinístico donde solo se toma en cuenta un evento de entre todas las fuentes sísmicas, supuestamente 'el peor'; en un estudio probabilístico se toman en cuenta todas las fuentes actuando en conjunto sobre el sitio. También a diferencia de la metodología determinística, con la metodología probabilística se puede evaluar la probabilidad de que el movimiento del terreno exceda un cierto valor durante un lapso determinado. Adicionalmente, en un estudio de amenaza sísmica probabilística se puede utilizar un enfoque de árbol de lógica, en el cual varios modelos o casos sísmicos contribuyen a los resultados con una ponderación que

representa su verosimilitud. La incertidumbre en los resultados consecuentemente también se puede evaluar.

El fenómeno de generación de terremotos y los efectos que éstos pueden causar en un sitio es muy complejo y todavía evade un modelaje analítico detallado y efectivo. En la descripción y predicción del comportamiento del fenómeno hay incertidumbre inherente por su complejidad, e inducida al aplicar algoritmos matemáticos inadecuados o bases de datos incompletas o no relevantes. El procedimiento probabilístico trata de evaluar la incertidumbre, que no es posible en uno determinístico. El sentido de seguridad que se podría tener aplicando criterios conservadores en un enfoque determinístico es muy arbitrario.

Se define amenaza sísmica como la probabilidad de que ocurra un evento adverso debido a la ocurrencia de un sismo. Riesgo sísmico por su parte, se define como la probabilidad de pérdida (cuantificable en pérdidas de vidas humanas y/o unidades monetarias) debido a la amenaza sísmica. Para este segundo concepto, hay que evaluar la amenaza sísmica y el comportamiento que sus efectos (vulnerabilidad sísmica) inducen en el bien en cuestión. Este bien puede ser una estructura, ciudad, región, complejo energético u otra obra civil importante. Una vez que se conoce el comportamiento sísmico de la estructura o sistema, se pueden evaluar las posibles pérdidas económicas. Se hace la salvedad que este es un estudio de amenaza sísmica en este contexto.

Para tomar en cuenta la modificación que puede generar las diferentes características geotécnicas del sitio en el movimiento fuerte del terreno que se determine como 'solicitación dinámica', este estudio elaboró los espectros de diseño para las estructuras para los tipos de sitio más comunes. Estos cuatro tipos de sitio son muy similares a los tipos de sitio que la mayoría de los códigos sismo-resistentes consideran para la generación de espectros de diseño y son los que se definen en el Código Sísmico de Costa Rica (2002). Al generar espectros para estos cuatro tipos de sitio, el movimiento fuerte del terreno que se determinó como solicitación de diseño en este estudio se modifica en magnitud y contenido de frecuencia como se puede comprobar de las diferencias de los espectros mostrados en la Sección 7.2.

Para sitios con características geotécnicas muy pobres, como por ejemplo los suelos colapsables, arcillas muy blandas, turbas orgánicas, arenas muy sueltas, o suelos susceptibles a la licuefacción, se puede requerir un estudio de respuesta dinámica para determinar la modificación del movimiento fuerte del terreno (en la amplificación y contenido de frecuencias del movimiento) debido a la presencia de estos depósitos. Estos depósitos tienen que tener características geotécnicas peores para los 30 m superficiales, que los cuatro tipos de sitio que describe el CSCR.

5.1 PASOS DE LA METOLOGIA PROBABILISTICA DE AMENAZA SISMICA

Cornell (Cornell, 1968) delineó los cuatro pasos de la metodología probabilística en su publicación germinal de 1968. Estos se muestran gráficamente en la Figura 13 y se describen brevemente a continuación:

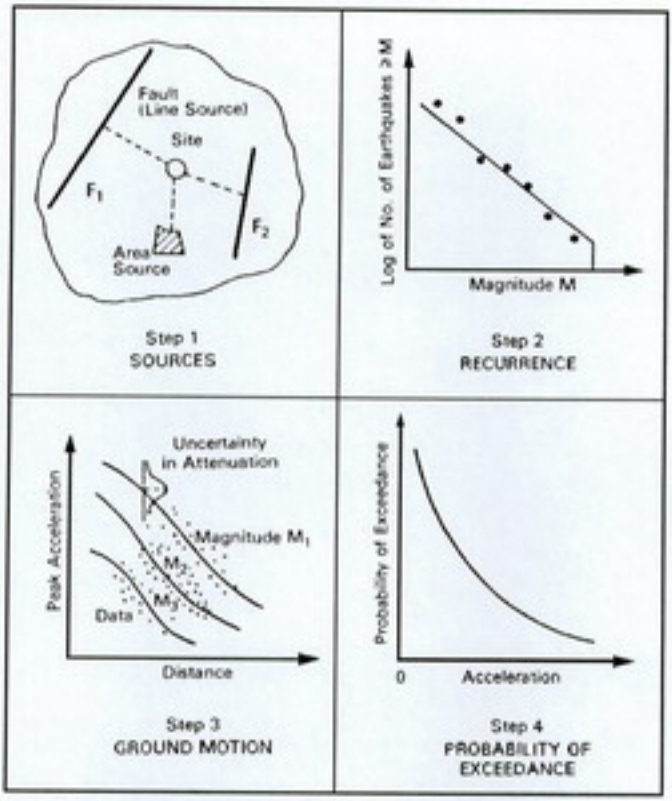


Figura 13: Pasos para determinar la amenaza sísmica para un Proyecto con la metodología probabilística (Tomado de Reiter, 1990).

5.1.1 Identificación y Delimitación de las Fuentes Sísmicas

Las fuentes sísmicas pueden ser desde fallas claramente estudiadas y delineadas hasta estructuras geológicas difusas y poco entendidas, pero asociadas de alguna manera a modelos tectónicos o sismicidad. Las configuraciones de las fuentes pueden ser puntos, líneas, áreas o volúmenes. Esta tarea requiere estudiar los modelos sismo-tectónicos propuestos por los sismólogos, y analizar los catálogos de registros de eventos sísmicos, y la información geológica y geofísica disponible para el sitio. Entre más información se tenga, mejor la determinación de las fuentes que se puede hacer.

5.1.2 Determinación de la Actividad en cada una de las Fuentes

La actividad sísmica se evalúa en términos de la ocurrencia del número de eventos sísmicos (de todas las magnitudes) y la frecuencia de ocurrencia de los niveles de

magnitudes que se generan en una fuente en un lapso. Se requiere adoptar un modelo estocástico de ocurrencia de eventos y un modelo probabilístico de distribución de magnitudes. Para evaluar estadísticamente los parámetros de estos modelos se cuenta con los catálogos de eventos sísmicos. Es importante que éstos sean homogéneos, precisos, completos, y preferiblemente de largo período de observación.

5.1.3 Establecimiento de una Relación de Atenuación

En este paso se determina el efecto que el sismo generará en el sitio, utilizando relaciones de atenuación. Una relación de atenuación es una expresión matemática que predice el movimiento del terreno (usualmente expresado como aceleración pico o intensidad sísmica, pero también puede ser velocidad pico, velocidad, o aceleración espectral, u otros), en un sitio debido a la ocurrencia de un sismo en una fuente. Los parámetros que generalmente interfieren son: la magnitud para cuantificar el sismo, y la distancia (por lo general epicentral o hipocentral) para caracterizar el efecto del recorrido fuente-sitio. Se han propuesto varias fórmulas de atenuación en la literatura mundial para diversas condiciones y regiones (Campbell, 1985, Abrahamson et al, 1997, Douglas 2004). La relación de atenuación utilizada deberá predecir las observaciones de movimientos fuertes del terreno para la región en estudio.

5.1.4 Integración de los Efectos experimentados en el Sitio, Producto de los Eventos Sísmicos en las Fuentes

Esta integración tiene que tomar en cuenta la ubicación y geometría de las fuentes con respecto al sitio, su actividad, y relaciones de atenuación para traducir la ocurrencia de sismos en las fuentes como movimientos del terreno en el sitio. Formulado matemáticamente, se busca la probabilidad de que la aceleración pico (en caso de que este parámetro sea el que identifique al movimiento del terreno) exceda un cierto valor 'A' en un lapso 't'. Se calcula como el producto de la probabilidad de que un evento de magnitud 'M' a una distancia 'R' ocurra en un tiempo 't', y la probabilidad condicional de que dado este evento, la aceleración exceda 'A'. (Cornell, 1968) propuso un método manual para ejecutar este cálculo, pero obviamente se han desarrollado varios programas de computadora para ejecutar esta tarea (Mc Guire, 1976, 1995).

6 EVALUACION PROBABILISTICA DE LA AMENAZA SISMICA

6.1 IDENTIFICACION Y DELIMITACION DE LAS FUENTES SISMICAS

Dentro de una zona es posible localizar varias fuentes sísmicas originadas por un sistema tectónico regional. Por lo tanto se definirá como *fuente sísmica* a aquella área que cuenta con varias fuentes sísmicas originadas por un mismo accidente o sistema tectónico. Estas fuentes producen sismos y mecanismos de ruptura de magnitudes similares. La mayoría de las fuentes sísmicas fueron tratadas como áreas sísmicas de gran extensión. Estas fueron delineadas de acuerdo a la información sismo-tectónica más reciente y la ubicación de los sismos en los catálogos de sismos del área. En este estudio se subdividen las fuentes sísmicas en dos grandes categorías: las asociadas al proceso de subducción, y las fuentes sísmicas asociados a los restantes procesos, que son corticales y someras.

6.1.1 Fuentes Sísmicas Asociados al Proceso de Subducción

Las fuentes sísmicas asociadas al proceso de subducción contribuyen de manera importante en la cuantificación de la amenaza sísmica del área de estudio. El proceso de subducción se subdividió en 8 áreas sísmicas a diferentes profundidades. Estas se muestran en la Figura 14 y sus características se detallan en las Tablas III y VI A.

TABLA III
CARACTERÍSTICAS DE LAS ÁREAS SÍSMICAS
ASOCIADAS AL PROCESO DE SUBDUCCIÓN

NOMBRE DEL AREA	ACTIVI-DAD (%)	N/km^2 $\times 10^{-5}$	SISMO MÁXIMO (M_w)	PROFUN-DIDAD (km)	VALOR 'a'	VALOR 'b'
Nicoya 24	22.07	11.59	7.7	24	4.17	0.90
Nicoya 51	7.74	4.68	7.7	51	3.31	0.81
Norte 88	3.50	1.74	7.7	88	4.54	1.16
Central 62	13.76	5.30	7.5	62	3.65	0.83
Caribe 39	3.50	2.22	7.7	39	2.65	0.74
Sur 37	27.78	7.38	7.7	37	3.73	0.78
Quepos 38	14.09	6.23	7.5	38	3.21	0.73
Dorsal 17	7.56	4.59	7.7	17	5.01	1.19
Total	100.0					

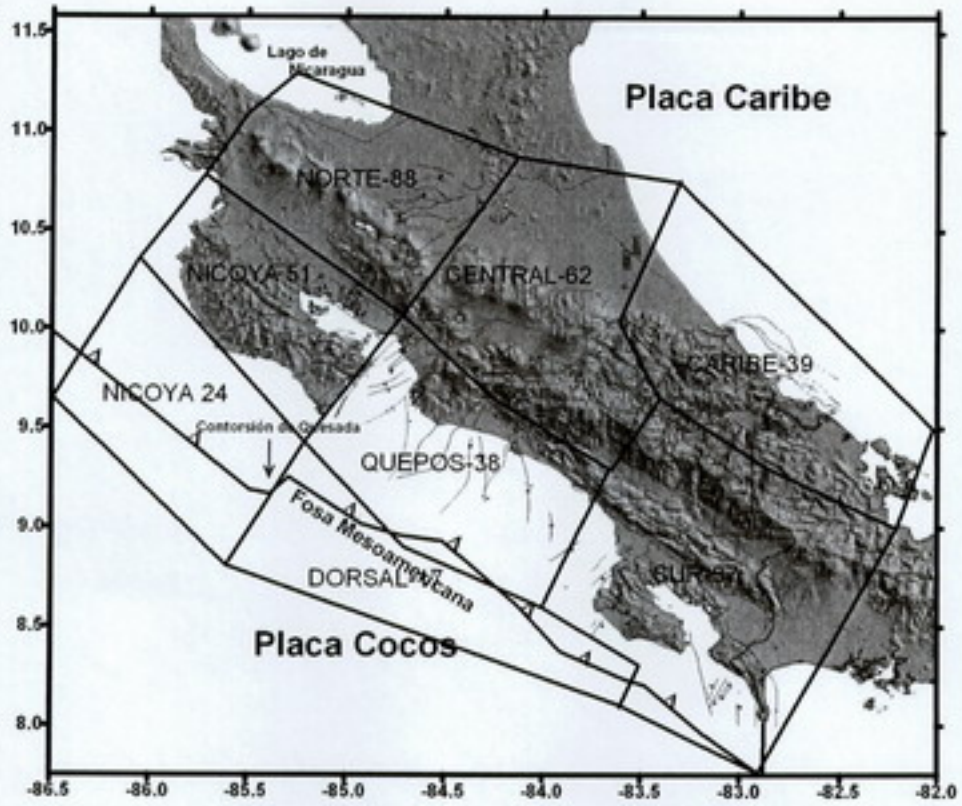


Figura 14: Fuentes Sísmicas de Subducción

La ***Actividad*** de las fuentes se calculó como el porcentaje (con respecto al total de las fuentes de subducción) del número de sismos de magnitud (M_W) mayor o igual a 4.5 que se espera ocurran durante un año en cada una de las fuentes de subducción.

Las áreas Nicoya 24 y Dorsal 17 se ubican a lo largo de la Trinchera Mesoamericana, a las profundidades someras de 24 y 17 Km, respectivamente. La fuente más activa de subducción es la Sur 37 que contiene la actividad de la Zona de Fractura de Panamá y Nicoya 24 es casi tan activa como esta primera, aportando casi el 50 % de la actividad entre ambas. Las próximas fuentes más activas son Quepos 38 y Central 62, y entre las cuatro más activas tienen casi un 80 % de la actividad total de las fuentes de subducción.

El límite NE – SW, transversal a la Fosa Mesoamericana, entre Nicoya 24, Nicoya 51 y Norte 88 por un lado y Dorsal 17, Quepos 38 y Central 62 al otro lado, fue determinado con base en la evidencia existente de una disrupción en el proceso de subducción en esta zona, la Contorsión de Quesada (Protti, 1991, y Laporte et al. 1994). Las tres fuentes hacia

el noroeste definen en profundidad y actividad la interacción generada al subducirse la corteza de la placa Cocos. Las tres fuentes hacia el sureste evidencian que el buzamiento de la placa Cocos es mucho menor.

La actividad sísmica a mayor profundidad de 25 km para la región sur y este del país está incluida en las áreas sísmicas Caribe 39 y Sur 37, Osa 38 a profundidades ente 39 y 37 km, que no definen un proceso de subducción claro sino que la sismicidad de un proceso de colisión frontal de placas y la remanente de los procesos corticales someros.

En la zona norte de Costa Rica se delineó un área sísmica en donde se ubicó la actividad más profunda del proceso de subducción (Norte 88). En esta región se encuentran sismos de profundidades mayores a 100 km (Laporte et al., 1994), apoyando la tesis antes descritas, que el buzamiento es mayor cuanto más al norte de Costa Rica, y que a partir del centro del país el proceso de subducción se indefine. La actividad del área sísmica Norte 88 es la más baja de las fuentes de subducción.

En la Tabla III se muestra el valor de $N/km^2 \times 10^{-5}$ para cada una de las fuentes de subducción; este valor representa un valor de 'N' normalizado por unidad de área para cada una de las fuentes. La actividad que se muestra en la segunda columna de la Tabla III representa la contribución total de cada una de las fuentes a la integración de la amenaza sísmica, pero con el valor de $N/km^2 \times 10^{-5}$ es que se puede hacer una comparación real del nivel de actividad entre fuentes. Se puede apreciar que la fuente más activa es Nicoya 24 seguida por Sur 37, Quepos 38 y Central 62.

6.1.2 Fuentes Sísmicas Someras

Generalmente la presión que se produce como efecto de la deformación y el movimiento de las placas, genera una deformación primaria de segundo orden a profundidades bajas (0-25 km), que origina la aparición de fallamientos inversos y transcurrentes que pueden ocasionar sismos de considerables proporciones, como por ejemplo los terremotos de Cóbano (25 de marzo de 1990) y Limón - Telire (22 de abril de 1991). Estos son los procesos asociados cuyas estructuras se han ubicado en áreas sísmicas someras corticales.

El territorio costarricense todo se cubrió con 10 fuentes sísmicas someras (Figura 15), debido a que en cualquier sitio existe la posibilidad de la existencia de una estructura sísmicamente activa, producto del marco tectónico anteriormente comentado. Estas diez fuentes son: Norte, Guanacaste, Nicoya, Herradura, Quepos, Central, Poás, Sur, Talamanca y Caribe. Estas áreas se denominan fuentes regionales someras.

Basándose en los datos sismológicos, geológicos, geofísicos e históricos, se subdividieron las fuentes sísmicas de Herradura, Guanacaste, Poás y Central en 12 áreas sísmicas menores que representan el mayor impacto a la integración amenaza sísmica por su cercanía al sitio. Estas se denominan fuentes sísmicas someras locales y se muestran en

la Figura 16 y son: Aranjuez, Cote - Chiripa, Tárcoles - Barranca, Candelaria, Puriscal, San Ramón, Volcán Viejo, Angel – Carbonera, Guápiles, Aguacaliente - Orosi y Jaris - Corralillo.

Las características de las 22 fuentes sísmicas someras se detallan en las Tablas IV, V, VI B y VIC.

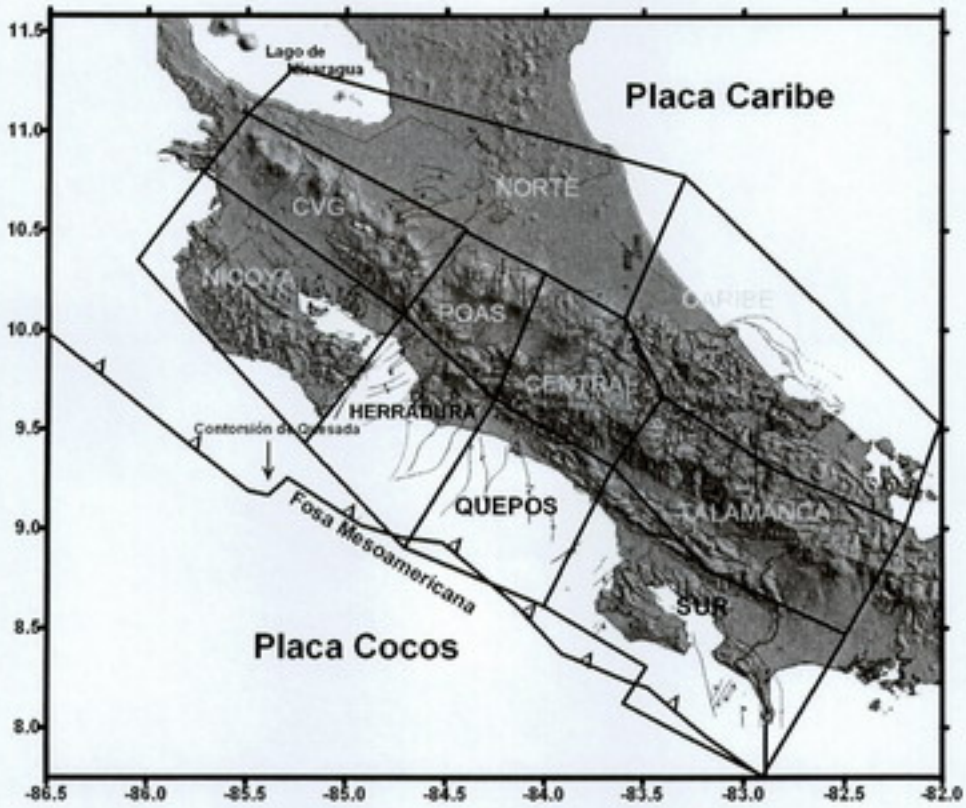


Figura 15: Fuentes Sismicas Regionales Someras

La ***Actividad*** de las fuentes se calculó como el porcentaje (con respecto al total de las fuentes corticales someras) del número de sismos de magnitud (M_W) mayor o igual a 4.5 que se espera ocurran durante un año en cada una de las fuentes someras. Para el caso de las fuentes sísmicas regionales someras esta actividad se calculó utilizando la fórmula de recurrencia Gutemberg Richter (Apartado 6.2). Para el caso de las Fuentes Herradura, Quepos, Poás y Central, un porcentaje de la actividad se mantuvo y el resto se trasladó a las fuentes locales someras que se ubican dentro de ellas. El valor de la ***Actividad*** refleja el aporte total de cada una de las fuentes a la integración de la amenaza sísmica para un

sitio. En la Tabla IV se muestra el valor de $N/km^2 \times 10^{-5}$ para cada una de las fuentes regionales someras, al igual que para las fuentes de subducción, este valor representa un valor de 'N' normalizado por unidad de área para cada una de las fuentes, y con este valor se puede hacer una comparación real de la actividad entre las fuentes sin importar su tamaño.

TABLA IV
CARACTERÍSTICAS DE LAS ÁREAS SÍSMICAS REGIONALES SOMERAS

NOMBRE	Act 1 %	Act 2 %	SISMO MAXIMO M_w	$N/km^2 \times 10^{-5}$	VALOR *'a'*	VALOR *'b'*
Nicoya	5.23	5.51	7.0	4.17	4.61	1.11
Guanacaste	2.62	2.37	6.8	4.58	3.07	0.80
Norte	3.62	3.81	6.5	2.17	4.18	1.05
Caribe	9.73	10.25	7.7	4.96	4.07	0.93
Talamanca	7.91	8.33	6.5	6.64	4.97	1.15
Sur	37.42	39.43	7.7	22.43	4.16	0.82
Quepos	12.98	13.67	7.7	14.83	4.33	0.96
Central	2.44	2.06	7.2	6.93	3.77	0.93
Herradura	4.82	4.06	7.5	7.67	3.80	0.91
Poas	0.59	0.47	7.0	6.38	3.33	0.88
Total	87.35	89.97				

Las Actividades 1 y 2 de las Tablas IV y V reflejan precisamente los escenarios utilizados para el cálculo de la actividad de las fuentes locales someras.

TABLA V
CARACTERÍSTICAS DE LAS ÁREAS SÍSMICAS LOCALES SOMERAS

NOMBRE	Act 1 %	Act 2 %	SISMO MAXIMO M_w	VALOR *'a'*	VALOR *'b'*
Aranjuez	1.65	0.99	6.5	3.21	0.91
Cote - Chiripa	0.69	0.59	6.7	2.11	0.75
Tárcoles - Barranca	0.54	1.69	7.5	3.94	1.18
Candelaria	1.13	1.02	7	4.08	1.14
Puriscal	2.65	0.63	7	3.73	0.98
San Ramón	0.76	0.63	6.7	3.19	0.98
Volcán Viejo	0.39	0.31	6.5	2.45	0.88
Angel - Carbonera	0.70	0.78	7	2.79	0.90
San Miguel	0.49	0.31	6.5	3.13	1.01
Guápiles	1.67	1.28	7.5	3.17	0.90
Aguacaliente-Orosi	1.47	1.03	7.2	2.35	0.73
Jaris - Corralillo	0.50	0.77	6.5	3.05	0.99
Total	12.65	10.03			

Debido a que algunas fuentes son de áreas pequeñas o hay poca sismicidad registrada dentro de las mismas, no siempre se puede hacer un cálculo directo de los parámetros sísmicos para las fuentes locales corticales someras. Esto implica para estas condiciones, que hay que adoptar los parámetros 'a' y 'b' (o solo el parámetro 'b') de las áreas regionales someras para las fuentes locales. La evaluación de los parámetros de recurrencia sísmica se comentará en el apartado 6.2. Para cubrir la incertidumbre en este cálculo se incluyeron dos casos de actividad que conlleva dos maneras de evaluar parámetros 'a' y 'b' para las fuentes locales.

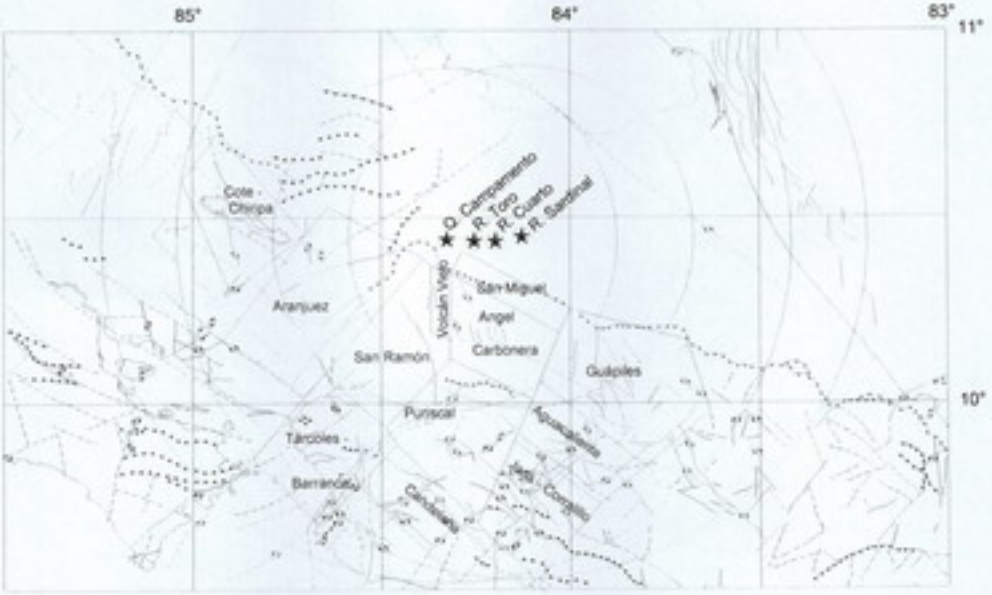


Figura 16: Fuentes Corticales Locales Someras. Los sitios de integración se muestran rodeados, el más al oeste y el más al este, por círculos de radios de 50 y 100 Km.

Por su valor de N/km^2 las áreas sísmicas regionales someras más activas son Sur, y Quepos. Siguiendo en actividad, pero considerablemente menos activas son Herradura, Central, Talamanca y Poás. Si tomamos en cuenta su tamaño, y se comparan las 'actividades' de las fuentes, la fuente Sur sigue siendo la más activa. Al comparar los valores de N/km^2 de las fuentes de subducción y las fuentes corticales someras, las dos fuentes más activas son someras: primero la Sur, y la Quepos. La más activa de las de subducción, Nicoya 24 les sigue luego. Las dos fuentes menos activas son la Norte 88 y la Norte somera.

Se puede observar de las Tablas IV y V que en el primer escenario de actividad las fuentes locales someras aportan un 13 % de la actividad sísmica somera y en el segundo escenario solo un 10 %.

TABLA VI PROFUNDIDADES DE LAS FUENTES SÍSMICAS			
NOMBRE	**Profundidad Somera, Km (media – ½ σ)**	**Profundidad Media, Km (media)**	**Profundidad Profunda, Km (media + ½ σ)**
ÁREAS DE SUBDUCCIÓN (A)			
Nicoya 24	20	24	28
Nicoya 51	35	51	68
Norte 88	61	88	116
Central 62	50	62	75
Caribe 39	27	39	51
Sur 37	30	37	44
Quepos 38	29	38	47
Dorsal 17	11	17	23
ÁREAS REGIONALES CORTICALES SOMERAS (B)			
Nicoya	7	10	14
Guanacaste	7	10	14
Norte	8	11	15
Caribe	6	9	12
Talamanca	7	10	14
Sur	4	8	12
Quepos	7	10	13
Central	5	8	11
Herradura	7	10	14
Poás	6	8	11
ÁREAS LOCALES CORTICALES SOMERAS (C)			
Aranjuez	6	9	13
Cote Chiripa	7	10	13
Tárcoles - Barranca	5	8	12
Candelaria	5	8	11
Puriscal	5	7	10
San Ramón	5	8	11
Volcán Viejo	4	7	10
Angel - Carbonera	5	8	12
San Miguel	6	10	14
Guápiles	4	7	10
Aguacaliente-Orosi	5	7	10
Jaris - Corralillo	6	8	11

La actividad de las fuentes someras regionales Guanacaste, Central, Herradura y Poás se redujo, de su actividad total a un 70 - 60 %, 50 – 40 %, 75 – 60 % y 20 – 15 %, respectivamente para los casos de actividad 1 y 2. El resto de la actividad se trasladó a las áreas locales que se ubican en ellas. La actividad mostrada en la Tabla IV es la actividad contemplando esta reducción, por lo que es más baja en las cuatro regionales donde se ubican fuentes locales.

Las dos diferentes actividades representan los siguientes posibles escenarios sísmicos para las fuentes locales. En el caso de Actividad 1, para todas las fuentes locales someras, se pudo calcular los parámetros 'a' y 'b'. En caso de Actividad 2, los parámetros 'b' de las fuentes locales someras se adoptaron como los parámetros de las fuentes regionales donde éstos se ubican, luego el cálculo del parámetro 'N' se realizó como un porcentaje del valor de 'N' de la fuente regional.

Tanto las magnitudes máximas como las profundidades de las fuentes sísmicas fueron calculadas a partir del catálogo de sismos. De las profundidades registradas en cada una de las diferentes fuentes, se calcularon la media y la desviación estándar. En la integración de la amenaza sísmica se utilizaron tres diferentes valores de profundidad para cada una de ellas. El valor somero, medio y profundo de las profundidades se muestra en la Tabla VI para todas las fuentes y representan respectivamente la media menos la mitad de la desviación estándar, la media y la media más la mitad de una desviación estándar de los datos registrados en cada una de las fuentes.

A continuación se describen cada una de las fuentes sísmicas someras y las evidencias tectónicas y sismológicas de sus respectivas actividades.

FUENTE SÍSMICA SOMERA REGIONAL NORTE

En la zona norte del país se ubica la fuente sísmica somera con una de las menores actividades sísmicas por unidad de área de todo el país. Pese a que se han identificado algunos rasgos morfotectónicos, la actividad sísmica registrada es baja (Figuras 9, 10 y 19). Entre estos rasgos se encuentran la falla Cuaternaria San Carlos y las fallas paleotectónicas Río Toro y Recreo, de acuerdo al Atlas Tectónico de Costa Rica (Denyer et al, 2003). En términos generales se puede referir a esta región como una depresión estructural (graben), limitada al suroeste por el arco volcánico. Incluye las Cuencas de San Carlos y Limón, la primera extensional y la segunda, considerada por Astorga et al (1991), como una cuenca marginal, tectónicamente pasiva.

FUENTE SÍSMICA SOMERA REGIONAL NICOYA

La actividad de las fallas corticales en la península de Nicoya se incluyó en la fuente sísmica del mismo nombre. Pese a que se observan varios rasgos tectónicos y sismológicos, sólo las fallas cercanas a la desembocadura del Río Tempisque han experimentado sismos de consideración. El Atlas Tectónico de Costa Rica (Denyer et al, 2003), la evidencia física en el campo y las fotografías aéreas y de satélite han sugerido que las fallas como la Carbonal, Tempisque, Sardinal, Río Montaña, Palo Verde y Limones-Cañas; y zonas con actividad sísmica importante como el Golfo de Papagayo son los rasgos que presentan mayor actividad. Los movimientos fuertes del terreno experimentados en la Península de Nicoya han sido en su mayoría producto de sismos de subducción. Generalmente estos sismos tienen sus epicentros en el mar, y algunas veces en la península, y son someros por su cercanía a la fosa Mesoamericana.

FUENTE SÍSMICA SOMERA REGIONAL GUANACASTE

En esta fuente sísmica se incluye la sismicidad asociada principalmente a la Cordillera Volcánica de Guanacaste y la Cordillera de Tilarán. En esta fuente sísmica se incluyen varias fallas que han generado sismos destructivos como las Fallas Cote-Arenal, Chiripa, y Bagaces. El Atlas Tectónico de Costa Rica (Denyer et al, 2003) muestra en el extremo noroeste de esta área sísmica las fallas Cuaternarias Caño Negro, Rincón de la Vieja, Guayabo, Tenorio, Bijagua y la Falla Liberia. De estas últimas, la Falla Caño Negro es la que ha estado más activa recientemente, ya que se le ha asociado los enjambres sísmicos de 1984 y 1987 y en enero de 2002 se registró un sismo de 5.4 (M_S) y más de 150 réplicas de magnitudes menores a 4.1 durante las 12 horas posteriores al evento principal (Taylor y Barquero, 2002) Varios investigaciones indican que los sistemas Bagaces-Fortuna, Liberia, Borinquen-Pailas, Caño Negro, Río Naranjo-Bijagua, son los que pueden reactivarse en el futuro cercano generando sismos de consideración. Las principales características de los sismos son que tendrán profundidades cercanas a los 10 km y las magnitudes M_W máximas estarán entre los 6.5 y 7.0 grados. Desde el año 1997 y especialmente a partir del año 2000, la actividad sísmica ha aumentado en toda la cordillera de Guanacaste y prueba de ello es la ocurrencia de varios enjambres sísmicos en Miravalles, Bijagua, Las Pailas y Tierras Morenas (Taylor, W. 2001, 2002, 2003 y 2004).

La Falla Bagaces es responsable de los terremotos de Bagaces de 1935 (M_S = 5.8) y 1941 (M_S = 6.0), que causaron intensidades máximas MMI VII y VIII, respectivamente, y de profundidades someras (Montero y Alvarado, 1988). La Falla Cote-Arenal es una falla semi-curvilínea de rumbo NW-SE hasta WNW-SSE, que se extiende por más de 20 km con el bloque sur descendido (falla normal). Se le ha asociado el evento sísmico de la Laguna de Cote de octubre de 1911 (M_W= 6.5). A unos 7.3 km de la presa Arenal, por el camino hacia Nuevo Arenal, se observó un extenso afloramiento de esta falla que afecta a toda la secuencia de tefras del volcán Arenal de los últimos 3000 años (Alvarado, 1988).

La Falla Chiripa ha sido estudiada con gran detalle ya que se le asocia el Terremoto de Tilarán del 14 de abril de 1973 (M_W = 6.5) (Montero, 1986). Se describe como una falla de desgarre lateral derecho orientada NNW-SSE de unos 20 km de longitud; tanto en el campo como en fotografías áreas se observan una serie de alineamientos discontinuos y trincheras de falla que se extienden hasta la Laguna de Cote en el noroeste, donde se une e interactúa en forma compleja con la Falla Cote-Arenal (Montero, 1986). Este fallamiento está asociado con la deformación cortical que resulta de los esfuerzos compresivos regionales de rumbo NE originados por el proceso de subducción (Climent y Barquero, 2001).

Hacia el sureste del Lago Arenal se encuentran varias fallas Cuaternarias como la Danta, Javillos-Peñas Blancas y Aranjuez, que muestran características geomorfologías y neotectónicas de su potencial sismo genérico, por ejemplo la falla Danta ha afectado la secuencia de tefras del Volcán Arenal. También se ubican en esta región las fallas Zapotal, Chachagüita y Cañas.

FUENTE SÍSMICA SOMERA REGIONAL HERRADURA

Esta fuente representa la parte oeste de la FTCR o el CDCCR, que termina al sur de la Península de Nicoya. Está compuesta por varias fuentes sísmicas de tipo transcurrente con componente inversa que puede generar sismos de gran magnitud. Los terremotos del 20 de enero de 1905 (M_S= 6.8), 4 de marzo de 1924 (M_S= 7.0), 22 de diciembre de 1939 (M_S= 6.8) y el terremoto de Cóbano (25 de marzo de 1990, M_S= 7.0), caracterizan un sistema de este tipo.

Montero (2001) observa que en antearco Pacífico central existe un sistema de fallas con rumbos NE a N que incluyen las Fallas Barranca, Jesús María, Mata de Limón, Tárcoles, Bijagual, Herradura, Delicias, Parrita, Paquita, Quepos y Tulín con desplazamiento entre normal y normal sinestral. Estas inician en el sector oceánico y continúan en la margen terrestre. La Falla Barranca la asocia Montero (1999) con un enjambre sísmico que ocurrió en junio de1978.

En la región Esparza – Orotina se ha relacionado la gran profundidad de los valles principales y zonas alternamente de levantamiento y de hundimiento con las fallas Barranca, Jesús María, Tárcoles y el sistema Bijagual (Montero, 2001). Corrigan et al (1990) y Fernández et al (1997) (en Montero, 2001) proponen la existencia de una falla en la entrada del Golfo de Nicoya, de rumbo NE y casi paralela y muy cerca de la línea de costa sureste de la Península de Nicoya y que podría ser la extensión de la Falla Barranca. Corrigan et al la relacionaron con la indentación de la Serranía de Cocos durante el proceso de subducción, y desplazaría la Cuenca Nicoya en sentido sinestral. Montero (1999) considera que estas fallas representan el límite oeste del CDCCR, pero Fisher et al (1998) y Protti (1994) consideran que estas fallas son controladas por el proceso de subducción, especialmente el mecanismo generado por los montes del fondo marino al incorporarse a la zona de Benioff.

En el extremo noreste de esta fuente, corre la falla Candelaria con rumbo NW-SE. Esta falla de casi 40 Km de longitud, de acuerdo al Mapa Tectónico de Costa Rica (Denyer et al., 2003) tiene rumbo NW-SE con un movimiento de desplazamiento de rumbo dextral. Montero afirma (2001) que no se ha demostrado que la Falla Candelaria esté sísmicamente activa aunque algunos temblores se han ubicado cerca de su traza.

FUENTE SÍSMICA SOMERA REGIONAL POÁS

En esta fuente sísmica se ubica el sector oeste del Valle Central, el sector noroeste de la Cordillera Volcánica Central y el extremo este de la Cordillera de Tilarán. Del análisis sísmico reciente de la región central de Costa Rica, se puede observar una distribución de eventos dentro de un sistema de fallas principales localizadas tanto en la parte norte como en la parte sur de esta área sísmica. Estos sistemas tienen orientación preferenciales N-S, NW-SE y NE-SW y son de dimensiones pequeñas a moderadas (menos de 20 Km), sin embargo, por su gran actividad y superficialidad, son importantes por los daños que pueden ocasionar a las ciudades y poblaciones cercanas. Montero (2001) ubica aquí una gran cantidad de fallas que forman parte del CDCCR que han sido estudiadas en detalle por su cercanía a los centros de población más importantes del país. Las que han tenido más actividad recientemente son las de la zona de Puriscal y la Falla Virilla. Montero et al., (1991) realizaron un estudio neotectónico detallado de la zona de Puriscal después del

enjambre sísmico de 1990 que sufrió la zona. Históricamente, las fuentes sísmicas que se definieron habían presentado una baja actividad sísmica. Se pueden mencionar la falla Víbora, el sistema de fallas San Antonio, la falla Virilla y algunos otros alineamientos como el de Jateo, Desamparaditos y Barbacoas, como responsables de esta actividad.

La Falla Alajuela se extiende por 20 Km desde la ciudad de Grecia en Alajuela hasta la ciudad de Santa Bárbara de Heredia. Se expresa claramente en la morfología del terreno al originar un escarpe pronunciado con 150 a 200 m de altura. Borgia et al. (1990) sugieren que es una falla inversa que termina al sur con un pliegue delantera. Se le han asociado tres sismos históricos a esta falla. El primero fue en 1772 de magnitud estimada de 5.5 – 6.0. Los otros ocurrieron en marzo de 1851 con una magnitud de 6.0 y en diciembre de 1888 con una magnitud de 5.8.

Aunque en la parte norte del Valle Central se han descrito algunas fallas activas, es difícil asociar los sismos importantes de los años 1888, 1851, 1911, 1912 y 1955 a alguna de ellas. En 1982 se produjo un enjambre sísmico en el flanco este del Volcán Poás, que fue registrado por instrumentos de la aquella entonces incipiente RSN. Los sismos fueron sentidos principalmente en Vara Blanca, su magnitud máxima fue 3.3, y las profundidades andaban en el rango de 5 Km (Alvarado y Climent, 1985).

En la zona del Volcán Poás se han observado varias fallas bien desarrolladas y patrones de fracturas y fallas, con patrones de fallamiento predominantemente orientados NNW, como las fallas Carbonera y Ángel (Barquero, 1995). Esta predominancia en el rumbo de los sistemas de fallamiento podría estar relacionada al alineamiento de varios conos volcánicos en el sentido N-S, como Poás, Congo, Hule y la Laguna Río Cuarto (Alvarado y Climent, 1985).

FUENTE SÍSMICA SOMERA REGIONAL CENTRAL

La fuente sísmica Central se orienta a lo largo del sector este del Valle Central. Incluye el área comprendida desde el Valle del Guarco por el este y sus importantes sistemas de fallas y en el extremo este se incluyen tanto los sistemas de fallas del macizo Irazú-Turrialba como las fallas al sur de San José. El sistema de Fallas Coris - Orosi es la fuente sísmica más importante de la parte sureste del Valle Central. Históricamente ha generado terremotos importantes, tales como el del 2 de septiembre de 1841 (M_S= 5.5), 4 de mayo de 1910 (M_S= 5.5), 21 de febrero de 1912 (M_S= 5.0) y 21 de agosto de 1951 (M_S= 5.0), que han causado serios daños a la infraestructura de las ciudades de Cartago, Tres Ríos, Curridabat, Paraíso y Orosi. Además los sistemas de fallas en el Valle del Guarco, como Aguacaliente, Orosi, y Navarro, en la área sísmica Central se incluyen las fallas Escazú - Higuito, Lara, Frailes, Jaris, Pejibaye – Atirro y Pacuare, al sur y sureste de San José.

En el extremo noreste de esta fuente se incluye el sector del Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica compuesto por las fallas inversas que Montero (2001) denomina Guápiles, Guácimo y parte de la Siquirres-Matina. Montero diferencia entre el límite de placas CDNP, zona bien definida, y el CDCR que es una ancha banda difusa de fracturamiento producto de un complejo estado de esfuerzos. Parte de las evidencias que

presenta Montero para diferenciar este sector de falla inversa con respecto a el CDNP es su cambio de rumbo al adentrarse en el Arco Interno: en general tiene una tendencia NWW SEE, pero se compone de curvas que bordean las estribaciones montañosas y luego el flanco norte de los macizos de los volcanes Turrialba e Irazú.

FUENTE SÍSMICA SOMERA REGIONAL CARIBE

Esta fuente está ubicada en el extremo este de la SFTCR o el CDCCR y comprende también el extremo oeste del Cinturón Deformado del Norte de Panamá (CDNP). Esta región está compuesta por un conjunto de fallas inversas que generan grandes terremotos como los del 24 de abril de 1916 (M_W= 7.1), 7 de enero de 1953 (M_W= 6.0), y el del 22 de abril de 1991 (M_W= 7.7). El terremoto de 1991 generó aceleraciones entre el 10 y el 30 por ciento del valor de la gravedad en el Valle Central. En esta zona también se ha observado un fallamiento secundario somero de desplazamiento de rumbo dextral. El CDNP se considera responsable del terremoto del 22 de abril de 1991.

FUENTE SÍSMICA SOMERA REGIONAL QUEPOS

En esta fuente sísmica se inicia el Sistema de Fallas Longitudinales de Costa Rica, que corren (NW-SE) paralelas a la Costa Pacífica, desde Quepos pasando por el Valle de Térraba, y terminando en la frontera con Panamá. Las evidencias tectónicas de actividad se encuentran en la fuente sísmica Sur. Esta fuente sísmica, junto con la Sur, son las más activas del territorio costarricense. El más reciente sismo de importancia generado de esta fuente fue el 20 de noviembre del año 2004 y tuvo una M_W= 6.2. Este sismo se le asocia a la Falla Damas, ubicada un par de kilómetros al oeste de la Falla Paquita.

Además de las fallas Cuaternarias anteriormente mencionadas, en esta área sísmica se ubican la falla paleo-tectónicas La Faralla, inversa y aproximadamente paralela a la costa. Al igual que el Sistema de Fallas Longitudinal de Costa Rica que se originaron por los mismos sistemas compresivos ocasionados por el empuje superficial generado por el proceso de subducción donde las montañas y rugosidades del fondo oceánico incrementan el nivel de esfuerzos. Mucha de la actividad registrada en esta fuente se debe a la sismicidad somera de subducción.

FUENTE SÍSMICA SOMERA REGIONAL TALAMANCA

Esta zona está poco estudiada por su difícil acceso, algunas estructuras sísmicas han sido identificadas en esta área pero la mayoría son paleotectónicas, como la falla inversa Chángena (parte del Sistema de Fallas Longitudinal de Costa Rica) y las fallas inferidas Kámuk y Salitre, también con rumbo NW-SE. Sin embargo, hacia el sur y el centro de esta fuente sísmica, cerca de la frontera con Panamá, se han realizado varios estudios sísmicos y geotectónicos relacionados con el proyecto hidroeléctrico Boruca del Instituto Costarricense de Electricidad. Ahí se han ubicado varias fallas Cuaternarias con rumbos aproximados N-S. Estas son las fallas Manchuria, Santa Clara, San Vito, Alturas, Lucha y Tigra. Auque no se muestran en el Atlas Tectónico de Costa Rica como continuando las fallas relacionadas con la Zona de Fractura de Panamá (Canoas, Media), sí pueden estar

relacionadas por su génesis. En esta parte de esta área sísmica se ha registrado la mayor sismicidad del área, incluyendo cuatro sismos mayores a magnitud 6 y uno mayor que 7.

FUENTE SÍSMICA SOMERA REGIONAL SUR

Esta fuente sísmica es la de mayor actividad sísmica de todo el país e incluye Punta Burica y la Península de Osa y la margen terrestre hacia el oeste, norte, y este que las rodea. También incluye una gran extensión oceánica al sur de las mencionadas penínsulas, donde se genera la sismicidad relacionada con el punto triple de unión de placas. En esta área sísmica el catálogo de sismos ha registrado 33 sismos mayores que 6 y 6 mayores que 7, incluyendo el terremoto de 1941 (M_S= 7.5). Esta fuente sísmica incluye las fallas Canoas, David, Zona de falla Media (ZFM), la Zona de Fractura de Panamá (ZFP), que son la expresión terrestre del punto triple de convergencia entre las placas Cocos, Caribe y Nazca con gran potencial destructivo. Estas pasan cerca de la Punta Burica, con un rumbo aproximado NS y son de desplazamiento de rumbo dextral. La falla Golfito es una falla inversa y con rumbo NW-SE y está ubicada en la margen terrestre frente al Golfo Dulce. Paralela a la Fila Costeña, extendiéndose por el pie costero de esta ladera, se ubica el sector central - sur del Sistema de Fallas Longitudinal de Costa Rica (FLCR). Este sector de esta estructura, de unos 130 Km de longitud, también tiene movimiento inverso y rumbo NW-SE. En la Península de Osa se ubica la falla Cuaternaria Osa, de 30 km de extensión, con rumbo NW-SE y en la Bahía de Drake, la falla Drake con rumbo NE-SW.

FUENTE SÍSMICA SOMERA LOCAL COTE - CHIRIPA

La falla Cote-Arenal es una falla semi-curvilínea de rumbo NW-SE hasta WNW-SSE, que se extiende por más de 20 km con el bloque sur descendido (falla normal). Se le ha asociado el evento sísmico de la Laguna de Cote de octubre de 1911 (M_W= 6.5). A unos 7.3 km de la presa Arenal, por el camino hacia Nuevo Arenal, se observó un extenso afloramiento de esta falla que afecta a toda la secuencia de tefras del volcán Arenal de los últimos 3000 años (Alvarado, 1988).

La falla Chiripa ha sido estudiada con gran detalle ya que se le asocia el Terremoto de Tilarán del 14 de abril de 1973 (M_W = 6.5) (Montero, 1986). Se describe como una falla de desgarre lateral derecho orientada NNW-SSE de unos 20 km de longitud; tanto en el campo como en fotografías áreas se observan una serie de alineamientos discontinuos y trincheras de falla que se extienden hasta la Laguna de Cote en el noroeste, donde se une e interactúa en forma compleja con la falla Cote-Arenal (Montero, 1986). Este fallamiento está asociado con la deformación cortical que resulta de los esfuerzos compresivos regionales de rumbo NE originados por el proceso de subducción (Climent y Barquero, 2001).

FUENTE SÍSMICA SOMERA LOCAL ARANJUEZ

Hacia el sureste del Lago Arenal se definió esta fuente sísmica importante que contiene entre otras, a las fallas Danta, Javillos-Peñas Blancas y Aranjuez. Se han identificado rasgos geomorfológicos y neotectónicos característicos de su potencial sismo genérico.

La falla Danta concuerda con varias fallas con dirección N-S con una fuerte componente normal y que han afectado la secuencia de tefras del Arenal. Con base en eso se le ha estimado una velocidad de 0.6 mm/año a la Falla Danta (Alvarado, 1988). La más importante tiene una longitud de 14 Km de largo y pasa por debajo del volcán Arenal. Estrías de falla y cenizas volcánicas de menos de 1000 años de edad desplazadas, sugieren sin lugar a dudas que esta falla es activa. La falla Javillos-Peñas Blancas es un sistema de fallas normales que se extienden a lo largo del río Peñas Blancas, con rumbo ENE-WSW, donde fuentes termales activas y fósiles dan evidencia de su actividad reciente (Laporte et al. 1995). Se extiende por espacio de por lo menos 25 Km y es responsable del ahondamiento que ha sufrido el río peñas Blancas. La falla Aranjuez es un sistema de fallas alineados NE-SW de 15 a 20 Km de longitud que definen uno de los límites occidentales del Sistema de Fallas Transcurrentes de Costa Rica. La generación de eventos sísmicos en esta región se ha ido incrementando en los últimos años y sugieren que la ocurrencia de un sismo de importante magnitud en los últimos años sea alta.

FUENTE SÍSMICA SOMERA LOCAL SAN RAMÓN

En el extremo occidental de la Cordillera Volcánica Central existen diversas fallas activas, varias de las cuales han presentado enjambres históricos en los últimos dos siglos (Alvarado et al., 1988). Por esa razón se decidió separar este sector como una fuente sísmica independiente de las fuentes sísmicas locales de Ángel Carbonera y Puriscal. El límite suroeste de está área sísmica está definido por la falla del Río Grande. En el extremo este de esta fuente se ubica la falla Zarcero con rumbo aproximado NS. Al igual que las fallas Porvenir y Congo, hacia el norte y ubicadas en la fuente sísmica Volcán Viejo, estas fallas se caracterizan por sus escarpes juveniles con facetas rectangulares

FUENTE SÍSMICA SOMERA LOCAL ÁNGEL - CARBONERA

Aunque en la parte norte del Valle Central se han descrito algunas fallas activas, es difícil asociar los sismos importantes de los años 1888, 1851, 1911, 1912 y 1955 con total certidumbre a alguna de ellas. En 1982 se produjo un enjambre sísmico en el flanco este del Volcán Poás, que fue registrado por instrumentos de la aquella entonces incipiente RSN. Los sismos fueron sentidos principalmente en Vara Blanca, su magnitud máxima fue 3.3, y las profundidades andaban en el rango de 5 Km (Alvarado y Climent, 1985).

En la zona del Volcán Poás se han observado varias fallas bien desarrolladas y patrones de fracturas y fallas, con patrones de fallamiento predominantemente orientados NNW, como las fallas Carbonera y Ángel (Barquero, 1995). Esta predominancia en el rumbo de los sistemas de fallamiento podría estar relacionada al alineamiento de varios conos volcánicos en el sentido N-S, como Poás, Congo, Hule y la Laguna Río Cuarto (Alvarado y Climent, 1985). Son fallas de dimensiones pequeñas a moderadas (menos de 20 Km), sin embargo, por su gran actividad y superficialidad, son importantes por los daños que pueden ocasionar a las ciudades y poblaciones cercanas.

Las fallas Carbonera y Volcán Viejo se consideran responsables de los terremotos superficiales de 1911 (M_W= 6.1), 1912 (M_W= 6.2), y 1955 (M_W= 5.8), (Alvarado et al, 1988). La falla Carbonera está ubicada en el flanco occidental del macizo del volcán Poás, y posee una traza general NNW (garganta de falla), por espacio mínimo de 6.5 Km en el cual se observan prominentes escarpes y divisorias de agua ligeramente desplazadas en sentido dextral en su extremo sur. Su continuidad al sur no es evidente por estar cubierta por depósitos volcánicos recientes del Cuaternario (Alvarado et al., 1988). La falla Ángel es una falla con orientación NNW localizada en el sector oriental del macizo del volcán Poás. Alvarado et al. (1988) sugieren que la actividad sísmica ocurrida durante 1851 y 1888 (M_W = 6.0 y 5.8, respectivamente) son producto de esta falla.

FUENTE SÍSMICA SOMERA LOCAL VOLCÁN VIEJO

La falla Volcán Viejo es realmente un sistema de fallas en tijera con orientación NNW-SSE de unos 25 Km o más de longitud, que se le atribuye como la posible responsable de los terremotos superficiales de 1911, 1912 y 1955 en la región de Toro Amarillo. Como ya se comentó, no es claro aún si los terremotos de 1912 y 1955 son de la falla Carbonera. Se le conoce también con el nombre de sistema de falla Volcán Viejo-Aguas Zarcas. En 1980 se presentó un enjambre de sismos en los alrededores del Volcán Platanar con magnitudes menores a 2 y profundidades que oscilaron entre 1 y 10 Km. Entre los meses de abril y mayo de 1998 la RSN registró una serie de sismos de magnitud moderada en la zona de Volcán Viejo, al norte de Zarcero. Estos dos pequeños enjambres hacen evidente que este sistema de fallas está activo. En esta misma fuente sísmica se ubican las fallas Congo y Porvenir, pocos kilómetros al oeste y hacia el sur de la falla Volcán Viejo. Tienen rumbo NS y se caracterizan por sus escarpes juveniles con facetas rectangulares.

FUENTE SÍSMICA SOMERA LOCAL SAN MIGUEL

La falla San Miguel, ubicada en la ladera norte de la Cordillera Volcánica Central tiene una orientación casi E-W. También se han identificado lineamientos potencialmente activos en el río Toro y el Río Sarapiquí (Alvarado y Climent, 1985). Borgia et al (1990) sugieren que se trata de una falla inversa de poca sismicidad. Los estudios geológicos realizados en esta falla sugieren que actualmente no se trata de un sistema muy activo.

FUENTE SÍSMICA SOMERA LOCAL PURISCAL

La fuente sísmica Puriscal está básicamente compuesta por los sistemas de Fallas de Puriscal y la falla de Alajuela. Estas áreas han tenido actividad sísmica importante en los últimos años y por lo tanto, la amenaza que presentan al Proyecto hacia el futuro no es muy alta. Su actividad, como el enjambre sísmico de Puriscal de 1990, la hace ser una de las zonas más activas entre las fuentes locales.

Montero et al., (1991) realizaron un estudio neotectónico detallado de la zona de Puriscal después del enjambre sísmico de 1990 que sufrió la zona. Históricamente, las fuentes

sísmicas que se definieron habían presentado una baja actividad sísmica. Se pueden mencionar la falla Víbora, el sistema de fallas San Antonio, la falla Virilla y algunos otros alineamientos como el de Jateo, Desamparaditos y Barbacoas, como responsables de esta actividad.

La Falla Alajuela se extiende por 20 Km desde la ciudad de Grecia en Alajuela hasta la ciudad de Santa Bárbara de Heredia. Se expresa claramente en la morfología del terreno al originar un escarpe pronunciado con 150 a 200 m de altura. Borgia et al. (1990) sugieren que es una falla inversa que termina al sur con un pliegue delantero. La Ciudad de Alajuela se localiza al sur del escarpe, en su bloque inferior. Se le han asociado tres sismos históricos a esta falla. El primero fue en 1772 de magnitud estimada de 5.5 – 6.0. Los otros ocurrieron en marzo de 1851 con una magnitud de 6.0 y en diciembre de 1888 con una magnitud de 5.8.

El sistema de Fallas San Antonio incluye varias fallas con orientación N-S a los cuales Montero et al. (1991), le asocian dos sismos de magnitudes entre 4.5 y 4.8, ocurridos los días 7 y 8 de junio de 1990, entre los mayores del enjambre de Puriscal de 1990. Tanto este sistema de fallas coma la Falla Víbora son someros, de segmentos de poca longitud, y la mayoría de movimiento transcurrente. En el sistema de fallas San Antonio se incluye las fallas San Antonio y Picagres y los lineamientos Jateo, Desamparaditos y Barbacoas. Los mecanismos focales obtenidos para los eventos principales del enjambre denotan principalmente un fallamiento con desplazamiento de rumbo con planos nodales de rumbo NE y desplazamiento sinestral y rumbo NW de desplazamiento dextral. Se encontraron evidencias geomorfológicas de la existencia de la falla San Antonio y ramales secundarios a ambos lados del cerro San Antonio. Sin embargo la evidencia contundente la brindó la ruptura del terreno observado en el poblado de San Antonio y en la carretera hacia Santiago, confirmando desplazamiento de rumbo dextral. Este tipo de ruptura de terreno es el primer caso registrado para Costa Rica.

La Falla Víbora es una falla con rumbo ESE donde Montero et al (1991) concluyeron que se originó el sismo del 30 de Junio de 1990 de M_W = 5.0. Este sismo se considera por algunos el evento principal del enjambre sísmico de Puriscal del 1990 y tuvo su epicentro a un kilómetro y unos metros al noroeste del punto donde la Falla Víbora se divide en dos ramales. Tiene un movimiento oblicuo dextral inverso.

El sismo del 22 de diciembre de 1990 constituye una ruptura fuera del patrón del enjambre de Puriscal, y se considera como un evento principal con sus respectivas réplicas (Montero et al., 1991). Este sismo se le asocia al lineamiento Virilla, el cual tiene una longitud de 5 Km y un rumbo aproximadamente ENE-WSW. La solución focal del sismo indica un rumbo N80°E, que coincide con el extremo oeste del lineamiento tectónico del río Virilla. Un sismo ocurrido en junio de 1825 puede también ser asociado a la falla Virilla.

Hacia el este de esta fuente sísmica se ubica el sistema de fallas Escazú, Bello Horizonte, Aserrí y Jericó (Higuito). Se extiende desde San Antonio de Belén, pasando por Escazú, Aserrí y luego hasta el cerro Tablazo. De acuerdo a Montero (2001), tiene un

rumbo NW y combina movimientos de tipo dextral y de levantamiento. En febrero de 1991 ocurrió una secuencia de sismos que se han ubicado al noroeste de estas fallas y dos eventos se registraron de magnitudes locales M_s = 4.2 y 4.6, con mecanismo focal de desplazamiento de rumbo dextral con una componente inversa en el plano nodal de rumbo NW (Montero, 2001). También se observó en los mecanismos focales movimiento sinestral en el plano nodal NE, que podría asociarse a la falla Virilla. Además, otros sismos superficiales más cercanos a las fallas han mostrado soluciones focales predominantemente normales y planos nodales que no concuerdan con los de las fallas del sistema de Escazú. Montero (2001) concluye que no se puede determinar en el presente con precisión el tipo de fallamiento dominante de la zona.

Los investigadores de la UCR y el ICE que participaron en el proyecto para la microzonificación del Valle Central (2000) denominan este sistema de fallas Escazú-Aserri y llaman a los tres segmentos, desde el NW: Escazú de 10 km de extensión, Alajuelita de 6 km de extensión e Higuito de 11 km de extensión. Mencionan la presencia de escarpes pronunciados, cambios leves en la dirección de cauces de ríos y sillas de falla como evidencia geomorfológica de este sistema, así como la ruptura de depósitos pleistocénicos. Coinciden con Montero en que son de desplazamiento de rumbo con componente normal, pero no mencionan si es dextral o sinestral. Rojas et al. (1998) le asocian a la falla Escazú un sismo de M = 4.3 en noviembre de 1992 que causó intensidades de V en la ciudad de San José, y asocian con la falla de Alajuelita el sismo de 1842, que Montero le asocia una M_S = 5.4 (Rojas, 1993). Según González Víquez (1910) fue un fuerte temblor que causó daños en Alajuelita y otros poblados de San José.

FUENTE SÍSMICA SOMERA LOCAL TÁRCOLES-BARRANCA

Está zona se localiza en la entrada al Golfo de Nicoya, frente a Caldera y Orotina. Representa el extremo oeste del SFTCR o el CDCCR y está compuesta por varias estructuras sísmicas de tipo transcurrente con componente inversa que puede generar sismos de gran magnitud. El terremoto del 4 de marzo de 1924 (M_W= 7.0) es parte de la historia sismológica del área. Esta área sísmica contiene las fallas que Montero (2001) considera pertenecen a un sistema de fallas con rumbos NE y desplazamiento normal sinestral. Estas parecen iniciar en el sector oceánico y continuarse en la zona continental. Aquí se incluyen las Fallas Barranca, Jesús María, Mata de Limón, Tivives y Bajamar, de acuerdo al Mapa Tectónico de Costa Rica (Denyer et al., 2003). Montero (2001) asocia el terremoto del 4 de marzo de 1924 que causó gran destrucción en la región de Orotina – San Mateo con la falla Tárcoles.

En la región Esparza – Orotina se ha relacionado la gran profundidad de los valles principales y zonas alternamente de levantamiento y de hundimiento con las fallas Barranca, Jesús María, Tárcoles y el sistema Bijagual (Montero, 2001).

FUENTE SÍSMICA SOMERA LOCAL CANDELARIA

Esta falla de casi 40 Km de longitud, de acuerdo al Mapa Tectónico de Costa Rica (Denyer et al., 2003) tiene rumbo NW-SE con un movimiento de desplazamiento de rumbo dextral.

Inicia al sur de Orotina, pasando por el cerro Turrubares y por el flanco suroeste de la Fila de Bustamante, por la localidad de Jamaica unos 20 Km al NNE del Puerto de Quepos, la Falla Candelaria se ve interrumpida por la Falla Paquita, que en su margen terrestre tiene rumbo NE. Montero afirma (2001) que no se ha demostrado que la Falla Candelaria esté sísmicamente activa aunque algunos temblores se han ubicado cerca de su traza. En 1989 se registró una secuencia sísmica al este de esta falla con un evento principal de $M_W = 4.8$. Después de la irrupción de la Falla Paquita, continua con el mismo rumbo paralelo a la costa, la Falla Longitudinal de Costa Rica.

FUENTE SÍSMICA SOMERA LOCAL AGUACALIENTE - OROSI

Desde el Valle de Coris, pasando por el sur de la Ciudad de Cartago, hasta el Valle de Orosi se ha identificado un sistema doble de fallas paralelas, con rumbo aproximado E-W donde se han incluido los lineamientos denominados Lourdes, Valle de Coris, Paraíso, y las fallas Norte de Coris, y Aguacaliente-Orosi. La mayoría de estas fallas son de desplazamiento de rumbo lateral izquierdo, pero en algunas zonas es posible observar la presencia de una componente de fallamiento inverso. (Montero et al., 1991).

La Falla de Coris, que algunos investigadores la denominan falla de Tablazo (Rojas et al., 2000), o Curridabat (Geomatrix,1994) es una falla que tiene rumbo WNW-ESE y una longitud de casi 10 Km. Se le asocian dos eventos de $M_L = 5.4$ y 5.0 del 13 de abril de 1910 que generaron daños en Desamparados y San José. Se han identificado secuencias geológicas desplazadas como evidencia de esta falla y contrastes de vegetación en terrenos planos pero sus evidencias físicas no indican una actividad muy alta.

La falla de Aguacaliente se ubica al sur y es casi paralela a la de Coris, uniéndosele como a 2 Km al sur de la Ciudad de Cartago. Tiene rumbo casi E-W y una longitud de 16 Km. Tiene expresiones morfológicas prominentes, una serie de espolones truncados alineados y presenta fuentes termales en el Valle de Coris y en Hervidero. Continúa con la Falla Paraíso hacia el este. Los Terremotos de 1841 y de 1910 se asocian a la falla Aguacaliente. En esta localidad se excavaron trincheras exploratorias donde se observan depósitos lacustres recientes desplazados (Geomatrix, 1994).

La falla Navarro es el lineamiento más al sur de este sistema y tiene rumbo WSW-ENE, por unos 22 Km. Un enjambre sísmico ocurrió en 1980 con magnitudes menores que 4 (Geomatrix). Más hacia el sur, intersecando la falla Navarro cerca del poblado del mismo nombre, la falla Orosi tiene un rumbo de NW-SE con una longitud de 11 Km. Presenta una expresión morfológica prominente lo que indicaría actividad reciente.

El sistema de fallas Lara se localiza al norte de la ciudad de Cartago, y está dentro de esta fuente sísmica. De acuerdo a Rojas et al., 2000, tiene cuatro segmentos, tres de ellos con rumbo NW y buzando hacia el SW, con ángulos entre 80° a 85°. De acuerdo a Rojas et al., Montero opina que el sismo de Cartago de 1841 de magnitud 6.3 probablemente tuvo su hipocentro en algún segmento del sistema de falla Lara.

FUENTE SÍSMICA SOMERA LOCAL JARIS - CORRALILLO

La zona ubicada al sur de la ciudad de San José ha sido el objeto de un detallado estudio tectónico (Barquero, 1995, Barquero y Boschini, 1993). Se identificaron varios sistemas de fallamiento, generalmente de tipo transcurrente, con rumbos NW-SE y E-W. Algunas de las fallas pertenecientes a este sistema son Jaris, Salitral, Resbalón y la Mesa. A varias de estas fallas se les han asociado sismos de magnitudes hasta de 5. La falla Jaris con sus 42 Km de longitud es una de las más prominentes de esta área sísmica. Fue descrita originalmente por Castillo en 1969 y se le ha asignado microsismicidad en algunos de sus segmentos.

Montero (2001) ubica el trazo de la Falla Frailes colineal con la Falla Jericó o Higuito, por lo tanto con rumbo NW-SE. Asocia esta falla con el sismo del 09/08/91 (M_S = 4.8) que causó daños menores. También menciona que en su extremo norte esta falla parece cambiar a un rumbo E-W donde se observan escarpes en el lado norte de la falla y podría unirse su extremo oeste con la Falla Jaris. Estas características hacen que ésta sea la zona sísmica local más activa.

FUENTE SÍSMICA SOMERA LOCAL GUÁPILES

Esta fuente sísmica se definió para cubrir la sismicidad originada en la parte norte del volcán Irazú, especialmente por las estructuras neotectónicas existentes en las cercanías de Guápiles. Son abundantes los fallamientos de tipo normal y de desplazamiento de rumbo muy activos. La parte norte está delimitada por una extensión de la falla San Miguel, es decir, fallamiento inverso de poca actividad sísmica y por un pliegue conocido como Pliegue Guápiles. En esta fuente se ubican las fallas Río Sucio y Blanquito identificadas en el Atlas Tectónico de Costa Rica (Denyer et el, 2003).

El extremo oeste de la falla Siquirres-Matina y la falla Gúacimo también se ubican en esta fuente. A lo largo de este sistema de fallas inversas se observan escarpes con alturas máximas entre 200 y 300 metros, algunos sectores tienen un sola línea de escarpes, pero en ciertos sectores como el de entre los ríos Barbilla y Cimarrones hay varios escarpes a diferentes alturas (Boschini, 1989). Montero también menciona las terrazas aluviales levantadas y diferencias en la geometría de los cauces de los ríos aguas arriba y debajo de los escarpes que apuntan hacia la actividad de estas fallas.

6.2 ACTIVIDAD DE LAS FUENTES SISMICAS

El modelo estocástico de Poisson para ocurrencia de eventos está incorporado en el programa EZFRISK (Mc Guire, 1995). El modelo de recurrencia de magnitud es el propuesto por Richter:

$$\log N_m = a - b \times m$$

Los parámetros *'a' y 'b'* se evaluaron utilizando el catálogo de la Red Sismológica Nacional (ICE-UCR) para el lapso 1985-2006 que se complementó con los sismos del Catálogo Centroamericano para 1500-1985. (Rojas et al, 1993). Este catálogo contiene

más de 54 000 sismos. Para poder realizar las regresiones estadísticas en el catálogo para calcular los parámetros 'a' y 'b', el catálogo debe ser homogéneo, completo y con un lapso considerable de registro.

Se entiende que un catálogo es completo en el tiempo cuando se registra un número similar de sismos de cierta magnitud. El fenómeno sísmico, descrito por la relación de recurrencia arriba citada, indica que los sismos menores son mucho más frecuentes que los mayores, decayendo logarítmicamente. Sin embargo, el problema de la completitud de los catálogos está relacionado con la cobertura de las redes de registro, ya que muchos de los sismos que han ocurrido no se han registrado. Como es de esperarse, conforme se han instalado las redes locales, el número de sismos registrados, en especial los pequeños, se hacen mayores. O en el caso de la sismicidad histórica, el número de sismos fue en aumento con el crecimiento de poblaciones. El catálogo centroamericano recopila eventos a partir del Siglo XVI, pero para las regresiones estadísticas necesarias para evaluar los parámetros *'a' y 'b'*, el catálogo está completo para la zona para magnitudes mayores de 7 a partir de 1890 (Laporte, 1994). Para sismos de magnitud menor, el catálogo sísmico está completo para magnitudes mayores o iguales a 3.2 a partir del año 1984. Los intervalos de magnitud utilizados para calcular el parámetro *'b'* fueron de cada 0.2 M, desde la magnitud máxima hasta el valor de magnitud mínimo representativo de la completitud de esta zona.

La homogeneidad se refiere a que todos los eventos del catálogo deben estar expresados en el mismo tipo de magnitud. Las magnitudes de todos los sismos del catálogo utilizado fueron expresadas en magnitud momento, por ser una magnitud definida para representar la energía liberada por el evento. Se ha calculado directamente la magnitud momento para 60 de los eventos recientes más importantes en Costa Rica. Las magnitudes momento de los eventos restantes del catálogo fueron calculadas mediante relaciones empíricas entre tipos de magnitudes. En la Figura 9 se muestran ubicados los sismos de este catálogo para el territorio costarricense a partir del Siglo XVII, para magnitudes $M_W \geq 5.0$, y en las Figuras 10 A y 10 B se muestran para magnitudes $M_W \geq 4.0$, a partir del Siglo XVIII respectivamente para profundidades de 0 – 25 km y profundidades mayores de 25 km.

Para calcular los parámetros sísmicos, el catálogo se subdividió en los eventos someros y los eventos profundos. Los eventos someros son los que ocurren a profundidades de 25 km o menos y los profundos, a profundidades mayores. Para los sismos de subducción que se ubican cerca de la Fosa Mesoamericana incluidos en las áreas sísmicas Nicoya 24 y Dorsal 17, se preparó una subdivisión adicional del catálogo con sismos de profundidades igual o menores a 60 km. En la Figura 17 se muestran las fuentes sísmicas regionales de subducción y la sismicidad utilizada para calcular los correspondientes parámetros sísmicos.

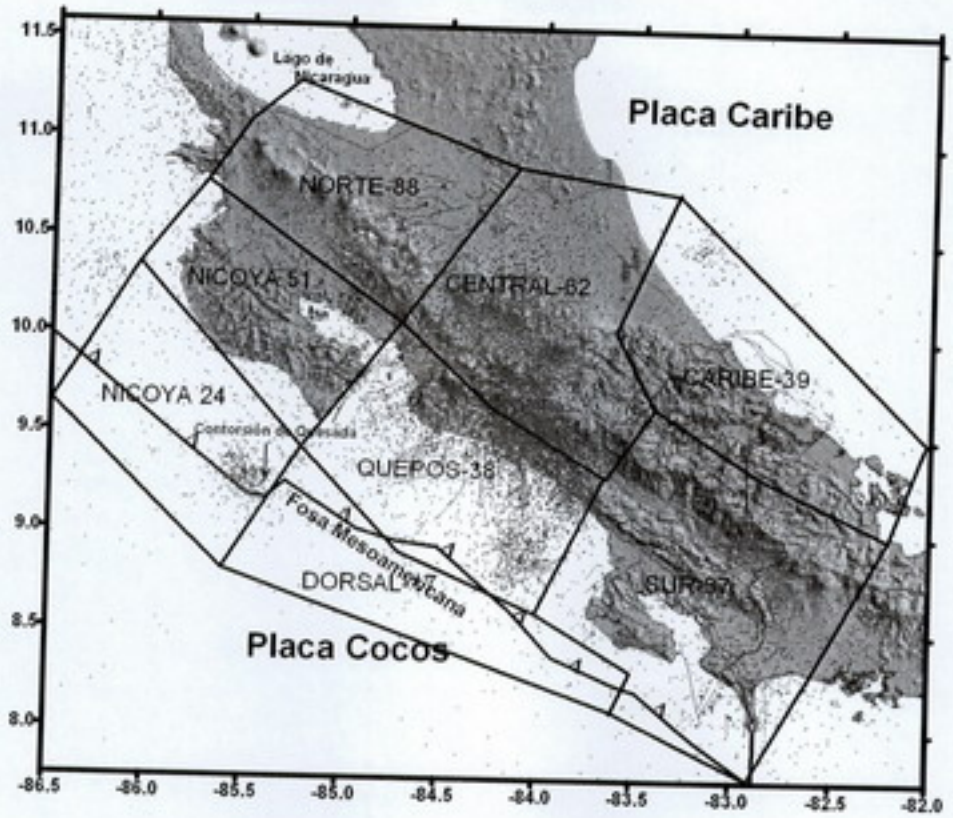


Figura 17: Fuentes sísmicas regionales de subducción y sismicidad utilizada para calcular los parámetros sísmicos

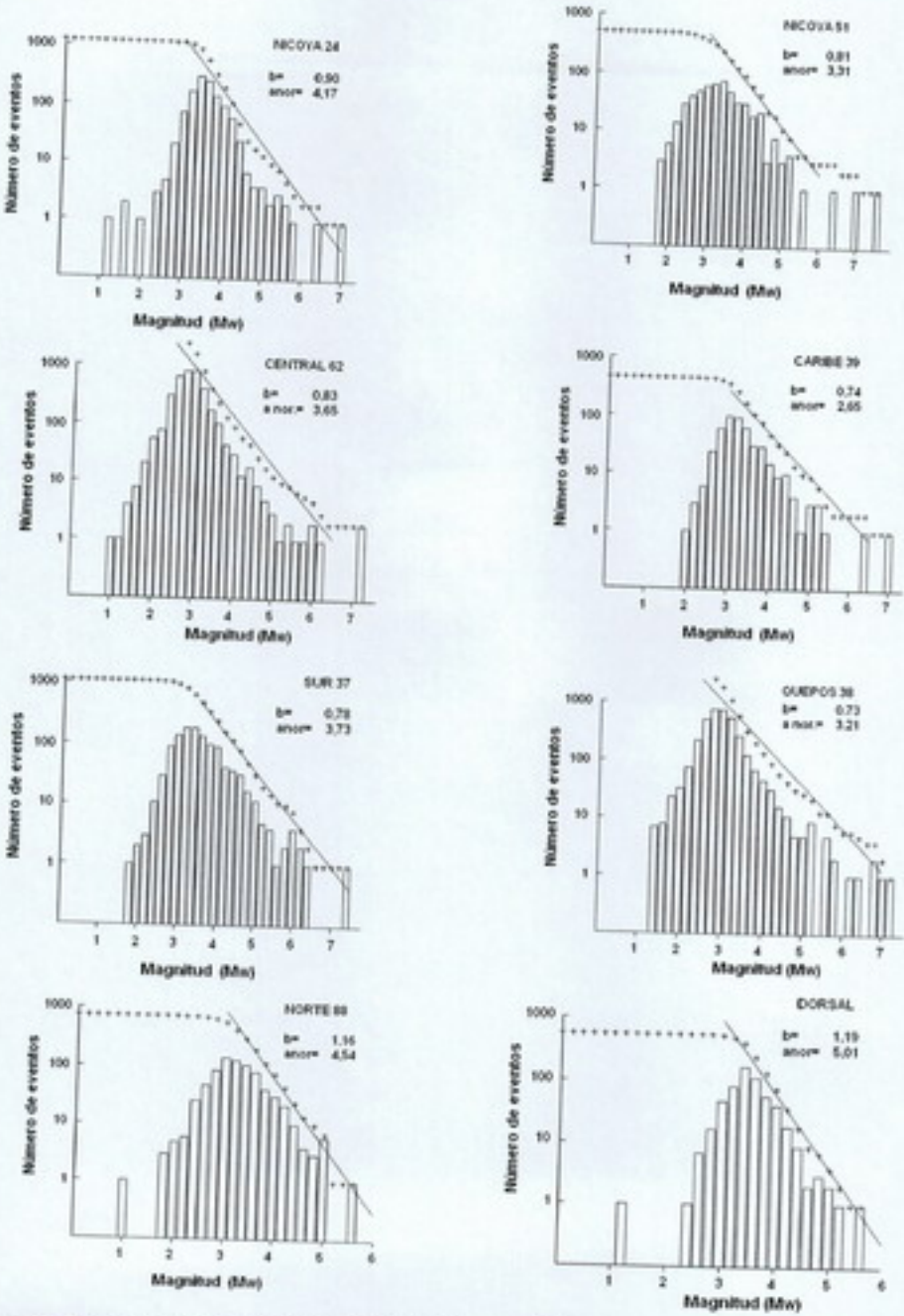


Figura 18: Relaciones de recurrencia para las fuentes de subducción

El cálculo de los parámetros sísmicos es el resultado de una regresión estadística de mínimos cuadrados para la fórmula de recurrencia en los datos seleccionados correspondientemente del catálogo de sismos. Para el cálculo de los parámetros 'a' y 'b', los sismos de las fuentes de subducción se dividieron en intervalos de 0.2 de magnitud y para la profundidad correspondiente (0 - 60 Km para Nicoya 24 y Dorsal 17, y mayores de 25 km para el resto) y se determinó el número de sismos dentro de cada uno de estos intervalo ubicados dentro de cada una de las fuentes. Al graficar este número de ocurrencia de sismos de magnitud igual o menor a un valor, con su magnitud correspondiente, la pendiente corresponde al valor de 'b' y la intersección al de 'a' en una escala semilogarítmica. El parámetro 'a' fue luego normalizado para un año. En la Tabla III se muestran los resultados de los parámetros 'a' (normalizado) y 'b' de las áreas de subducción. En la Figura 18 se muestran las relaciones de recurrencia para las fuentes de subducción y los parámetros 'a' (normalizado) y 'b'.

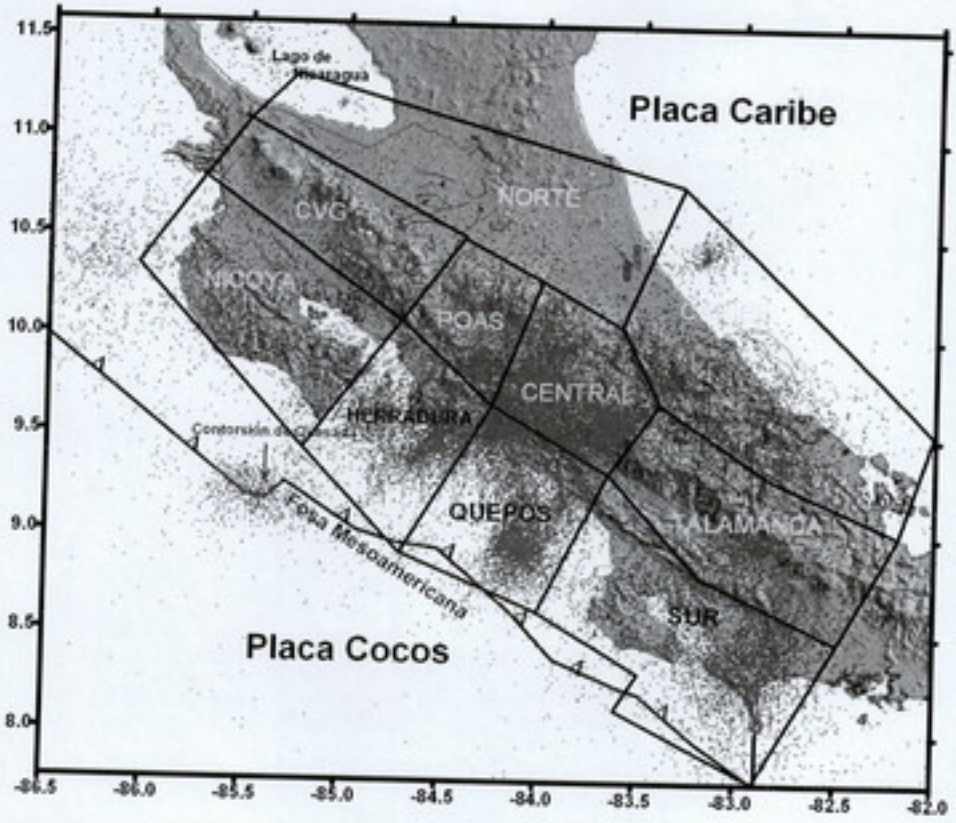


Figura 19: Fuentes sísmicas regionales someras y sismicidad utilizada para calcular los parámetros sísmicos

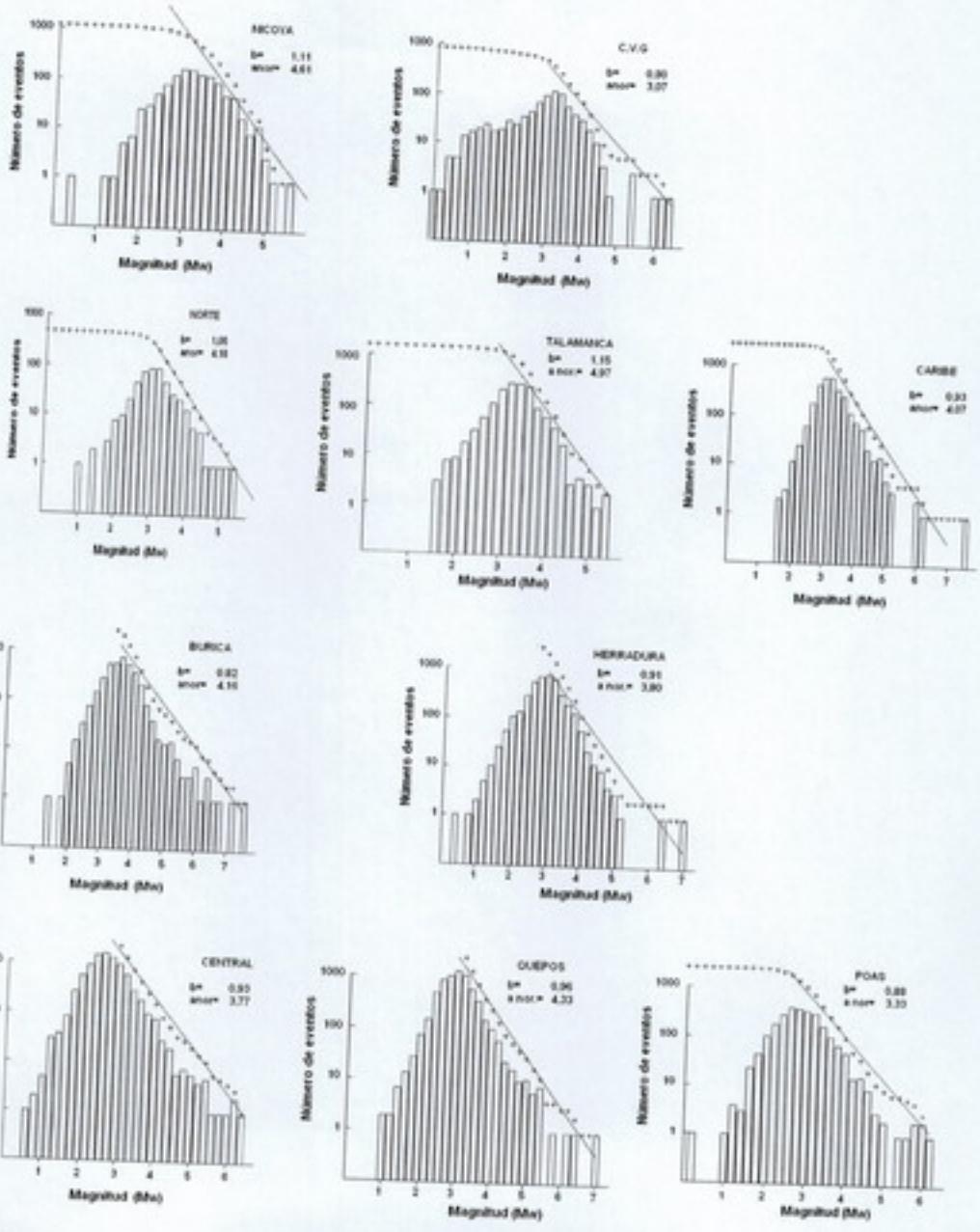


Figura 20: Relaciones de recurrencia para las fuentes regionales someras.

Para el cálculo de los parámetros sísmicos de las áreas someras regionales se utilizó la subdivisión del catálogo con sismos de profundidades de 25 km o menos. Al igual que con las áreas de subducción, se calculó el número de sismos registrados para cada área sísmica de acuerdo a intervalos de magnitud de 0.2, y al graficar este número versus la magnitud correspondiente se obtuvieron los parámetros buscados. En la Figura 19 se muestran las fuentes sísmicas regionales someras y la sismicidad utilizada para calcular los parámetros sísmicos. En la Tabla IV se muestran los resultados de los parámetros 'a' y 'b' de las fuentes regionales someras. En la Figura 20 se muestran las relaciones de recurrencia para las fuentes regionales someras y los parámetros 'a' (normalizado) y 'b'.

Para las fuentes locales someras se calcularon dos conjuntos de parámetros 'a' y 'b'. El primer conjunto de valores se calculó con la sismicidad que se ubica dentro de las respectivas fuentes, dentro de una profundidad de 0-25 Km, al igual que las fuentes regionales someras. Para los segundos valores de los parámetros 'a' y 'b' de las áreas locales someras se adoptaron directamente los valores 'b' de las fuentes regionales donde se ubican. Luego, el valor de 'N' se calculó como una proporción del valor del 'N' de la fuente regional somera donde se ubican. En la Tabla V se muestran los resultados de los cálculos para los parámetros 'a' y 'b' de las fuentes locales someras.

También en la Tabla V se muestran dos valores de actividad para las fuentes sísmicas locales someras, que corresponden a estos dos pares de parámetros 'a' y 'b'. La actividad de las áreas sísmicas es el número de sismos mayores a 4.5 ($=m_b$) que se espera en la fuente por año. La actividad 1 de las fuentes sísmicas locales está calculada con la fórmula de regresión Gutemberg Richter, de acuerdo al primer conjunto de valores de 'a' y 'b' y la actividad 2 se calculó de manera similar con el segundo conjunto de valores de 'a' y 'b'.

Vale la aclaración que para evaluar los parámetros de entrada de EZFRISK se requiere que el número de sismos a esperase para cada fuente esté normalizado por año, por lo que el valor 'a' que se muestra en las Tablas III, IV y V está calculado de esta manera.

6.3 RELACIONES DE ATENUACIÓN

A raíz de un proyecto de investigación auspiciado por el gobierno Noruego se recolectaron, digitalizaron y ordenaron una gran cantidad de registros de movimientos fuertes del terreno obtenidos en Centroamérica. Se desarrollaron fórmulas de atenuación espectrales, de las cuales se deriva la siguiente para aceleración pico (Dahle et al, 1995):

$$ln\ (PGA) = -\ 1.\ 579 + 0.554 \times M - 0.560 \times ln\ R - 0.\ 00302 \times R + 0.\ 326\ S + ln\varepsilon$$

Donde PGA es aceleración pico, M es magnitud momento, $R = \sqrt{r^2 + r_h^2}$, r es distancia hipocentral, y r_h es un parámetro de profundidad ficticio (= 6 Km), introducido para asegurar aceleración casi constante en el campo cercano. S es un factor de sitio, igual a 1 para suelo y 0 para roca, $ln\varepsilon$ es un término de error normalmente distribuido con una media de cero y una desviación estándar de σ, i.e. $ln\varepsilon = N\ (0, \sigma)$. Las unidades de PGA están en m/s^2.

Para desarrollar esta fórmula de atenuación se utilizaron un total de 280 registros: 157 costarricenses, 61 de Nicaragua y el Salvador, y se complementaron con 62 registros de la red de Guerreo, México, para sismos de magnitudes de 7 y 8 que son muy escasos en el banco de datos Centroamericano.

En la Figura 21 A se muestra la ubicación de las estaciones de acelerógrafos (con cuadrados) y de los sismos (con círculos) que generaron registros utilizados en la fórmula de atenuación de Dahle et al. (1995).

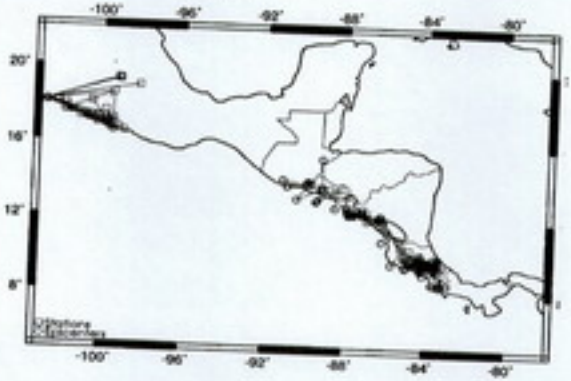


Figura 21 A: Estaciones de acelerógrafos y epicentros de sismos para la fórmula de atenuación, tomado de Dahle et al., 1995

Para que las regresiones estadísticas realizadas en los registros proporcionen resultados que reflejen apropiadamente el fenómeno de atenuación, tienen que haber suficientes registros que cubran este espacio magnitud – distancia. En la Figura 21 B se muestra la relación entre magnitud y distancia hipocentral de los registros utilizados en la fórmula de

atenuación centroamericana. Se puede observar que hay una buena distribución de los datos.

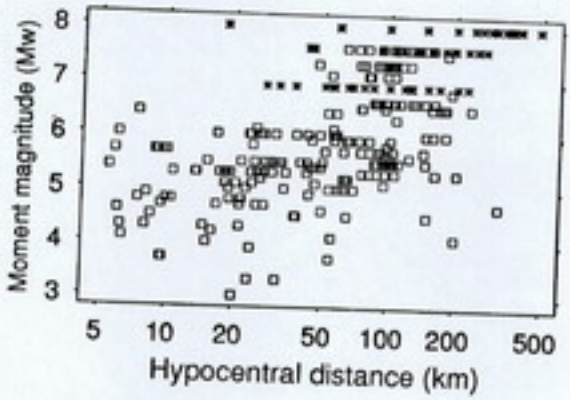


Figura 21 B: Relación entre magnitud y distancia para los registros de la fórmula de atenuación, tomado de Dahle, 1995.

Los registros fueron subdivididos en dos categorías, de roca y de suelo de acuerdo a la velocidad de onda (o alguna descripción más amplia que se tuviera sobre el emplazamiento de acelerógrafo que proporcionó el registro): una velocidad de onda cortante mayor o igual a 760 m/seg define la roca, velocidades menores definen el suelo. Luego para cada grupo de registros se utilizaron las técnicas de regresión estadística para el mismo funcional. En el caso de usar el parámetro de suelo 'S', se obtendrán aceleraciones generadas de una categoría de sitios muy amplia que no clasifica como roca.

Estas fórmulas de atenuación representan el mejor modelo para la atenuación de ondas sísmicas para el territorio costarricense, ya que casi 60 % de los datos provienen de Costa Rica y se desarrollaron de acuerdo a técnicas estadísticas que representan el Estado del Arte en este campo. Se consideró que esta fórmula, aunque la base de datos que la generó no es muy extensa, representa en este momento, la mejor relación para la zona de Centroamérica. Otras fórmulas derivadas con bases de datos más extensas pero de regiones tectónicas disímiles no son apropiadas.

Como es evidente, para llevar a cabo una integración de amenaza sísmica con esta fórmula de atenuación, los parámetros de las fuentes sísmicas también tienen que haber sido evaluados con una fuente de datos expresada en la misma magnitud. En ambos casos se utilizó la magnitud momento.

Las fórmulas de atenuación centroamericanas para aceleración pico se desarrollaron como parte de fórmulas de atenuación espectrales, que son un conjunto de fórmulas de atenuación derivadas de los espectros de respuesta de los registros de movimientos

fuertes del terreno del banco de datos centroamericano. Análogamente a una relación de atenuación para aceleración pico, cada fórmula representa, para un período (o frecuencia) específico del espectro, la atenuación espectral en función de distancia, magnitud (y otras características del sismo y el sitio, como tipo de fallamiento o condiciones del terreno). Al realizar la regresión estadística para determinar los coeficientes para cada uno de los períodos, se aplica a una misma función. Por esta razón, los coeficientes que se evalúan, se presentan generalmente en forma tabular. Se incluye en la mayoría de este conjunto de fórmulas un período muy bajo (0.01, 0.025. etc.), para que estos coeficientes correspondan a los de la atenuación aceleración pico (0.025 segundos para el caso de las fórmulas centroamericanas).

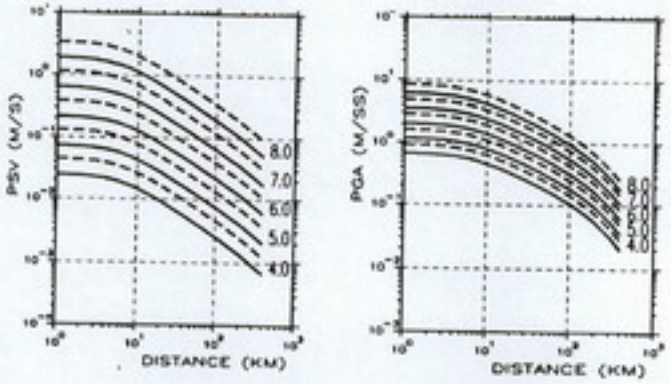


Figura 21 C: Resultados de la fórmula de atenuación para condiciones de roca para aceleración pico y pseudo velocidad para 1 hz de frecuencia para varias magnitudes (líneas a puntos representan condiciones de suelo), tomado de Dahle et al., 1995.

En la Figura 21 C se muestra la fórmula de atenuación para condiciones de roca y suelo. En la figura a la izquierda se puede observar la relación para aceleración pico y en la derecha la relación espectral para pseudo velocidad para 1 hz (T = 1 segundo) Laporte (1997) comparó las tendencias de estas fórmulas con las de Boore y Joyner (1997) desarrolladas para el oeste de EEUU y son concordantes. Se pueden obtener diferencias mayores en los resultados al usar diferentes valores de la desviación estándar en la misma fórmula de atenuación que al aplicarse estas dos diferentes relaciones de atenuación. Por esta razón, se decidió utilizar 3 valores de desviación estándar con la fórmula de Dahle et al (1995) en la integración de la amenaza sísmica: 0.55, 0.65 y 0.75.

6.4 INTEGRACION DE RESULTADOS

La integración de los resultados se llevó a cabo utilizando el programa EZFRISK (Mc Guire, 1995) de R. Mc Guire, que permite integrar áreas sísmicas y fallas. Este algoritmo resuelve la ecuación para el "planteamiento de la probabilidad total".

La aplicación del teorema de 'probabilidad total' es la base para la integración de la amenaza sísmica que puede ser expresada mediante la siguiente relación:

$$H(a) = \sum_i \nu_i \int\int P[A>a|m,r]\, f_{M_i}(m)\, f_{R_i|M_i}(r|m)\, dr\, dm$$

Donde: $H(a)$ es la amenaza, expresada como la tasa anual de sismos que producen una intensidad de movimiento del terreno en el sitio mayor que un valor *'a'*. El parámetro *'A'* puede representar aceleración pico, velocidad o desplazamiento, o puede ser pseudo aceleración (o velocidad) espectral para una frecuencia dada. La sumatoria de la ecuación arriba mostrada cubre todas las fuentes sísmicas y ν_i es la tasa anual de sismos de magnitudes (mayores que la magnitud mínima de interés, $M_{0(i)}$) para la fuente sísmica *'i'* y $f_{M(i)}(m)$ y $f_{R(i)|M(i)}(r|m)$ son las funciones de distribución de probabilidad de magnitud y distancia para cada fuente. $P[A>a|m,r]$ es la probabilidad de que un sismo de magnitud *'m'* a una distancia *'r'* produzca una intensidad de movimiento fuerte del terreno mayor que *'a'* (McGuire, 1995).

Para determinar el impacto de la incertidumbre en los parámetros de entrada, en especial la evaluación de los parámetros sísmicos de las áreas sísmicas, la profundidad de las fuentes y las fórmulas de atenuación, se adoptó el enfoque de árbol de lógica para la incorporación de varios escenarios analizados e integrados en un solo resultado. Se generaron 18 escenarios variando los valores de los principales datos de entrada y a cada valor utilizado se le asignó una ponderación. La ponderación total de cada escenario es el producto de las ponderaciones de los datos de entrada utilizados. El árbol de lógica utilizado se muestra en la Figura 22, con 18 ramas que provienen de los tres parámetros de entrada a los que se les asigna 3 valores o tres opciones a cada uno, y dos valores para el caso de la actividad.

Los 18 escenarios analizados se generaron al considerar tres valores de la desviación estándar en la fórmula de atenuación Centroamericana (Dahle et al 1995): 0.55, 0.65 y 0.75, dos opciones de actividad de fuentes someras (Tablas IV y V) y tres profundidades para todas las fuentes (Tabla VI, someros, medios y profundos). Los 18 casos se integran en un solo resultado como un promedio ponderado contemplando el 'peso' de cada de uno de ellos. El peso de cada caso es el producto de los pesos que se le dan a las 'ramas' que lo componen. En la Figura 22 se muestra en paréntesis para cada rama, la ponderación utilizada y la ponderación final del escenario se muestra en la columna a la derecha. Estos tres parámetros de entrada generan diferencias sustanciales en los resultados de la evaluación de la amenaza sísmica.

En los dos casos de actividad diferente, la variación consistió en la manera en que se evaluó la actividad de las fuentes someras; siempre se consideró la actividad de las fuentes

de subducción que se muestra en la Tabla III. Las diferencias de actividad de las áreas someras se originan en los la evaluación de los valores 'a' y 'b' de las fuentes locales someras y la proporción de actividad que se traspasa de las áreas regionales someras a las fuentes locales someras.

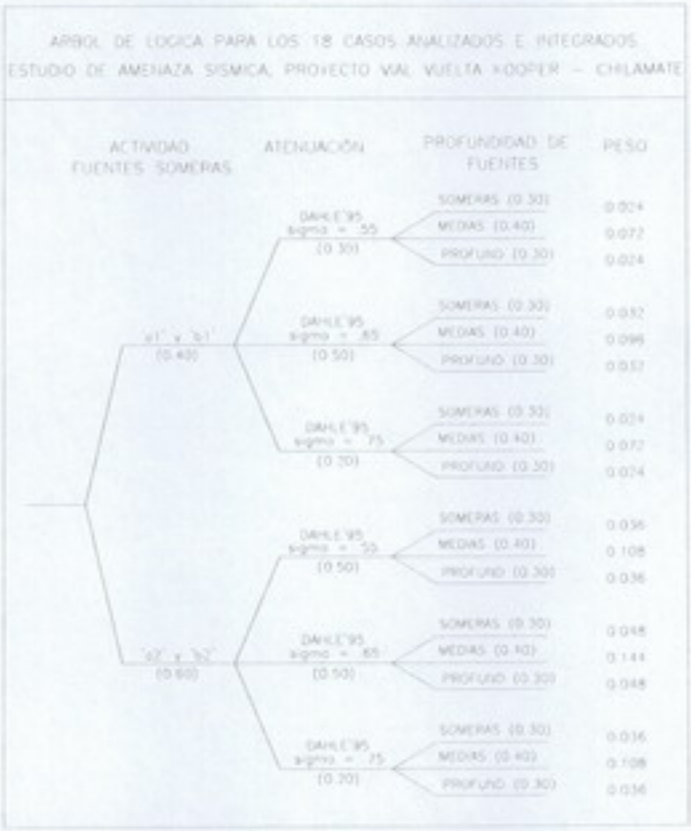


Figura 22: Árbol de lógica para la integración de los resultados de la amenaza sísmica

Los resultados de los 18 casos para los sitios Campamento, Toro, Río Cuarto y Sardinal se muestran respectivamente en las Figuras 23 A – 23 D. Para integrar estos 18 casos en un solo resultado se utilizó un valor de ponderación o peso que se muestra en el árbol de lógica de la Figura 22. El peso es el producto de la verosimilitud que se le asigna individualmente a los diferentes parámetros de entrada, por ejemplo para el caso 5, el peso = 0.4 × 0.5 × 0.4 = 0.080. Los resultados finales del estudio se muestran junto con las bandas de +/ - un valor de desviación estándar en las Figuras 25 A – 25 C, para los cuatro sitios.

7 ANALISIS DE RESULTADOS

En las Figuras 23 A – 23 D se muestran los resultados de los 18 casos expresados como aceleración pico vrs. probabilidad anual de excedencia, respectivamente para los sitios de puente sobre los ríos Campamento, Toro, Cuarto y Sardinal.

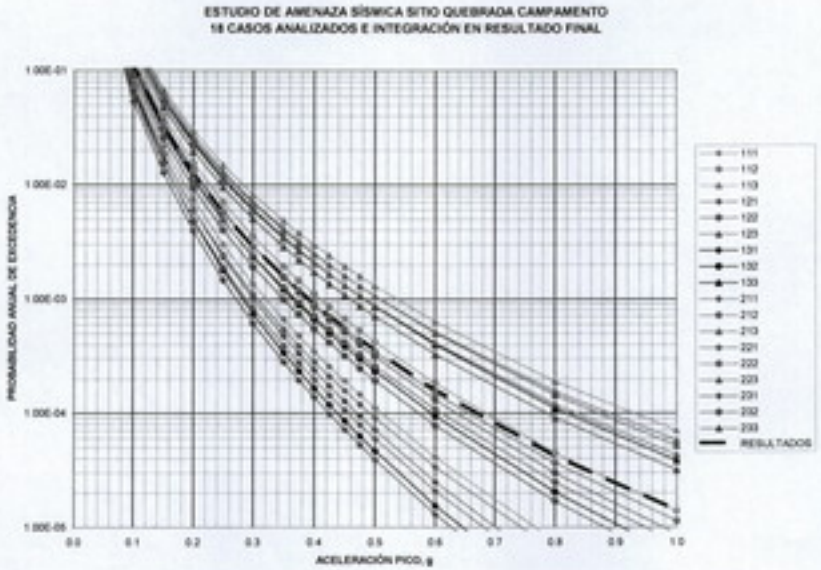


Figura 23 A: Resultados de los 18 casos analizados en el estudio de amenaza sísmica para el sitio del puente para la Quebrada Campamento.

En las Figuras 24 A y 24 B se muestran, para el sitio de puente Campamento, los 9 casos respectivamente, de la Actividad 1 y de la Actividad 2 y en la Figura 24 C se muestran los 6 casos de la profundidad media. El inverso de la probabilidad anual de excedencia es el período de retorno del nivel de movimiento del terreno en el sitio, caracterizado por su aceleración pico. (El período de retorno del PGA en el sitio no tiene relación con el período de retorno de ninguno de los eventos sísmicos generados en ninguna de las fuentes).

Después de analizar los 18 casos se comprobó que el parámetro que generó más diferencias entre los casos es la desviación estándar de la fórmula de atenuación.

La nomenclatura que se usó para distinguir los 18 casos en las Figuras 23 - 25 denota las tres variables de la entrada de datos: el dígito primero significa la actividad, el segundo denota la profundidad (1 es somera, 2 es medio y 3 es profundo) y el tercer dígito el valor de sigma la fórmula de atenuación Dahle 95 (1, 2 y 3 para un valor de sigma de 0.55, 0.65 y 0.75, respectivamente).

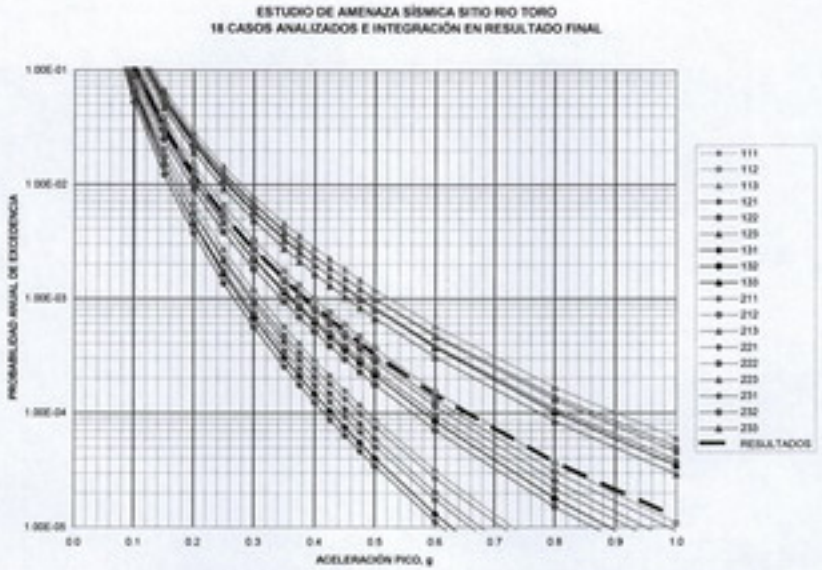


Figura 23 B: Resultados de los 18 casos analizados en el estudio de amenaza sísmica para el sitio del puente para el río Toro.

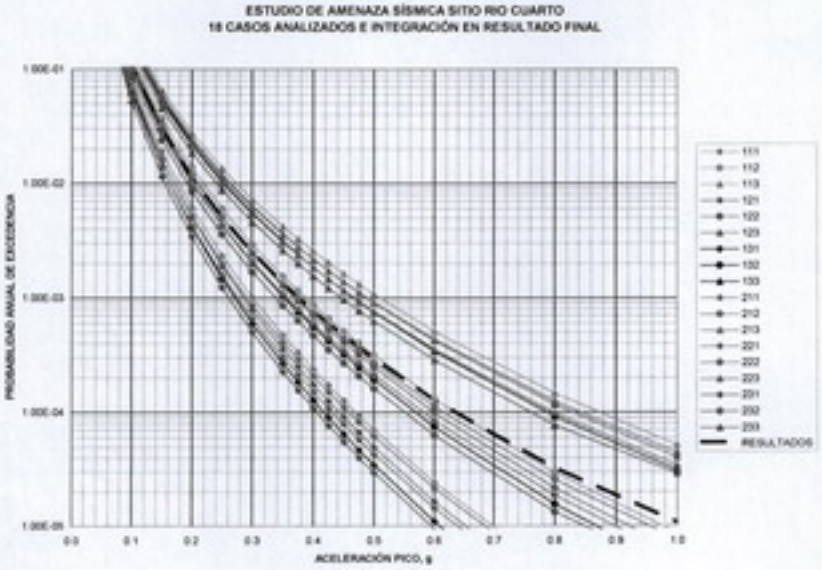


Figura 23 C: Resultados de los 18 casos analizados en el estudio de amenaza sísmica para el sitio del puente para el río Cuarto.

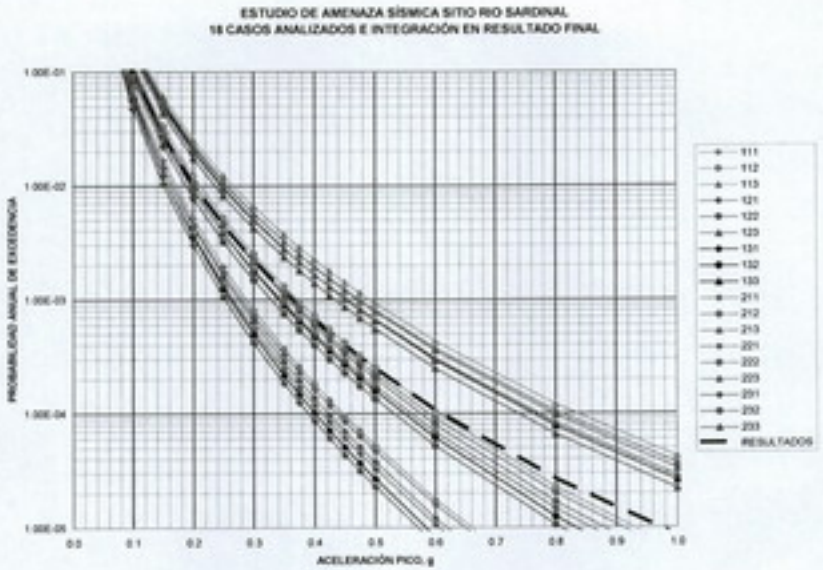


Figura 23 D: Resultados de los 18 casos analizados en el estudio de amenaza sísmica para el sitio del puente para el río Sardinal.

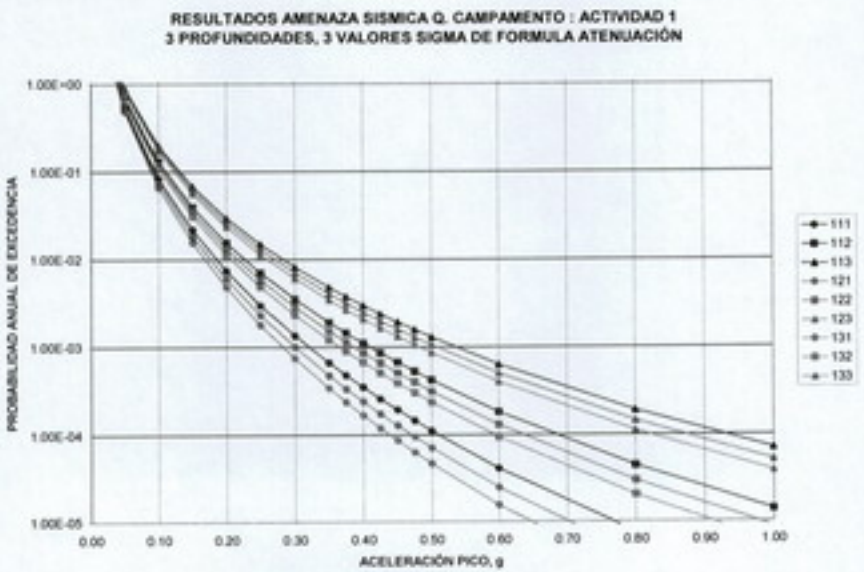


Figura 24 A: Resultados de los 9 casos analizados para la actividad 1, sitio Campamento.

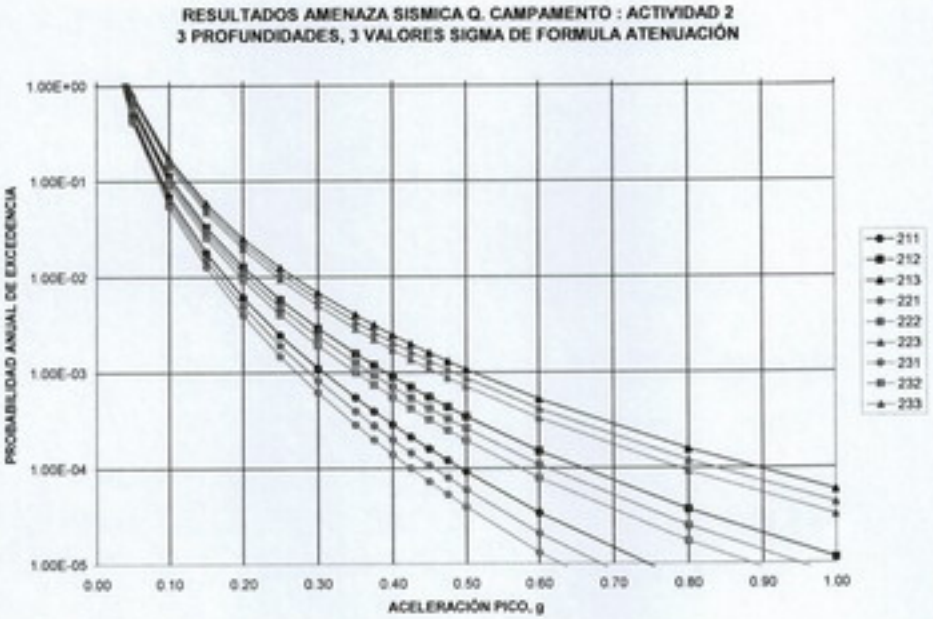


Figura 24 B: Resultados de los 9 casos analizados para la actividad 2, sitio Campamento.

Después de analizar los 18 casos se comprobó que el parámetro que generó más diferencias entre los casos es la desviación estándar de la fórmula de atenuación.

En las Figuras 24 A y 24 B, los gráficos azules representan las profundidades someras para las fuentes, los gráficos color rosa representan las profundidades medias y el color verde las profundas. El símbolo de círculo representa el valor de desviación estándar para la fórmula de atenuación Dahle 1995 igual a 0.55, los cuadrados, el valor de desviación estándar para la fórmula de atenuación igual a 0.65 y los triángulos, el valor de desviación estándar para la fórmula de atenuación igual a 0.75.

Como era de esperarse, con respecto a las tres profundidades, los gráficos azules tienen los valores más altos, los gráficos rosas los valores intermedios y los gráficos verdes los valores menores. También se puede apreciar que para los gráficos de un mismo color, los que representan mayor desviación estándar para la fórmula de Dahle 1995 son mayores. Se puede comparar, que para un mismo valor de desviación estándar (gráficos de un mismo símbolo) para la fórmula de atenuación, la diferencia generada por cambio de profundidad no es tan grande como la diferencia que genera un cambio de desviación estándar para la fórmula de atenuación a una misma profundidad. En la Figura 23 A, donde se graficaron los 18 casos, se puede apreciar la tendencia para las dos actividades y además que la actividad 1 con gráficos en tonos de azul, brinda los mayores valores en los resultados que la Actividad 2 con tonos de rojo.

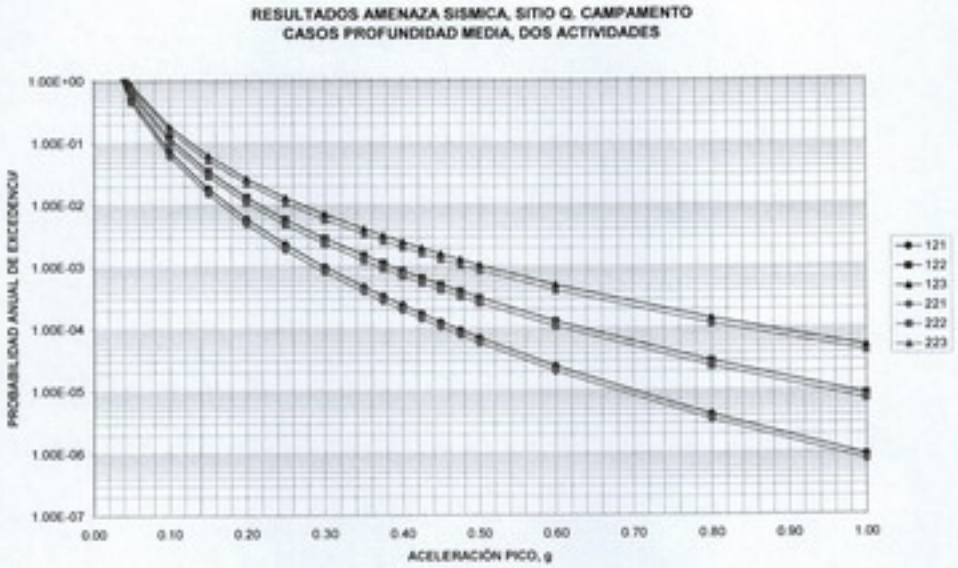


Figura 24 C: Resultados de los 6 casos analizados para la profundidad media, sitio Campamento

Esta tendencia (la diferencia generada por cambio de actividad no es tan grande como la diferencia que genera un cambio de desviación estándar para la fórmula de atenuación a una misma profundidad) se ilustra más claramente en la Figura 24 C donde se grafican los seis casos de solo la profundidad media. Los tres casos de la actividad 1 se muestran en azul y los tres casos de la actividad 2 se muestran en rojo. Los símbolos de igual manera a las figuras anteriores, distinguen el valor de la desviación estándar para la fórmula de atenuación: círculos para sigma = 0.55, cuadrados para sigma = 0.65 y triángulos para sigma = 0.75. Para un mismo símbolo o valor de sigma los gráficos azules son levemente mayores que los rojos. También es clara la tendencia, como en las figuras anteriores, que los valores mayores son de los gráficos de los triángulos (de mayores valores de sigma), seguidos por los cuadrados (de valores intermedios de sigma) y los gráficos con los círculos tienen los valores menores (de menores valores de sigma). Se puede constatar en esta gráfica que la diferencia entre la actividad (de rojo a azul, para un mismo símbolo) es mucho menor que la diferencia entre los valores de la desviación estándar de la fórmula de atenuación (cambio de símbolo), y que las diferencias por cambio de profundidad de fuentes mostradas en las Figuras 24 A y 24 B.

De la observación de estas figuras se puede concluir que el cambio de valor de desviación estándar para la fórmula de atenuación tiene más importancia que la actividad o el cambio de profundidad de las fuentes sísmicas, y que la diferencia entre profundidades pesa más que la actividad.

7.1 ACELERACIÓN PICO VRS PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA

En las Figuras 25 A, 25 B, 25 C y 25 D se muestran los resultados, respectivamente para los sitos de puente Campamento, Toro, Cuarto y Sardinal del Proyecto Vial Bajos de Chilamate – Vuelta Kooper. Los resultados, que fueron integrados mediante el procedimiento de árbol de lógica descrito en el apartado 6.4, están limitados por una banda que representan +/- el valor de desviación estándar.

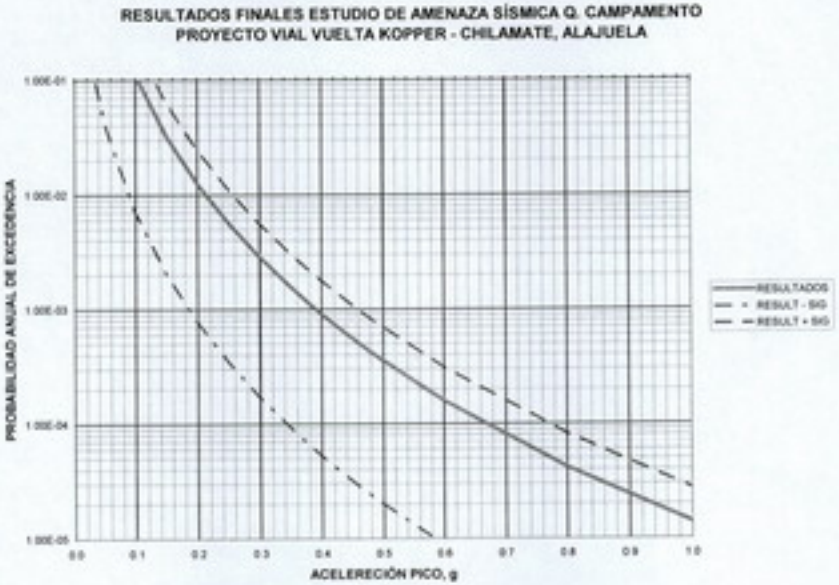


Figura 25 A: Resultados del estudio de amenaza sísmica para el sitio de puente Campamento.

TABLA VII A: RESULTADOS DE AMENAZA SÍSMICA EN ROCA PARA EL SITIO DE PUENTE QUEBRADA CAMPAMENTO, PROYECTO CHILAMATE - KOOPER							
Probabilidad anual de excedencia	Periodo de retorno (años)	L = (años)					Aceleración pico en Roca, g
		30	50	75	100	150	
2.00×10^{-02}	50	0.451	0.632	0.777	0.865	0.950	0.175
1.00×10^{-02}	100	0.259	0.393	0.528	0.632	0.777	0.214
5.00×10^{-03}	200	0.139	0.221	0.313	0.393	0.528	0.259
2.00×10^{-03}	500	0.058	0.095	0.139	0.181	0.259	0.330
1.40×10^{-03}	715	0.041	0.068	0.100	0.131	0.189	0.361
1.00×10^{-03}	1000	0.030	0.049	0.072	0.095	0.139	0.392
5.00×10^{-04}	2000	0.015	0.025	0.037	0.049	0.072	0.463
2.00×10^{-04}	5000	0.006	0.010	0.015	0.020	0.030	0.572
1.00×10^{-04}	10000	0.003	0.005	0.007	0.010	0.015	0.671

En las Tablas VII A, VII B, VII C y VII D se muestran los resultados respectivamente de las Figuras 25 A, 25 B, 25 C y 25 D. Adicionalmente a la probabilidad anual de excedencia, se muestra la probabilidad de excedencia para diversos lapsos, de 30, 50, 75, 100, y 150 años. Estos lapsos son típicos valores para las vidas útiles de estructuras.

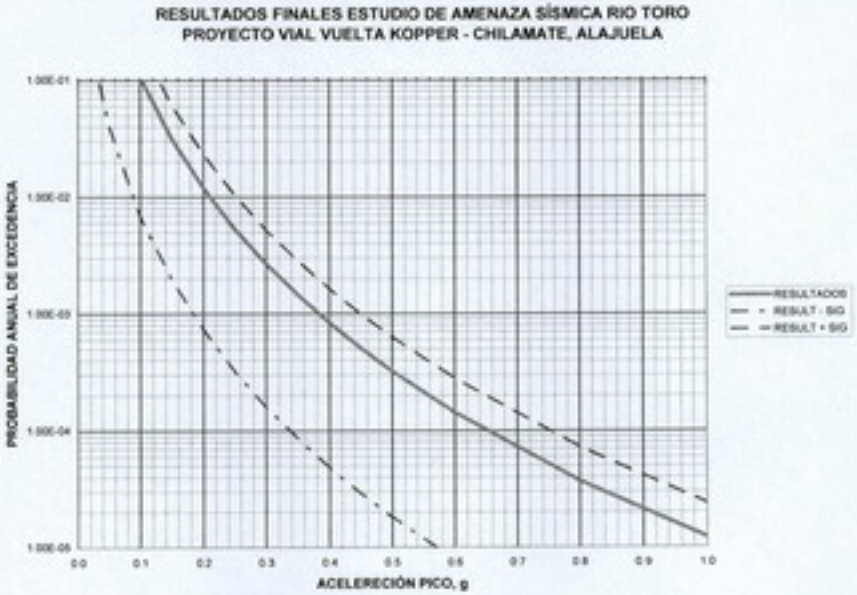


Figura 25 B: Resultados del estudio de amenaza sísmica para el sitio de puente río Toro.

TABLA VII B: RESULTADOS DE AMENAZA SÍSMICA EN ROCA PARA EL SITIO DE PUENTE RÍO TORO, PROYECTO CHILAMATE - KOOPER							
Probabilidad anual de excedencia	Periodo de retorno (años)	L = (años)					Aceleración pico en Roca, g
		30	50	75	100	150	
2.00×10^{-02}	50	0.451	0.632	0.777	0.865	0.950	0.174
1.00×10^{-02}	100	0.259	0.393	0.528	0.632	0.777	0.211
5.00×10^{-03}	200	0.139	0.221	0.313	0.393	0.528	0.255
2.00×10^{-03}	500	0.058	0.095	0.139	0.181	0.259	0.325
1.40×10^{-03}	715	0.041	0.068	0.100	0.131	0.189	0.354
1.00×10^{-03}	1000	0.030	0.049	0.072	0.095	0.139	0.385
5.00×10^{-04}	2000	0.015	0.025	0.037	0.049	0.072	0.453
2.00×10^{-04}	5000	0.006	0.010	0.015	0.020	0.030	0.560
1.00×10^{-04}	10000	0.003	0.005	0.007	0.010	0.015	0.654

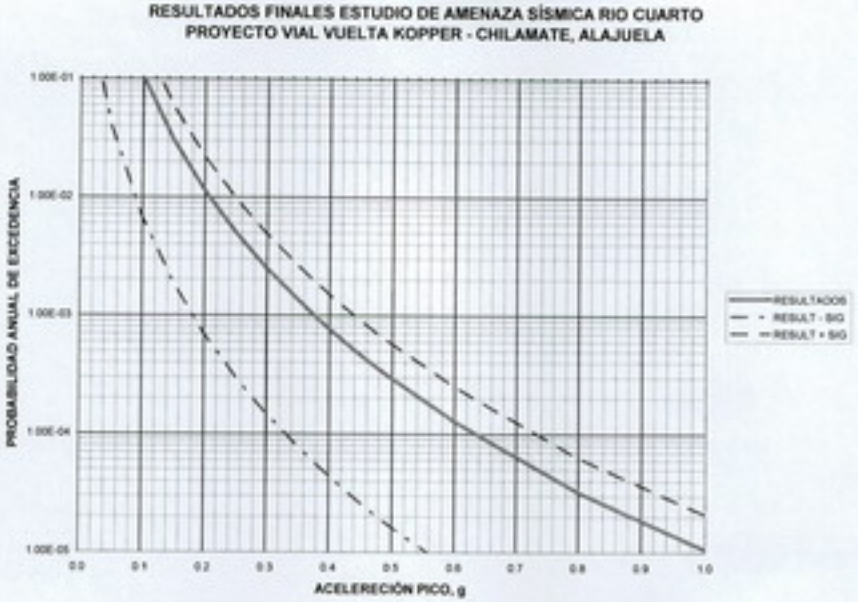


Figura 25 C: Resultados del estudio de amenaza sísmica para el sitio de puente río Cuarto.

TABLA VII C: RESULTADOS DE AMENAZA SÍSMICA EN ROCA PARA EL SITIO DE PUENTE RÍO CUARTO, PROYECTO CHILAMATE - KOOPER							
Probabilidad anual de excedencia	Periodo de retorno (años)	L = (años)					Aceleración pico en Roca, g
		30	50	75	100	150	
2.00×10^{-02}	50	0.451	0.632	0.777	0.865	0.950	0.171
1.00×10^{-02}	100	0.259	0.393	0.528	0.632	0.777	0.208
5.00×10^{-03}	200	0.139	0.221	0.313	0.393	0.528	0.251
2.00×10^{-03}	500	0.058	0.095	0.139	0.181	0.259	0.318
1.40×10^{-03}	715	0.041	0.068	0.100	0.131	0.189	0.347
1.00×10^{-03}	1000	0.030	0.049	0.072	0.095	0.139	0.377
5.00×10^{-04}	2000	0.015	0.025	0.037	0.049	0.072	0.443
2.00×10^{-04}	5000	0.006	0.010	0.015	0.020	0.030	0.547
1.00×10^{-04}	10000	0.003	0.005	0.007	0.010	0.015	0.637

Con base en la vida útil de la estructura, y la probabilidad de excedencia para este lapso, el diseñador escogerá la aceleración pico que juzgue es el mejor balance entre seguridad y costos. El Ingeniero de Diseño escogerá la probabilidad de excedencia que considere aceptable como su solicitación de diseño. Para la vida útil de la estructura, su análisis de diseño cubrirá las solicitaciones que sean iguales o menores al valor escogido. Hay que

tener en cuenta que las solicitaciones mayores del correspondiente valor escogido no estarán cubiertas, y son las que representan riesgo. Las consideraciones del diseñador de costos mayores para riesgos menores tienen que llegar a un balance aceptable. Naturalmente, también hay que ser consistente en las probabilidades de excedencia de las diferentes solicitaciones a las cuales la estructura estará sujeta.

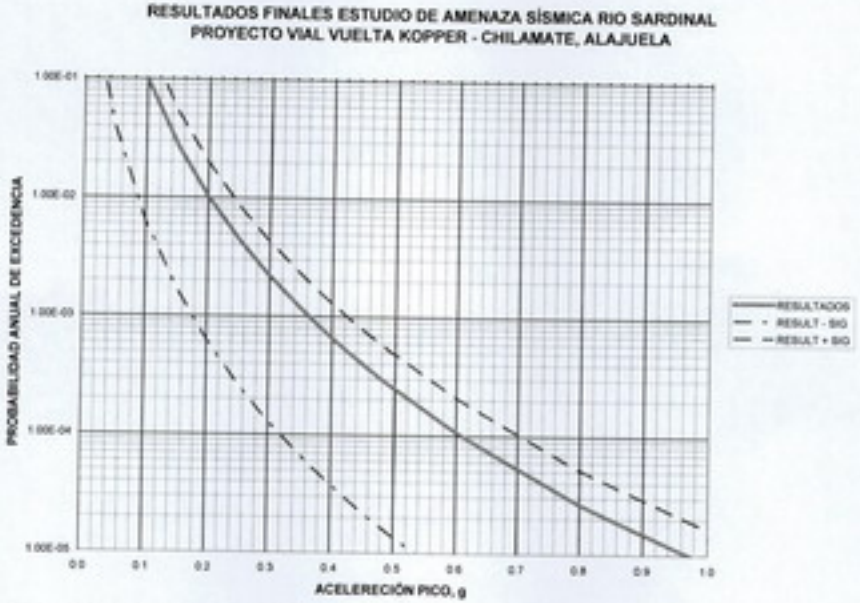


Figura 25 D: Resultados del estudio de amenaza sísmica para el sitio de puente río Sardinal.

TABLA VII D: RESULTADOS DE AMENAZA SÍSMICA EN ROCA PARA EL SITIO DE PUENTE RÍO SARDINAL, PROYECTO CHILAMATE - KOOPER

Probabilidad anual de excedencia	Período de retorno (años)	L = (años)					Aceleración pico en Roca, g
		30	50	75	100	150	
2.00×10^{-02}	50	0.451	0.632	0.777	0.865	0.950	0.167
1.00×10^{-02}	100	0.259	0.393	0.528	0.632	0.777	0.202
5.00×10^{-03}	200	0.139	0.221	0.313	0.393	0.528	0.244
2.00×10^{-03}	500	0.058	0.095	0.139	0.181	0.259	0.308
1.40×10^{-03}	715	0.041	0.068	0.100	0.131	0.189	0.336
1.00×10^{-03}	1000	0.030	0.049	0.072	0.095	0.139	0.364
5.00×10^{-04}	2000	0.015	0.025	0.037	0.049	0.072	0.428
2.00×10^{-04}	5000	0.006	0.010	0.015	0.020	0.030	0.526
1.00×10^{-04}	10000	0.003	0.005	0.007	0.010	0.015	0.611

Para determinar la probabilidad de excedencia con la que se debería escoger la solicitación de diseño para los puentes puente Campamento, Toro, Cuarto y Sardinal del Proyecto Vial Bajos de Chilamate – Vuelta de Kooper, se deberá considerar las guías de diseño internacionalmente avaladas. El ATC 34 (1995) cita que la mayoría de los códigos de construcción requieren de una probabilidad de excedencia de 2×10^{-3} para las estructuras normales (equivalente a 10 % de probabilidad de excedencia en un período de vida útil de 50 años). La norma AASHTO, obtiene las solicitaciones sísmicas a partir de la aceleración efectiva para un período de retorno igual a 500 años. El factor de seguridad para puentes especiales o críticos lo introduce por medio de una reducción en la ductilidad admisible. Por estas razones, los espectros de respuesta que aparecen en este estudio se han elaborado para la aceleración efectiva correspondiente a un T = 500 años.

De las Tablas VII A - VII D se obtienen los valores de aceleración pico de la solicitación de diseño (para un período de 500 años) para los sitios que son respectivamente 0.330 g, 0.325 g, 0.318 g y 0.308 g para los sitios Campamento, Toro, Cuarto y Sardinal. A partir de estos valores se puede calcular la aceleración pico efectiva (APE) para los cuatro sitios. Este es el parámetro del movimiento del terreno utilizado por la mayoría de los códigos sismo – resistentes para describir la solicitación dinámica. Este valor es de 0.26 g, y 0.25 g, respectivamente para los puentes Campamento y Toro, y para Cuarto y Sardinal. Se pueden extrapolar estos valores para el resto de los ocho puentes de acuerdo a los resultados de aceleración pico para los cuatro puntos calculados. Se obtiene para los puentes que están hacia el oeste de la ruta: Campamento, Los Pericos, Tres Amigos, San Pedro, Toro y Caño Negro una APE de 0.26 g y para los puentes Cuarto y Sardinal una APE de 0.25 g.

El concepto de aceleración pico efectiva originalmente propuesto por Newmark define una magnitud de aceleración que podía ser utilizada para generar el nivel apropiado de movimientos del terreno en el rango de períodos de interés ingenieril al escalar formas espectrales normalizadas (Reiter, 1990). Varias definiciones fueron propuestas para describir este parámetro apropiadamente. La definición de la aceleración efectiva que se adoptó en el CSCR 2002 proviene del ATC 3-06 y representa el movimiento del terreno para períodos en el rango de 0.1 a 0.5 segundos, donde se dan los valores espectrales mayores de aceleración. Se calcula dividiendo el promedio de las ordenadas espectrales de aceleración para el 5 % de amortiguamiento en este rango por la constante 2.5. Aproximadamente, de acuerdo a análisis estadísticos de varios bancos de datos, (de donde también sale el valor 2.5) la aceleración pico efectiva (APE) es aproximadamente a 0.8 × aceleración pico del terreno. (Laporte, 2006).

Se elaboraron los espectros de diseño para el valor en roca para de APE de 0.26 g, y 0.25 g para las cuatro condiciones de sitio del CSCR 2002 y ductilidades de 1.25, 1.5 y 2.0 para brindar al diseñador la mayor flexibilidad en su trabajo.

7.2 ESPECTROS DE PSEUDO ACELERACIÓN

La caracterización de la solicitación dinámica de diseño debe completarse con la construcción de los respectivos espectros que dependen tanto de la aceleración pico como de las condiciones geotécnicas y el ambiente tectónico. Por lo tanto, una vez escogidos los niveles de aceleración pico se deberá proceder a la construcción de los espectros de respuesta de acuerdo a los lineamientos del actual Código Sísmico de Costa Rica (CSCR 2002).

El CSCR 2002 define cuatro tipos de sitio para este efecto, que van desde sitio de roca hasta sitio de suelo blando. Cualquier sitio de características de más baja calidad que las cuatro categorías tipificadas, deberá ser objeto de un estudio de respuesta dinámica del depósito. Este comportamiento se deberá evaluar detalladamente para determinar si en ese caso el sitio en consideración es apropiado para la fundación de la estructura.

Se espera sin embargo, y será ratificado por el estudio geotécnico, que el tipo de sitio de los puentes clasificará entre S_1, S_2, S_3 y S_4, descritos por el CSCR 2002. Los espectros elásticos e inelásticos de diseño se elaboraron por lo tanto para la correspondiente aceleración pico efectiva (APE) comentadas en el Apartado 7.1, y para los cuatro tipos de sitio. Valga la aclaración que el CSCR 2002, al igual que la mayoría de los códigos sismo – resistentes del mundo utilizan el parámetro APE en vez de la aceleración pico por ser un valor que representa mejor la capacidad destructiva de la sacudida sísmica, en vez del valor de aceleración pico.

La ubicación del Proyecto implica que éste se localiza en la Zona II de acuerdo a la zonificación sísmica del CSCR. La forma espectral elástica para la Zona II es de acuerdo al CSCR 2002:

$$F_e = \frac{\{[1.5 \times C_a] \times T + C_a\}}{T_a - T_0}$$

para $T_0 \leq T < T_a$

$$F_e = \{2.5 \times C_a\}$$

Para $T_a \ T < T_s$

3

$$F_e = \frac{\{C_v\}}{T}$$

Para $T_s \leq T$

donde:

F_e = Forma espectral
C_a = Coeficiente sísmico = 1.0 normalizado para la Zona II y S1.
= 1.2 normalizado para la Zona II y S2.
= 1.4 normalizado para la Zona II y S3.
= 1.7 normalizado para la Zona II y S4.

C_v = Coeficiente sísmico = 1.0 normalizado para la Zona II y S1.

= 1.6 normalizado para la Zona II y S2.
= 2.0 normalizado para la Zona II y S3.
= 3.2 normalizado para la Zona II y S4.

T = Período fundamental de vibración de la estructura en la dirección considerada (en segundos).
T_0 = Período bajo dónde el valor espectral es igual a la aceleración efectiva (= 0.01 seg)
T_s = Período de control en el espectro = $0.2 \times T_s$ *(en segundos)*
T_s = Período de control en el espectro = $C_v / (2.5 \times C_a)$. *(en segundos)*

Estas formas espectrales, de 5 % de amortiguamiento, para los cuatro tipos de sitio, deben ser multiplicadas por la aceleración efectiva escogida para caracterizar la solicitación dinámica de diseño. Estas formas espectrales también son utilizadas por la SEAOC (Structural Engineering Association of California), que sentó las bases para la última edición del UBC del 2002.

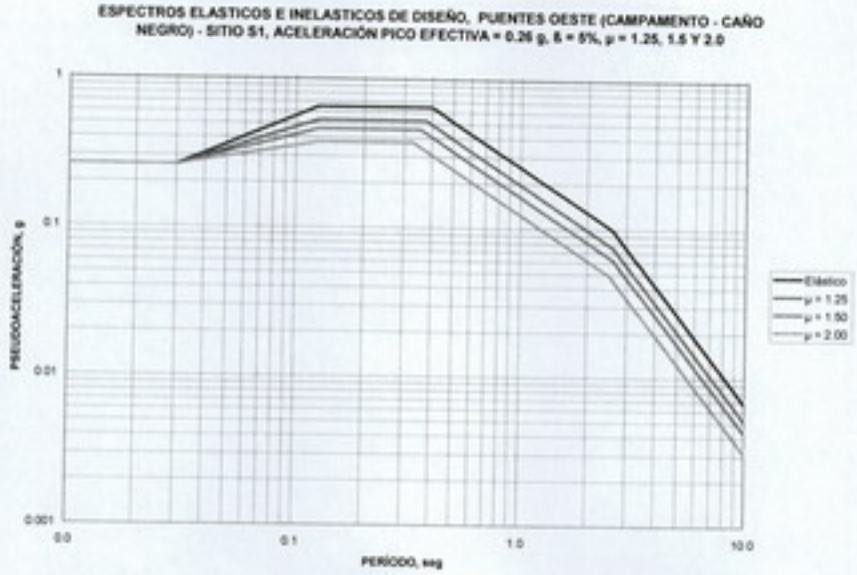
Estos espectros elásticos a su vez deben de ser multiplicados por factores reductores para tomar en cuenta la ductilidad de las estructuras y así construir los espectros inelásticos de diseño. De esta manera se elaboraron los espectros inelásticos de forma paramétrica, para tres valores de ductilidad y los cuatro tipos de sitio. Los valores de ductilidad utilizados fueron μ = 1.25, 1.50 y 2.00, para construir los espectros inelásticos.

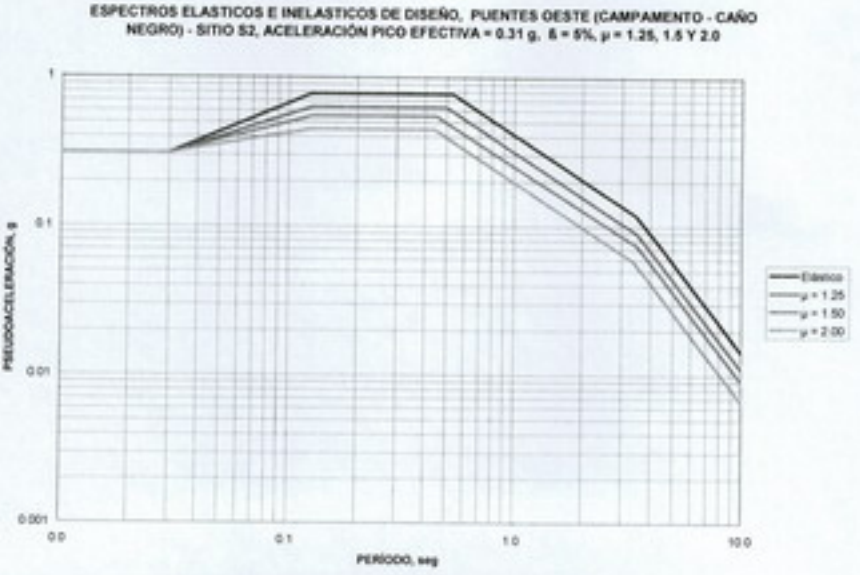
Varios investigadores han propuesto diferentes factores de reducción basados en estudios de comportamiento estructural (Miranda y Vertero, 1994). Los coeficientes utilizados fueron los de Riddell y Newmark (1979), que se presentan para las zonas de aceleración, velocidad y desplazamiento.

Estas formas espectrales, de 5 % de amortiguamiento, para los cuatro tipos de sitio, deben ser multiplicadas por la aceleración efectiva escogida para caracterizar la solicitación dinámica de diseño. En este caso se recomienda los valores de aceleración efectiva de 0.26 g, y 0.25 g respectivamente para los puentes al oeste del Proyecto (de Campamento hasta Caño Negro) y para los puentes al este del Proyecto (Cuarto y Sardinal).

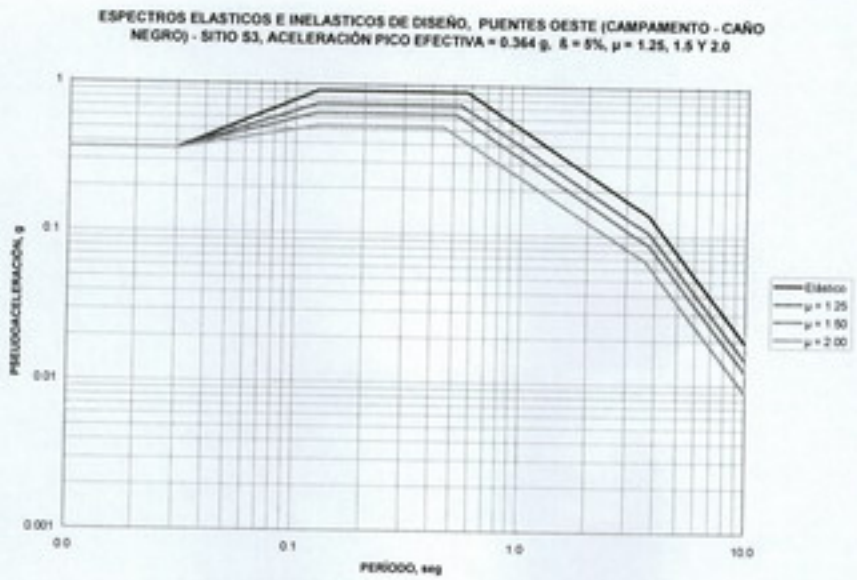
Los espectros de diseño para los puentes al oeste del Proyecto (de Campamento hasta Caño Negro) se muestran en las Figuras 26 A - 26 D, respectivamente para los tipos de sitio S_1, S_2, S_3 y S_4, ductilidades de 1.00, 1.25, 1.50, y 2.00, amortiguamiento del 5% y para una aceleración pico efectiva de 0.260 g, 0.312 g, 0.364 g y 0.442 g (según el tipo de sitio). Los espectros de diseño para los puentes al este del Proyecto (Cuarto y Sardinal) se muestran en las Figuras 27 A - 27 D, respectivamente para los tipos de sitio S_1, S_2, S_3 y S_4, las mismas ductilidades, un amortiguamiento del 5% y para una aceleración pico efectiva de 0.250 g, 0.300 g, 0.350 g y 0.425 g (según el tipo de sitio).

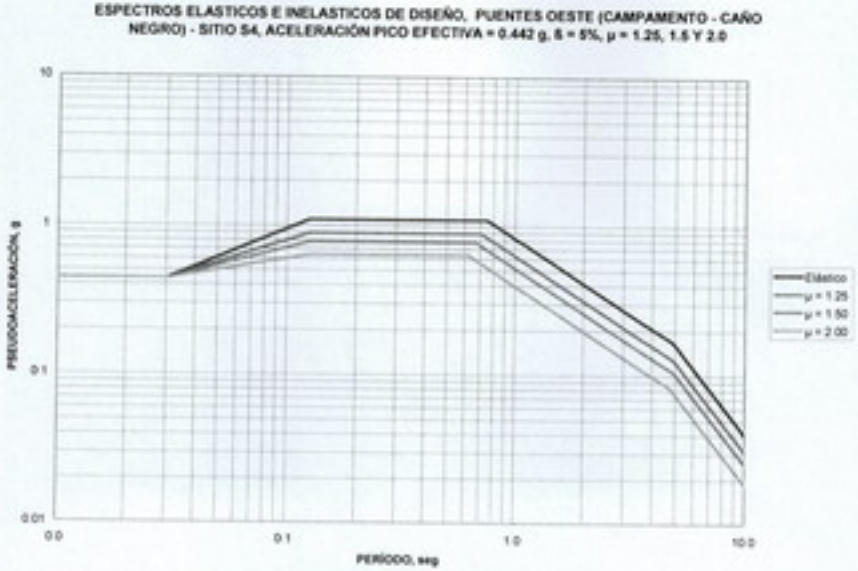
En las Tablas VIII A y VIII B se muestran respectivamente los valores de los espectros inelásticos mostrados en las Figuras 26 A - 26 D, y en las Tablas IX A y IX B los de las Figuras 27 A – 27 D.



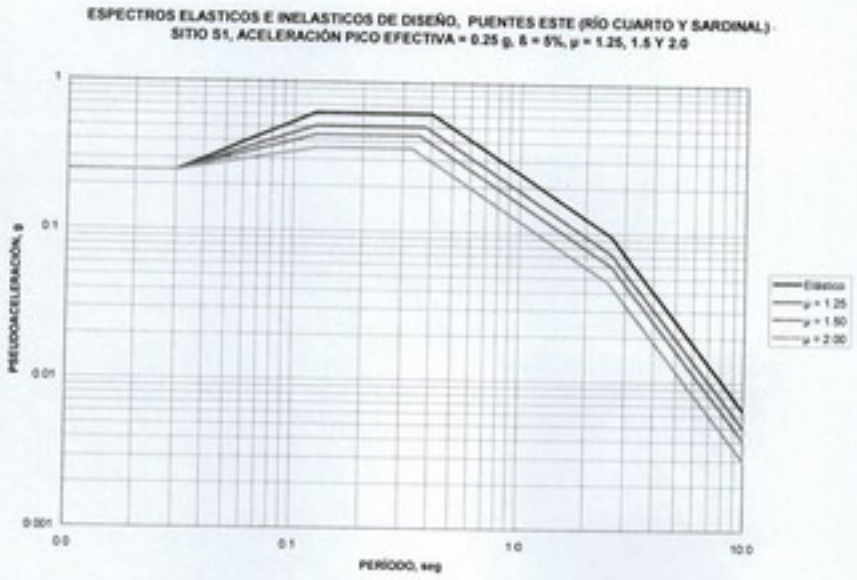


Figuras 26A y 26B: Espectros elástico e inelásticos de diseño para los puentes hacia el oeste de la ruta Chilamate –Kooper para valores de aceleración pico efectivas de 0.260 y 0.312 g, amortiguamiento del 5 % y ductilidades de 1.25, 1.5, y 2.0, condiciones de sitio S_1 y S_2, respectivamente.

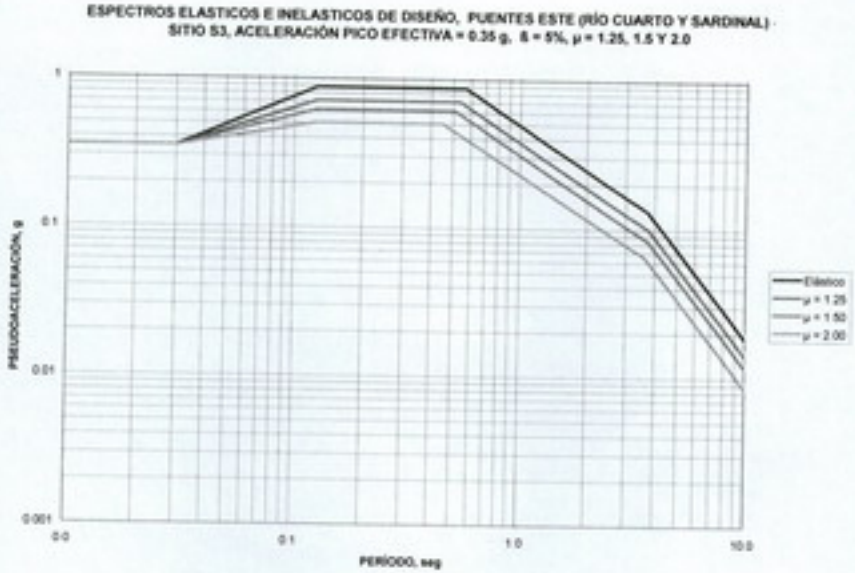


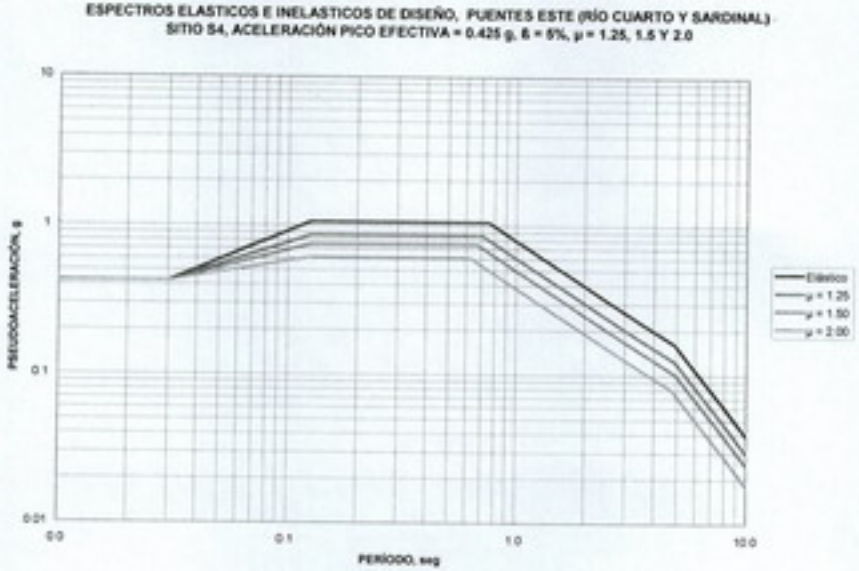


Figuras 26C y 26D: Espectros elástico e inelásticos de diseño para los puentes hacia el oeste de la ruta Chilamate –Kooper para valores de aceleración pico efectivas de 0.364 y 0.442 g, amortiguamiento del 5 % y ductilidades de 1.25, 1.5, y 2.0, condiciones de sitio S_3 y S_4, respectivamente.



Figuras 27A y 27B: Espectros elástico e inelásticos de diseño para los puentes hacia el este de la ruta Chilamate –Kooper para valores de aceleración pico efectivas de 0.250 y 0.300 g, amortiguamiento del 5 % y ductilidades de 1.25, 1.5, y 2.0, condiciones de sitio S_1 y S_2, respectivamente.





Figuras 27C y 27D: Espectros elástico e inelásticos de diseño para los puentes hacia el oeste de la ruta Chilamate –Kooper para valores de aceleración pico efectivas de 0.364 y 0.442 g, amortiguamiento del 5 % y ductilidades de 1.25, 1.5, y 2.0, condiciones de sitio S_3 y S_4, respectivamente.

TABLA VIII A: ESPECTROS ELÁSTICOS E INELÁSTICOS TRAMO OESTE (CAMPAMENTO - CUARTO) DE CARRETERA LA VUELTA KOOPER - VUELTA CHILAMATE PARA SITIOS S1 Y S2

TIPO DE SITIO S1 (ROCA, CSCR2002)

T (seg)	Elástico	μ = 1.25 Inelástico	μ = 1.5 Inelástico	μ = 2 Inelástico
0.0100	0.2600	0.2600	0.2600	0.2600
0.0200	0.2600	0.2600	0.2600	0.2600
0.0300	0.2600	0.2600	0.2600	0.2600
0.0303	0.2600	0.2600	0.2600	0.2600
0.0400	0.3111	0.2990	0.2907	0.2794
0.0500	0.3594	0.3346	0.3180	0.2960
0.0600	0.4044	0.3667	0.3422	0.3103
0.0700	0.4468	0.3963	0.3640	0.3230
0.0800	0.4871	0.4239	0.3841	0.3343
0.0900	0.5256	0.4498	0.4028	0.3447
0.1000	0.5627	0.4743	0.4202	0.3542
0.1100	0.5984	0.4976	0.4366	0.3631
0.1200	0.6331	0.5199	0.4521	0.3713
0.1250	0.6500	0.5307	0.4596	0.3753
0.1500	0.6500	0.5307	0.4596	0.3753
0.2000	0.6500	0.5307	0.4596	0.3753
0.2500	0.6500	0.5307	0.4596	0.3753
0.3000	0.6500	0.5307	0.4596	0.3753
0.3302	0.6500	0.5307	0.4596	0.3753
0.3560	0.6500	0.5307	0.4596	0.3481
0.3746	0.6500	0.5307	0.4367	0.3308
0.4000	0.6500	0.4971	0.4090	0.3098
0.4500	0.5778	0.4418	0.3636	0.2754
0.5000	0.5200	0.3976	0.3272	0.2479
0.6000	0.4333	0.3314	0.2727	0.2066
0.8000	0.3250	0.2485	0.2045	0.1549
1.0000	0.2600	0.1988	0.1636	0.1239
1.1000	0.2364	0.1807	0.1487	0.1127
1.2000	0.2167	0.1657	0.1363	0.1033
1.3000	0.2000	0.1529	0.1259	0.0953
1.4000	0.1857	0.1420	0.1169	0.0885
1.5000	0.1733	0.1325	0.1091	0.0826
2.0000	0.1300	0.0994	0.0818	0.0620
2.5231	0.1030	0.0788	0.0648	0.0491
2.6045	0.0998	0.0763	0.0628	0.0461
2.6126	0.0992	0.0761	0.0626	0.0458
2.6200	0.0987	0.0757	0.0625	0.0456
2.8000	0.0864	0.0663	0.0545	0.0399
3.0000	0.0752	0.0577	0.0475	0.0347
4.0000	0.0423	0.0325	0.0267	0.0195
5.0000	0.0271	0.0208	0.0171	0.0125
6.0000	0.0188	0.0144	0.0119	0.0087
7.0000	0.0138	0.0106	0.0087	0.0064
8.0000	0.0106	0.0081	0.0067	0.0049
9.0000	0.0084	0.0064	0.0053	0.0039
10.0000	0.0068	0.0052	0.0043	0.0031

TIPO DE SITIO S2 (CSCR2002)

T (seg)	Elástico	μ = 1.25 Inelástico	μ = 1.5 Inelástico	μ = 2 Inelástico
0.0100	0.3120	0.3120	0.3120	0.3120
0.0200	0.3120	0.3120	0.3120	0.3120
0.0300	0.3120	0.3120	0.3120	0.3120
0.0303	0.3120	0.3120	0.3120	0.3120
0.0400	0.3734	0.3588	0.3488	0.3353
0.0500	0.4313	0.4015	0.3816	0.3552
0.0600	0.4853	0.4401	0.4106	0.3724
0.0700	0.5361	0.4756	0.4369	0.3875
0.0800	0.5845	0.5087	0.4610	0.4012
0.0900	0.6307	0.5398	0.4833	0.4136
0.1000	0.6752	0.5692	0.5042	0.4250
0.1100	0.7181	0.5972	0.5239	0.4357
0.1200	0.7597	0.6239	0.5426	0.4456
0.1250	0.7800	0.6369	0.5515	0.4503
0.1500	0.7800	0.6369	0.5515	0.4503
0.2000	0.7800	0.6369	0.5515	0.4503
0.2500	0.7800	0.6369	0.5515	0.4503
0.3000	0.7800	0.6369	0.5515	0.4503
0.3995	0.7800	0.6369	0.5515	0.4503
0.4403	0.7800	0.6369	0.5515	0.4503
0.4500	0.7800	0.6369	0.5515	0.4406
0.4995	0.7800	0.6369	0.4982	0.3970
0.5000	0.7800	0.6362	0.4978	0.3966
0.5333	0.7800	0.5965	0.4674	0.3718
0.6000	0.6933	0.5302	0.4168	0.3305
0.8000	0.5200	0.3976	0.3149	0.2479
1.0000	0.4160	0.3181	0.2534	0.1983
1.1000	0.3782	0.2892	0.2309	0.1803
1.2000	0.3467	0.2651	0.2122	0.1652
1.3000	0.3200	0.2447	0.1963	0.1525
1.4000	0.2971	0.2272	0.1826	0.1416
1.5000	0.2773	0.2121	0.1707	0.1322
2.0000	0.2080	0.1591	0.1290	0.0991
2.5000	0.1664	0.1272	0.1038	0.0793
3.0000	0.1387	0.1060	0.0869	0.0661
3.3641	0.1237	0.0946	0.0777	0.0589
3.4727	0.1198	0.0916	0.0754	0.0553
3.4835	0.1190	0.0913	0.0751	0.0550
3.4933	0.1184	0.0908	0.0749	0.0547
4.0000	0.0903	0.0693	0.0572	0.0417
5.0000	0.0578	0.0443	0.0366	0.0267
6.0000	0.0401	0.0308	0.0254	0.0185
7.0000	0.0295	0.0226	0.0187	0.0136
8.0000	0.0226	0.0173	0.0143	0.0104
9.0000	0.0178	0.0137	0.0113	0.0082
10.0000	0.0144	0.0111	0.0091	0.0067

TABLA VIII B: ESPECTROS ELÁSTICOS E INELÁSTICOS TRAMO OESTE (CAMPAMENTO - CUARTO) DE CARRETERA LA VUELTA KOOPER - VUELTA CHILAMATE PARA SITIOS S3 Y S4

TIPO DE SITIO S3 (CSCR2002)

T (seg)	Elástico	μ = 1.25 Inelástico	μ = 1.5 Inelástico	μ = 2 Inelástico
0.0100	0.3640	0.3640	0.3640	0.3640
0.0200	0.3640	0.3640	0.3640	0.3640
0.0300	0.3640	0.3640	0.3640	0.3640
0.0303	0.3640	0.3640	0.3640	0.3640
0.0400	0.4356	0.4186	0.4070	0.3911
0.0500	0.5032	0.4684	0.4452	0.4144
0.0600	0.5661	0.5134	0.4790	0.4344
0.0700	0.6255	0.5549	0.5097	0.4521
0.0800	0.6819	0.5935	0.5378	0.4680
0.0900	0.7359	0.6297	0.5639	0.4825
0.1000	0.7877	0.6640	0.5883	0.4959
0.1100	0.8378	0.6967	0.6112	0.5083
0.1200	0.8863	0.7279	0.6330	0.5199
0.1250	0.9100	0.7430	0.6435	0.5254
0.1500	0.9100	0.7430	0.6435	0.5254
0.2000	0.9100	0.7430	0.6435	0.5254
0.2500	0.9100	0.7430	0.6435	0.5254
0.3000	0.9100	0.7430	0.6435	0.5254
0.4500	0.9100	0.7430	0.6435	0.5254
0.4718	0.9100	0.7430	0.6435	0.5017
0.5000	0.9100	0.7430	0.6435	0.4740
0.5085	0.9100	0.7430	0.6435	0.4662
0.5352	0.9100	0.7430	0.6114	0.4435
0.5714	0.9100	0.6959	0.5727	0.4160
0.6000	0.8686	0.6627	0.5454	0.3966
0.8000	0.6496	0.4971	0.4090	0.2994
1.0000	0.5196	0.3976	0.3272	0.2408
1.1000	0.4722	0.3615	0.2975	0.2193
1.2000	0.4328	0.3314	0.2727	0.2015
1.3000	0.3995	0.3059	0.2517	0.1863
1.4000	0.3709	0.2840	0.2337	0.1733
1.5000	0.3461	0.2651	0.2182	0.1620
2.0000	0.2595	0.1988	0.1636	0.1223
2.5000	0.2075	0.1591	0.1309	0.0983
3.0000	0.1729	0.1325	0.1091	0.0823
3.6044	0.1438	0.1103	0.0908	0.0688
3.7207	0.1393	0.1069	0.0879	0.0665
3.7324	0.1385	0.1065	0.0877	0.0661
3.7428	0.1377	0.1059	0.0874	0.0658
4.0000	0.1206	0.0928	0.0766	0.0568
5.0000	0.0772	0.0594	0.0491	0.0357
6.0000	0.0537	0.0412	0.0341	0.0248
7.0000	0.0394	0.0303	0.0251	0.0182
8.0000	0.0302	0.0232	0.0192	0.0140
9.0000	0.0239	0.0183	0.0152	0.0110
10.0000	0.0193	0.0148	0.0123	0.0089

TIPO DE SITIO S4 (CSCR2002)

T (seg)	Elástico	μ = 1.25 Inelástico	μ = 1.5 Inelástico	μ = 2 Inelástico
0.0100	0.4420	0.4420	0.4420	0.4420
0.0200	0.4420	0.4420	0.4420	0.4420
0.0300	0.4420	0.4420	0.4420	0.4420
0.0303	0.4420	0.4420	0.4420	0.4420
0.0400	0.5289	0.5083	0.4942	0.4750
0.0500	0.6110	0.5688	0.5406	0.5032
0.0600	0.6875	0.6235	0.5817	0.5275
0.0700	0.7595	0.6738	0.6189	0.5490
0.0800	0.8280	0.7206	0.6530	0.5683
0.0900	0.8935	0.7647	0.6847	0.5859
0.1000	0.9565	0.8063	0.7143	0.6021
0.1100	1.0173	0.8460	0.7422	0.6172
0.1200	1.0762	0.8839	0.7686	0.6313
0.1250	1.1050	0.9022	0.7814	0.6380
0.1500	1.1050	0.9022	0.7814	0.6380
0.2000	1.1050	0.9022	0.7814	0.6380
0.2500	1.1050	0.9022	0.7814	0.6380
0.3000	1.1050	0.9022	0.7814	0.6380
0.4500	1.1050	0.9022	0.7814	0.6380
0.5000	1.1050	0.9022	0.7814	0.6380
0.6000	1.1050	0.9022	0.7814	0.6380
0.6216	1.1050	0.9022	0.7814	0.6380
0.6701	1.1050	0.9022	0.7814	0.5918
0.7052	1.1050	0.9022	0.7425	0.5624
0.7529	1.1050	0.8450	0.6954	0.5267
0.8000	1.0399	0.7953	0.6545	0.4957
1.0000	0.8316	0.6362	0.5236	0.3966
1.1000	0.7559	0.5784	0.4760	0.3605
1.2000	0.6928	0.5302	0.4363	0.3305
1.3000	0.6394	0.4894	0.4027	0.3051
1.4000	0.5937	0.4544	0.3740	0.2833
1.5000	0.5540	0.4242	0.3490	0.2644
2.0000	0.4153	0.3181	0.2618	0.1983
2.5000	0.3321	0.2545	0.2094	0.1586
3.0000	0.2767	0.2121	0.1745	0.1322
4.0000	0.2074	0.1591	0.1309	0.0991
4.7494	0.1746	0.1340	0.1102	0.0835
4.9026	0.1692	0.1298	0.1068	0.0784
4.9179	0.1681	0.1294	0.1065	0.0779
4.9317	0.1672	0.1286	0.1062	0.0774
5.0000	0.1627	0.1252	0.1033	0.0753
6.0000	0.1131	0.0869	0.0717	0.0523
7.0000	0.0831	0.0639	0.0527	0.0384
8.0000	0.0637	0.0489	0.0403	0.0294
9.0000	0.0503	0.0386	0.0319	0.0233
10.0000	0.0408	0.0313	0.0258	0.0188

TABLA XI A: ESPECTROS ELÁSTICOS E INELÁSTICOS TRAMO ESTE (CUARTO Y SARDINAL) DE CARRETERA LA VUELTA KOOPER - VUELTA CHILAMATE PARA SITIOS S1 Y S2

TIPO DE SITIO S1 (ROCA, CSCR2002)

T (seg)	Elástico	μ = 1.25 Inelástico	μ = 1.5 Inelástico	μ = 2 Inelástico
0.0100	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.0200	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.0300	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.0303	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.0400	0.2992	0.2875	0.2795	0.2686
0.0500	0.3456	0.3217	0.3058	0.2846
0.0600	0.3888	0.3526	0.3290	0.2984
0.0700	0.4296	0.3811	0.3500	0.3105
0.0800	0.4683	0.4076	0.3694	0.3215
0.0900	0.5054	0.4325	0.3873	0.3314
0.1000	0.5410	0.4561	0.4040	0.3406
0.1100	0.5754	0.4785	0.4198	0.3491
0.1200	0.6087	0.4999	0.4347	0.3570
0.1250	0.6250	0.5103	0.4419	0.3608
0.1500	0.6250	0.5103	0.4419	0.3608
0.2000	0.6250	0.5103	0.4419	0.3608
0.2500	0.6250	0.5103	0.4419	0.3608
0.3000	0.6250	0.5103	0.4419	0.3608
0.3302	0.6250	0.5103	0.4419	0.3608
0.3560	0.6250	0.5103	0.4419	0.3348
0.3746	0.6250	0.5103	0.4200	0.3181
0.4000	0.6250	0.4779	0.3933	0.2979
0.4500	0.5556	0.4248	0.3496	0.2648
0.5000	0.5000	0.3823	0.3146	0.2383
0.6000	0.4167	0.3186	0.2622	0.1986
0.8000	0.3125	0.2390	0.1967	0.1490
1.0000	0.2500	0.1912	0.1573	0.1192
1.1000	0.2273	0.1738	0.1430	0.1083
1.2000	0.2083	0.1593	0.1311	0.0993
1.3000	0.1923	0.1471	0.1210	0.0917
1.4000	0.1786	0.1366	0.1124	0.0851
1.5000	0.1667	0.1274	0.1049	0.0794
2.0000	0.1250	0.0956	0.0787	0.0596
2.5231	0.0991	0.0758	0.0624	0.0472
2.6045	0.0960	0.0734	0.0604	0.0443
2.6126	0.0954	0.0732	0.0602	0.0440
2.6200	0.0949	0.0728	0.0600	0.0438
2.8000	0.0831	0.0637	0.0524	0.0384
3.0000	0.0723	0.0555	0.0457	0.0334
4.0000	0.0407	0.0312	0.0257	0.0188
5.0000	0.0260	0.0200	0.0165	0.0120
6.0000	0.0181	0.0139	0.0114	0.0084
7.0000	0.0133	0.0102	0.0084	0.0061
8.0000	0.0102	0.0078	0.0064	0.0047
9.0000	0.0080	0.0062	0.0051	0.0037
10.0000	0.0065	0.0050	0.0041	0.0030

TIPO DE SITIO S2 (CSCR2002)

T (seg)	Elástico	μ = 1.25 Inelástico	μ = 1.5 Inelástico	μ = 2 Inelástico
0.0100	0.3000	0.3000	0.3000	0.3000
0.0200	0.3000	0.3000	0.3000	0.3000
0.0300	0.3000	0.3000	0.3000	0.3000
0.0303	0.3000	0.3000	0.3000	0.3000
0.0400	0.3590	0.3450	0.3354	0.3224
0.0500	0.4147	0.3860	0.3669	0.3415
0.0600	0.4666	0.4232	0.3948	0.3581
0.0700	0.5155	0.4573	0.4201	0.3726
0.0800	0.5620	0.4891	0.4432	0.3858
0.0900	0.6065	0.5190	0.4647	0.3977
0.1000	0.6492	0.5473	0.4848	0.4087
0.1100	0.6905	0.5742	0.5038	0.4189
0.1200	0.7305	0.5999	0.5217	0.4285
0.1250	0.7500	0.6124	0.5303	0.4330
0.1500	0.7500	0.6124	0.5303	0.4330
0.2000	0.7500	0.6124	0.5303	0.4330
0.2500	0.7500	0.6124	0.5303	0.4330
0.3000	0.7500	0.6124	0.5303	0.4330
0.3995	0.7500	0.6124	0.5303	0.4330
0.4403	0.7500	0.6124	0.5303	0.4330
0.4500	0.7500	0.6124	0.5303	0.4237
0.4995	0.7500	0.6124	0.4791	0.3817
0.5000	0.7500	0.6118	0.4786	0.3813
0.5333	0.7500	0.5735	0.4494	0.3575
0.6000	0.6667	0.5098	0.4007	0.3178
0.8000	0.5000	0.3823	0.3028	0.2383
1.0000	0.4000	0.3059	0.2437	0.1907
1.1000	0.3636	0.2781	0.2221	0.1733
1.2000	0.3333	0.2549	0.2040	0.1589
1.3000	0.3077	0.2353	0.1887	0.1467
1.4000	0.2857	0.2185	0.1756	0.1362
1.5000	0.2667	0.2039	0.1642	0.1271
2.0000	0.2000	0.1529	0.1240	0.0953
2.5000	0.1600	0.1224	0.0998	0.0763
3.0000	0.1333	0.1020	0.0836	0.0636
3.3641	0.1189	0.0909	0.0748	0.0567
3.4727	0.1152	0.0881	0.0725	0.0532
3.4835	0.1145	0.0878	0.0723	0.0529
3.4933	0.1138	0.0873	0.0721	0.0526
4.0000	0.0868	0.0666	0.0550	0.0401
5.0000	0.0556	0.0426	0.0352	0.0257
6.0000	0.0386	0.0296	0.0244	0.0178
7.0000	0.0283	0.0217	0.0179	0.0131
8.0000	0.0217	0.0166	0.0137	0.0100
9.0000	0.0171	0.0132	0.0109	0.0079
10.0000	0.0139	0.0107	0.0088	0.0064

TABLA XI B: ESPECTROS ELÁSTICOS E INELÁSTICOS TRAMO ESTE (CUARTO Y SARDINAL) DE CARRETERA LA VUELTA KOOPER - VUELTA CHILAMATE PARA SITIOS S3 Y S4

TIPO DE SITIO S3 (CSCR2002)

T (seg)	Elástico	μ = 1.25 Inelástico	μ = 1.5 Inelástico	μ = 2 Inelástico
0.0100	0.3500	0.3500	0.3500	0.3500
0.0200	0.3500	0.3500	0.3500	0.3500
0.0300	0.3500	0.3500	0.3500	0.3500
0.0303	0.3500	0.3500	0.3500	0.3500
0.0400	0.4188	0.4025	0.3913	0.3761
0.0500	0.4838	0.4504	0.4281	0.3985
0.0600	0.5444	0.4937	0.4606	0.4177
0.0700	0.6014	0.5335	0.4901	0.4347
0.0800	0.6557	0.5706	0.5171	0.4500
0.0900	0.7076	0.6055	0.5422	0.4640
0.1000	0.7574	0.6385	0.5656	0.4768
0.1100	0.8056	0.6699	0.5877	0.4887
0.1200	0.8522	0.6999	0.6086	0.4999
0.1250	0.8750	0.7144	0.6187	0.5052
0.1500	0.8750	0.7144	0.6187	0.5052
0.2000	0.8750	0.7144	0.6187	0.5052
0.2500	0.8750	0.7144	0.6187	0.5052
0.3000	0.8750	0.7144	0.6187	0.5052
0.4500	0.8750	0.7144	0.6187	0.5052
0.4718	0.8750	0.7144	0.6187	0.4824
0.5000	0.8750	0.7144	0.6187	0.4558
0.5085	0.8750	0.7144	0.6187	0.4483
0.5352	0.8750	0.7144	0.5879	0.4265
0.5714	0.8750	0.6691	0.5506	0.4000
0.6000	0.8333	0.6372	0.5244	0.3814
0.8000	0.6246	0.4779	0.3933	0.2879
1.0000	0.4995	0.3823	0.3146	0.2315
1.1000	0.4540	0.3476	0.2860	0.2109
1.2000	0.4162	0.3186	0.2622	0.1937
1.3000	0.3841	0.2941	0.2420	0.1791
1.4000	0.3566	0.2731	0.2247	0.1666
1.5000	0.3328	0.2549	0.2098	0.1558
2.0000	0.2495	0.1912	0.1573	0.1176
2.5000	0.1995	0.1529	0.1259	0.0945
3.0000	0.1662	0.1274	0.1049	0.0791
3.6044	0.1383	0.1061	0.0873	0.0661
3.7207	0.1340	0.1028	0.0846	0.0621
3.7324	0.1331	0.1024	0.0843	0.0617
3.7428	0.1324	0.1019	0.0841	0.0613
4.0000	0.1159	0.0892	0.0736	0.0537
5.0000	0.0743	0.0571	0.0472	0.0344
6.0000	0.0516	0.0396	0.0328	0.0239
7.0000	0.0379	0.0291	0.0241	0.0175
8.0000	0.0290	0.0223	0.0185	0.0134
9.0000	0.0230	0.0176	0.0146	0.0106
10.0000	0.0186	0.0143	0.0118	0.0086

TIPO DE SITIO S4 (CSCR2002)

T (seg)	Elástico	μ = 1.25 Inelástico	μ = 1.5 Inelástico	μ = 2 Inelástico
0.0100	0.4250	0.4250	0.4250	0.4250
0.0200	0.4250	0.4250	0.4250	0.4250
0.0300	0.4250	0.4250	0.4250	0.4250
0.0303	0.4250	0.4250	0.4250	0.4250
0.0400	0.5086	0.4888	0.4752	0.4567
0.0500	0.5875	0.5469	0.5196	0.4839
0.0600	0.6610	0.5995	0.5593	0.5072
0.0700	0.7303	0.6479	0.5951	0.5279
0.0800	0.7962	0.6929	0.6279	0.5465
0.0900	0.8592	0.7353	0.6583	0.5634
0.1000	0.9197	0.7753	0.6868	0.5790
0.1100	0.9782	0.8134	0.7137	0.5935
0.1200	1.0348	0.8499	0.7391	0.6070
0.1250	1.0625	0.8675	0.7513	0.6134
0.1500	1.0625	0.8675	0.7513	0.6134
0.2000	1.0625	0.8675	0.7513	0.6134
0.2500	1.0625	0.8675	0.7513	0.6134
0.3000	1.0625	0.8675	0.7513	0.6134
0.4500	1.0625	0.8675	0.7513	0.6134
0.5000	1.0625	0.8675	0.7513	0.6134
0.6000	1.0625	0.8675	0.7513	0.6134
0.6216	1.0625	0.8675	0.7513	0.6134
0.6701	1.0625	0.8675	0.7513	0.5691
0.7052	1.0625	0.8675	0.7139	0.5408
0.7529	1.0625	0.8125	0.6686	0.5065
0.8000	0.9999	0.7647	0.6293	0.4767
1.0000	0.7996	0.6118	0.5034	0.3813
1.1000	0.7268	0.5561	0.4577	0.3467
1.2000	0.6661	0.5098	0.4196	0.3178
1.3000	0.6148	0.4706	0.3873	0.2933
1.4000	0.5708	0.4370	0.3596	0.2724
1.5000	0.5327	0.4078	0.3356	0.2542
2.0000	0.3993	0.3059	0.2517	0.1907
2.5000	0.3194	0.2447	0.2014	0.1525
3.0000	0.2661	0.2039	0.1678	0.1271
4.0000	0.1994	0.1529	0.1259	0.0953
4.7494	0.1679	0.1288	0.1060	0.0803
4.9026	0.1627	0.1248	0.1027	0.0754
4.9179	0.1617	0.1244	0.1024	0.0749
4.9317	0.1608	0.1237	0.1021	0.0745
5.0000	0.1564	0.1203	0.0993	0.0724
6.0000	0.1087	0.0836	0.0690	0.0503
7.0000	0.0799	0.0614	0.0507	0.0370
8.0000	0.0612	0.0470	0.0388	0.0283
9.0000	0.0484	0.0371	0.0307	0.0224
10.0000	0.0392	0.0301	0.0248	0.0181

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Se llevó a cabo un estudio de amenaza sísmica para los 8 puentes del Proyecto Vial Bajos de Chilamate – Vuelta de Kooper, que se localizan en las hojas cartográficas Río Cuarto y Aguas Zarcas del Instituto Geográfico Nacional en escalas 1 : 50 000 y políticamente se ubican en el cantón de San Carlos, Provincia de Alajuela y el Cantón de Sarapiquí, Provincia de Heredia. Los puentes se ubican a lo largo de aproximadamente 23 Km de carretera que corre con sentido este – oeste y sus coordenadas se muestran en la Tabla I. Para los puentes Campamento, Toro, Cuarto y Sardinal se llevó a cabo una evaluación de sitio específico de la amenaza sísmica y para el resto se extrapoló la solicitación de diseño aquí recomendada.

- El sitio de estudio se ubica según la clasificación morfotectónica de Costa Rica, en el trasarco, en la cuenca San Carlos – Sarapiquí. En términos generales se puede referir a esta región como una depresión estructural (graben), limitada al suroeste por el arco volcánico de la Cordillera Volcánica Central. La cuenca de San Carlos es considerada por Astorga et al (1991) como un régimen extensional. Las llanuras aluviales del trasarco norte de Costa Rica en general están constituidas por terrenos depositados por varios ríos durante el Cuaternario. Los sitios de los puentes están a unos 15 – 20 Km al norte de la Cordillera Volcánica Central, lo que implica que las fallas activas que se ubican en esta cordillera tendrán una alta influencia sísmica para el Proyecto. Estas fallas forman parte del Sistema de Fallas Transcurrentes de Costa Rica (o alternamente el Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica). Estas fallas y sistemas han sido responsables de múltiples sismos destructivos que han afectado la región central de Costa Rica.

- Los resultados de sitio específico para los cuatro puentes se presentan en las Figuras 25 A - 25 D, como una correlación entre la aceleración pico y su correspondiente probabilidad de excedencia. En las Tablas VII A - VII D los resultados del estudio se presentan mostrando adicionalmente la probabilidad de excedencia para diversos lapsos típicos de vidas útiles de estructuras.

- Para la escogencia de la solicitación dinámica, se recomienda utilizar una probabilidad de excedencia de $2 \times 10\text{-}3$, equivalente a una probabilidad de excedencia del 10 % en una vida útil de 50 años y un período de retorno de 500 años, recomendado para las estructuras normales de acuerdo a la mayoría de los códigos de diseño vigentes. Para los puentes Campamento, Toro, Cuarto y Sardinal, la aceleración pico para esta probabilidad de excedencia corresponde respectivamente a valores de 0.330 g, 0.325 g, 0.318 g y 0.308 g.

- El valor de la aceleración pico efectiva (APE) para un período de retorno de 500 años es de 0.26 g, y 0.25 g, respectivamente para los puentes Campamento y Toro, y para Cuarto y Sardinal. Este es el parámetro del movimiento del terreno utilizado por la mayoría de los códigos sismo – resistentes para describir la solicitación dinámica. Se pueden extrapolar estos valores para el resto de los ocho puentes de acuerdo a los resultados de aceleración pico para los cuatro puntos

calculados. Se obtiene para los puentes que están hacia el oeste de la ruta: Campamento, Los Pericos, Tres Amigos, San Pedro, Toro y Caño Negro una APE de 0.26 g y para los puentes Cuarto y Sardinal una APE de 0.25 g.

- Los espectros de diseño para los puentes al oeste del Proyecto (de Campamento hasta Caño Negro) se muestran en las Figuras 26 A - 26 D, respectivamente para los tipos de sitio S1, S2, S3 y S4, ductilidades de 1.00, 1.25, 1.50, y 2.00, amortiguamiento del 5% y para una aceleración pico efectiva de 0.260 g, 0.312 g, 0.364 g y 0.442 g (según el tipo de sitio). Los espectros de diseño para los puentes al este del Proyecto (Cuarto y Sardinal) se muestran en las Figuras 27 A - 27 D, respectivamente para los tipos de sitio S1, S2, S3 y S4, las mismas ductilidades, un amortiguamiento del 5% y para una aceleración pico efectiva de 0.250 g, 0.300 g, 0.350 g y 0.425 g (según el tipo de sitio).

9 REFERENCIAS

Abrahamson N. A. Shedlock, Kaye M (1997): Overview. Research Letters, Seismological Society of America, Vol. 68 N.1, (Volume dedicated to recent ground motion relations)

Alvarado, G. E. (1988): 'Consideraciones Neotectónicas Recientes en los Alrededores de la Laguna de Arenal, Costa Rica', Departamento de Geología, Publicaciones ICE, 16 p.

Alvarado, G., Morales. L. D:, Montero, W., Climent, A., y Rojas, W. (1988): ' Aspectos Morfológicos y Sismotectónicos en el extremo occidental de la Cordillera Volcánica Central de Costa Rica'. Rev. Geol. Amér. Central, 9:75-98, 1988.

Alvarado, G. E. y Climent, A. (1985): 'Informe Sismológico, P. H. Toro'. Instituto Costarricense de Electricidad, en Informe Geológico-Geotécnico de Prefactibilidad para el P. H. Toro.

Alvarado, G. E., Barquero, R., Boschini, I., Chiesa, S., Carr, M. 1986: Relación entre la neotectónica y el vulcanismo en Costa Rica. Proceedings Simposio Internac. sobre Neotectónica y Riesgos Volcánicos. Colombia, 246-264

Astorga, A., Fernández, J. A., Barboza, G., Campos, L, Obando, J., Aguilar, A. Y Obando, L. G. (1991): Cuencas Sedimentarias de Costa Rica: Evolución Geodinámica y Potencial de Hidrocarburos.- Rev. Geol. Amér. Central, 13:25-59, 1991. Edit Univ Costa Rica.

Astorga, A.; Mende, A.; Barboza (2005): Informe de la geología de detalle y las condiciones geotectónicas en los alrededores de la Marina de Papagayo. Informe presentado ante el Proyecto Marina de Papagayo. San José, Costa Rica.

Arias, O., 2002: Tectocaldera Cañas Dulces-Guachipelín.- 45 págs. Instituto Costarricense de Electricidad, Centro de Servicios de Recursos Geotérmicos, San José [Informe interno].

ATC (1995): A critical review of current approaches to earthquake-resistant design. Applied Technology Council Report ATC 34

Barahona, M., Bonilla, E., Cortés, R., Coto, L. C., Guzmán, G., Herrera, P., Hidalgo, P., Martens, U., Méndez, J., Pérez, K., Reyes, K., Sjöbohm, L., Vargas, C. & Zamora N., 2001: Geología-vulcanología del campo geotérmico Borinquen-Las Pailas. 222 págs.- Universidad de Costa Rica-Instituto Costarricense de Electricidad [Inf. Campaña Geológica].

Barboza, G., Barrientos, J. y Astorta, A. (1995): Tectonic Evolution and Sequency Stratigraphy of the Central Pacific Margin of Costa Rica. Rev. Geol. Amér. Central, 18:43-63, 1995. Edit Univ Costa Rica.

Barquero, R., 1990: Sismicidad y tectónica de la región noroeste de Costa Rica con énfasis en la zona del Proyecto Geotérmico Miravalles. Tesis de Lic., Escuela C. A. de Geología, Univ. de Costa Rica. 90 págs.

Barquero, R.; Montero, W.; y Rojas, W. (1991): 'Actividad sísmica relacionada con el sismo de Cóbano'. La Crisis Sísmica del Golfo de Nicoya y Eventos Sísmicos Relacionados, Costa Rica 1990 (RSN, ICE-UCR). Publicado por el Instituto Costarricense de Electricidad. San José, Costa Rica, octubre, 1991.

Barquero, R. (1994): 'Miravalles Geothermal Field Seismic Monitoring'. Informe interno del Instituto Costarricense de Electricidad, San José, Costa Rica.

Barquero, R. (1995): 'Proyecto Hidroeléctrico Laguna Hule: Estudio Sismológico para la etapa de factibilidad.' Instituto Costarricense de Electricidad, Departamento de Ingeniería Geológica, Informe OSV 95.09-ICE. San José, Costa Rica.

Borgia, A., Burr, J., Montero, W., Alvarado, G. y Morales, L. D. (1990): Fault Propagation Folds Induced by Gravitational Failure and Slumping of the Central Costa Rica Volcanic Range: Implications for large Terrestrial and Martian Volcanic Edificies.- Journal Of Geophysical Research, Vol. 95. NO. E9, pag: 14357-14382.

Boschini, I., (1996): 'Actividad sísmica superficial en la Región Sureste de Costa Rica: Sus implicaciones para el P. H. Boruca'. Inf. Int. ICE. OSV.96.8.ICE.

Boschini, I. (1989): 'Incidencia de las fuentes sísmicas en la región Caribe de Costa Rica' Tesis de Licenciatura en Geología, Escuela Centroamericana de geología, Universidad de Costa Rica

Boschini, I.; Alvarado, G. & Rojas, W. (1988): 'El terremoto de Buenavista de Pérez Zeledón (Julio 3, 1983): Evidencia de una fuente sismogénica intraplaca desconocida en Costa Rica.' *Rev. Geol. Amér. Central*, 8:111-121.

Boschini, I. & Montero, W., (1994): 'Sismicidad histórica e instrumental del Caribe de Costa Rica'. *Rev. Geol. Amér. Central*, Vol. especial Terremoto de Limón. 65-72.

Boschini, I; Soto, G.; Climent, A.; Alvarado, G.; Barquero, R.; y Taylor, W. (1995): 'Estudio de Amenazas Sísmicas y Volcánicas para la Administración de Riesgos y Seguros en el Instituto Costarricense de Electricidad' Instituto Costarricense de Electricidad, DIC, Departamento de Ingeniería Geológica, O.S.V.95-07, ICE. San José, Costa Rica.

Boschini, I, Montero, W.: (1995) "Sismicidad Histórica e Instrumental". Rev. Geol. A. Central, Volumen especial del Terremoto de Limón, Abril 1994. Edit. UCR

Boschini, I., Alvarado, G. E. y Rojas, W. (1988): El terremoto de Buenavista de Pérez Zeledón (Julio 3, 1983): Evidencia de una fuente sismogénica intraplaca desconocida en Costa Rica. Rev. Geol. Amér. Central, 8:111-121.

Brenes J. y Güendel F., (1993): 'Actividad Sísmica organizada por la interacción de fallas San Antonio de Belén-Escazú y Santa Bárbara de Heredia'.- IV Congreso Geológico Nacional de Costa Rica.- Colegio de Geólogos de Costa Rica. San José, Costa Rica.

Burbach, G. V., Frohlich, C., Pennington, W.D. y Matumoto, T. (1984): 'Seismicity and tectonics of the subducted Cocos Plate', J. Geoph. Res., 89:7719-7735.

Campbell (1985), 'Strong Motion Attenuation: A Ten-Year Perspective'. SPECTRA V. 1 N. 4.

Campbell, K. W. and Bozorgnia, Y. (1994): Near-Source Attenuation of Peak Horizontal Acceleration form Worldwide Accelerograms Recorded from 1957 to 1993. Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Chicago, Ill., July 1994.

Carr, J. M.; Rose, W. I. y Stoiber, R. E. ; (1982): Central America. *Andesites*. Edited by R. S. Thorpe, John Wiley and Sons.

Catálogos sismológicos de la Red Sismológica Nacional (ICE-UCR) 2004.

Climent, A. y Barquero, R. (2001): Proyecto Eólico Tejona: Estudio sismológico y de Amenaza Sísmica. Informe interno del ICE, 23 p.

Climent, A., Taylor, W., Cuidad Real, M., Strauch, W., Santana, G., Villagran, M., Dahle, A. y Bungum, H. (1994): 'Spectral strong motion attenuation in Central America' NORSAR Technical Report No. 2-17 RONDICA Project.

Climent, A., Barquero, R., Alvarado, G. E. & Boschini, L., 2001: Las amenazas naturales y su implicación en la vulnerabilidad del servicio eléctrico en la Región Chorotega, Costa Rica.- 56 págs. Instituto Costarricense de Electricidad, Área de Amenaza y Auscultación Sísmica y Volcánica, San José [Informe interno].

Cornell (1968), 'Engineering Risk Analysis'. BSSA V. 58 pp 1583-1606.

Cowan, H., Montero, W., Salazar, G., Alvarado, G., Tapia, A. y Sanchez, L. (1997): 'Estudio de las Fallas Activas en la Región Fronteriza Costa Rica Panamá'. Informe parte del proyecto de Microzonificación de David, Panamá, CEPREDENAC, NORAD.

Dahle, A.; Climent, A., Taylor, W.; Bungum, H.; Santos, P.; Cuidad Real, M., Lindholm, C.; Strauch, W., and Segura , F.:(1995) New Spectral Strong Motion Attenuation Models for Central America. Proc. Fifth Intl. Conf. on Seismic Zonation. Nice, October 1995.

Denyer, P., Montero, W., y Alvarado, G.: (2003) 'Atlas Tectónico de Costa Rica'. Editorial de la Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

Denyer, P., Personius, S., y Arias, O.: (1994) 'Generalidades sobre el efecto geológico del terremoto'. Rev. Geol. A. Central, Volumen especial del Terremoto de Limón, Abril 1994. Edit. UCR.

Denyer, P., Arias, O., y Personius, S.: (1994): 'Efecto tectónico del terremoto'. Rev. Geol. A. Central, Volumen especial del Terremoto de Limón, Abril 1994. Edit. UCR.

Fernández, J. A., Botazzi, G. Barboza, G. Y Astorga, A.(1994): "Tectónica y estratigrafía de Baja Talamanca y su relación con el Caribe". Rev. Geol. A. Central, Volumen especial del Terremoto de Limón, 22 abril 1991, Abril 1994. Edit. UCR

Geomatrix (1994): Estudio de la Vulnerabilidad Sísmica del Acueducto de Orosi (El Llano a Tres Ríos). Informe para la OPS y AyA, Proyecto 2656.

González Víquez, C. (1910): 'Temblores, terremotos, inundaciones, y erupciones volcánicas en Costa Rica, 1608-1910'. Tipografía Avelino Alsina, San José, Costa Rica.

Güendel, F y Protti, M. (1998): Sismicidad y Sismotectónica de América Central: Física de la Tierra, 10, 19-51.

Gutierrez et al. (2002) 'Código Sísmico de Costa Rica'. Editorial Tecnológico de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.

Güendel, F. (1986): 'Seismotectonics of Costa Rica: an analytical view of the terminus of the Middle America Trench.' Tesis doctoral. Univerisdad de California, Santa Cruz.

Guzmán S., M.; Pennington, W. and Matumoto, T. (1989): The triple Juntion of the North American, Cocos and the Caribbean Plates: Seismicity and Tectonics. Tectonics, V. 8, N. 5, p 981-997.

Joyner, W. y Boore, D., (1988): 'Measurement, characterization and prediction of strong ground motion' State of the Art Report, Proceedings, ASCE Specialty Conference on Earthquake Geotechnical Engineering and Soil Dynamics. Park City, Utah.

Kuijpers, H. J., (1979): La geología del Complejo Ofiolítico de Nicoya, Costa Rica.- Inst. Geogr. Nac., Inf. Semestr. Julio-Dic.:77-85, San José.

Laporte, M.; (1991): 'Estudio de Amenaza Sísmica para el P. H. Toro' Instituto Costarricense de Electricidad, Departamento de Ingeniería Geotécnica. San José, Costa Rica.

Laporte, M., Lindholm, C., Bungum, H. and Dahle, A. (1994): 'Seismic Hazard for Costa Rica' NORSAR Technical Report No. 2-14, RONDICA Project, 73 p.

Laporte, M.; Barquero, R. y Climent, A. (1995): 'Estudio de Amenaza Sísmica para los P. H. Peñas Blancas y Laguna Hule, y el P.G. Miravalles III' Instituto Costarricense de Electricidad, Departamentos de Ingeniería Geotécnica y Geológica, Informe OSV 95.17-ICE. San José, Costa Rica.

Laporte, M.; (1997): 'Consideraciones sobre relaciones de atenuación espectrales y su utilización para la construción de espectros de diseño'. VII Congreso de Geotécnia, CFIA, San José, Costa Rica.

Laporte, M (2006): 'Correlación entre la aceleración pico y la aceleración pico efectiva y valores de PGV/PGA y PGA*PGD/PGV^2 del banco de datos de movimientos fuertes de Centro América.' Artículo aceptado en el IX Seminario Nacional de Geotecnia, Noviembre 2006, Colegio de Ingenieros y Arquitectos, Costa Rica

López A. et al., (1991): El tensor neotectónico de esfuerzos en Puriscal y sus implicaciones morfológicas.- Instituto Costarricense de Electricidad. San José, Costa Rica.

McGuire R. (1976), 'Fortran Computer Program for Seismic Risk Analysis'. USGS Open File Report 76 67.

McGuire, R. (1995):'EZ-FRISK, User's Manual' Risk Engineering, Inc. Boulder, Colorado.

McNally, K. C. and Minster, J.B. (1981): Non uniform Seismic Slip Rates along the Middle America Trench. Journal of Geophysical Research, Vol. 86. N. B6, p. 4949-4959.

Meschede, M.; Frisch, W. y Sick, M. (1988): Interpretación Geodinámica de los Complejos Ofiolíticos de Costa Rica. No. 8, pp 1-17. Rev. Geol. Amér. Central.

Miranda, E. y Vertero, V. V. (1994): 'Evaluation of Strength reduction Factors for Earthquake-Resistant Design' . SPECTRA V. 10 N. 2, pp 357-380.

Molnar, P.; and Sykes, L. R.; (1969): Tectonics of the Caribbean and Middle America Regions from Focal Mechanisms and Seismicity. Bull. Geol. Soc. Am. V. 80 p 1639-1684.

Montero, W.; (2001): Neotectónica de la Región Central de Costa Rica: Frontera Oeste de la Micro placa de Panamá. Rev. Geol. Amér. Central, 24:29-56, 2001. Edit Univ Costa Rica.

Montero, W.; (2000): Capítulo de Geología del Cuaternario, Apartado "Sismología y Neotectónica" Geología de Costa Rica. Compliado por Denyer y Kussmaul. Edit Tecnológica de Costa Rica, Costa Rica.

Montero, W. y Alvarado, G. E. (1988): 'Los Terremotos de Bagaces de 1935 y 1941: Neotectonismo Transversal a la Cordillera Volcánica del Guanacaste, Costa Rica', Rev. Ciencia y Tecnología, 12(1-2) 69-87, San José, Costa Rica.

Montero, W.; Boschini, I. y Rojas, W. (1991): 'El terremoto de Cóbano, Costa Rica del 25 de Marzo de 1990. Interpretación Neotectónicade la Región del Golfo de Nicoya ' La Cisis Sísmica del Golfo de Nicoya y Eventos Sísmicos Relacionados, Costa Rica 1990 (RSN, ICE-UCR). Publicado por el Instituto Costarricense de Electricidad. San José, Costa Rica, octubre, 1991.

Montero, W.; Boschini, I. y Rojas, W. (1991): 'Interpretación Neotectónica' La Cisis Sísmica del Golfo de Nicoya y Eventos Sísmicos Relacionados, Costa Rica 1990 (RSN, ICE-UCR). Publicado por el Instituto Costarricense de Electricidad. San José, Costa Rica, octubre, 1991.

Montero, W. et al. (1991): 'Informe Final Proyectos Habitacionales los Diques y Duarco-Suerre'. Publicación de la Escuela Centroamericana de Geología, Universidad de Costa Rica.

Montero, W. & Dewey, J. P.: (1982): Shallow-focus seismicity, composite focal mechanism, and tectonics of the Valle Central of Costa Rica.- Bull. Seism. Soc. America, 72:1611-1626.

Montero, W., y Miyamura, S. (1981): 'Distribución de intensidades y estimación de los parámetros focales de los terremotos de Cartago de 1910, Costa Rica'. Instituto Geográfico Nacional, Informe Semestral, jul-dic. 1981, pp 9-34.

Montero, W., y Mora, S (1985): 'Estudio de las Intensidades, Efectos y Distribución del Terremoto de Osa del 3 de abril de 1983, en el sur de Costa Rica'. Memorias, Primer Simposio Lationamericano sobre Desastres Naturales, Quito, Ecuador, noviembre 1985.

Montero, W. y Morales L. D., (1988): Zonificación Sísmica del Valle Central.- Memorias 4° Seminario de Ingeniería Estructural. Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. San José, Costa Rica

Montero, W.; Pardo, M., Ponce, L., Rojas, W., y Fernández, M.: (1994) 'Evento principal y réplicas importantes del Terremoto de Limón.' Rev. Geol. A. Central, Volumen especial del Terremoto de Limón, Abril 1994. Edit. UCR.

Mora, S. (1979): Estudio Geológico de una parte de la región sureste del Valle del General, Provincia de Puntarenas, Costa Rica. Tesis de Graduación, Escuela Centroamericana de Geología, Univerisidad de Costa Rica.

Mora, S., (1981): 'Clasificación Morfotectónica de Costa Rica' Informe Semestral del Instituto Geográfico Nacional, MOPT, Julio-Diciembre 1981, Costa Rica.

Morales L. D. & Montero W., (1989): 'Sismotectónica, brechas sísmicas y la amenaza sísmica potencial en Centroamérica', Memorias del Primer Seminario Taller sobre Sismicidad de América Central. CEPREDENAC, marzo 1990.

Naeim, F. (1989): The Seismic Design Handbook. Structural Engineering Series. Van Nostrand Reinhold, Nueva York.

Newmark, N.M. y Hall, W. J. (1982): 'Earthquake Spectra and Design', Earthquake Engineering Resarch Institute, Berkeley, California.

Nishenko S. P., (1989): 'Circum-Pacific Seismic Potential 1989-1999'.- Final report to Agency for International Development. U. S. Geological Survey Open File Report 89-86.

Protti, J. M. (1991): Correlation between the age of the subducting Cocos Plate and the goemetry of the Wadati Benioff Zone under Nicaragua and Costa Rica. MSc Thesis, University of Santa Cruz.

Protti, J. M.; McNally, K.; Pacheco, J.;González, V.; Montero, C.; Segura, J.; Brenes, J.; Barboza, V.; Malavassi, E.; Güendel, F.; Simila, G.; Rojas, D.; Velesco, A.; Mata, A.; and Schillinger, W.; (1994): 'The March 25, 1990 (M_W = 7.0, M_L = 6.8) Earthquake at the Entrance of the Nicoya Gulf, Costa Rica; its Prior Activity, Foreshocks, Aftershocks and Triggered Seimicity.' Journal Geophysical Research, revised July 1994.

Protti, J. M.; Guendel, F.; and McNally, K. (1995): Correlation between the age of the subducting Cocos Plate and the goemetry of the Wadati Benioff Zone under Nicaragua and Costa Rica. in Tectonic Development of the Caribbean Plate Boundary in Southern Central America, ed. P. Mann. Geolog. Soc. Am. Special Paper 295.

Reiter, L. (1990): Earthquake Hazard Analysis, Issues and Insights. Columbia University Press, Nueva York.

Riddell, R. y Newmark, N. M. (1979): 'Statistical Analysis of the Response of Non-Linear Systems subjected to Earthquakes' Structural Research Series No. 468, Dept. of Civil Engrg., University of Illinois, Urbana.

Rojas et al. (2004): 'Terremoto de Damas del 20 Noviembre 2004'. Publicación de la RSN emitida por internet.

Rojas, W., Lindholm, C., Bungum, H., Boschini, I., Climent, A., Barquero, R., Alvarado, G., Soto, G., Montero, W., Fenández, M., Protti, M. Moya, A., Esquivel, L., Schmidt, V. (2000): Microzonificación Sísmica del Área Metropolitana, Costa Rica, Proyecto RONDICA, Noruega.

Rojas, W. (1991): 'El terremoto del 22 de abril de 1991, en la región Caribe y la sismicidad asociada en el mes de abril, 1991' Informe preliminar de datos sismológicos. Reporte Técnico, Red Sismológica Nacional (ICE-UCR), San José, Costa Rica.

Rojas, W., Bungum, H., y Lindholm, C.(1993): A Catalog of historical and recent earthquakes in Central America. Report NORSAR, 77 pp.

RSN: Mapas de Isosistas para sismos de importancia en el territorio costarricense. Recopilado por Barquero y otros.

Structural Engineering Association of California, Seismology Committee (1999) SEAOC Blue Book, 1999: 'Recommended Lateral Forces for Seismic Design.' Sétima edición. Publicaciones SEAOC, Sacramento, California.

Stoiber, R. E. y Carr, J. M.; (1973): Quaternary Volcanic and Tectonic Segmentation of Central America. Bull. Vulcanologique. V 37, p.304-325.

Seyfried, H. & Sprechmann, P., (1985): Acerca de la Formación del puente-istmo centroamericano meridional, con énfasis en el desarrollo acecido desde el Campaniense al Eoceno.- Rev. Geol. Amér. Centr.,2:63-87; San José.

Taylor, W., Barquero, R., Rojas, W., Montero, W. & Linkemer, L., 2002: La crisis sísmica de Bijagua de Upala (Enero-Marzo del 2002), Costa Rica.- 20 págs. Red Sismológica Nacional (RSN: UCR-ICE), San José [Informe interno].

Taylor, W., 2004a: Características físicas del reservorio en el Campo Geotérmico Las Pailas estimadas con base en datos sismológicos, estructurales y relaciones de Poisson (σ).- 24 págs. Instituto Costarricense de Electricidad, Área de Amenaza y Auscultación Sísmica y Volcánica, San José [Informe interno].

Taylor, W., 2004b: La actividad sismotectónica durante el 2003 en los alrededores de los proyectos de generación eléctrica Miravalles, ARCOSA y Tejona.- Boletín OSIVAM, 15 (27): 1-10. San José.

Taylor, W., 2003: La actividad sismotectónica durante el 2002 en los alrededores de los proyectos de generación eléctrica de Guanacaste.- Boletín OSIVAM, 14 (26): 1-9, San José.

Taylor, W., 2002: La actividad sismotectónica durante el 2001 en los alrededores de los proyectos de generación eléctrica Miravalles, ARCOSA y Tejona.- Boletín OSIVAM, 12 (25): 1-9, San José.

Taylor, W., Santos, P., Dahle, A. y Bungum, H. (1992): Digitization of strong motion data and estimation of PGA attenuation in Central America' NORSAR Technical Report, RONDICA Project.

Villegas, A. (1997): 'Geodinámica de la Cordillera de Tilarán, Relación entre la Volcanología y la Tectónica' Tesis de graduación, Escuela Centroamericana de Geología Universidad de Costa Rica

Wadge, G. and Burke, K. (1983): Neogene Caribbean Plate Rotation and Associated Central American Tectonic Evolution. Tectonics V. 2, N. 6, p. 633-643.

White, R. A. (1991): Tectonic Implications of Upper-Crustal Seismicity in Central America. Ch 18, The Geology of North America. Volume N. Publ. The Geological Society of America.

White, R. A. and Harlow, D. H. (1993): Destructive Upper-Crustal Earthquakes of Central America since 1900. Bull Seism. Soc. Am. V. 83, N. 4, p 1115-1142

ESTUDIO HIDRAULICO PARA EL PUENTE SOBRE EL RIO SARDINAL

RUTA CHILAMATE-VUELTA KOOPER

Etapa 2: Informe Final

TABLA DE CONTENDIO

1. **INTRODUCCION** 3
2. **CARACTERIZACION MORFOLOGICA DEL TRAMO** 3
   - 2.1. Caudal Formativo 4
   - 2.2. Granulometría 5
   - 2.3. Perfil longitudinal 6
   - 2.4. Forma en planta 8
   - 2.5. Transporte por el fondo 9
   - 2.6. Estabilidad del cauce 10
3. **CALCULO DE SOCAVACION EN PILAS Y BASTIONES** 11
4. **CONCLUSIONES** 14
5. **REFERENCIAS** 14

1. INTRODUCCION

Este Informe contiene la caracterización morfológica del tramo del río Sardinal sobre el que cruzará el puente de la carretera proyectada entre Chilamate y Vuelta Kooper. Además se presentan los resultados obtenidos de la socavación esperada sobre la estructura para el caudal de diseño.

El presente estudio es la continuación del Estudio Hidrológico presentado anteriormente en el Informe de Avance No. 1 de DISEÑO DE PUENTES.

Algunas características básicas hidrológicas del río hasta el sitio del puente presentadas en el Informe de Avance No. 1 de DISEÑO DE PUENTES son las siguientes:

Área de drenaje:	48.6 km^2
Avenida de diseño:	418 m^3/s (1:100 años)
Nivel para avenida de diseño:	110.00 msnm[1]

De acuerdo a la documentación presentada en el Informe de Avance No. 2 de Diseño de Puentes, en este sitio se propone un puente con una longitud total de 53.81 metros, compuesto por dos tramos de vigas postensadas de concreto, una de 30.0 metros y la otra de 23.0 metros de longitud, además de una losa de concreto.

El ancho total de la calzada es de 11.30 metros compuestos por una superficie de ruedo de 8.70 metros, dos aceras de 0.90 metros cada una y una baranda de concreto tipo New Jersey de 40 cm de ancho.

Por la ubicación del río respecto a la calzada, el puente tiene un sesgo de 30°.

La subestructura está constituida por dos bastiones de concreto reforzado tipo marco, con dos columnas apoyadas sobre fundaciones aisladas. La altura de los bastiones es de 7.60 metros el No. 1 y de 8.10 metros el No. 2, medidos desde el nivel de desplante hasta la rasante terminada.

Además cuenta con una pila tipo martillo, con una columna de sección rectangular con extremos redondeados y apoyada en placas aisladas y con una altura total de 8.0 metros desde el nivel de desplante hasta la parte superior del martillo.

2. CARACTERIZACION MORFOLOGICA DEL TRAMO

El puente de la ruta cruzará el río Sardinal en su tramo inferior a un 1 km aguas arriba del puente actual. En este apartado se hace un análisis básico de las

[1] Los cálculos más detallados de este Informe redefinen el nivel para la avenida de diseño a la cota 110.03 msnm.

características morfológicas de dicho tramo. Esta caracterización es importante para estimar la estabilidad actual del río, la tendencia futura en su comportamiento y sus posibles efectos sobre la estructura del puente.

El tramo en estudio del río Sardinal se clasifica como "tipo D" en la clasificación de Montgomery y Buffington (1997). De acuerdo a dicha clasificación el sedimento consiste en gravas, el lecho sigue un patrón de poza-rápido y la fuente de sedimento está en el transporte fluvial desde aguas arriba y la erosión de las márgenes. Según dicha clasificación la separación entre pozas es de 5 a 7 anchos.

2.1. Caudal Formativo

El caudal líquido en un río cambia constantemente en el tiempo y por ello para analizar el efecto de dicha variable se utiliza un concepto conocido como caudal dominante o caudal formativo. El caudal formativo se basa en la suposición de que existe un caudal que es responsable de las dimensiones predominantes del cauce. Usualmente se supone que el caudal formativo es el caudal que llena el cauce principal del río sin alcanzar las planicies de inundación. Bray (1982) encontró que el caudal de cauce lleno tiene un período de retorno de 1.5 a 2 años y para efectos de esta caracterización supondremos que el caudal formativo tiene un período de retorno de 2 años. En el río Sardinal el caudal con dos años de retorno corresponde a 152 m^3/s. Dicho caudal se obtuvo a través del análisis regional similar al presentado en el Informe Hidrológico (Informe de Avance No. 1 de Diseño de Puentes. El resultado de este análisis se ilustra en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Caudal con dos años de período de retorno por método regional de avenidas

Nombre	Area Cuenca	Q_2
	(km2)	(m3/s)
R. Sardinal	**48.6**	**152**
R. Cuarto	47.9	151
R. Caño Negro	21.0	85
R. Toro	171.1	334
Q. San Pedro	3.5	20
R. Tres Amigos	112.9	261
R. Los Pericos	13.0	59
Q. Campamento	13.2	60

Para el caudal elegido el ancho medio de la sección es de 35.2 m y la profundidad hidráulica es de 1.4 m. Por lo tanto la relación ancho/profundidad es de 25 que indica que el río tiene una sección muy amplia.

2.2. Granulometria

Las características del sedimento son una variable morfológica independiente. El material presente en el lecho consiste de material grueso desde arena a cantos rodados de hasta 30 cm de diámetro medio.

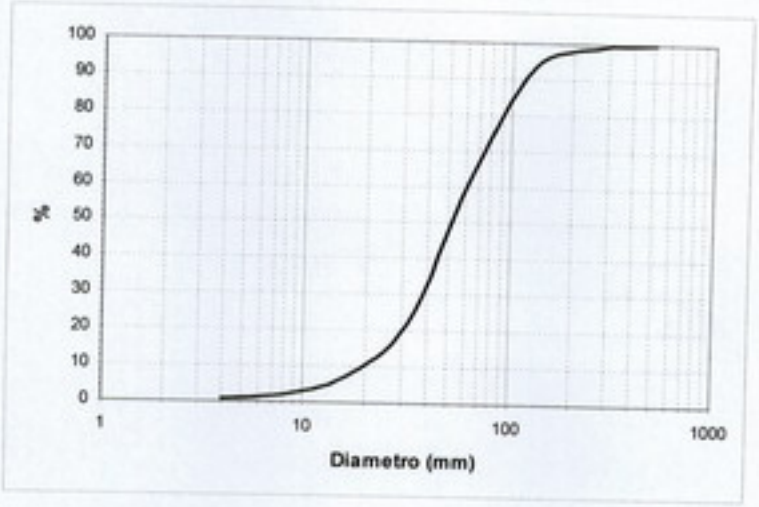
Para obtener la curva granulométrica se realizó un muestreo superficial que es equivalente a un muestreo volumétrico según Kellerhals-Bray (1971). En la Foto 2.1 se puede observar parte del material muestreado cerca del sitio; la cinta tiene una extensión de 40 cm.

Foto 2.1. Muestreo superficial.

La Fig. 2.1 presenta la curva granulométrica obtenida a partir de las fotografías. Los diámetros medios más importantes son:

D_{16} = 26.5 mm
D_{50} = 52.7 mm
D_{84} = 100.0 mm
D_{90} = 118.1 mm

Fig. 2.1. Curva granulométrica del sedimento.



La desviación estándar geométrica del material muestreado es 1.94; un valor mayor de 2 es normalmente indicativo de la posibilidad de acorazamiento del lecho. Aun cuando la desviación geométrica es menor de 2 en el sitio se observó que el lecho parece alcanzar el acorazamiento. El acorazamiento del lecho limita la erosión del mismo ya que las partículas se traban unas con otras y aumentan el esfuerzo cortante necesario para producir el movimiento.

2.3. Perfil longitudinal

En la Fig. 2.2 se muestra el perfil longitudinal del río Sardinal obtenido a partir de las hojas cartográficas Río Cuarto y Chaparrón del IGN (escala 1:50 000). En la figura se ha indicado el sitio donde se ubicará el nuevo puente de la ruta Chilamate – Vuelta Kooper.

El perfil se ha dividido en tres tramos con características diferentes. El tramo superior corresponde a un río de montaña de alta pendiente donde se produce la mayor parte del sedimento que es transportado hacia aguas abajo.

El tramo medio del río se ubica a partir de la elevación 400 msnm. En el tramo medio se da una disminución significativa de la pendiente del fondo y con ella la capacidad de arrastre de sedimento. La pendiente promedio en el tramo medio es del 1.6% y se estima que en él se da tanto el transporte como el almacenamiento de sedimento. En el tramo de aguas abajo o inferior la pendiente media es de 0.85% y se estima que inicia a partir de la elevación 140 msnm. El puente se

encuentra al inicio del tramo inferior que corresponde a la parte aluvial del río donde el almacenamiento de sedimento debe ser mayor al transporte. El río atraviesa una llanura formada por material transportado por él mismo en el pasado. En la Foto 2.2 se puede ver el material aluvial que conforma las márgenes.

Fig. 2.2. Perfil longitudinal del río Sardinal.

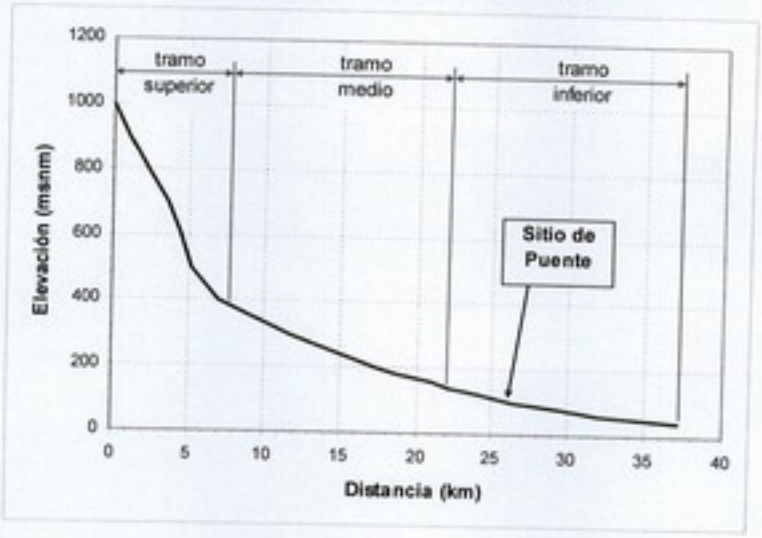


Foto 2.2. Material observado en las márgenes.

2.4. Forma en planta

La forma en planta del río es relativamente recta con curvas erráticas causadas probablemente por la aparición de material resistente a la erosión. Según el criterio de pendiente de Leopold y Wolman (S=0.0014), el tramo en estudio (en las cercanías del puente) es de tipo trenzado. El índice de sinuosidad es de 1.5 e indica que el río es relativamente recto. Valores entre 1 y 2 se consideran bajos y se asocian con ríos que podrían presentar fuerte erosión de márgenes o movimiento lateral. Sin embargo, en el sitio no se observó erosión activa y las márgenes parecen resistentes a la erosión.

En la clasificación de Rosgen, con una relación ancho/profundidad de 25, pendiente media de 0.85% y sinuosidad moderada se obtiene un tipo B4c para el tramo en estudio. De acuerdo a dicha clasificación el canal es muy estable en planta y en perfil; es dominado por rápidos con pozas con espaciamiento indeterminado. En la Foto 2.3 se muestra la secuencia de rápidos y pozas así como la configuración de la sección. La foto fue tomada desde el puente existente con vista hacia aguas abajo.

Foto 2.3. Morfología observada.

2.5. Transporte por el fondo

El transporte de sedimentos se considera una variable morfológica independiente y se relaciona a la rapidez de la respuesta del cauce ante una perturbación. El cálculo del transporte por el fondo se hizo por fracciones de la curva granulométrica usando 3 ecuaciones: Ackers y White (AW), Schoklitch (Sch), Meyer-Peter-Muller (MPM). Dichas ecuaciones se usaron para el caudal formativo, tanto en el tramo del río donde se localiza el puente como en el tramo medio.

En el Cuadro 2.1 se muestra el resumen de los resultados obtenidos en el tramo inferior y en el Cuadro 2.2 se muestra la estimación realizada en el tramo de aguas arriba. En el promedio solo se ha tomado en cuenta el resultado de las ecuaciones de Ackers-White y Schoklitch ya que los otros resultados se consideran exagerados. La concentración del sedimento es de baja para el caudal analizado en el tramo inferior mientras que es moderada a alta en el tramo medio.

Cuadro 2.1. Capacidad de arrastre en el tramo Inferior (sitio del puente).

	AW	MPM	Sch	Promedio
Total (kg/m3)	0.49	4.91	0.75	0.62
Total (m3/h)	101.9	1015.0	155.5	128.69

Cuadro 2.2. Capacidad de arrastre en el tramo Medio.

	AW	MPM	Sch	Promedio
Total (kg/m3)	2.11	14.05	3.12	2.62
Total (m3/h)	436.9	2904.0	644.1	540.49

Obsérvese que la capacidad de transporte disminuye significativamente en el tramo inferior. Usando como referencia el resultado con la formula de Ackers y White, la disminución en la capacidad de transporte es 4 veces menor en el tramo inferior (donde se ubica el puente) respecto al tramo de aguas arriba. Por lo tanto, en el sitio donde se localiza el puente habría una tendencia a la acreción o acumulación de sedimentos.

En la Foto 2.4 se puede constatar el almacenamiento de sedimento en este caso en una barra lateral o de punta. En la foto se aprecia que no hay mucha diferencia entre los niveles del lecho y la barra.

Foto 2.4. Almacenamiento de material en el cauce.

2.6. Estabilidad del cauce

En el sitio no se observó erosión activa en las márgenes y el canal no muestra tendencias o evidencias de migración lateral o erosión del lecho. El proceso dominante es el almacenamiento o acreción del cauce pero el transporte de sedimento grueso no parece muy frecuente.

La estimación de la estabilidad actual se hace comparando la sección media del tramo analizado con ecuaciones obtenidas de la estadística de río con tramos estables o de la combinación de ecuaciones teóricas válidas para el flujo uniforme. Ese tipo de ecuaciones se conocen como ecuaciones de régimen. En estas ecuaciones el parámetro principal es el caudal formativo o de cauce lleno que en este caso se ha supuesto igual a 152 m^3/s.

En el Cuadro 2.3 se comparan los datos de las secciones levantadas con los resultados obtenidos de las ecuaciones de régimen usadas. En este caso las tres ecuaciones estiman un ancho similar aunque hay diferencia en la profundidad media de la sección.

Cuadro 2.3. Comparación de dimensiones del cauce.

	Ancho de sección (m)	Profundidad hidráulica (m)
R. Sardinal	35.2	1.40
Lacey	39.47	1.11
Julien	34.15	1.42
Hey-Thorne	33.67	1.95

De las tres ecuaciones usadas únicamente la propuesta por Hey-Thorne fue obtenida para ríos con lecho de grava y por lo tanto debería ser más representativa de las dimensiones del río Sardinal. Sin embargo todas dan un ancho muy similar y consistente con lo obtenido de las secciones topográficas. Hay una coincidencia casi perfecta con los resultados de las ecuaciones de Julien. Por lo tanto podemos concluir que el canal en el tramo donde se localiza el puente es estable.

3. CALCULO DE SOCAVACION EN PILAS Y BASTIONES

Para el cálculo se contó con 5 secciones topográficas levantadas en el cauce. Para el cálculo de la socavación se adoptó la avenida con período de retorno de 100 años, que en el río Sardinal corresponde a 418 m^3/s. El cálculo de los parámetros hidráulicos se realizó con el modelo Hec-Ras que incluye una rutina para el cálculo de la socavación en las pilas del puente.

En la Fig. 3.1 se muestra el perfil del agua en el tramo modelado y en la Fig. 3.2 se presenta una vista tridimensional del mismo.

Fig. 3.1. Perfil del flujo en el tramo analizado.

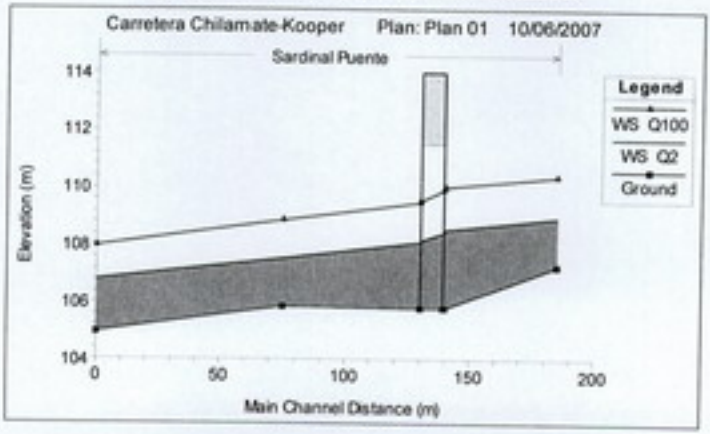
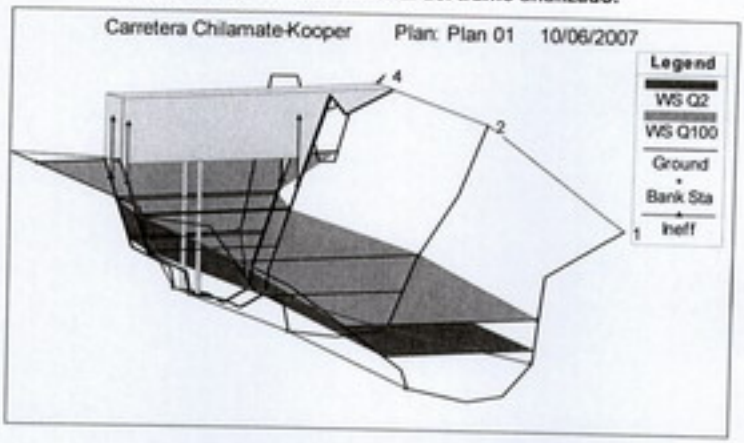


Fig. 3.2. Vista tridimensional del tramo analizado.



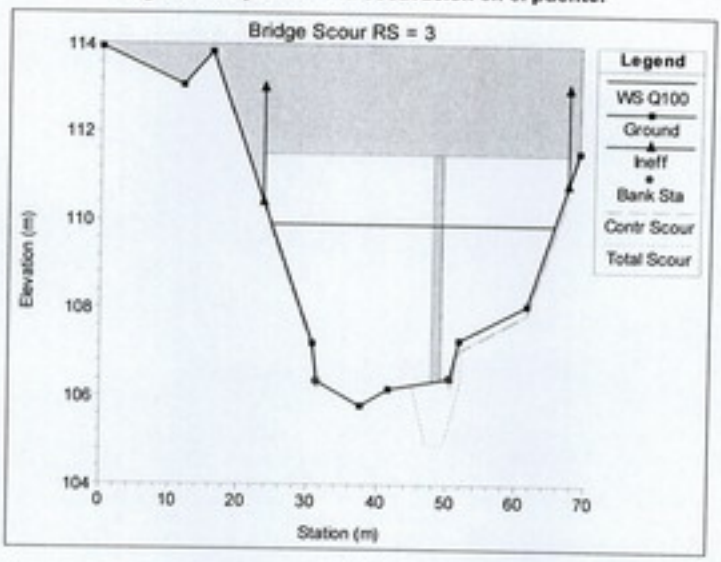
En el Cuadro 3.1 se resumen algunos parámetros hidráulicos obtenidos del modelo para el caudal de diseño.

Cuadro 3.1. Resultados del modelo hidráulico.

Sección	Nivel agua (msnm)	Velocidad Media (m/s)	Ancho Superficial (m)	Area Flujo (m2)
4	110.43	4.81	109.59	61.59
3.5	110.03	4.42	116.40	41.33
2.5	109.49	5.33	94.83	39.01
2	108.86	5.03	98.20	46.58
1	107.98	4.47	103.98	49.72

La Fig. 3.3 muestra la socavación en las pilas y en la sección por contracción del flujo. En los bastiones la socavación obtenida fue de 21 cm y de 1.49 m en la pila. En los bastiones, por requerimientos geométricos y previendo la posibilidad de migración lateral del cauce, se recomienda que el nivel superior de la placa de fundación de los bastiones sea la cota 107.2 msnm en margen derecha y la cota 106.70 msnm en la margen izquierda.

Fig. 3.3. Esquema de la socavación en el puente.



La socavación en las pilas se calculó usando el Hec-Ras pero también se hizo uso de otras ecuaciones disponibles cuyos resultados se resumen en el Cuadro 3.2.

Cuadro 3.2. Comparación de los resultados de socavación.

Formula	Socavación (m)
Neill (1973)	**2.51**
Breusers (1977) 1	**2.76**
2	**1.91**
CSU (1992)	**3.31**
Johnson (1992)	**3.58**
HECRAS	**1.49**
CSU (Farias)	**3.02**

La socavación obtenida con el Hec-Ras es menor que los otros resultados. Se recomienda usar una socavación de 2.65 m que es el promedio de todos los resultados. Por lo tanto, el nivel superior de la placa de fundación de la pila debe ser menor que la cota 103.7 msnm.

4. CONCLUSIONES

El río Sardinal es muy estable en el tramo donde se localiza el puente proyectado. La tendencia actual es al almacenamiento pero se estima que el volumen anual de sedimento de fondo es bajo y por lo tanto no es preocupante el ascenso del lecho. El ancho del canal es muy similar al obtenido con las ecuaciones de régimen usadas lo que indica una sección en equilibrio.

La tendencia en el tramo es la acreción del cauce por lo que no es probable la erosión generalizada de la sección que pudiera poner en riesgo la estabilidad de la obra. Sí podría darse la erosión local o el ataque a las zonas de los bastiones pero el nivel de fundación calculado garantiza la estabilidad de la obra.

Con relación al nivel de avenida de diseño, ésta alcanza la cota 110.03 msnm.

Con relación a la socavación, se recomiendan los siguientes niveles mínimos de la parte superior de las placas de fundación:

Bastión margen derecha:	Cota 107.20 msnm
Bastión margen izquierda:	Cota 106.70 msnm
Pila:	Cota 103.70 msnm

Estos niveles se deben revisar de acuerdo a los requerimientos geotécnicos de la estructura.

5. REFERENCIAS

Bathurst, J.C., Graf, W.H., Cao, H.H.(1987). "Bed Load Discharge Equations for Steep Mountain Rivers". *Sediment Transport in Gravel Bed Rivers* (eds. R. Hey, J. Bathurst, C. Thorne), Chap. 15, John Willey and Sons Ltd., U. K.

Bray, D. I. (1995). "A methodology for the estimation of the grain size distribution of the material from a gravel bed river with limited field data". *Proceedings of the 12th Canadian Hydrotechnical Conference*, Canadian Society of Engineering, Ottawa.

Bray, D. I. (1982). "Regime equations for gravel bed rivers". *Gravel Bed Rivers* (eds. R. Hey, J. Bathurst, C. Thorne), Chap. 19, John Willey and Sons Ltd., U. K.

Chow, V.T., Maidment, D., y Mays, L., (1988), "Applied Hidrology", McGraw-Hill Publishing Co.

FHWA. *Hydraulics Library*. USA.

Hick, D. M. and Mason, P.D. (1998). *Characteristics of New Zealand Rivers*. NIWA, W.R.P. USA.

Hey, R. and Thorne, C. (1986). "Stable channels with mobile gravel beds". *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 112, No. 8, Aug.

HECRAS 3.1 (2002) *User Manual*.

Hoffmans, G and Verheij, H. (1994). *Scour Manual*. Balkema, Rotterdam.

Klassen, G. R. (1995). *River Dynamics, Lecture Notes*. IHE, Delft, The Netherlands.

Kellerhals, R. (1982). "River regulation and channel stability". In *Gravel Bed Rivers* (eds. R. Hey, J. Bathurst, C. Thorne), Chap. 25, John Willey and Sons Ltd., U. K.

Kellerhals, R. And Bray, D.I. (1971). "Sampling Procedures for coarse fluvial sediments". *Journal fo the Hydraulic Division*, ASCE, Vol. 97, No. HY8, Aug.

Leopold, L., Wolman, G. and Miller, J.(1995). *Fluvial Processes in Geomorphology*. Dover Publications, USA.

Melville, B. and Coleman, S. (2000). *Bridge Scour*. Water Resources Publication, Colorado, USA.

Rijn, L. C. van (1993). *Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries, Coastal Seas and Oceans*. Aqua Publications, Amsterdam.

Thorne, C., Hey, R. and Malcolm, D. (2003). *Applied Fluvial Geomorphology for River Engineering and Management*. John Wiley and Sons, England.

Vargas, O. Y Jimenez, O. (1996). "Coeficiente de resistencia en ríos de montaña". *Revista Tecnología*, ICE, San José.

White, W.R. and Day, T.J. (1982). "Transport of graded gravel bed material". In *Gravel Bed Rivers*. (R. D. Hey, J. C. Bathurst and C. R. Thorne, eds.). Chap. 8 John Wiley and Sons. U.K.

ESTUDIO GEOTECNICO

PUENTE SOBRE EL

RÍO SARDINAL

Proyecto Chilamate – Vuelta de Kooper

I- INTRODUCCION

Se procedió a efectuar un estudio geotécnico en el sitio donde se proyecta construir el puente sobre el río Sardinal, del Proyecto Chilamate - Vuelta de Kooper. Según la información suministrada, la estructura tendrá una longitud del orden de los 54 m y se apoyará en dos bastiones y una pila central.

Con base en los resultados de campo y laboratorio obtenidos, así como lo observado en el sitio, se puede decir que en general los materiales encontrados son suelos granulares tipo arenas y aluvión. Solamente en los primeros 3 a 4 metros en la zona de bastiones se presentan suelos arcillosos suaves.

El presente estudio geotécnico incluye, entre otros: i) condiciones geológicas generales del sitio, ii) características geotécnicas del perfil estratigráfico típico del terreno, necesario para el proyecto de la cimentación del puente, iii) recomendaciones de cimentación, iv) posibles problemas geotécnicos asociados con los materiales presentes en el sitio, v) recomendaciones relacionadas con los cortes temporales requeridos para las excavaciones; vi) aspectos constructivos de interés para el tipo de obra que se proyecta construir.

II- UBICACIÓN GEOGRÁFICA Y MARCO GEOLÓGICO DEL PROYECTO

El puente en referencia se localiza en la zona de San Carlos, entre el Km 2 y el Km 3 del Proyecto Chilamate - Vuelta de Kooper , según se presenta en la figura 2.1 . En las Fotos 1 y 2 se observan vistas del sitio de puente.

Los materiales están constituidos fundamentalmente de gravas y arenas producto de la pérdida de velocidad del río que al salir de la zona de montaña y llegar a la parte baja , deposita estos materiales. El sitio de puente se localiza aproximadamente a la elevación de 110 metros sobre el nivel del mar.

III- INVESTIGACIÓN REALIZADA

Para investigar la cimentación de los bastiones y la pila del puente, se realizaron sondeos a percusión y/o rotación según la consistencia de los estratos atravesados. Mediante las perforaciones se tomaron muestras para hacer ensayos de laboratorio tales como: granulometrías, clasificación de suelos y resistencia a la compresión simple.

Se realizaron tres perforaciones rotativas con broca de diamante y/o con sistema de Penetración Estándar (SPT), con las profundidades indicadas en la Tabla 3.1.

Fotografía 1
Margen izquierda del sitio de puente

Fotografía 2
Margen derecha del sitio de puente

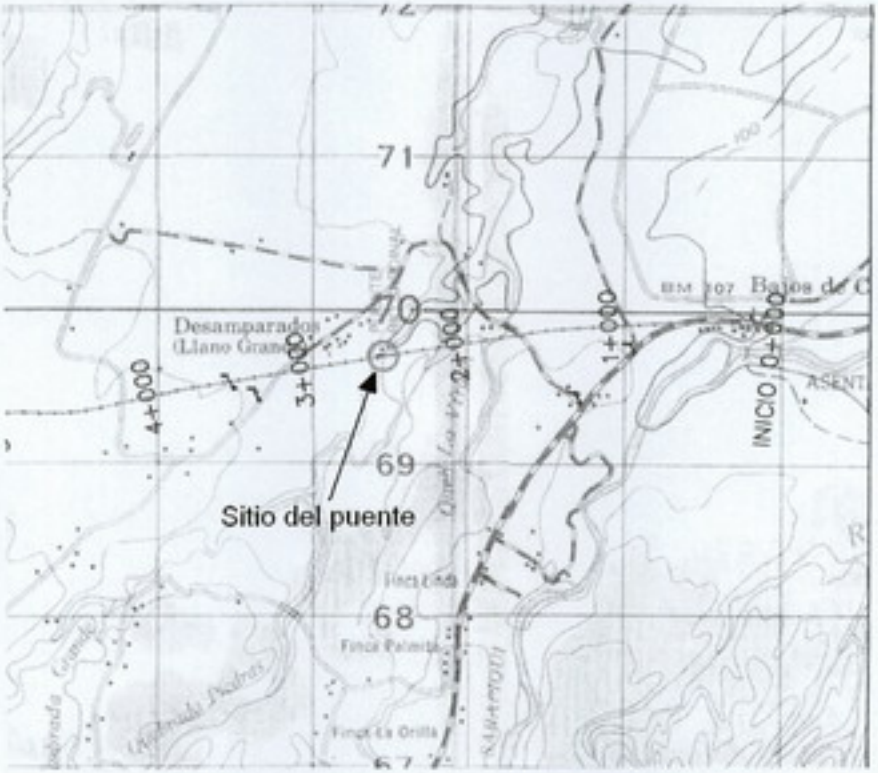


Figura 2.1. Ubicación del sitio del puente

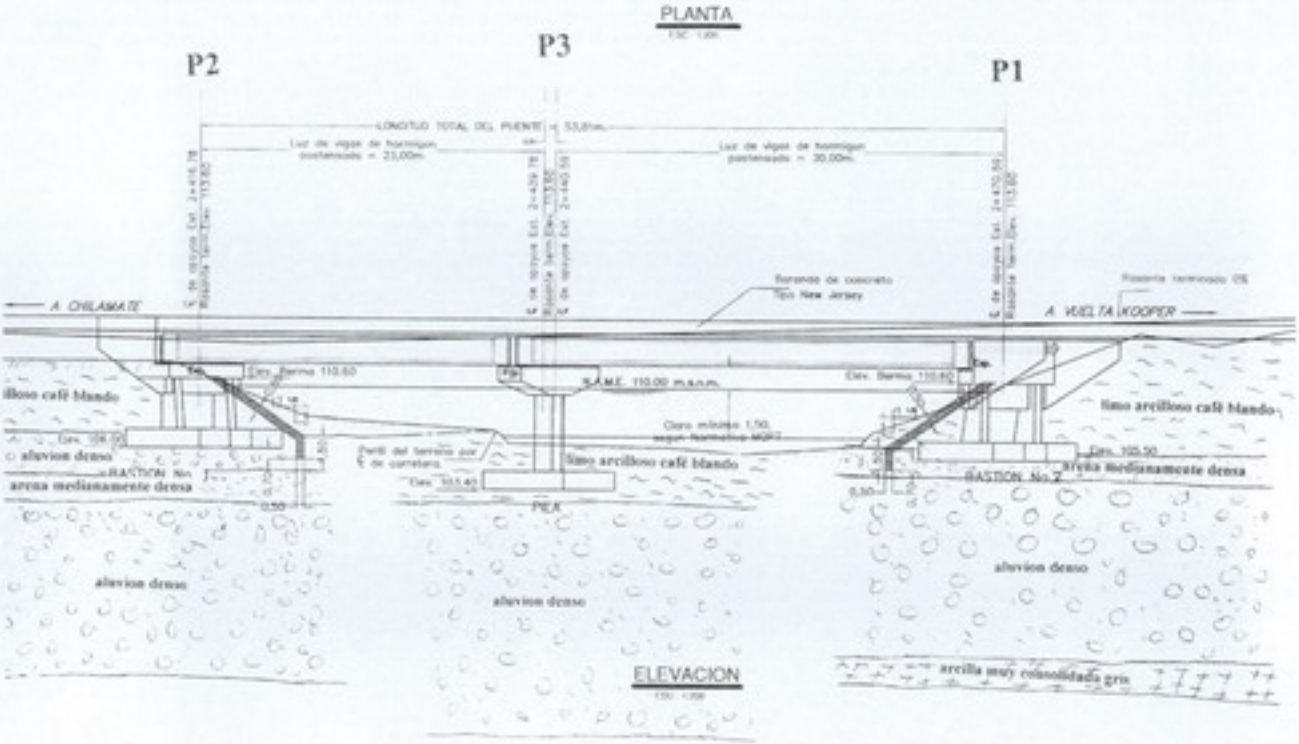


Figura 3.1
Ubicación de perforaciones, puente sobre el río Sardinal

TABLA 3.1
PROFUNDIDAD DE PERFORACIONES ROTATIVAS

Perforación	Localización	Profundidad (metros)		
		Percusión	Rotativa	Total
P1	Bastión 2	4.50	15.50	20.0
P2	Bastión 1	4.50	15.50	20.0
P3	Pila	4.50	15.50	20.0

Las perforaciones se ubicaron según lo indicado en la Figura 3.1. Los registros de los sondeos se incluyen en el Anexo A al final de este reporte.

IV- PERFIL TIPICO DEL TERRENO

De las perforaciones realizadas se concluye que existen cuatro capas de materiales bien definidas. Todas las capas corresponden con suelos de aluviales de grado de compactación variable.

Capa ① : Limos arcillosos de color café claro. Plasticidad media a baja. Consistencia entre blanda y medianamente compacta . Se perforó a percusión con el sistema SPT. De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)[1] clasifica como ML (limos de baja plasticidad). Esta capa se encontró en todas las perforaciones con un espesor de 4.50 metros. En general su calidad es mala y no deben utilizarse para la cimentación ni de los bastiones ni de la pila.

CAPA ②: Arena de grano medio color gris claro. Densidad relativa medianamente densa . Clasificación SUCS = SP (arena mal graduadas). Aparece solamente en la perforación del bastión 2 entre 4.50 y 6.0 metros y en la perforación del bastión 1 entre 7.5 y 9.0 metros.

CAPA ③: Aluvión o grava de río . Se recuperan bloques de tamaño variable entre 3 y 20 cm. Clasificación SUCS = GP (gravas mal graduadas). Se requirió perforación a rotación, no fue posible perforar a percusión por la presencia de bloques duros . Aparece en todas las perforaciones por debajo de las capas anteriores y hasta el final de los sondeos (20.0 metros). Recuperación variable entre 40% y 70%. RQD variable entre 0 y 25%.

CAPA ④: Arcilla dura color gris. Apareció solamente en el bastión 2 entre 18.0 y 20.0 metros de profundidad.

NOTAS:

1- El nivel freático se detectó coincidiendo con el nivel del agua en el río.
2- El modelo geotécnico del sitio se presenta en la figura 3.1 y en la tabla 4.1
3- En el Anexo A de este Informe se presentan los registros de perforación.

---

[1]Craig, R. 1993. Soil Mechanics. Chapman & Hall, Fifth Edition.

TABLA 4.1
PERFIL TIPICO DEL TERRENO

Profundidad (metros)	Perfil estratigráfico		
	P1 (Bastión 2)	P2 (Bastión 1)	P3 (Pila)
0.00-0.50	Limo arcilloso color café claro. Consistencia blanda a medianamente compacta.	Limo arcilloso color café claro. Consistencia blanda a medianamente compacta.	Limo arcilloso color café claro. Consistencia blanda a medianamente compacta.
0.50-1.00			
1.00-1.50			
1.50-2.00			
2.00-2.50			
2.50-3.00			
3.00-3.50			
3.50-4.00			
4.00-4.50			
4.50-5.00	Arena de grano medio color café gris claro. Densidad relativa medianamente compacta.	Aluvión - o grava de rio. Densidad relativa muy densa	Aluvión - o grava de rio. Densidad relativa muy densa
5.00-5.50			
5.50-6.00			
6.00-6.50	Aluvión - o grava de rio. Densidad relativa muy densa		
6.50-7.00			
7.00-7.50			
7.50-8.00		Arena de grano medio color café gris claro. Densidad relativa medianamente compacta.	
8.00-8.50			
8.50-9.00			
9.00-9.50		Aluvión - o grava de rio. Densidad relativa muy densa	
9.50-10.00			
10.00-10.50			
10.50-11.00			
11.00-11.50			
11.50-12.00			
12.00-12.50			
12.50-13.00			
13.00-13.50			
13.50-14.00			
14.00-144.50			
14.50-15.00			
15.00-15.50			
15.50-16.00			
16.00-16.50			
16.50-17.00			
17.00-17.50			
17.50-18.00			
18.00-18.50	Arcilla muy consolidada color gris		
18.50-19.00			
19.00-19.50			
19.50-20.00	aluvion		

V- ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

La existencia de suelos gruesos tipo aluvión en toda la zona explorada impide el uso de cualquier tipo de cimentación pilotada. Por otra parte el aluvión es suficientemente resistente como para apoyar las cimentaciones del puente. Se recomienda por lo tanto que la pila y los bastiones del puente se apoyen sobre cimentaciones directas en el aluvión.

La profundidad de desplante mínima será la necesaria para asegurar la estabilidad de la cimentación contra el fenómeno de socavación (tanto general del cauce , como local en las cimentaciones).

En la tabla 5.1 se presentan los niveles de cimentación mínimos recomendados para cada uno de los sitios de cimentación y los valores de capacidad de soporte admisible a considerar en el diseño. .

TABLA 5.1
NIVELES DE CIMENTACIÓN MINIMOS Y CAPACIDAD SOPORTANTE DEL SUELO

Estructura	Nivel de cimentación mínimo (metros)	Capacidad de soporte admisible (ton/m2)
Bastión 2 (margen izquierda)	104.0	64.0
Bastión 1 (margen derecha)	106.0	32.0
Pila	102.0	72.0

Notas :

1- De acuerdo con el estudio de socavación realizado, presentado en el Informe Hidrológico correspondiente, los niveles de cimentación indicados en la tabla anterior son seguros contra ese efecto.

2- Los valores de la tabla son admisibles y mantienen un factor de seguridad de 3.0 contra la falla por cortante del suelo. Los valores anteriores se han calculado asumiendo que cada bastión tiene dos placas de 3.5 x 5.5 m y que la placa de la pila tiene dimensiones de 7 x 8 metros. En caso de que las dimensiones sean menores que la indicadas, se deberá recalcular la capacidad de soporte. Mayores detalles sobre la estimación de la capacidad de soporte se presentan en el Anexo B de este Informe.

3- Para las presiones de diseño recomendadas se estima no ocurrirán asentamientos significativos. Tales asentamientos son de tipo elásticos y ocurrirán durante el proceso constructivo.

4- La excavación de la fundación de los bastiones de ambas márgenes se recomienda realizarla cuidando el banco del río, a fin de que el mismo continúe sirviendo como protección de

la margen después de la construcción del puente. Para estas excavaciones se recomienda utilizar una pendiente de corte de 45°.

5- Para alcanzar la profundidad de excavación de fondo de placa en la pila central, se deberá preveer la necesidad de utilizar sistemas de soporte temporal (ademes), una excavación con bermas de estabilización o una combinación de ambos sistemas. Para efectos del diseño de sistemas de soporte temporal, puede trabajarse con los siguientes valores de empuje , correspondientes a la capa de limo arcilloso blando:

Peso volumétrico total	2.20 ton/m^3
Angulo de fricción	18°
Coeficiente de empuje activo	0.53
Coeficiente de empuje pasivo	1.90

VI- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Del estudio realizado y del análisis de los sondeos se concluye lo siguiente:

1- El sitio donde se localiza el puente geológicamente es parte del abanico aluvial del río Sardinal. En general por encontrarse cerca de la zona de montaña, predominan suelos tipo grava, como se observa en el cauce mismo del río.

2- En todas las perforaciones se detectó un espesor de suelo de 4.50 metros, que no es apropiado para el soporte de la cimentación.

3- Por debajo de la capa de suelo no se encontraron suelos blandos o arenas licuables, que ameriten la utilización de métodos especiales de cimentación.

4- Para todas las cimentaciones se recomienda la utilización de cimentaciones directas apoyadas sobre las capas de aluvión. El nivel de cimentación mínimo recomendado será el que establezca el estudio de socavación.

5- La capacidad de soporte admisible que deberá utilizarse para diseño es de 64 ton/m2 para el bastión 2 , 32 ton/m2 para el bastión 1 y 72 ton/m2 para la pila. Tales valores son admisibles y mantienen un factor de seguridad de 3.0 contra la falla por cortante del suelo. Para estas presiones se estima no ocurrirán asentamientos significativos.

6- Cualquier condición eventual y distinta del terreno, no prevista en este Informe, que se presente durante el proceso constructivo, se deberá consultar al respecto a esta Firma Consultora.

ANEXO A

Hojas Resumen de Perforaciones

cacisa

PERFIL DE ROCAS

Proyecto: Sardinal

Localización	Sondeo: P1	Inicio:	Nivel Freático: 4,00 m
Bastión 2	Prof. 20,00 m	Final:	Material orgánico: No se encontró

Profundidad m	Descripción	Litología	% REC. (50 – 100)	% RQD (50 – 100)	q_u kg/m²	γ kg/m³
0,00 - 0,50	Limo arcilloso de color café claro. Plasticidad media a baja. Consistencia entre blanda y medianamente compacta.					
0,50 - 1,00						
1,00 - 1,50	N_{SPT} = 3					
1,50 - 2,00						
2,00 - 2,50	N_{SPT} = 4					
2,50 - 3,00						
3,00 - 3,50	N_{SPT} = 10					
3,50 - 4,00						▽
4,00 - 4,50						
4,50 - 5,00	Arena de grano medio color café claro. No presenta plasticidad. Densidad relativa medianamente densa.					
5,00 - 5,50						
5,50 - 6,00						
6,00 - 6,50	Bloques lávicos color gris de hasta 14 cm.					
6,50 - 7,00						
7,00 - 7,50						
7,50 - 8,00	Bloques lávicos color gris de hasta 21 cm.					
8,00 - 8,50						
8,50 - 9,00						
9,00 - 9,50	Bloques lávicos color gris de hasta 9 cm.					
9,50 - 10,00						
10,00 - 10,50						
10,50 - 11,00	Bloques lávicos color gris de hasta 26 cm.					
11,00 - 11,50						
11,50 - 12,00						
12,00 - 12,50						
12,50 - 13,00						
13,00 - 13,50						
13,50 - 14,00	Continúa P1					

cacisa

PERFIL DE ROCAS

Proyecto: Sardinal

Localización	Sondeo:	P1	Inicio:	Nivel Freático:	4,00 m
Bastión 2	Prof.	20,00 m	Final:	Material orgánico:	No se encontró

Profundidad m	Descripción	Litología	% REC. 50 100	% RQD 50 100	q_u kg/m²	γ_h kg/m³
13,50 - 14,00	Bloques lávicos color gris de hasta 10 cm.					
14,00 - 14,50						
14,50 - 15,00						
15,00 - 15,50	Bloques lávicos color gris de hasta 45 cm.					
15,50 - 16,00						
16,00 - 16,50						
16,50 - 17,00	Bloques lávicos color gris de hasta 10 cm.					
17,00 - 17,50						
17,50 - 18,00						
18,00 - 18,50	Arcilla muy consolidada de color gris. Se desmenuza con la mano					
18,50 - 19,00						
19,00 - 19,50						
19,50 - 20,00	Bloques lávicos de hasta 3 cm.					
20,00 - 20,50	Fin					

cacisa

PERFIL DE ROCAS

Proyecto: Sardinal

Localización	Sondeo:	P2	Inicio:	Nivel Freático:	4,00 m
Bastión 1	Prof.	20,00 m	Final:	Material orgánico:	No se encontró

Profundidad m	Descripción	Litología	% REC. 50 100	% RQD 50 100	q_u kg/m²	γ kg/m³
0,00 - 0,50	Limo arcilloso de color café rojizo. Plasticidad media. Consistencia entre blanda y compacta.					
0,50 - 1,00						
1,00 - 1,50	N_{SPT} = 5					
1,50 - 2,00						
2,00 - 2,50	N_{SPT} = 10					
2,50 - 3,00						
3,00 - 3,50						
3,50 - 4,00	N_{SPT} = 15					▽
4,00 - 4,50						
4,50 - 5,00	En los primeros 30 cm: limo arcilloso de color café rojizo; luego bloques lávicos color gris de hasta 13 cm.					
5,00 - 5,50						
5,50 - 6,00						
6,00 - 6,50	Bloques lávicos color gris de hasta 13 cm.					
6,50 - 7,00						
7,00 - 7,50						
7,50 - 8,00	Arena limosa café amarillento. Densidad relativa medianamente densa.					
8,00 - 8,50						
8,50 - 9,00						
9,00 - 9,50	Bloques lávicos color gris de hasta 15 cm, con matriz arenosa fina color gris.					
9,50 - 10,00						
10,00 - 10,50						
10,50 - 11,00	Bloques lávicos color gris de hasta 4 cm, con matriz arenosa fina color gris.					
11,00 - 11,50						
11,50 - 12,00						
12,00 - 12,50	Bloques lávicos color gris de hasta 8 cm.					
12,50 - 13,00						
13,00 - 13,50						
13,50 - 14,00	Continúa P2					

cacisa

PERFIL DE ROCAS

Proyecto: Sardinal

Localización	Sondeo: P2	Inicio:	Nivel Freático: 4,00 m
Bastión 1	Prof. 20,00 m	Final:	Material orgánico: No se encontró

Profundidad m	Descripción	Litología	% REC. 50 100	% RQD 50 100	q_u kg/m²	γ_s kg/m³
13,50 - 14,00	Bloques lávicos color gris de hasta 9 cm, con matriz arenosa fina color gris.					
14,00 - 14,50						
14,50 - 15,00						
15,00 - 15,50	Bloques lávicos color gris de hasta 9 cm, con matriz arenosa fina color gris.					
15,50 - 16,00						
16,00 - 16,50						
16,50 - 17,00	Bloques lávicos color gris de hasta 9 cm.					
17,00 - 17,50						
17,50 - 18,00						
18,00 - 18,50	Bloques lávicos color gris de hasta 16 cm.					
18,50 - 19,00						
19,00 - 19,50						
19,50 - 20,00						
20,00 - 20,50	Fin					

cacisa

PERFIL DE ROCAS

Proyecto: Sardinal

Localización	Sondeo:	P3	Inicio:	Nivel Freático:	4.00 m
Pila	Prof.	20,00 m	Final:	Material orgánico:	No se encontró

Profundidad m	Descripción	Litología	% REC. 50 100	% RQD 50 100	q_u kg/m²	γ kg/m³
0,00 - 0,50	Limo café claro. Plasticidad media. Consistencia entre medianamente compacta y compacta.					
0,50 - 1,00						
1,00 - 1,50	NSPT = 6					
1,50 - 2,00						
2,00 - 2,50	NSPT = 12					
2,50 - 3,00						
3,00 - 3,50	NSPT = 2					
3,50 - 4,00						▽
4,00 - 4,50						
4,50 - 5,00	Bloques lávicos muy alterados de hasta 9 cm.					
5,00 - 5,50						
5,50 - 6,00						
6,00 - 6,50	Bloques lávicos color gris de hasta 15 cm.					
6,50 - 7,00						
7,00 - 7,50						
7,50 - 8,00	Bloques lávicos color gris de hasta 11 cm.					
8,00 - 8,50						
8,50 - 9,00						
9,00 - 9,50	Bloques lávicos color gris de hasta 6 cm.					
9,50 - 10,00						
10,00 - 10,50						
10,50 - 11,00	Bloques lávicos color gris de hasta 17 cm.					
11,00 - 11,50						
11,50 - 12,00						
12,00 - 12,50	Bloques lávicos color gris de hasta 8 cm.					
12,50 - 13,00						
13,00 - 13,50						
13,50 - 14,00	Continúa P3					

cacisa

PERFIL DE ROCAS

Proyecto: Sardinal

Localización	Sondeo: P3	Inicio:	Nivel Freático: 4,00 m
Pila	Prof. 20,00 m	Final:	Material orgánico: No se encontró

Profundidad m	Descripción	Litología	% REC. 50 100	% RQD 50 100	q_u kg/m²	γ_s kg/m³
13,50 - 14,00	Bloques lávicos color gris de hasta 7 cm.					
14,00 - 14,50						
14,50 - 15,00						
15,00 - 15,50	Bloques lávicos color gris de hasta 7 cm.					
15,50 - 16,00						
16,00 - 16,50						
16,50 - 17,00	Bloques lávicos color gris de hasta 5 cm.					
17,00 - 17,50						
17,50 - 18,00						
18,00 - 18,50	Bloques lávicos color gris de hasta 9 cm, con matriz arenosa fina color gris					
18,50 - 19,00						
19,00 - 19,50						
19,50 - 20,00						
20,00 - 20,50	Fin					

ANEXO B

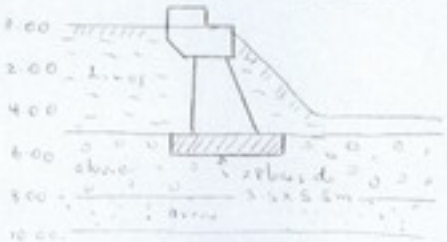
Memoria de Cálculo

cacisa

CALCULO: S Sáenz	FECHA:
PROYECTO: Río Sardinal	HOJA: 1

Estimación de capacidad soporte

Gestión 1



Notas:

1) Para la estimación de la capacidad de soporte se trabajó con valores de ángulo de fricción entre la arena y el aluvión de 35°

2) Se analizan dos modos de falla: hacia el cauce del río y falla hacia la carretera. La capacidad de soporte para la misma es

$$q_{ult} = \frac{\gamma_1 B}{2} N_\gamma + C N_c + \gamma_1 D_f (N_q - 1)$$

$\phi = 35°$ (arena) Terzaghi

$$N_q' = 40\left(1 + 4\frac{3}{11}\right) \approx 29.80$$

$$N_\gamma' \approx 32$$

a) Falla hacia el cauce del río

$$q_{ult} = \frac{1.20(1.50)}{2}(29.80) = 98.5 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{adm} = \frac{98.5}{3} \approx 32.8 \text{ ton/m}^2$$

cacisa

	FECHA:
CALCULO:	HOJA:
PROYECTO:	2

b) Modo de falla local

$$q_{lm} = 1.20\left(\frac{3.50}{2}\right)(29.80) + 0.75(0)(32-1)$$

$$q_{lm} = 132 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{ad} = \frac{132}{3} = 44 \text{ ton/m}^2$$

=> Conclusión

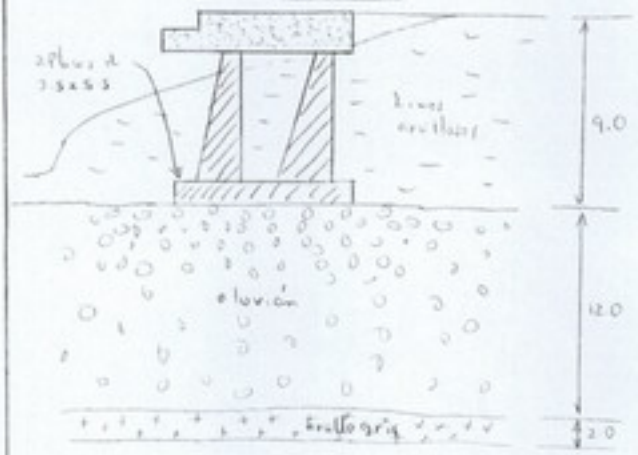
- Rige el primer modo de falla
- Capacidad de soporte recomendada = 32 ton/m²

cacisa

	FECHA:
CALCULO:	HOJA:
PROYECTO:	5

Estimación de capacidad soporte q_u

Estribo 2



$$q_{ult} = \frac{\gamma_1 B}{2} N_\gamma + c N_c + \gamma_2 D_f (N_q - 1)$$

$\phi = 37°$ Teoría de Meyerhof

$$\begin{cases} N_\gamma' = 80\left(1 - 0.4 \times \frac{35}{37}\right) = 59.6 \\ N_q' = 52 \end{cases}$$

$$q_{ult} = \frac{1.20(3.30)}{2}(59.6) + 0.7(30)(12) = 192$$

$$q_{ad} = \frac{192}{3} = 64 \text{ ton/m}^2$$

Falla local

cacisa

	FECHA:
CALCULO:	HOJA:
PROYECTO:	4

$q_{fin} = \frac{1.20(5.50)}{2}(59.6) = 196 \text{ to-f/m}^2$

$q_{ad} = \frac{196}{3} = 65 \text{ to-f/m}^2$

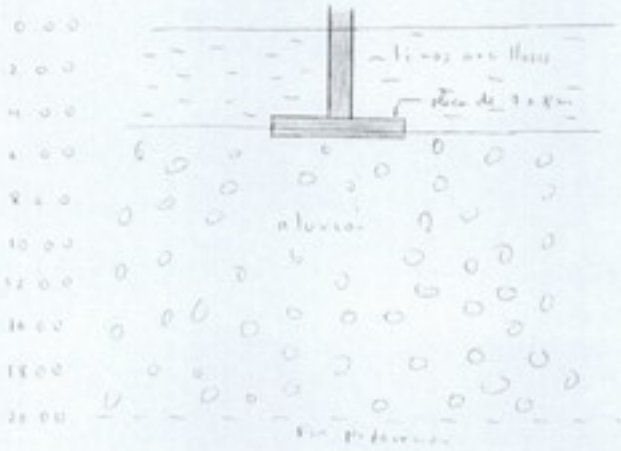
Falla hacia el cauce del río

cacisa

	FECHA:
CALCULO: S. Sardinal	HOJA:
PROYECTO: Río Sardinal	5

Estimación de la capacidad de soporte

Pila central



Aluvión $\phi = 37°$ $\Rightarrow N_\gamma = 80\left(1 - 0.4\frac{1}{8}\right) = 52$

Grava Arenosa

$$q_{lim} = \frac{\gamma_1 B}{2} N_\gamma = \frac{1.20(7.0)(52)}{2} = 218 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{ad} = \frac{218}{3} = 72 \text{ ton/m}^2$$

DISEÑO ESTRUCTURAL

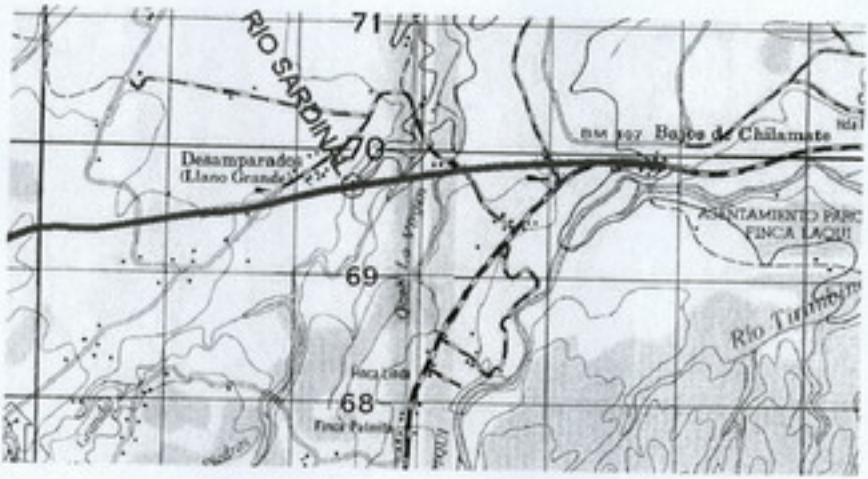
PUENTE SOBRE EL

RIO SARDINAL

Proyecto Chilamate – Vuelta de Kooper

PROYECTO : BAJOS DE CHILAMATE – VUELTA DE KOOPER

PUENTE RIO SARDINAL



Antecedentes :

El presente proyecto se ubica en la zona Norte de Costa Rica y comunica las poblaciones de Bajos de Chilamate en Sarapiquí con Vuelta de Kooper en San Carlos, en un trazado que aproximadamente cubre un 95% de trazado nuevo.

En dicho proyecto existen ocho estructuras mayores, de los cuales seis son puentes, uno es una alcantarilla triple de cuadro, y un puente existente que deberá ser revisado y readecuado a las condiciones del cartel.

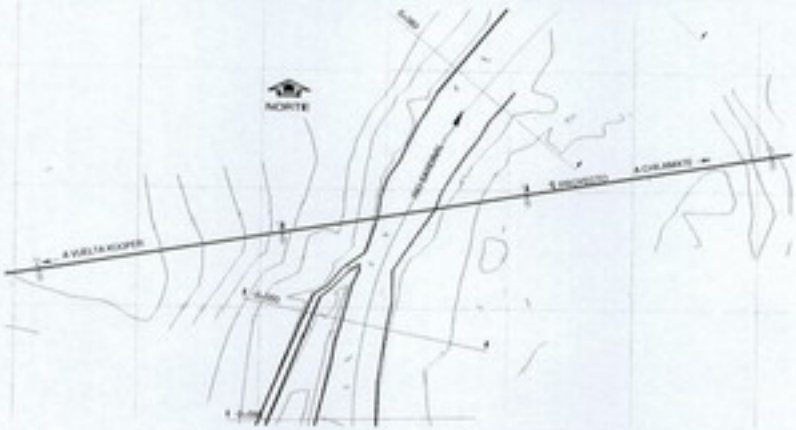
La sección transversal solicitada por la administración, consiste de dos vías de 3,60 m cada una un sobreancho en cada una de ellas de 0,75 m, dos aceras de

0,90 m y una baranda a cada lado del tipo New Jersey, lo que genera una sección de 11,30 m de ancho.

El cartel solicita que los puentes deben ser diseñados para una carga viva HS 20-44 mas un incremento del 25%."

En el proyecto se localizan los siguientes puentes : puente sobre rio Sardinal, puente sobre río Cuarto, Puente sobre río Caño Negro, Puente sobre río Toro, Puente sobre rio Tres Amigos, Alcantarilla en Quebrada San Pedro, Puente sobre río Pericos y Puente sobre río Campamento.

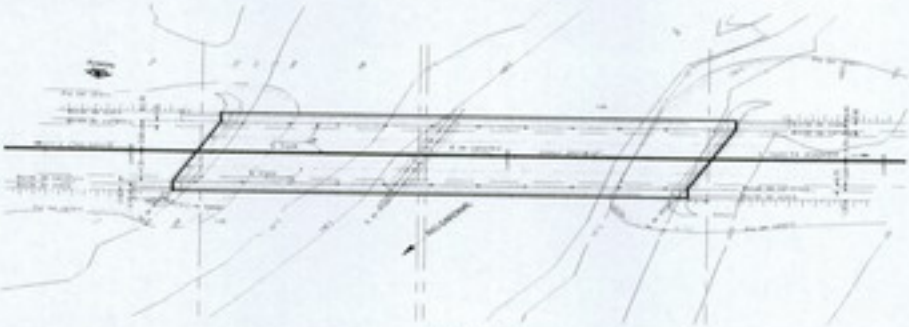
La presente memoria corresponde al puente sobre el Río Sardinal.



TOPOGRAFÍA ESPECIAL
PUENTE RIO SARDINAL

Se ha propuesto un puente de 53 m en dos tramos pseudo continuos de 30 y 23 cada uno . con 5 vigas postensadas tipo California, con losa de concreto de 8.70 m de superficie de rodamiento y apoyadas sobre dos bastiones de concreto y una pilas también de concreto .

Atendiendo las recomendaciones del estudio de suelos se plantean bastiones y pilas sobre placas de fundación aisladas.



PLANTA

Del Estudio Hidrológico e hidráulico del sitio se determinó lo siguiente:

*"Para este puente el CONAVI ha propuesto una luz de 58 m. En la Fig. 5.1 se muestran la sección topográfica sobre la línea centro del trayecto, mientras que en la Fig. 5.2 se muestran los cálculos del nivel de la avenida máxima. El nivel de avenida alcanza la cota 110.00 con el puente propuesto.*Fuente : Chilamate-Vuelta de Koper Fase I Estudio Hidrológico Ing. Oscar Jiménez"

Con relación a la posible socavación se determinó que :

"...En los bastiones la socavación obtenida fue de 21 cm y de 1.49 m en la pila. En los bastiones, por requerimientos geométricos y previendo la posibilidad de migración lateral del cauce, se recomienda que el nivel superior de la placa de fundación de los bastiones que la cota 107.2 msnm en margen derecha, y la cota 106.70 msnm en la margen izquierda.

CONCLUSIONES

El río Sardinal es muy estable en el tramo donde se localiza el puente proyectado. La tendencia actual es al almacenamiento pero se estima que el volumen anual de sedimento de fondo es bajo y por lo tanto no es preocupante el ascenso del lecho. El ancho del canal es muy similar al obtenido con las ecuaciones de régimen usadas lo que indica una sección en equilibrio.

La tendencia en el tramo es la acreción del cauce por lo que no es probable la erosión generalizada de la sección que pudiera poner en riesgo la estabilidad de la obra.

Si podría darse la erosión local o el ataque a las zonas de los bastiones pero esto el nivel de fundación calculado garantiza la estabilidad de la obra.

Con relación al nivel de avenida de diseño, esta alcanza la cota 110.03 msnm.

Con relación a la socavación, se recomiendan los siguientes niveles mínimos de la parte superior de las placas de fundación:

Bastión margen derecha:	*Cota 107.20 msnm*
Bastión margen izquierda:	*Cota 106.70 msnm*
Pila:	*Cota 103.70 msnm*

Estos niveles se deben revisar de acuerdo a los requerimientos geotécnicos de la estructura."(Ref. Est. Hidráulico para puente río Sardinal , Ing. O Jiménez)

Para el estudio de suelos se realizaron perforaciones en los sitios de cada bastión y en cada pila, los resultados de dichas perforaciones se pueden resumir de la siguiente forma:

"..La existencia de suelos gruesos tipo aluvión en toda la zona explorada impide el uso de cualquier tipo de cimentación pilotada. Por otra parte el aluvión es suficientemente resistente como para apoyar las cimentaciones del puente. Se recomienda por lo tanto que las pilas y los bastiones del puente se apoyen sobre cimentaciones directas en el aluvión.

TABLA 5.1
NIVELES DE CIMENTACIÓN MINIMOS Y CAPACIDAD SOPORTANTE DEL SUELO

Estructura	*Nivel de cimentación Mínimo (metros)*	*Capacidad de soprte admisible (ton/m2)*
Bastión 2 (margen izquierda)	*104.0*	*64.0*
Bastión 1 (margen derecha)	*106.0*	*32.0*
Pila	*102.0*	*72.0*

De acuerdo con el estudio de socavación realizado , los niveles de cimentación indicados en la tabla anterior son seguros contra ese efecto.

4- La excavación de la fundación de los bastiones de ambas márgenes se recomienda realizarla cuidando el banco del río, a fin de que el mismo continúe sirviendo como protección de la margen después de la construcción del puente. Para estas excavaciones se recomienda utilizar una pendiente de corte de 45°.

5- Para alcanzar la profundidad de excavación de fondo de placa en la pila central, se deberá prever la necesidad de utilizar sistemas de soporte

temporal (ademes), una excavación con bermas de estabilización o una combinación de ambos sistemas.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Del estudio realizado y del análisis de los sondeos se concluye los siguiente :

.....

2- En todas las perforaciones se detectó un espesor de suelo de 4.50 metros , que no es apropiado para el soporte de la cimentación.

3- Por debajo de la capa de suelo no se encontraron suelos blandos o arenas licuables , que ameriten la utilización de métodos especiales de cimentación.

4- Para todas las cimentaciones se recomienda la utilización de cimentaciones directas apoyadas sobre las capas de aluvión. El nivel de cimentación mínimo recomendado será el que establezca el estudio de socavación.

5- La capacidad de soporte admisible que deberá utilizarse para diseño es de 64 ton/m2 para el bastión 2 , 32 ton/m2 para el bastión 1 y 72 ton/m2 para la pila. Tales valores son admisibles y mantienen un factor de seguridad de 3.0 contra la falla por cortante del suelo. Para estas presiones se estima no ocurrirán asentamientos significativos."(ref Estudio de suelos Puente rio Sardinal Ing. S. Sáenz)

El nivel freático se encontró coincidiendo con el nivel de agua del río que es aproximadamente el nivel 107.50 m.s.n.m.

Los resultados del estudio de riesgo sísmico se pueden resumir en la información que se muestra a continuación:

" En las Tablas VII A VII B, VII C y VII D se muestran los resultados respectivamente de las Figuras 25 A, 25 B, 25 C y 25 D. Adicionalmente a la probabilidad anual de excedencia, se muestra la probabilidad de excedencia para diversos lapsos, de 30, 50, 75, 100, y 150 años. Estos lapsos son típicos valores para las vidas útiles de estructuras.

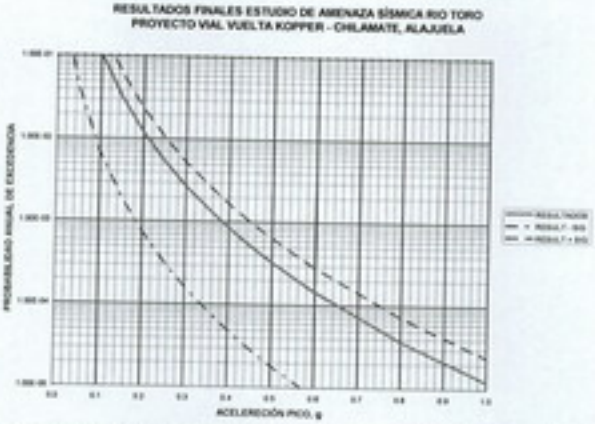


Figura 25 B: Resultados del estudio de amenaza sísmica para el sitio de puente río Toro.

TABLA VII B: RESULTADOS DE AMENAZA SÍSMICA EN ROCA PARA EL SITIO DE PUENTE RÍO TORO, PROYECTO CHILAMATE - KOOPER							
Probabilidad anual de excedencia	**Periodo de retorno (años)**	**L = (años)**					**Aceleración pico en Roca, g**
		30	**50**	**75**	**100**	**150**	
2.00×10^{-02}	50	0.451	0.632	0.777	0.865	0.950	0.174
1.00×10^{-02}	100	0.259	0.393	0.528	0.632	0.777	0.211
5.00×10^{-03}	200	0.139	0.221	0.313	0.393	0.528	0.255
2.00×10^{-03}	500	0.058	0.095	0.139	0.181	0.259	0.325
1.40×10^{-03}	715	0.041	0.068	0.100	0.131	0.189	0.354
1.00×10^{-03}	1000	0.030	0.049	0.072	0.095	0.139	0.385
5.00×10^{-04}	2000	0.015	0.025	0.037	0.049	0.072	0.453
2.00×10^{-04}	5000	0.006	0.010	0.015	0.020	0.030	0.560
1.00×10^{-04}	10000	0.003	0.005	0.007	0.010	0.015	0.654

"CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- *Se llevó un estudio de amenaza sísmica para los 8 puentes de la primera etapa del proyecto vial Bajos de Chilamate – Vuelta de Kooper, que se localizan en las hojas cartográficas Río Cuarto, y Aguas Zarcas del Instituto Geográfico Nacional en escalas 1 : 50 000 y políticamente se ubican en el cantón de San Carlos, Provincia de Alajuela y el Cantón de Sarapiquí, Provincia de Heredia. Los puentes que se ubican a lo largo de aproximadamente 23 Km de carretera que corre con sentido este – oeste y sus coordenadas se muestran en la Tabla I. Para los puentes Campamento, Toro, Cuarto y Sardinal se llevó una evaluación de de sitio específico de la amenaza sísmica y para el resto se extrapoló la solicitación de diseño aquí recomendada.*

- *El sitio de estudio se ubica según la clasificación morfotectónica de Costa Rica, en el trasarco, en la cuenca San Carlos – Sarapiquí. En términos generales se puede referir a esta región como una depresión estructural (graben), limitada al suroeste por el arco volcánico de la Cordillera Volcánica Central. La cuenca de San Carlos es considerada por Astorga et al (1991) como un régimen extensional. Las llanuras aluviales del trasarco norte de Costa Rica en general están constituidas por terrenos depositados por varios ríos durante el Cuaternario. Los sitios de los puentes están a unos 15 – 20 Km al norte de la Cordillera Volcánica Central, lo que implica que las fallas activas que se ubican en esta cordillera tendrán una alta influencia sísmica para el proyecto. Estas fallas forman parte del Sistema de Fallas Transcurrentes de Costa Rica (o alternamente el Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica). Estas fallas y sistemas han sido responsables de múltiples sismos destructivos que han afectado la región central de Costa Rica.*

- *Los resultados de sitio específico para los cuatro puentes se presentan en las Figuras 25 A - 25 D, como una correlación entre la aceleración pico y su correspondiente probabilidad de excedencia. En las Tablas VII A - VII D los resultados del se presentan mostrando adicionalmente la probabilidad de excedencia para diversos lapsos típicos de vidas útiles de estructuras.*

- *Para la escogencia de la solicitación dinámica, se recomienda utilizar una probabilidad de excedencia de 2×10-3, equivalente a una probabilidad de excedencia del 10 % en una vida útil de 50 años y un período de retorno de 500 años, recomendado para las estructuras normales de acuerdo a la mayoría de los códigos de diseño vigentes. Para los puentes Campamento, Toro, Cuarto y Sardinal, la aceleración pico para esta probabilidad de excedencia corresponde respectivamente a valores de 0.330 g, 0.325g, 0.318 g y 0.308 g.*

- *El valor de la aceleración pico efectiva (APE) para un período de retorno de 500 años es de 0.26 g, y 0.25 g, respectivamente para los puentes Campamento y Toro, y para Cuarto y Sardinal. Este es el parámetro del movimiento del terreno utilizado por la mayoría de los códigos sismo – resistentes para describir la solicitación dinámica. Se pueden extrapolar estos valores para el resto de los ocho puentes de acuerdo a los resultados de aceleración pico para los cuatro puntos calculados. Se obtiene para los puentes que están hacia el oeste de la ruta: Campamento, Los Pericos, Tres Amigos, San Pedro, Toro y Caño Negro una APE de 0.26 g y para los puentes Cuarto y Sardinal una APE de 0.25 g.*Fuente **ESTUDIO DE AMENAZA SISMICA PARA EL PROYECTO VIAL BAJOS DE CHILAMATE – VUELTA DE KOOPER Ing. María Laporte Pirie "**

Tomando en cuenta esta información se realizó el anteproyecto que se muestra a continuación, el cual fue aprobado por la unidad ejecutora y que procedemos a diseñar en las paginas siguientes.

El inicio del puente se ubica en la estación 2+416.78

Por las condiciones de topografía, principalmente en la margen derecha, se ha planteado un puente con un sesgo de 30°, constituido por 5 vigas postensadas en cada tramo con losa de concreto, dos bastiones tipo marco y una pila tipo martillo apoyados en placas de fundación directa.

Las placas de los bastiones se colocaran a la elevación 106.00 m.s.n.m. el Bastión No 1 y 104 .00 m.s.n.m. el Bastión No 2 y la pila en la elevación 102.00 m.s.n.m., la rasante del puente se ubica en la elevación 113.60 m.s.n.m.,en el Bastión No 1, básicamente por consideraciones de diseño geométrico, dejando un claro libre entre fondo de vigas y agua máxima de 1.50 m.,

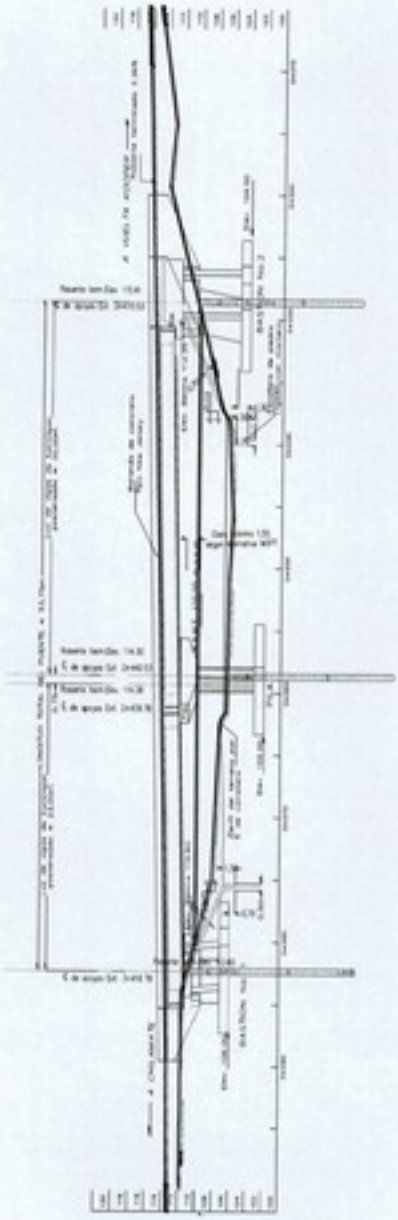
El puente se ve afectado por una curva vertical pero no se afecta por curvas horizontales por lo que mantiene el bombeo normal.

Para tomar las variaciones que genera la curva vertical se deberá colar una losa con sección variable que se indicará en planos.

Para el diseño estructural de los puentes se utilizarán las normas solicitadas en el cartel y que son las siguientes

- ***STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES. 17th Edición – 2002 o vigente. Esta norma técnica se aplicará supletoriamente al CSCR-2002 o al Código de Cimentaciones de C.R. vigente, en lo pertinente.***

- ***Especificaciones Generales para la construcción de Caminos, Carreteras y Puentes, CR-77 o versión vigente.***



ANALISIS DE CONTINUIDAD

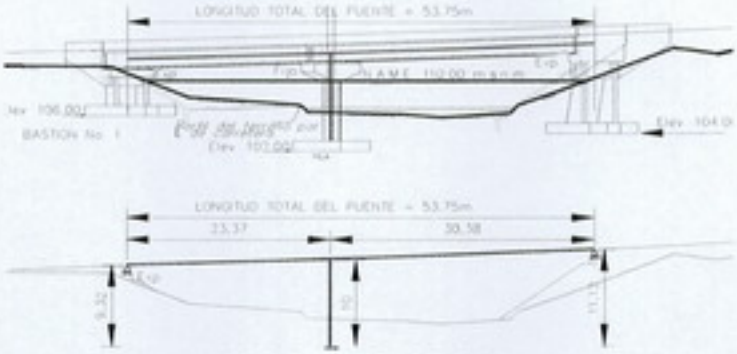
El puente sera semicontinuo, esto es que para cargas muertas funcionará como elementos simplemete apoyados y para sismo , carga viva etc , actuará como puente continuo.

Para garantizar este modelo, se deben colocar las vigas, luego el acero de la superestructura , incluidos los bastones para momento negativo que se colocaran en el centro del espesor de la losa, sobre las pilas y luego se colará el concreto de la losa y de los diafragmas intermedios y sobre las pilas, en una sola operación.

De esta forma cuando se apliquen las cargas vivas y el sismo o cualquier carga adicional, el puente responderá distribuyendo los momentos en etapa de servicio como un sistema continuo, sin embargo el sistema de los apoyos de la superestructura es tal que únicamente transmite cargas axiales en los tres direcciones pero no transmite momentos a las pilas .

Las vigas deberán unirse en el diafragma sobre la pila por medio de varillas previstas en las mismas y por medio de bastones colocados en la losa sobre la pila, para tomar momentos negativos .

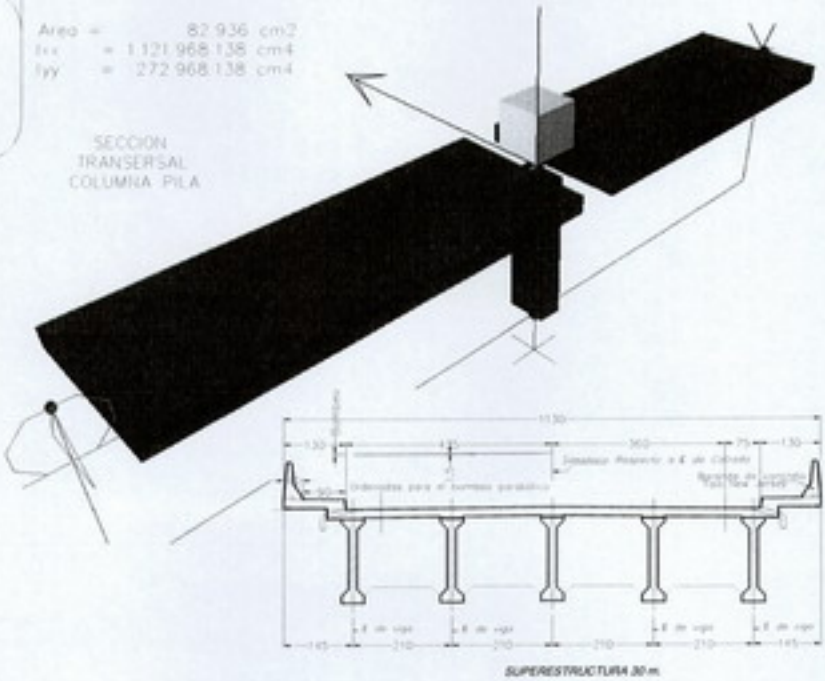
Para modelar la superestructura se realizó un calculo del área y de la inercia de la superestructura en ambos ejes a saber horizontal y vertical y se utilizo una sección equivalente para el análisis estructural.



MODELO ESTRUCTURAL

Area = 82.936 cm2
Ixx = 1.121.968.138 cm4
Iyy = 272.968.138 cm4

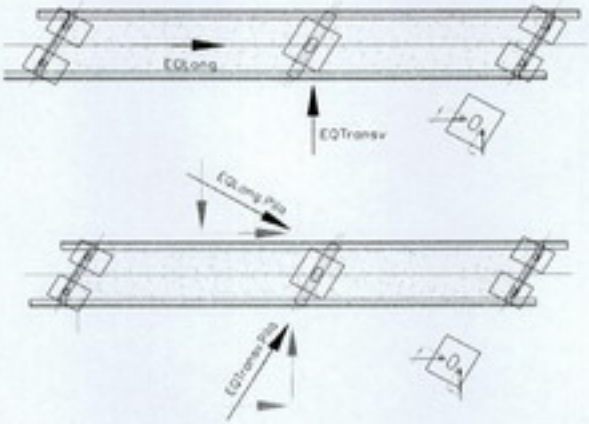
SECCION
TRANSERSAL
COLUMNA PILA



SUPERESTRUCTURA 30 m.

Para este caso en particular y dado que el puente tiene sesgo, el análisis sísmico se modeló de dos formas, la primera es aplicar 100% sismo longitudinal al puente y 100% sismo transversal al puente pero como cargas independientes y el otro modelo fue aplicar sismo perpendicular a la pila (casi longitudinal al puente) y longitudinal a la pila y para aplicarlo al modelo,se descompone el coeficiente sísmico en dos componentes : transversal y longitudinal al puente, lo que nos genera cargas simultaneas

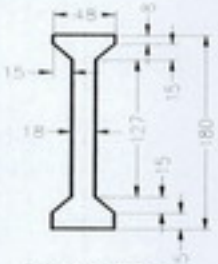
Una vez corrido el analisis , las cargas resultantes debidas a sismo se deben descomponer en componentes transversales y longitudinales a la pila.



DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

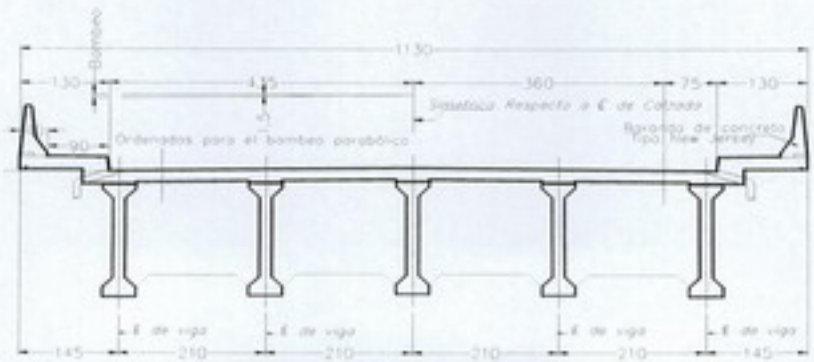
DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

Para las dos luces se utilizará una viga tipo California como la que se muestra a continuación, la razón de usar la misma sección se debe a que el puente es continuo a nivel de pilas, esto es que las vigas se unen en la pila y para esto se recomienda que las secciones a unir sean iguales.



VIGA 30 m.

Tal y como se indicó la superestructura esta constituida por 5 vigas con una sección transversal como la que se muestra a continuación.



SUPERESTRUCTURA 30 m.

INERCIA DE VIGAS EJE HORIZONTAL

	b	H	Io		AREA		YC	A YC	A D2
Rect sup	48,00	8,00	2048,00		384		176,00	67584,00	3069348,41
Triang Sup i	15,00	15,00	2812,50		225		167,00	37575,00	1454584,69
Alma	18,00	157,00	5804839,50		2826	127	93,50	264231,00	134706,18
Triang Inf	15,00	15,00	2812,50		225	33	20,00	4500,00	997877,84
Rect Inf	48,00	15,00	13500,00	180	720	20,3	7,50	5400,00	4504435,11
		180,00	5.826.013		4380			379290,00	10.160.952

AREA = 4380 cm^2

Ye = 86,60 cm S_{inf} = 184.616 cm^3

I_{total} = 15.986.965 cm^4 S_{sup} = 171.159

f'c viga = 350 Kg/cm^2 n = raiz cuad (350 /280)

f'c losa = 280 Kg/cm^2 n = 1,118

Ancho Losa 210 cm Espesor = 19 cm

SECCION COMPUESTA

	b	H	Io		AREA		YC	A YC	A D2
VIGA			15.986.965		4380		86,60	379290	9902304,01
Coping		3							
LOSA	187,8	19	107360,33		3568,76		192,5	686987,16	12153251,3
			16.094.325		7948,76			1.066.277	22.055.555

Yc = 134,14

I total = 38.149.880 cm^4

TOTAL SUPERESTRUCTURA
180.593.452 cm4

S_{inf} = 284.395,49 cm^3 AREA 36.991 cm2

S_{sup} = 831.945,25 cm^3

S_{losa} = 562.216,25 cm^3

INERCIA DE VIGAS SENTIDO VERTICAL PARA SISMO

	b	H	Io		AREA	
Rect sup	48,00	8,00	73728,00		384	
Triang Sup i	15,00	15,00	46912,50		225	
Alma	18,00	157,00	76302,00		2826	127
Triang Inf	15,00	15,00	46912,50		225	33
Rect Inf	48,00	15,00	138240,00	48	720	20,3
		180,00	382.095		4380	

AREA = 4380 cm^2

xc = 24,00 cm

I_{total} = 382.095 cm^4

f'c viga = 350 Kg/cm^2 n = raiz cuad (350 /280)

f'c losa = 280 Kg/cm^2 n = 1,118

Ancho Losa 210 cm Espesor = 19 cm

888

SECCION COMPUESTA

	b	H	Io		AREA		A D2
2 VIGAext			382.095	2*	4380	420,0	1.545.264.000
2 vigas ext			382.095	2*	4380	210,0	386.316.000
1 viga central			382.095		4380	-	-
LOSA	888	16,99412	991645044,0		15090,776	-	-
			992.791.329		36990,776		-
							1.931.580.000

I total = 2.924.371.329 cm^4

CARGA MUERTA :

Viga =	0,438	*	2,54	=					1,11	Ton/ml		
Coping =	0,05	*	0,48	*	2,4	=			0,06	Ton/ml		
Losa Internas	2,1	*	0,19	*	2,4	=			0,96	Ton/ml		
Externas =	2,1	+	0,65	)/	2	*	0,19	*	2,4	=	0,63	Ton/m
Acera =	1,3	*	0,23	*	2,4	*	2	/	5	=	0,29	Ton/m
Asfalto =	0,07	*	8,7	/	5	=	0,122	Ton/ml				
Baranda =	0,156	Ton/ml										
Diafragmas centrales =	Area *		,25*4*3*2,4/5/						30	=	0,133	Ton/m
			Area =				2,767	m2				

ETAPAS DE CARGA MUERTA

I Solo la viga y la postensión Sección Simple
W = 1,113 Ton/ml

II Viga - Losa - Diafragma coping y Postensión Sección Simple
W = 2,261 Ton/ml

III Viga - Losa - Diafragma coping-aceras-barandas-asfalto- CV y Postensión Sección Compuesta
W = 2,825 Ton/ml

VIGA 30 M

M I =	1,113	*	30 ^{2}/ 8		=	125	Ton - m
MII = (	2,261	- 1,113	)*	30 ^{2}/8	=	129	Ton - m
MIII =(	2,825	- 2,261	)*	30 ^{2}/8	=	63,5	Ton - m

VIGA 23 M

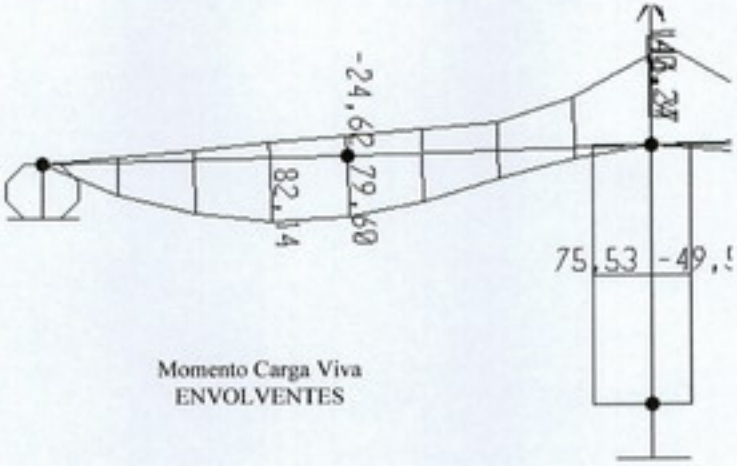
M I =	1,113	*	23 ^{2}/ 8		=	73,6	Ton - m
MII = (	2,261	- 1,113	)*	23 ^{2}/8	=	75,9	Ton - m
MIII =(	2,825	- 2,261	)*	23 ^{2}/8	=	37,4	Ton - m

CARGA VIVA HS 20-44 +25%

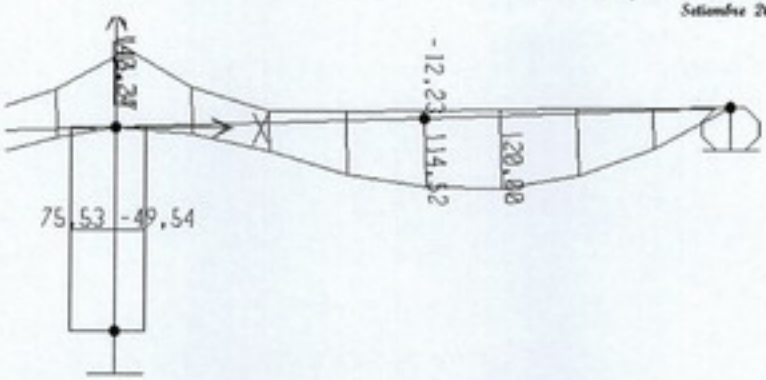
Se realizó un análisis aplicando al modelo de puente la carga de carril HS20-44 según AASHTO, esto es un carril de carga de 952 Kg/m y una carga axial para momento de 8146.7 Kg. y de 11793.4 Kg. para cortante. Se analizaron dos posibilidades, una en la que solo hay una carga en un solo tramo y otra en la que hay una carga en cada tramo o luz .

Los momentos máximos (positivo o negativo) para cada tramo y para media sección, es decir un carril cargado, son los siguientes :

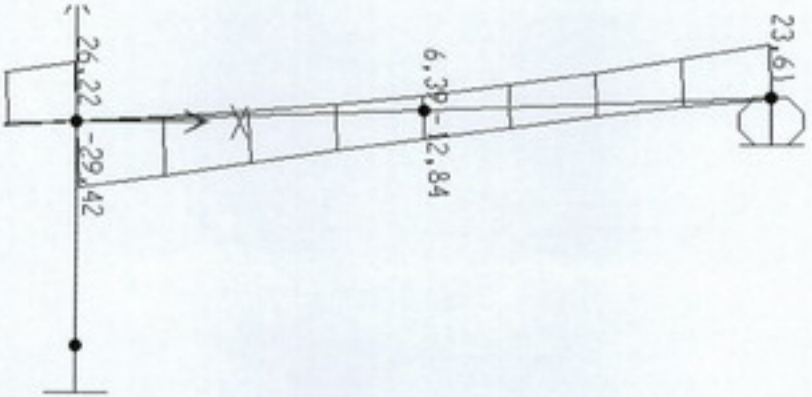
Del analisis estructural se obtiene la siguiente distribucion de momentos para carga Viva

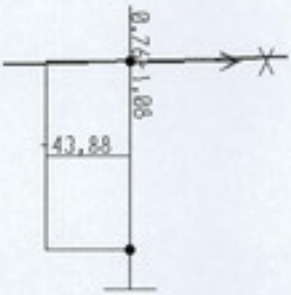


Momento Carga Viva
ENVOLVENTES



Cortantes Carga Viva
ENVOLVENTES





Carga Axial Carga Viva

RESUMEN DISTRIBUCION MOMENTOS CARGA VIVA UN CARRIL

	CARGA VIVA		MOMENTO	
Elemento	Cortante	Carga Axia	Long	
1	-21,10	-	-	
1/2 luz	12,43	-	79,60	
2	29,42	-	-140,17	
1/2 luz	-12,84	-	120,00	
3	23,61	-	-	

PILA 1		43,88	75,53	

Estas cargas deben ser magnificadas por 25% sobrecarga, el impacto y el factor de llanta Ademas deben ser divididas por dos pues el factor de llanta se aplica para calcular la carga viva para una viga producida por medio carril de carga.

Factor de Impacto **Luz =** **30 m**

AASHTO 3.8

$$I = \frac{15,24}{L + 38,1} = 22,38\%$$

Factor de llanta

AASHTO 3.22.1

$$FLL = \frac{S}{5,5} = \quad 210\ /30.48/5,5 = \quad 1,253$$

SISMO:

_Para el modelo planteado, los dos modos de oscilación predominantes tienen el siguiente periodo de oscilación

Tlong = 0,197 seg
Ttrans = 0,125 seg

Según CSCR C = $\frac{aef\ I\ FED}{SR}$

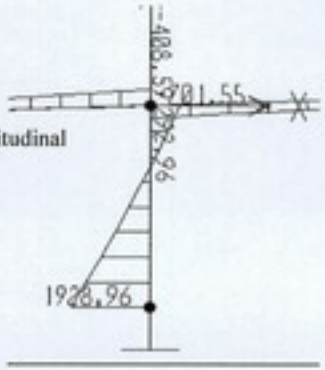
1. Ubicación del sitio San Carlos ZONA II
2. TIPO S2
3. Aef = 0.26 según datos de Estudio de riesgo sísmico
4. SR = 1.2 voladizos
5. Objetivos de desempeño Tipo C
   I = 1.00

6 FED Para suelos S2 en Zona III y U = 1.0

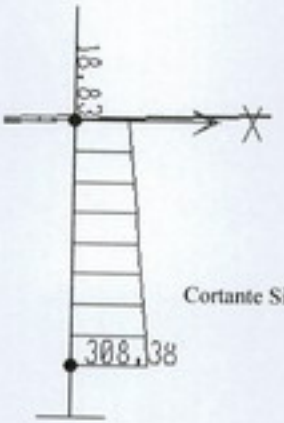
Del codigo sismico tenemos que FED
FED long = 2,10
FED trans = 2,10

Clong = 2,1*0.26*1.00/1.2 0,455 g
Cyy = 2,1*0,26*1,00/1,2 0,455 g

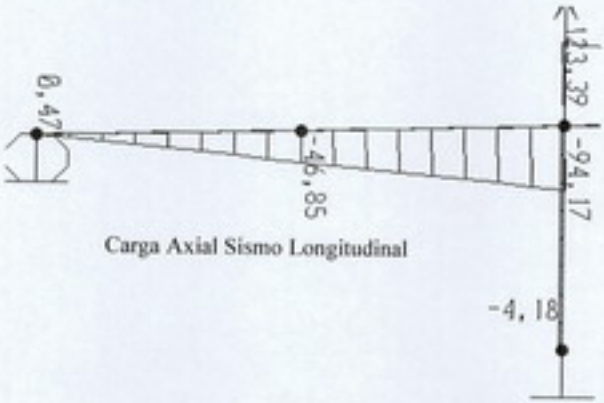
Aplicando estos coeficientes a la estructura modelada tenemos que los momentos para cada elemento son :



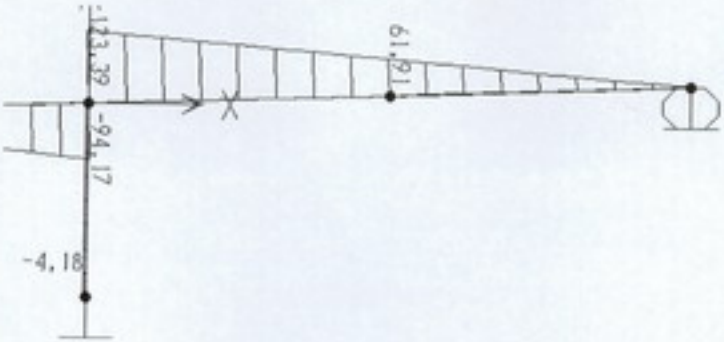
Momento Sismo longitudinal



Cortante Sismo Longitudinal



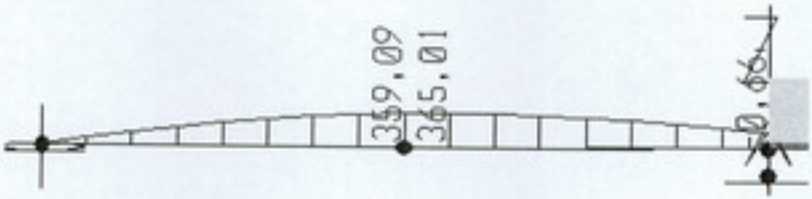
Carga Axial Sismo Longitudinal

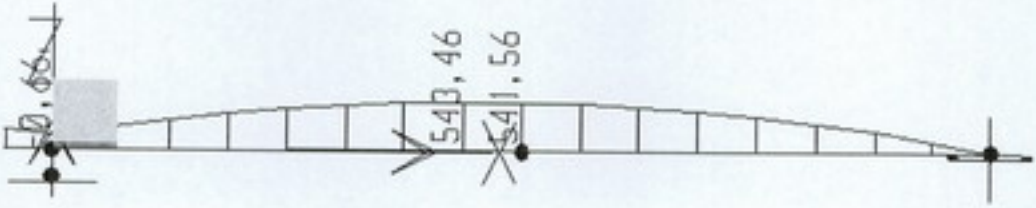


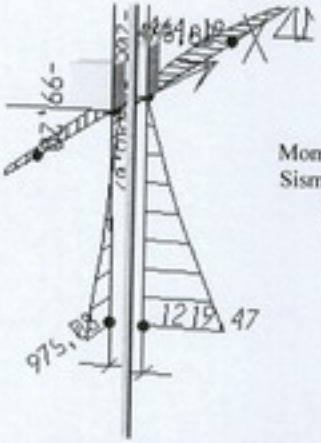
Momento sismo
transversal
Pila

Cortante Sismo
Transversal
Pila

Momentos Sismo
Longitudinal
Superestructura

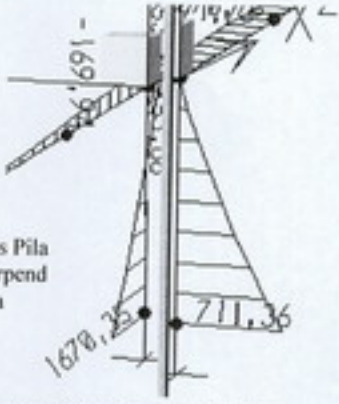






Momento Pila Sismo Long a Pila

Momentos Pila Sismo Perpend a Pila



RESUMEN DISTRIBUCION MOMENTOS SISMO LONG Y TRANSV TODO EL PUENTE

	SISMO		MOMENTO	
Elemento	Cortante	Carga Axia	Trans	Long
1	16,08	0,00	0,00	0,00
1/2 luz	17,45	-46,85	359,09	-196,25
2	18,83	123,39	140,25	408,59
1/2 luz	9,63	61,91	543,46	163,70
3	11,90	0,00	0,00	0,00
Cort T	187,67			
PILA 1 VI	308,38		1422,72	1928,96
Mperp col	711,36		1670,53	
Mlong col	1232,11		964,48	

11,39 m
####

	Sismo. Perp a col		Sismo Long a col	
	Long	Transv	Long	Transv
Momento	1670,35	711,36	975,08	1219,47
Mperp col	1802,25		1454,18	
Mlong col	219,12		-568,55	
Mperp col	-1090,89		-234,71	
Mlong col	1451,23		1543,63	

MAXIMOS		
	Mperp col	1802,25
	Mlong col	1451,23

FUERZA DE POSTENSIÓN LUZ 30 M

Se probará para una fuerza de diseño despues de perdidas de :

Pf = ***300.000*** Ton y con una excentricidad de
Yc = 18,00 cm.
e = 68,60 cm.

Se estiman pérdidas del orden de 21% esto es que los esfuerzos iniciales en el cable seran igual : Pfinal = Pinicial *.79

Pi = 300.000 /,79 = 379746,84 Ton.

Los esfuerzos para cada condición de carga son los siguientes :

Los esfuerzos para cada condición de carga son los siguientes :

ETAPA INICIAL

AASHTO 9.15.2

Tensión Permisible = 200 psi= 14,0 kg/cm^2
Compresión Permisible = 0.55 f´ci = 173,3 kg/cm^2

RESUMEN CARGAS DISEÑO VIGA

VIGA	**30**	**M**					
Etapa Inicial			125,16	Ton - m			
Etapa constructiva			254,31	Ton - m			
Carga muerta Servicio			63,54	Ton - m			
CARGA VIVA			79,60	/2*1.25	*	1,22	1,25
			76,27	Ton - m			

ETAPA INICIAL

$$G_{Sup} = \frac{379.746,8}{4.380,0} - \frac{379.746,8 * 68,6}{171.159,1} + \frac{12.515.850}{171.159,1}$$

$$86,70 - 152,19 + 73,12$$

$G_{Sup} =$ 7,63 kg/cm² G perm 14,00 kg/cm²

$$G_{inf} = \frac{379.746,8}{4.380,0} + \frac{379.746,8 * 68,6}{184.615,7} - \frac{12.515.850}{184.615,7}$$

$$86,70 + 141,10 - 67,79$$

$G_{inf} =$ 160,01 kg/cm² G perm .55 *315 = 173,25 kg/cm²

ETAPA CONSTRUCTIVA (Seccion Simple)

$$G_{Sup} = \frac{300.000}{4.380,00} - \frac{300.000,00 * 68,60}{171.159,11} - \frac{25.431.030}{171.159,11}$$

$$68,49 - 120,23 + 148,58$$

$G_{Sup} =$ 96,84 kg/cm² G perm .55 *315 173,25 kg/cm²

$$G_{inf} = \frac{300.000}{4.380,00} + \frac{300.000 * 68,60}{184.615,74} - \frac{25.431.030}{184.615,74}$$

$$68,49 + 111,47 - 137,75$$

$G_{inf} =$ 42,21 kg/cm² G perm Compresion 173,25 kg/cm²

ETAPA DE SERVICIO (sección Compuesta)

AASHTO 9.15.2.2

Tensión Permisible = $1.59(350)^{1/2}$ = 29.70 kg/cm²

Compresión Permisible = 0.60 f´c = 210 kg/cm²

ETAPA DE SERVICIO (Seccion Compuesta)

G_{Sup} = 96,84 + 13.981.228 / 831.945,25

96,84 + 16,81

G_{Sup} = 113,65 kg/cm² G perm .60 *350 = **210** kg/cm²

G_{inf} = 42,21 - 13.981.228 / 284.395,49

42,21 - 49,16

G_{inf} = -6,95 kg/cm² G perm 1,59*raiz(350 **-29,7** kg/cm²

G_{losa} = 13.981.228 / 562.216,25 = 24,87 kg/cm²

VERIFICACIÓN A L/4

Momentos: CARGA MUERTA

$M = w*l^2 * 3/32$

MI = 1,113 * 30^2 * 3 / 32 = 93,9 Ton - m

MII = (2,261 - 1,113)* 30^2 * 3 / 32 = 96,9 Ton - m

MIII =(2,825 - 2,261)* 30^2 * 3 / 32 = 47,7 Ton - m

VIGA 30 M

CARGA VIVA

MCV = 41,06 Ton-m.

Mcv Diseño = MCV*1.25* 1,25 * 1,224 = 78,7 Ton-m

En este punto los cables se han elevado 17,15 cm

Excentricidad igual a : 51,45 cm

ETAPA INICIAL AASHTO 9.15.2.1

Tensión Permisible = 200 psi = 14 kg/cm²

Compresión Permisible = 0.55 f´ci= 173.3kg/cm²

ETAPA INICIAL

$$G_{Sup} = \frac{379.746,84}{4.380,00} - \frac{379.746,84 * 51,45}{171.159,11} + \frac{9.386.888}{171.159,11}$$

$$86,70 - 114,14 + 54,84$$

$$G_{Sup} = 27,40 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_{inf} = \frac{379.746,84}{4.380,00} + \frac{379.746,84 * 51,45}{184.615,74} - \frac{9.386.888}{184.615,74}$$

$$86,70 + 105,82 - 50,85$$

$G_{inf} =$ 141,68 kg/cm² G perm .55 *315 **173,25** kg/cm²

ETAPA CONSTRUCTIVA (Seccion Simple)

$$G_{Sup} = \frac{300.000}{4.380,00} - \frac{300.000 * 51,45}{171.159,11} + \frac{19.073.273}{171.159,11}$$

$$68,49 - 90,17 + 111,44$$

$G_{Sup} =$ 89,76 kg/cm² G perm .55 *315 **173,25** kg/cm²

$$G_{inf} = \frac{300.000}{4.380,00} + \frac{300.000 * 51,45}{184.615,74} - \frac{19.073.273}{184.615,74}$$

$$68,49 + 83,60 - 103,31$$

$G_{inf} =$ 48,78 kg/cm² G perm .55 *315 **173,25** kg/cm²

ETAPA DE SERVICIO (sección Compuesta)

AASHTO 9.15.2.2

Tensión Permisible = $1.59(350)^{1/2}$ = 29.70 kg/cm²

Compresión Permisible = 0.60 f´c = 210 kg/cm²

ETAPA DE SERVICIO (Seccion Compuesta)

$$G_{Sup} = \frac{89,76}{89,76} + \frac{12.634.066}{831.945} \quad 1 \quad 15,19$$

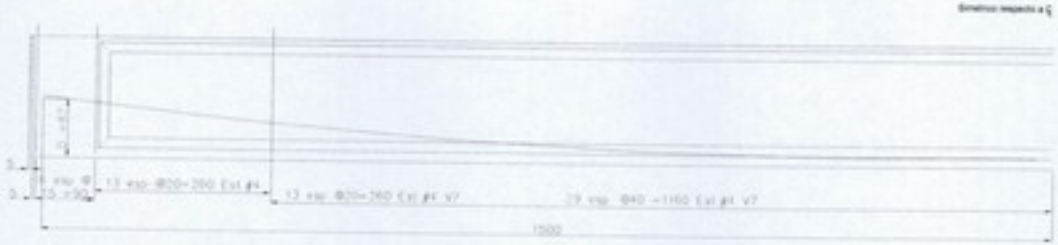
G_{Sup} = 104,94 kg/cm² G perm .60 *350 **210** kg/cm²

$$G_{Inf} = \frac{48,78}{48,78} - \frac{12.634.066}{284.395,49} \quad - \quad 44,42$$

G_{Inf} = 4,36 kg/cm² G perm T=1,59*?350 **-29,7** kg/cm²

G perm comp = **210** kg/cm²

G_{losa} = $\frac{12.634.066}{562.216,25}$ = 22,47 kg/cm²



Viga post

FUERZA DE POSTENSIÓN LUZ 23 M

Se probará para una fuerza de diseño despues de perdidas de :

Pf =	***190.000***	Ton	y con una excentricidad de
Yc =	18,00	cm.	
e =	68,60	cm.	

Se estiman pérdidas del orden de 21% esto es que los esfuerzos iniciales en el cable seran igual : Pfinal = Pinicial *.79

Pi =	190.000	/,79 =	240506,33	Ton.	

Los esfuerzos para cada condición de carga son los siguientes :

ETAPA INICIAL

AASHTO 9.15.2

Tensión Permisible =	200	psi=	14,0	kg/cm^2
Compresión Permisible = 0.55 f´ci =			173,3	kg/cm^2

VIGA 23 M

Etapa Inicial	73,57	Ton - m			
Etapa constructiva	149,48	Ton - m			
Carga muerta Servicio	63,54	Ton - m			
CARGA VIVA	120,00	/2*1.25	*	1,22	1,25
	114,98	Ton - m			

ETAPA INICIAL

$$G_{Sup} = \frac{240.506,33}{4.380,00} - \frac{240.506,33 * 68,60}{171.159,11} + \frac{7.356.539}{171.159,11}$$

$$54,91 - 96,39 + 42,98$$

$G_{...}$ = 1,50 kg/cm² G perm 14,00 kg/cm²

$$G_{inf} = \frac{240.506,33}{4.380,00} + \frac{240.506,33 * 68,60}{184.615,74} - \frac{7.356.539}{184.615,74}$$

$$54,91 + 89,36 - 39,85$$

G_{inf} = 104,42 kg/cm² G perm .55 *315 = 173,25 kg/cm²

ETAPA CONSTRUCTIVA (Seccion Simple)

$$G_{Sup} = \frac{190.000}{4.380,00} - \frac{190.000,00 * 68,60}{171.159,11} + \frac{14.947.794}{171.159,11}$$

$$43,38 - 76,15 + 87,33$$

$G_{...}$ = 54,56 kg/cm² G perm .55 *315 173,25 kg/cm²

$$G_{inf} = \frac{190.000,00}{4.380,00} + \frac{190.000,00 * 68,60}{184.615,74} - \frac{14.947.794}{184.615,74}$$

$$43,38 + 70,60 - 80,97$$

G_{inf} = 33,01 kg/cm² G perm 173,25 kg/cm²

ETAPA DE SERVICIO (sección Compuesta)

Tensión Permisible = $1.59(350)^{1/2}$ = 29.70 kg/cm²

Compresión Permisible = 0.60 f´c = 210 kg/cm²

ETAPA DE SERVICIO (Seccion Compuesta)

G_{Sup} = 54,56 + 17.852.105 / 831.945,25

54,56 + 21,46

$G_{...}$ = 76,02 kg/cm² G perm .60 *350 = **210** kg/cm²

G_{inf} = 33,01 - 17.852.105 / 284.395,49

33,01 - 62,77

$G_{...}$ = -29,76 kg/cm² G perm ,794*raiz(350 **-29,7** kg/cm²

$G_{...}$ = 17.852.105 / 562.216,25 = 31,75 kg/cm²

VERIFICACIÓN A L/4

Momentos: CARGA MUERTA

$M = w*l^2 * 3/32$

MI = 1,113 * 23^2 * 3 / 32 = 55,2 Ton - m

MII = (2,261 - 1,113)* 23^2 * 3 / 32 = 56,9 Ton - m

MIII =(2,825 - 2,261)* 23^2 * 3 / 32 = 28 Ton - m

VIGA 23 M

CARGA VIVA

MCV = 59,98 Ton-m.

Mcv Diseño = MCV*1.25* 1,25 * 1,249 = 117,3 Ton-m

En este punto los cables se han elevado 17,15 cm

Excentricidad igual a : 51,45 cm

ETAPA INICIAL

Tensión Permisible = 200 psi = 14 kg/cm^2

Compresión Permisible = 0.55 f´c = 173.3 kg/cm^2

ETAPA INICIAL

$$G_{Sup} = \frac{240.506,33}{4.380,00} - \frac{240.506,33 * 51,45}{171.159,11} + \frac{5.517.404}{171.159,11}$$

$$54,91 - 72,29 + 32,24$$

$$G_{Sup} = 14,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_{inf} = \frac{240.506,33}{4.380,00} + \frac{240.506,33 * 51,45}{184.615,74} - \frac{5.517.404}{184.615,74}$$

$$54,91 + 67,02 - 29,89$$

$$G_{inf} = 92,05 \text{ kg/cm}^2 \quad G \text{ perm} \quad .55 * 315 \quad \mathbf{173,25} \text{ kg/cm}^2$$

ETAPA CONSTRUCTIVA (Seccion Simple)

$$G_{Sup} = \frac{190.000}{4.380,00} - \frac{190.000 * 51,45}{171.159,11} + \frac{11.210.846}{171.159,11}$$

$$43,38 - 57,11 + 65,50$$

$$G_{Sup} = 51,77 \text{ kg/cm}^2 \quad G \text{ perm} \quad .55 * 315 \quad \mathbf{173,25} \text{ kg/cm}^2$$

$$G_{inf} = \frac{190.000}{4.380,00} + \frac{190.000 * 51,45}{184.615,74} - \frac{11.210.846}{184.615,74}$$

$$43,38 + 52,95 - 60,73$$

$$G_{inf} = 35,60 \text{ kg/cm}^2 \quad G \text{ perm} \quad .55 * 315 \quad \mathbf{173,25} \text{ kg/cm}^2$$

ETAPA DE SERVICIO (sección Compuesta)

Tensión Permisible = $1.59(350)^{1/2}$ = 29.70 kg/cm²

Compresión Permisible = 0.60 f´c = 210 kg/cm²

ETAPA DE SERVICIO (Seccion Compuesta)

$G_{Sup} = 51{,}77 + \frac{14.534.896}{831.945}$

$51{,}77 + 17{,}47$

$G_{Sup} = 69{,}24$ kg/cm² G per .60 *350 **210** kg/cm²

$G_{Inf} = \frac{35{,}60}{} - \frac{14.534.896}{284.395{,}49}$

$35{,}60 - 51{,}11$

$G_{Inf} = -15{,}51$ kg/cm² G per 1,59*raiz(350) **-29,7** kg/cm²

$G_{losa} = \frac{14.534.896}{562.216{,}25} = 25{,}85$ kg/cm²

VERIFICACION DEL CORTANTE PARA LAS DOS VIGAS

Long = 30 m AASHTO 9.20
Dist = 1,5 m
Cortante en apoyos 42,38
F'c= 350
H= 180,00
El valor del cortante sera el menor de los dos siguientes
Vci = 0,1587*raizFic*b'*d+Vd+Vi*Mcr/M > ,4498raiz(f'c)*bd
Vcw = (3,5*raiz(f'c) + 0,3fpc)b'*d + Vp
b'= 18 cm
d >= ,8h 144 cm
Vd = 38143 Kg carga muerta simple
Vi = 41696 Kg carga externa factorada
Mcr = 22.319.175 Kg-cm
Mmax = 16.557.735,3 Kg-cm

Mcr = I/yt*(6 raiz f'c +fpe -fd)
I = 38.149.880 cm4
Yt = 134,1 cm
fpe = 152,1 en apoyos solo carga axial por preesfuerzo

fd = 103,3

Vci = 102045 Kg = 102,04 Ton < 48,94 Ton

Fpc 62,45 Kg/cm2 Esfuerz presfuerzo
Vp 20.950 Kg

Vcw = 93,46 Ton
Usar Vc = 93,46 Ton

Vu =1,3* 38143 + 41696 = 91281 Kg= 91 Ton
Vs = Vu/0.85-Vc = 13,93 Ton.
Vs = Av *Fsy*d ===> S =
S
Para var# 4 ; fsy = 4200 kg/cm2
S = 110,3 cm

Dist m	0,5	1,5	7,5
S= (cm)	77	110	0

Se usan @15 en bloque final y @38 resto

MOMENTO NEGATIVO (APOYOS)

Para lograr que el puente se comporte como continuo, se deben unir las vigas en la parte inferior, además de construir un solo diafragma que una ambas superestructuras y todo este conjunto debe ser capaz de tomar el momento negativo y consecuentemente la tensión que se genera sobre las pilas, para tomar esta tensión se deben colocar bastones sobre las pilas que tomen el momento negativo.

A continuación procedemos a calcular el acero necesario para tomar esa tensión .

En este punto no hay Factor de distribución unicamente aumentar en 25% y el impacto

Mcm =0
Mcv = 140.17 Ton-m
Para grupo I de carga , esto es CM y CV
M ult = M *25% *20% impact *Factores por resistencia 1.3 * 1.67
M ult = 140.17*1.25*1.2*1.3*1.67/2.5 = 182.59 ton-m /por viga
MeQ = 1.3 *408.59/5 =106.23 ton-m /por viga
Usar M = 182.59 ton-m /por viga
Para b = 48 cm D = 202 cm fy = 4200kg/cm2 f´c =280 Kg/cm2
∅ = 0,9
As = 24.46 cm2/viga *5 = 122.29 cm2 =***24 #8 @39 cm***

1.2 Mcr = 1.2 **fr*I**g/yt =1.2*1.98*$\sqrt{225}$*48*202^2/6/1000/100
1.2 Mcr = 116.34 Ton – m OK < Mult

DISEÑO DE LA LOSA

Carga Muerta 0-1

Losa = 1*2.10*.19*2.4= 0.958 Ton = wl

Asfalto = 1.7 Ton/m3 = > wl = 0.04 Ton (1")

WL = 1.00 Ton ; W = 1.00/2.10 = 0.475 Ton/m

Mmax = $w*l^2$ /8 =$0.475*2.10^2$ /8 = 0.262 T-m/m

Para una distribucion de empotramiento el momento máximo será

Mmax = $w*l^2$ /12

Usar 1/12 wl^2 = 0.175 T-m/m

Carga Viva

Según AASHTO

$$M = \frac{S+2}{32} P20 \; ; \quad S = 210 - 48 + 19 = 181 \text{ cm}$$

M+- = (181/30.48 +2)/32*16/2.20462 = 1.80 ton-m/m

Según AASHTO para mas de 3 soportes usar factor de .80

Impacto = 30 % máximo

Carga viva = Hs 20-44 +25%

Mcv = 1.80 *0.8*1.3*1.25 = 2.34 ton-m/m

COMBINACIONES DE CARGA

M = 1.3 (Cm + 1.67*cv) = 5.309 ton-m/m /.9 = 5.90 Ton-m/m

Para un espesor de losa t =19 cm ; f´c = 280 Kg/cm2, Fy= 4200 Kg/cm2

d = 13.20 cm

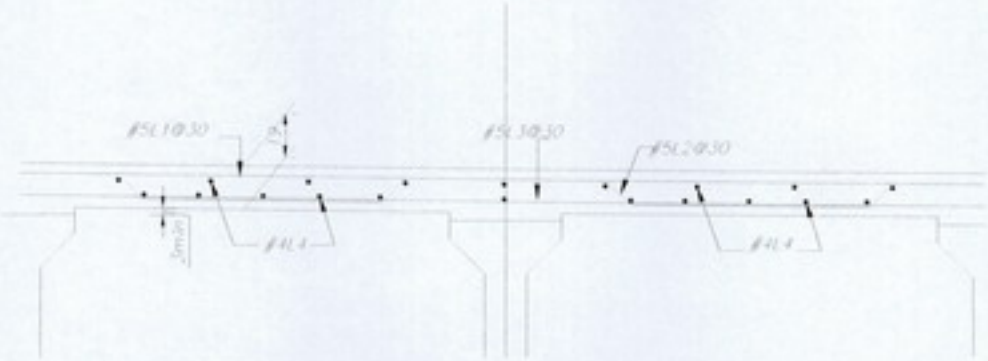
As = 12.97 cm2/m = # 5 @15 cm o #4 @12.2

As min = 14/fy *bd = 4.12 cm2/m

Usar # 5 @ 15 en dos capas @ 30 cm

Transversal usar acero de distribución igual 67 % de l principal

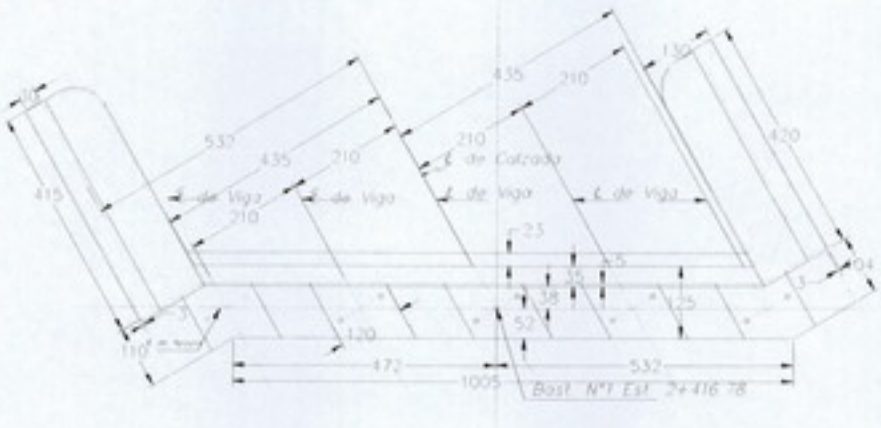
Usar # 5 @ 26 cm o # 4 @18 cm.



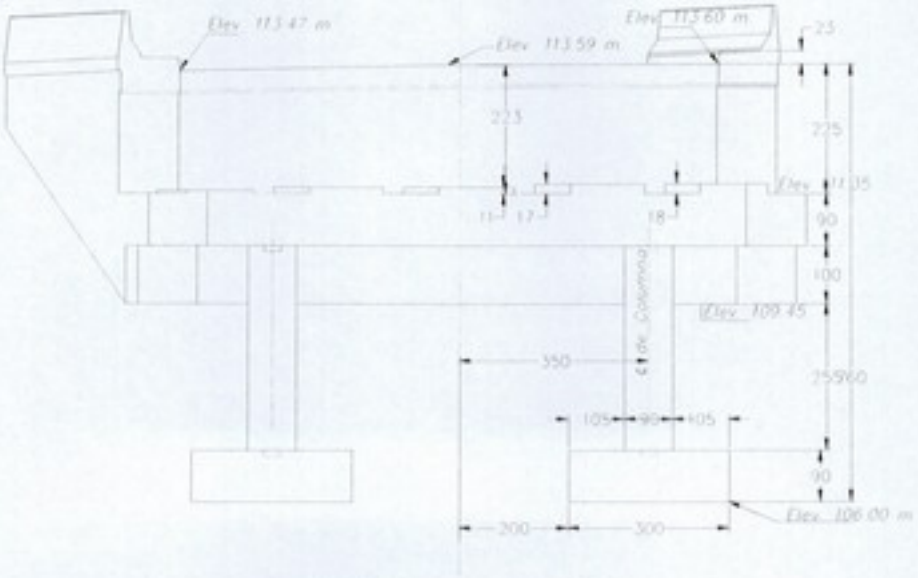
DISEÑO DE LOS BASTIONES

Los bastiones a diseñar son los siguientes

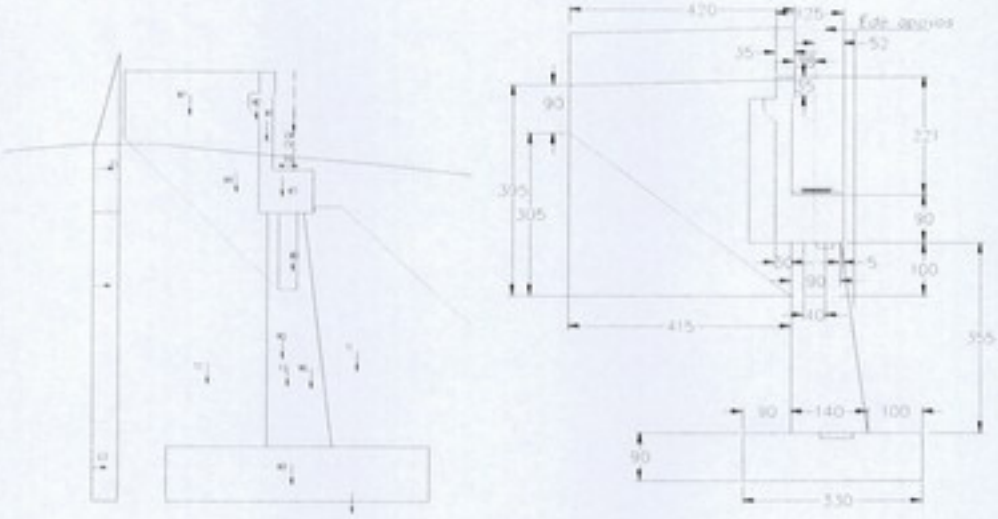
BASTIÓN NO 1



PLANTA



ELEVACION



SECCION TRANSVERSAL

Determinación de pesos por columna y por fundación

W1 =		0,3 *	2,21 *	13 * 2,4	/ 2 =	10,06	**ton.**
		0,38 *	0,05 *	13 * 2,4	/ 2 =	0,28	**ton.**
W2 =	(,23+,46)/2 *		0,23 *	10 * 2,4	/ 2 =	0,96	**ton.**
W3 =		1,25 *	0,9 *	13 * 2,4	/ 2 =	17,08	**ton.**
W4 =		1 *	0,4 *	11 * 2,4	/ 2 =	5,21	**ton.**
W5 =		0,9 *	3,55 *	0,9 * 2,4	=	6,90	**ton.**
W6 =		0,5 *	3,55 *	0,9 * 2,4	/ 2 =	1,92	**ton.**
W7 =		3,85 *	0,3 *	0,9 * 2,4	=	2,49	**ton.**
Acera	=1,64+	0,23 *	1,3 *	4,2 * 2,4	=	4,65	**ton.**
W8 =		3,15 *	3,85 *	0,3 * 2,4	/ 2 =	4,37	**ton.**
W9 =		FUNDACION					

T1 =	3,65	*	1	*	3 *	1,9	= 21,02 **ton.**
T2 =	6,66	*	0,9	*	3 *	1,9	= 34,53 **ton.**
T3 =	3,65	*	1,4	*	2,1 *	1,9	= 20,60 **ton.**
E1 = (0,293	1,79	)/	2	*	6,3 *	3,1	= 20,44 **ton.**
E2 =	1,79	*	1	*	6,3		= 11,29 **ton.**
E3 =	1,79	*	2,55	*	0,9		= 4,10 **ton.**
Fund E3 =	1,79	*	0,9	*	3		= 4,82 **ton.**

DETERMINACIÓN DE CARGA MUERTA CM SUPERESTRUCTURA

Del diseño de la superestructura obtenemos los siguientes pesos distribuidos

	Viga =	1,11	Ton/ml	
	Coping =	0,06	Ton/ml	
Losa =	Internas =	0,96	Ton/ml	
	Externas =	0,63	Ton/ml	Centroide cargas = 151 cm
	Acera =	0,29	Ton/ml	
	Asfalto =	0,12	Ton/ml	Tomando como base
	Baranda =	0,16	Ton/ml	la cara inferior de la viga
Diafragmas Centrales =		0,13	Ton/ml	
TOTAL =	Internas =	2,83	Ton/ml	
	Externas =	2,49	Ton/ml	

RCM Int = 32,5 Ton. TOTAL SUPER = 310 Ton.
Rcm ext = 28,7 Ton. Longitud = 23,0 m

DETERMINACIÓN DE CARGA VIVA CV

Del análisis de continuidad se obtiene la reacción de carga viva en el Bastión 1

CV = 21.10*1.25 = 26.38 Ton / carril o por columna

MODELO DE BASTION

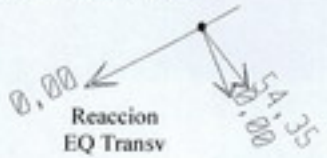
a =	1,25 m
b =	0,90 m
e =	0,40 m
t =	1,00 m
H =	3,55 m
L =	12,7 m

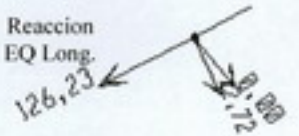
DETERMINACIÓN DE CARGA De SISMO EQ BASTION

ELEMENTO		BRAZO	Ver Momento
W1 =	10,06 ton.	5,56	55,91
	0,28 ton.	6,47	1,84
W2 =	0,96 ton.	6,08	5,82
W3 =	17,08 ton.	4,00	68,31
W4 =	5,21 ton.	3,05	15,88
W5 =	6,90 ton./2	2,66	9,19
W6 =	1,92 ton./2	2,37	2,27
W7 =	2,49 ton.	6,21	15,49
Acera	4,65 ton.	6,78	31,53
W8 =	4,37 ton.	4,71	20,56
	49,52 ton.		226,80 Ton-m
Se toma como base la zona de contacto columna fundacio			
Centroide del área expuesta del bastió			4,58 m.

SISMO

Del análisis de continuidad se puede determinar la fuerza transversal que todo el conjunto produce en los bastiones, para el sismo longitudinal se modeló como apoyo móvil en bastiones esto es en teoría que no se transmite carga de sismo longitudinal a los bastiones, sin embargo la práctica común en el diseño de puentes es aplicar un porcentaje (30-35%) en los apoyos móviles. Para determinar estas cargas se hizo una corrida del puente con los apoyos en bastiones fijos, con el fin de determinar la reacción en bastiones, esto es lo que se muestra a continuación, estas cargas se aplicaron longitudinal (35%) y transversal al bastión.





Coeficiente sísmico

Para el análisis sísmico se determinaron lo modos de oscilación y los periodos predominantes son :

Tlong = 0,085 seg

Ttrans = 0,0618 seg

Según CSCR $C = \frac{aef\ I\ FED}{SR}$

1. Ubicación del sitio San Carlos ZONA II
2. TIPO S2
3. aef = aceleración Aef = 0.26 según datos de Estudio de riesgo sísmico
4. SR = 1.2 voladizos
5. Objetivos de desempeño Tipo C

   I = 1.00

6 FED Para suelos S2 en Zona II y U = 1.0

FED long = 1.9 Solo peso del Bastión, la super contribuy con 35 % de la reacción de superestructura

FED trans = 1.5

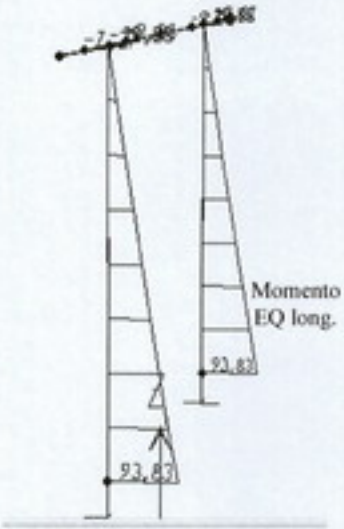
Clong = 1.9*0.26*1.00/1.2 = 0.41167

Cyy = 1.5*0.26*1.00/1.2 = 0.325

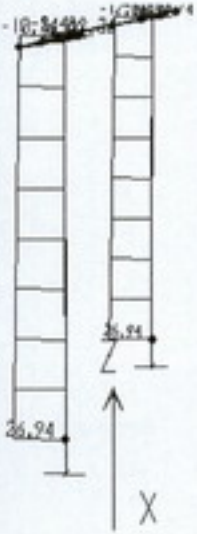
Cxx =	0,4117	=	0,412	W =	0,35*	126,23
Wlong =	0,412	*(49,52	+ 22,1	)=	29,5	Ton por columna
Cyy =	0,325	=	0,325	W =	0,5*	126,23
N Transv =	0,33	*(99,03	+ 54,35	) =	49,8	Ton por bastion

EQL = = 29,48 Ton por columna
EQL = = 49,85 Ton por bastion

Estas son las cargas totales aplicadas, sin embargo en el análisis se aplican las cargas de super a nivel de apoyos determinadas en el análisis de continuidad y los coeficientes sísmicos al bastión obteniéndose los siguientes resultados :



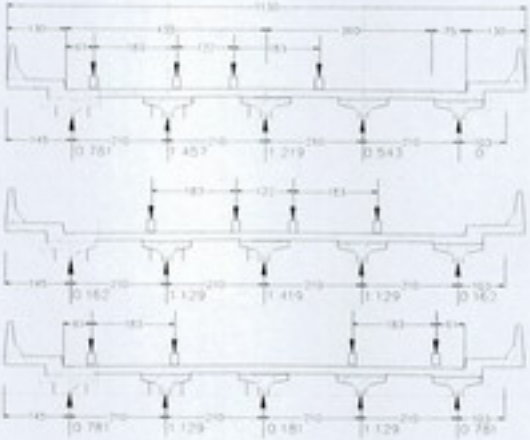
Cortante
EQ long.



Mas adelante se muestra una tabla con los valores máximos de cortante carga axial y momento para los puntos mas importantes dentro del diseño del marco.

CARGA VIVA

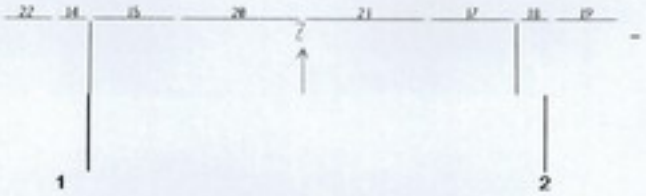
Para el análisis transversal se hizo una corrida del Bastion combinando las diversas posibilidades que se dan para la ubicación de los carriles de carga



DISTRIBUCION DE CARGA VIVA

Se realiza una corrida para un valor de P = 13.19 Ton que es la mitad de la reacción del análisis de continuidad+25%(21.1*1.25/2), e incorporando las reacciones de carga y peso propio para la pared de cabezal y la viga de cabezal asi como ubicando las cargas de la acera y baranda en aletones y realizando las combinaciones de carga de la AASHTO.

Los resultados obtenidos son :



	COLUMNA IZQ		COLUMNA DER		14	15	20	17	18
MCm	1,32	-3,08	-1,32	3,08	-86,9	-83,85	39,04	-83,85	-86,9
CV 1	-4,02	7,59	2,94	-8,67	-15,66	-23,25	31,68	-8,67	0,00
CV 2	-4,92	11,50	4,92	-11,50	-3,25	-14,75	40,15	-14,75	-3,25
CV3	-0,32	0,74	0,32	-0,74	-15,66	-16,40	6,34	-16,40	-15,66
Sismo	45,98	-37,99	45,98	-37,99	0,00	37,99	0,00	-37,99	0,00
G 1	-7,0	12,5	4,7	-14,8	-147,0	-159,5	119,5	-127,8	-113,0
G 2	-9,0	21,0	9,0	-21,0	-120,1	-141,0	137,9	-141,0	-120,0
G 3	1,0	-2,4	-1,0	2,4	-147,0	-144,6	64,5	-144,6	-147,0
Gvii	61,5	-53,4	58,1	-45,4	-113,0	-59,6	50,8	-158,4	-113,0

Maximo Columna = M = 61,49 Ton-m P = 260,29 Ton-m V = 32,60
Maximo viga Posit = M = 137,92 Ton-m V = 145,80 Ton
Maximo viga Negat = M = 159,48 Ton-m

CARGA AXIAL COL IZQ		COL DER	V14	15	20	17	18
PCm	-129,6	-129,6	53,71	-66,56	-16,00	66,56	-53,71
P CV 1	-42,29	-17,11	11,60	-30,69	9,05	17,11	0,00
P CV 2	-29,72	-29,72	2,41	-27,30	10,54	27,30	-2,41
P CV 3	-29,72	-29,72	11,60	-18,12	-1,34	18,12	-11,60
P Sismo	10,85	-10,85	0,00	10,85	10,85	10,85	0,00
P G 1	-260,3	-205,6	95,0	-153,2	-1,2	123,7	-69,8
P G 2	-233,0	-233,0	75,1	-145,8	2,1	145,8	-75,1
P G 3	-233,0	-233,0	95,0	-125,9	-23,7	125,9	-95,0
P Gvii	-154,4	-182,6	69,8	-72,4	-6,7	100,6	-69,8

CORTANTE	Col izq	Col der
VCm	1,17	-1,17
Vcv1	-3,09	3,09
Vcv2	-4,38	4,38
Vcv3	-0,28	0,28
Sismo	23,91	23,91
V G 1	-5,2	5,2
V G 2	-8,0	8,0
V G 3	0,9	-0,9
V Gvii	32,6	29,6

G1 = 1.3(CM + 1.67 CV)
Gvii = 1.3(CM + EQ)

DISEÑO DE LA VIGA DE CABEZAL

ACERO VIGA CABEZAL

USAR M : Maximo viga Posit = 137,92 Ton. - m.
Maximo viga Negat = 159,48 Ton. - m.
V = 145,80 Ton.

Factores a utilizar 1/.9

Para M 153,24 Ton-m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 185 cm b = 125 cm

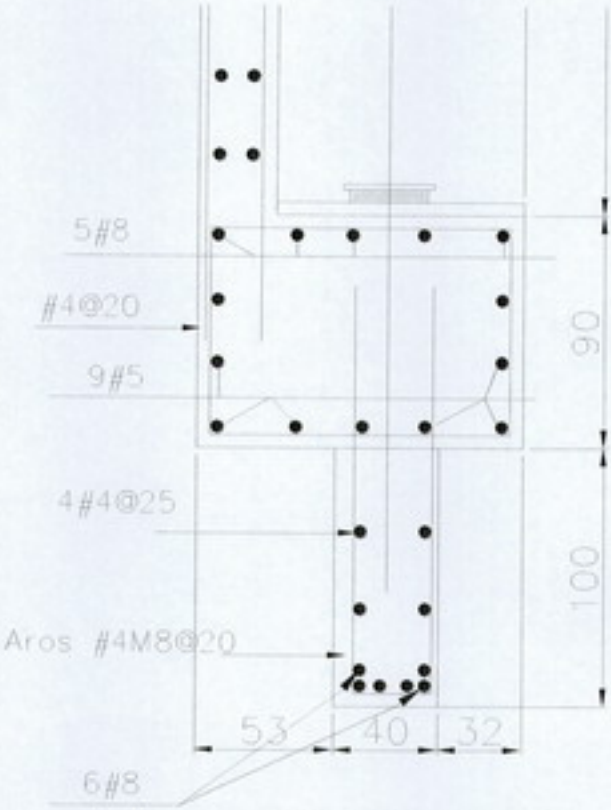
As = 19,91 cm2
a = 3,50 cm
1,2 Mc 1,2*fr*Ig/yt : 1,2*1,98*raiz(225)*125*185*185/6/1000/10
1,2 Mc 254,12 Ton-m/m
Usar 1,33As calc = 26,5 cm2/m
USAR 6 # 8 abajo
USAR 4 # 10 abajo

Para M 177,20 Ton-m
f'c = 225 k fy = 4200 kg/cm2
d = 185 cm b = 40 cm
Recordar que es una viga T
As = 23,63 cm2
a = 12,98 cm
1,2 Mc 1,2*fr*Ig/yt : 1,2*1,98*raiz(225)*40*185*185/6/1000/100
1,2 Mc 81,32 Ton-m/m
Usar As calc = 23,6 cm2/m
USAR 5 # 8 arriba
USAR 3 # 10 arriba

CORTANTE

Vci = $0.53*f'c^{1/2}*b*d$ = 58,83 Ton.
Vmax = 145,80 Ton.
VS = 86,97
Usando Aros #5 el esp, seria =
S = 1,98 *2*4200* 185 / 86,97
S = 35,38

USAR AROS # 5 @30y en el primer metro @20 cm



VIGA DE CABEZAL

DISEÑO DE LA COLUMNA

Momentos

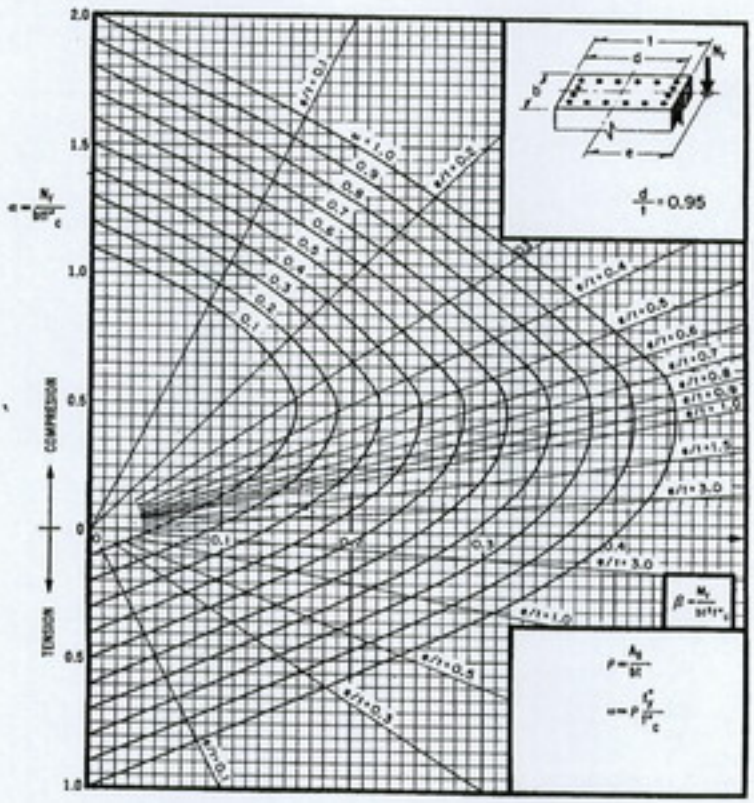
	ELEMENTO		BRAZO Hor	Momento
W1 =	10,06		-0,85	-8,55
	0,28		-0,68	-0,19
W2 =	0,96		-1,11	-1,06
W3 =	17,08		-0,38	-6,40
W4 =	5,21		-0,27	-1,41
W5 =	6,90	**ton.**	-0,25	-1,73
W6 =	1,92	**ton.**	0,37	0,70
W7 =	2,49		-2,93	-7,30
Acera	4,65		-2,93	-13,61
W8 =	4,37		-2,28	-9,97
	53,92	ton.		-49,52 T-m
CM =	77,43		-0,27	-20,91
CV =	26,38		-0,27	-7,12
E1 =	20,44		4,59	93,77
E2 =	11,29		3,05	34,45
E2 =	4,10		1,28	5,22
	35,84			133,44
Eql =	93,83			26,94
Eqt =	25,08			47,30

COMBINACIONES DE CARGA

GRUPO I P = 1.3*(53,92 + 77,4 +1,67* 26,4)= 228,02 Ton
M = 1.3*(-49,52 + -20,9 +1,67* -7,1 + 133,44)= -107,01 Ton-m

GRUPO VII P = 1.3*(53,92 + 77,4)= 170,8 Ton
M = 1.3*(-49,52 + -20,9 + 133,4 + 26,94)= 116,94 Ton-m
M T = = 61,49 Ton-m
V = 1.3*(35,84 + 25,08)= 79,19 Ton

Para la estimación del acero se usan los siguientes graficos tomados de libro Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado de Oscar Gonzalez Cuevas

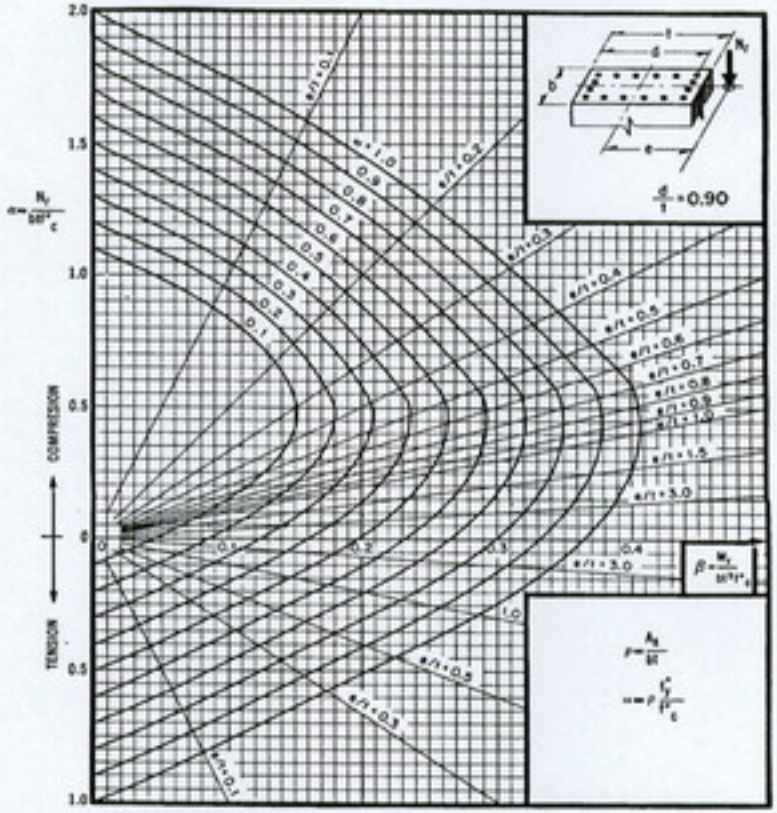


A_s = área total de refuerzo

$f''_c = 0.85 f'_c$, si $f'_c \leq 280$ kg/cm²; $f''_c = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1\,400}\right) f'_c$, si $f'_c > 280$ kg/cm²

M_r = momento flexionante último
N_r = carga axial última

Figura B-5



A_s = área total de refuerzo

$f'_s = 0.85 f^*_y$ si $f^*_y \leq 280$ kg/cm²; $f'_s = \left(1.05 - \frac{f^*_y}{1\,400}\right) f^*_y$ si $f^*_y > 280$ kg/cm²

M_r = momento flexionante último
N_r = carga axial última

Figura B-6

Se revisará cantidades de acero con graficos del Gónzalez Cuevas

Usando una seccion reducida

	D=	93				T =	140
	T =	101		D/T =	0,92		
	B =	90					

Grupo I

Alfa =	228,02	/	90	/	101	/,85 /	0,225
Alfa =	0,131						
Beta =	10.701	/	90	/	101^2	/,85 /	0,225
Beta =	0,0607						

Grupo VII

Alfa =	170,76	/	90	/	101	/,85 /	0,225
Alfa =	0,098						
Beta =	11.694	/	90	/	101^2	/,85 /	0,225
Beta =	0,0663						
eta Trans=	0,0392						

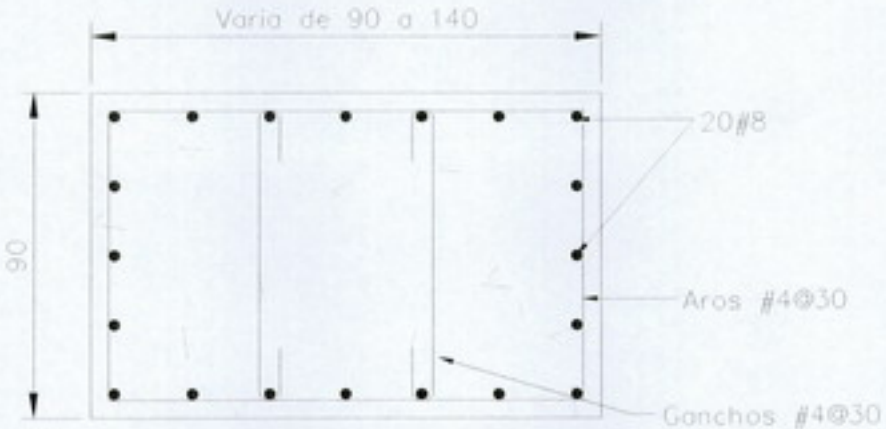
Con estos datos tenemos que :

		ω =	0,10		
	ρ = ω*,85*	0,23	/	4,20	
	ρ <=	0,0046			
USAR	1,00%	As =	91,10	cm2	
	18 # 8				

CORTANTE

Vci = 0.53*f'c1/2*b*d =	100,2	Ton.	
Vmax =	79,19	Ton.	
Vs =	-20,98		
Usando Aros #4 el esp, seria =			
S =	1,27	*2*4200* 93 /	-21,0
S =	Por especificacion		

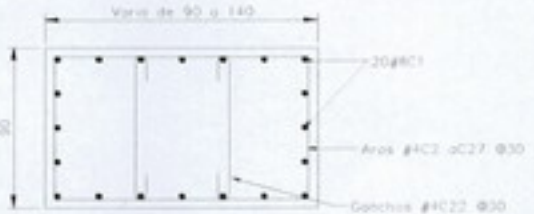
USAR AROS # 4 @30 y en el primer metro @10 cm



SECCION COLUMNA

COLUMNA BASTION 1 RIO SARDINAL

Ancho	90	cm			
Largo	140	cm	126	24,85	
Recubrimient	5	cm			
Aros #	4		1,3		
Cant var cara	5	#	8	2,5	
Cant var sec	7				
F´c =	225	Kg/cm2			
Fy =	4200	Kg/cm2			
Area Tota var	20	#	8 =	101,4	
Espaciamient	20,82	cm			



SECCION C-C

Solo carga axial

Po = (+,85* 90 * 140 * 225 + 1 * 4200 * 101,4 /1000=
Po = 2835,6 Ton
Mo = 0
e= 0

Balanceado

C b =	78,39 cm
Pb =	1180,03 Ton
Mb =	587,88 Ton-m
e=	0,4982
c=	182,00 cm
P =	2736,23 Ton
M =	50,473 Ton-m
e=	0,0184
c=	154,00 cm
P =	2541,8 Ton
M =	169,67 Ton-m
e=	0,0668
c=	132,46 cm
P =	2184,1 Ton
M =	349,82 Ton-m
e=	0,1602
c=	95,37 cm
P =	1523,1 Ton
M =	542,9 Ton-m
e=	0,3564
c=	46,36 cm
P =	581,85 Ton
M =	509,96 Ton-m
e=	0,8764

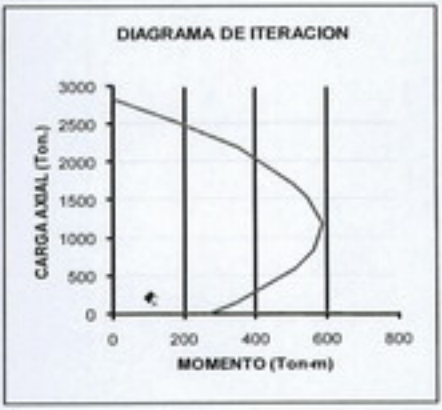
	M	P	e
	0	2835,6	0
	50,47	2736,23	0,018
	169,7	2541,80	0,067
	349,8	2184,09	0,16
	501,8	1720,42	0,292
	542,9	1523,11	0,356
	587,9	1180,03	0,498
	562,7	829,57	0,678
	510,0	581,85	0,876
	349,5	156,67	2,231
	268,5	1,64	163,3
Grupo I	106,6	226,46	0,471
Grupo VII	117,4	169,2	0,694

c= 106,0 cm
P = 1720,4 Ton
M = 501,8 Ton-m
e= 0,3

c= 59,61 cm
P = 829,6 Ton
M = 562,7 Ton-m
e= 0,678

c= 23,38 cm
P = 156,7 Ton
M = 349,5 Ton-m
e= 2,231

c= 16,28 cm
P = 1,64 Ton
M = 268,5 Ton-m
e= 163,3



DISEÑO DE LA FUNDACIÓN

Se toman como base los Momentos en columna

ELEMENTO	Mcol	P		M fund.
	+(	-70,426	/ 131,4 + 1,40 /2 + 0,9 - 3,30 /2)* 131,4	
CM	-70,426	131,35		-76,99
CV	-7,121	26,38		-8,44
T1		21,02		24,18
T2		34,53		-41,43
T3		20,60		-1,03
		76,15		-18,28
		V		
E	133,44	40,66		167,86
Eql	26,94	93,83		26,94
Eqt				47,30
Placa	3,3 x 3,00	21,38		

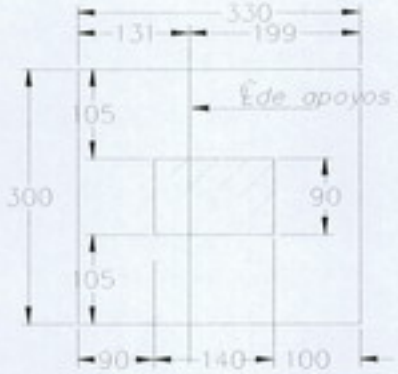
Grupo VII

P =	131,35 +	21,38 +	76,15	=	228,89	Ton.
Ml =	-76,99 +	167,9	-18,28	+	26,94	= 99,53
ML =	45,65	Ton -.m	Hacia atrás;aquí el empuje activo aumenta 3 veces			
MT =	47,30	Ton -.m				

$\sigma = P/A +- Mc/I$

ESFUERZO PERMISIBLES

Del estudio de suelos tenemos G = 32 Ton /m2



AREA	9,9	M	3,3 x	3	
Inercia X =	8,98	X max =		1,7	
Inercia Y =	7,43	Y max =		1,5	
G =	23,12	+	18,28 =	41,40	Ton.
	23,12	-	18,28 =	4,84	Ton.

TRANSVERSAL

G =	23,12	+	9,56 =	32,68	Ton.
	23,12	-	9,56 =	13,56	Ton.

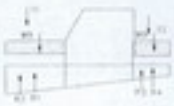
G perm = G + Peso esp. *Altura de relleno

Para Grupo VII AASHTO3.32 permite aumentar los esf. Permibles un 33%

G perm = 1,33 * 32 + 1,9 * 5,5

G perm = 53,12 Ton.

CALCULO DEL ACERO SISMO



Maximo	41,40	Ton	
Cara pie	30,32	Ton	
PIE →	L =	1	m
R1 =	90,96	Ton.	0,5 m,
R2 =	16,62	Ton.	0,7 m,
Wpl=	6,48	Ton	Wpl= 3 x 0,9 x 2.4
T1 =	21,02	Ton.	
M =	-42,81	Ton. - m.	Hacia arriba
V =	26,69	Ton./ m.	
Maximo	41,40	Ton	
Cara talon	14,81	Ton	
TALON →	L =	0,9	m
R3 =	13,07	Ton.	0,5 m,
R4 =	13,46	Ton.	0,3 m,
Wpl=	5,83	Ton	Wpl= 3 x 0,9 x 2.4
T1 =	34,53	Ton.	
M =	8,24	Ton. - m.	Hacia abajo
V =	-4,61	Ton./ m.	
Maximo	32,68	Ton	
Cara colur	25,99	Ton	
TRANS →	L =	1,05	m
R3 =	90,04	Ton.	0,5 m,
R4 =	11,59	Ton.	0,4 m,
Wpl=	7,48	Ton	Wpl= 3,3 x 0,9 x 2.4
T1 =	10,30	Ton.	
M =	-41,99	Ton. - m.	Hacia arriba
V =	25,41	Ton./ m.	

USAR M =	-42,81	Ton. - m.
	8,24	Ton. - m.
	-41,99	Ton. - m.
V =	26,69	Ton.
Factores a utilizar	1.3/.9	

Para M = 61,83 Ton-m/m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 82 cm b 300 cm

As = 18,10 cm2
a = 1,32 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/ 1,2*1,98*raiz(225)*300*82*82/450/10(
1,2 Mcr = 119,82 Ton-m/m
Usar 1,33 As calc = 8,02 cm2/m
USAR 2,82 # 6 @ 36 abajo adelante

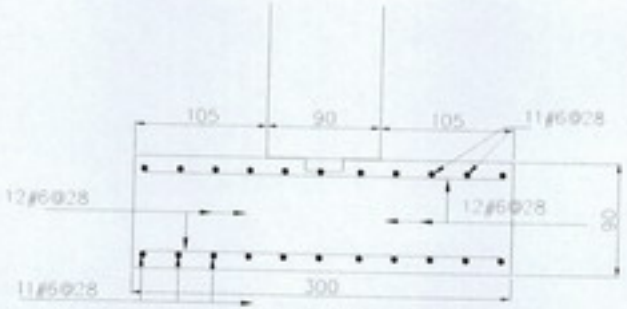
Para M = 11,90 Ton-m/m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 82 cm b 300 cm

As = 3,46 cm2
a = 0,25 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/ 1,2*1,98*raiz(225)*300*82*82/6/1000/
1,2 Mcr = 119,82 Ton-m/m
Usar 1,33As calc = 1,53 cm2/m
USAR 0,54 # 6 @ 186 arriba atrás

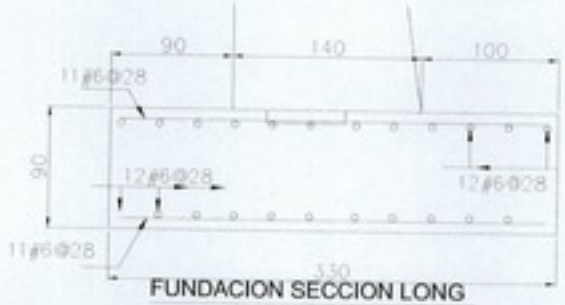
Para M = 60,65 Ton-m/m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 82 cm b 330 cm

As = 17,74 cm2
a = 1,18 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/ 1,2*1,98*raiz(225)*330*82*82/6/1000/
1,2 Mcr = 131,80 Ton-m/m
Usar 1,33As calc = 7,15 cm2/m
USAR 2,51 # 6 @ 40 abajo transversal

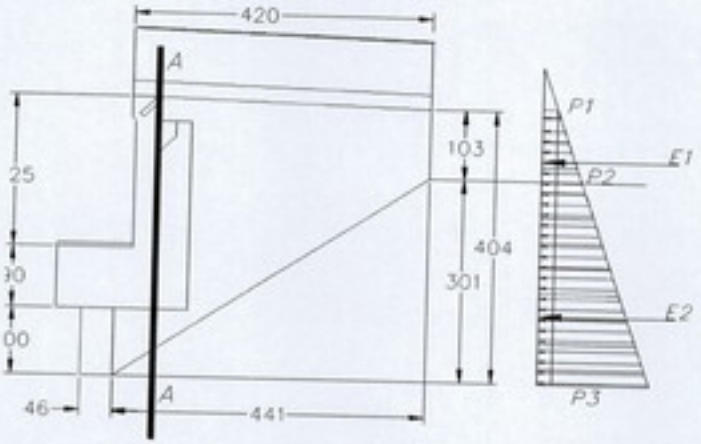
Vc concreto = 7.95 *81*100 /1000 = 64.40 Ton OK
Vmax = 26,69 Ton.



FUNDACION SECCION TRANSV



FUNDACION SECCION LONG



0,48

H = 103 cm
H2 = 301 cm
L = 385 cm
Esp = 30 cm

P1 = 0,29 Ton/m2
P2 = 0,79
P3 = 2,23

E1 = 2,14 Ton.
E2 = 8,75 Ton.
M A-A 3,99 Ton-m/m

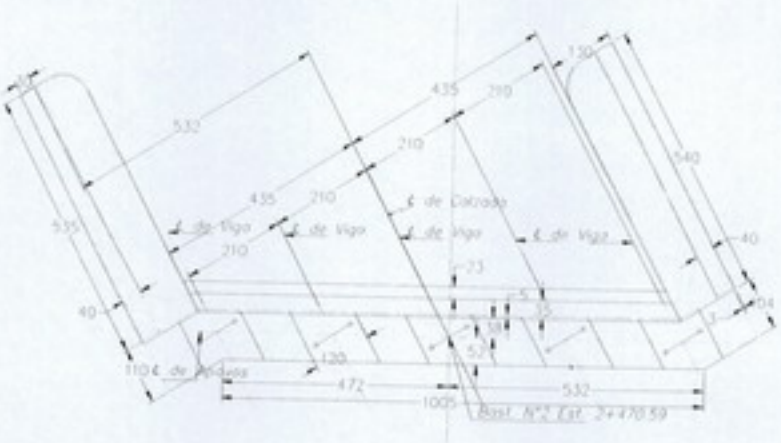
Factores a utilizar 1,3/.9

Para M = 5,76 Ton-m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 23 cm b = 100 cm

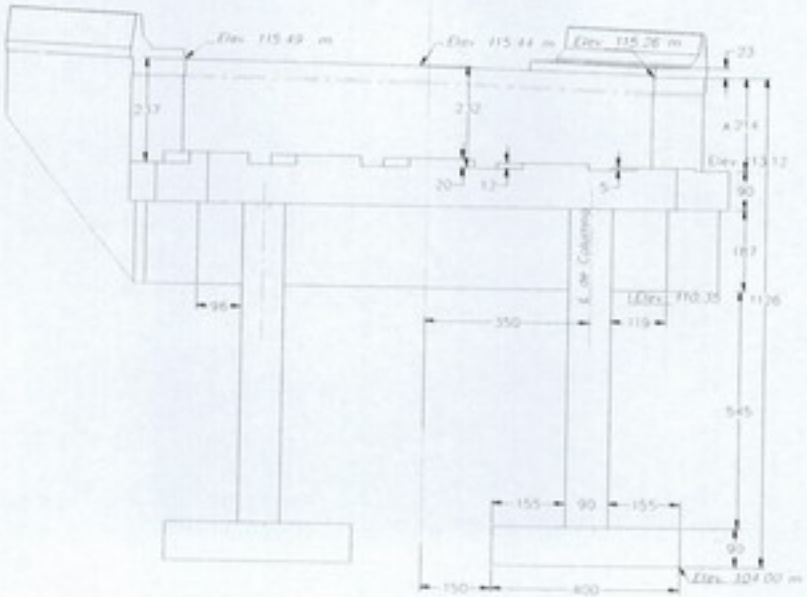
As = 6,14 cm2
a = 1,35 cm
1,2 1,2*fr*Ig/yt = 1,2*1,98*raiz(225)*100*22*22/6/1000/100
1,2 3,14 Ton-m/m
Usar As calc 6,14 cm2/m
USAR 3,1 # 5 @ 32 Horizontales cara del relleno

1,35

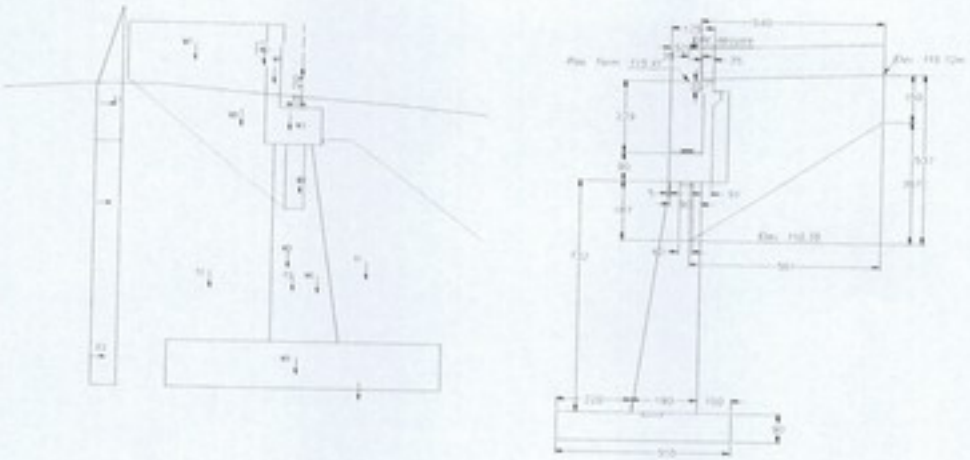
BASTIÓN NO 2



PLANTA



ELEVACION



SECCION TRANSVERSAL

Determinación de pesos por columna y por fundación

W1 =		0,3 *	2,29 *	13 * 2,4	/ 2 =	10,43	**ton.**
		0,38 *	0,05 *	13 * 2,4	/ 2 =	0,28	**ton.**
W2 =	(,23+,46)/2 *		0,23 *	10 * 2,4	/ 2 =	0,96	**ton.**
W3 =		1,25 *	0,9 *	13 * 2,4	/ 2 =	17,08	**ton.**
W4 =		1,87 *	0,4 *	11 * 2,4	/ 2 =	9,74	**ton.**
W5 =		0,9 *	7,32 *	0,9 * 2,4	=	14,23	**ton.**
W6 =		1 *	7,32 *	0,9 * 2,4	/ 2 =	7,91	**ton.**
W7 =		5,05 *	0,3 *	1,5 * 2,4	=	5,45	**ton.**
Acera	=1,64+	0,23 *	1,3 *	5,4 * 2,4	=	5,52	**ton.**
W8 =		3,69 *	5,05 *	0,3 * 2,4	/ 2 =	6,71	**ton.**
W9 =	FUNDACION						

T1 =	7,42 *	2,2 *	4 *	1,9	=	125,4	**ton.**
T2 =	10,5 *	1 *	4 *	1,9	=	80,7	**ton.**
T3 =	7,42 *	1,9 *	3,1 *	1,9	=	83,91	**ton.**
E1 =	(0,293 1,82)/	2 *	6,3 *	3,2	=	21,36	**ton.**
E2 =	1,82 *	1,87 *	6,3		=	21,57	**ton.**
E3 =	1,82 *	5,45 *	0,9		=	8,95	**ton.**
Fund E3 =	1,82 *	0,9 *	4		=	6,57	**ton.**

DETERMINACIÓN DE CARGA MUERTA CM SUPERESTRUCTURA

Del diseño de la superestructura obtenemos los siguientes pesos distribuidos

	Viga =	1,11	Ton/ml	
	Coping =	0,06	Ton/ml	
Losa =	Internas =	0,96	Ton/ml	
	Externas =	0,63	Ton/ml	Centroide cargas = 151 cm
	Acera =	0,29	Ton/ml	
	Asfalto =	0,12	Ton/ml	Tomando como base
	Baranda =	0,16	Ton/ml	la cara inferior de la viga
Diafragmas Centrales =		0,13	Ton/ml	
TOTAL =	Internas =	2,83	Ton/ml	
	Externas =	2,49	Ton/ml	

RCM Int = 42,4 Ton.
Rcm ext = 37,4 Ton.

TOTAL SUPER = 404 Ton.
Longitud = 30,0 m

DETERMINACIÓN DE CARGA VIVA CV

Del análisis de continuidad la reacción de carga viva para el Bastión 2 es

CV = 23.61*1.25 = 29.51 Ton / carril o por columna

MODELO DE BASTION

a =	1,25 m
b =	0,90 m
e =	0,40 m
t =	1,87 m
H =	7,32 m
L =	12,7 m

DETERMINACIÓN DE CARGA De SISMO EQ BASTION

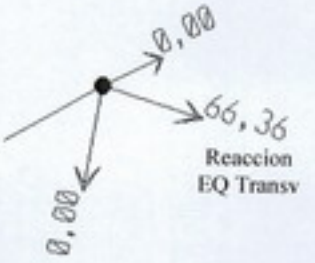
ELEMENTO		BRAZO	Ver Momento
W1 =	10,43 ton.	9,37	97,66
	0,28 ton.	10,32	2,94
W2 =	0,96 ton.	9,93	9,50
W3 =	17,08 ton.	7,77	132,69
W4 =	9,74 ton.	6,39	62,18
W5 =	14,23 ton./2	5,49	39,06
W6 =	7,91 ton./2	4,88	19,29
W7 =	5,45 ton.	9,76	53,23
Acera	5,52 ton.	10,63	58,60
W8 =	6,71 ton.	7,78	52,19
	67,23 ton.		527,35 Ton-m

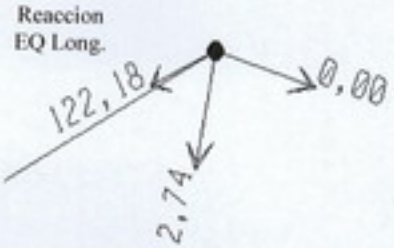
Se toma como base la zona de contacto columna fundacion
Centroide del área expuesta del bastió 7,84 m.

SISMO

Del análisis de continuidad se puede determinar la fuerza transversal que todo el conjunto produce en los bastiones, para el sismo longitudinal se modelo como apoyo móvil en bastiones esto es en teoría, que no se transmite carga de sismo longitudinal a los bastiones, sin embargo la practica común en el diseño de puentes es aplicar un porcentaje (30-35%) en los apoyos móviles.

Para determinar estas cargas se hizo una corrida del puente con los apoyos en bastiones fijos, con el fin de determinar la reacción en bastiones, esto es lo que se muestra a continuación.





Coeficiente sísmico

Para el análisis sísmico se determinaron lo modos de oscilación y los periodos predominantes son :

Tlong = 0,196 seg

Ttrans = 0,159 seg

Según CSCR $C = \frac{aef\ I\ FED}{SR}$

1. Ubicación del sitio San Carlos ZONA II
2. TIPO S2
3. aef = aceleración Aef = 0.26 según datos de Estudio de riesgo sísmico
4. SR = 1.2 voladizos
5. Objetivos de desempeño Tipo C

   I = 1.00
6. FED Para suelos S2 en Zona II y U = 1.0

FED long = 2.1 Solo peso del Bastión, la super contribuye con 35 % de la reacción de superestructura (150.07*.35)

FED trans = 2.1

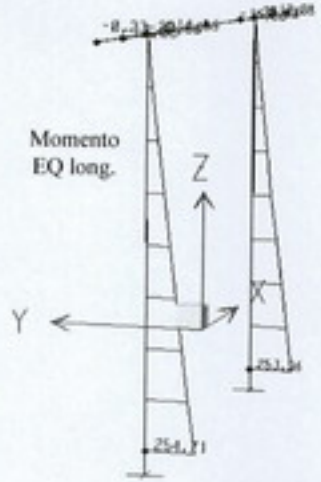
Clong = 2.1*0.26*1.00/1.2 = 0.455

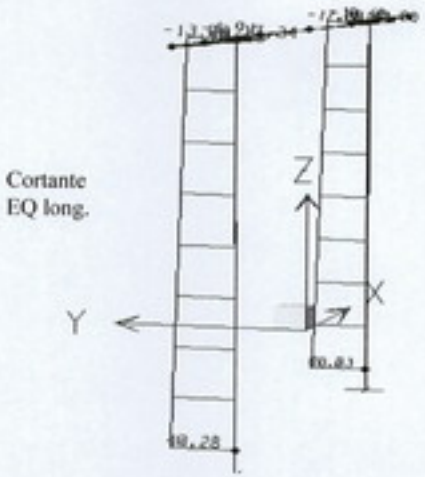
CTrans = 2.1*0.26*1.00/1.2 = 0.455

Cxx =	0,455		=	0,455		W =	0,35* 122,18
Wlong =	0,455	*(67,23	+	21,4	)=	40,3	Ton por columna
Cyy =	0,455		=	0,455		W =	0,5* 122,18
N Transv =	0,46	*(134,5	+	66,36	) =	91,4	Ton por bastion

EQL = = 40,32 Ton por columna
EQT = = 91,37 Ton por bastion

Estas son las cargas máximas aplicadas, sin embargo en el análisis solo se aplican las cargas de super a nivel de apoyos, determinadas en el análisis de continuidad y los coeficientes sísmicos al bastión como cargas gravitacionales , obteniéndose los siguientes resultados para la columna del bastión y para sismo longitudinal al puente.

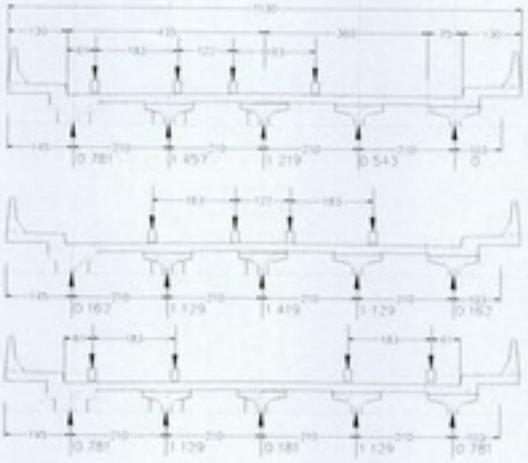




Mas adelante se muestra una tabla con los valores máximos de cortante carga axial y momento para los puntos mas importantes dentro del diseño del marco.

CARGA VIVA

Para el análisis transversal se hizo una corrida del Bastión combinando las diversas posibilidades que se dan para la ubicación de los carriles de carga



DISTRIBUCION DE CARGA VIVA

Se realiza una corrida para un valor de P = 14.76 Ton que es la mitad de la reacción del análisis de continuidad+25% (23.61/2*1.25), e incorporando las reacciones de carga y peso propio para la pared de cabezal y la viga de cabezal asi como ubicando las cargas de la acera y baranda en aletones y realizando las combinaciones de carga de la AASHTO.

Los resultados obtenidos son :

	COLUMNA IZQ		COLUMNA DER		14	15	20	17	18
MCm	1,05	-2,18	-1,05	2,18	-117,9	-115,74	40,27	-115,74	-117,9
CV 1	-1,58	2,25	0,91	-2,92	-15,55	-17,80	36,98	-2,92	0,00
CV 2	-1,76	3,66	1,76	-3,66	-3,23	-6,89	47,67	-6,89	-3,23
CV3	-0,11	0,24	0,11	-0,24	-15,55	-15,78	6,80	-15,78	-15,55
Sismo	156,3	-137,5	156,3	-137,5	0,0	137,5	0,0	-137,5	0,0
G 1	-2,1	2,1	0,6	-3,5	-187,1	-189,1	132,6	-156,8	-153,3
G 2	-2,5	5,1	2,5	-5,1	-160,3	-165,4	155,8	-165,4	-160,3
G 3	1,1	-2,3	-1,1	2,3	-187,1	-184,7	67,1	-184,7	-187,0
Gvii	204,5	-181,6	201,8	-175,9	-153,3	28,3	52,4	-329,2	-153,3

Maximo Columna = M = 204,49 Ton-m P = 321,49 Ton-m V = 59,94
Maximo viga Posit = M = 155,84 Ton-m V = 168,58 Ton
Maximo viga Negat = M = -329,20 Ton-m

CARGA AXIAL	COL IZQ	COL DER	V14	15	20	17	18
PCm	-177,0	-177,0	70,82	-84,37	-20,90	84,37	-70,82
P CV 1	-42,07	-16,95	11,52	30,55	8,94	16,95	0,00
P CV 2	-29,52	-29,52	2,39	-27,13	10,47	27,13	-2,39
P CV 3	-29,52	-29,52	11,52	-18,00	1,34	18,00	-11,52
P Sismo	39,28	-39,28	0,00	139,12	139,1	139,12	0,00
P G 1	-321,5	-267,0	117,1	-43,36	-7,76	146,48	-92,1
P G 2	-294,2	-294,2	97,3	-168,58	-4,44	168,58	-97,3
P G 3	-294,2	-294,2	117,1	-148,76	-24,26	148,76	-117,1
P Gvii	-179,1	-281,2	92,1	71,2	153,7	290,5	-92,1

G1 = 1.3(CM + 1.67 CV)
Gvii = 1.3(CM + EQ)

CORTANTE	Col izq	Col der
VCm	0,45	-0,45
Vcv1	-0,53	0,53
Vcv2	-0,75	0,75
Vcv3	-0,05	0,05
Sismo	45,66	45,66
V G 1	-0,6	0,6
V G 2	-1,0	1,0
V G 3	0,5	-0,5
V Gvii	59,9	58,8

DISEÑO DE LA VIGA DE CABEZAL

ACERO VIGA CABEZAL

USAR M	Maximo viga Posit =	155,84	Ton. - m.
	Maximo viga Negat =	-329,20	Ton. - m.
	V =	168,58	Ton.

Factores a utilizar 1/.9

Para M 173,16 Ton-m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 272 cm b = 125 cm

As = 15,23 cm2
a = 2,68 cm
1,2 Mc 1,2*fr*Ig/yt 1,2*1,98*raiz(225)*125*272*272/6/1000/10
1,2 Mc 549,33 Ton-m/m

Usar 1,33As calc = 20,3 cm2/m

USAR 4 # 8 abajo
USAR 3 # 10 abajo

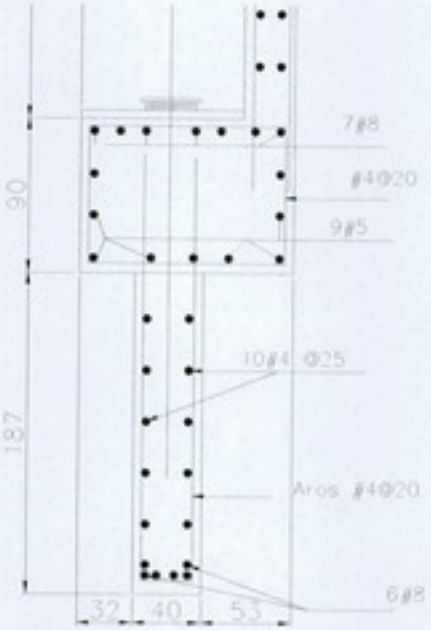
Para M 365,78 Ton-m
f'c = 225 k fy = 4200 kg/cm2
d = 272 cm b = 40 cm

As = 33,13 cm2
a = 18,19 cm
1,2 Mc 1,2*fr*Ig/yt 1,2*1,98*raiz(225)*40*272*272/6/1000/100
1,2 Mc 175,79 Ton-m/m
Usar As calc = 33,1 cm2/m
USAR 7 # 8 arriba
USAR 5 # 10 arriba

CORTANTE

Vci = $0.53*f'c^{1/2}*b*d$ = 86,50 Ton.
Vmax = 168,58 Ton.
VS = 82,08
Usando Aros #4 el esp, seria =
S = 1,27 *2*4200* 272 / 82,08
S = 35,35

USAR AROS # 4 @30 y en el primer metro @15 cm



VIGA DE CABEZAL

DISEÑO DE LA COLUMNA

Momentos

	ELEMENTO		BRAZO Hor	Momento
W1 =	10,43		-1,10	-11,47
	0,28		-0,93	-0,26
W2 =	0,96		-1,36	-1,30
W3 =	17,08		-0,63	-10,67
W4 =	9,74		-0,52	-5,06
W5 =	14,23	**ton.**	-0,50	-7,12
W6 =	7,91	**ton.**	0,28	2,24
W7 =	5,45		-3,78	-20,59
Acera	5,52		-3,78	-20,82
W8 =	6,71		-2,93	-19,68
	78,30	ton.		-94,74 T-m
CM =	100,99		-0,52	-52,52
CV =	26,38		-0,52	-13,72
E1 =	21,36		8,38	179,04
E2 =	21,57		6,39	137,75
E2 =	8,95		2,73	24,38
	51,88			341,17
Eql =	60,52			317,05
Eqt =	46,11			157,30

COMBINACIONES DE CARGA

GRUPO I P = 1.3*(78,30 + 101,0 +1,67* 26,4)= 290,34 Ton
M = 1.3*(-94,74 + -52,5 +1,67* -13,7 + 341,17)= -221,20 Ton-m

GRUPO VII P = 1.3*(78,30 + 101,0)= 233,1 Ton
M = 1.3*(-94,74 + -52,5 + 341,2 + 317,05)= 664,26 Ton-m
M T = = 204,49 Ton-m
V = 1.3*(51,88 + 46,11)= 127,4 Ton

Se revisará cantidades de acero con graficos del Gónzalez Cuevas

	Usar seccion reducida al					0,9	
	D=	163			T =	190	
	T =	171	D/T =	0,95			
	B =	90					

Grupo I

Alfa = 290,34 / 90 / 171 /,85 / 0,225
Alfa = 0,099

Beta = 22.120 / 90 / 171^2/,85 / 0,225
Beta = 0,0439

Grupo VII

Alfa = 233,08 / 90 / 171 /,85 / 0,225
Alfa = 0,079

Beta = 66.426 / 90 / 171^2/,85 / 0,225
Beta = 0,1320
eta Trans = 0,0772

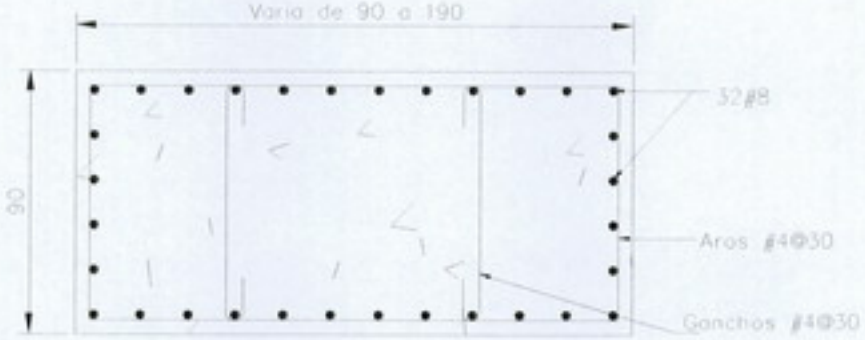
Con estos datos tenemos que :

ω = 0,23
ρ = ω*,85* 0,23 / 4,20
ρ <= 0,0105
USAR 1,05% As = 161,18 cm2
32 # 8

CORTANTE

Vci = 0.53*f'c1/2*b*d = 135,9 Ton.
Vmax = 127,38 Ton.
Vs = -8,56
Usando Aros #4 el esp, seria =
S = 1,27 *2*4200* 163 * -8,6
S = usar aros por especificación

USAR AROS # 4 @30 y en el primer metro @10 cm

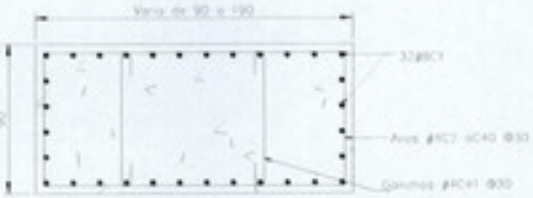


SECCION COLUMNA

COLUMNA BASTION 2 RIO SARDINAL

ing alexander chinchilla j 30/11/2007

Ancho	90	cm				
Largo	190	cm		171	33,73	
Recubrimient	5	cm				
Aros #	4			1,3		
Cant var cara	6	#	8	2,5		
Cant var sec	12					
F´c =	225	Kg/cm2				
Fy =	4200	Kg/cm2				
Area Tota var	32	#	8	=	162,24	
Espaciamient	15,902	cm				



SECCION C-C
Escala 1:25

Solo carga axial

Po = (+,85* 90 * 190 * 225 + 1 * 4200 * 162,24 /1000=
Po = 3951,8 Ton
Mo = 0
e= 0

Balanceado

C b =	107,99	cm
Pb =	1648,42	Ton
Mb =	1114,5	Ton-m
e=	0,6761	

c=	247,00	cm
P =	3797,20	Ton
M =	104,39	Ton-m
e=	0,0275	

c=	209,00	cm
P =	3523,3	Ton
M =	327,54	Ton-m
e=	0,093	

c=	182,46	cm
P =	3075,7	Ton
M =	636,82	Ton-m
e=	0,207	

c=	131,37	cm
P =	2139,9	Ton
M =	1019,4	Ton-m
e=	0,4764	

c=	63,86	cm
P =	767,83	Ton
M =	982,79	Ton-m
e=	1,28	

	M	*P*	*e*
	0	3951,8	0
	104,4	3797,20	0,027
	327,5	3523,30	0,093
	636,8	3075,72	0,207
	936,5	2420,91	0,387
	1019	2139,91	0,476
	1114	1648,42	0,676
	1081	1132,67	0,955
	982,8	767,83	1,28
	665,2	133,58	4,98
	574,6	0,99	581
Grupo I	220,1	288,31	0,764
Grupo VII	665,3	231,05	2,88

c=	146,0	cm
P =	2420,9	Ton
M =	936,5	Ton-m
e=	0,4	

c=	82,11	cm
P =	1132,7	Ton
M =	1081	Ton-m
e=	0,955	

c=	32,20	cm
P =	133,6	Ton
M =	665,2	Ton-m
e=	4,98	

c=	25,36	cm
P =	0,99	Ton
M =	574,6	Ton-m
e=	581	

DISEÑO DE LA FUNDACIÓN

Se toman como base los Momentos en columna

ELEMENTO	Mcol	P		M fund.
	+(	-147,25 / 179,3 +	1,9 /2 + 1 -	5,10 /2)* 179,29
CM	-147,251	179,29		-254,83
CV	-13,715	26,38		-29,54
T1		125,37		181,78
T2		80,72		-165,47
T3		83,91		-50,35
		290,00		-34,03
		V		
E	341,17	58,44		390,82
Eql	317,05	60,52		317,05
Eqt				157,30
Placa	5,1 x 4,00	44,06		

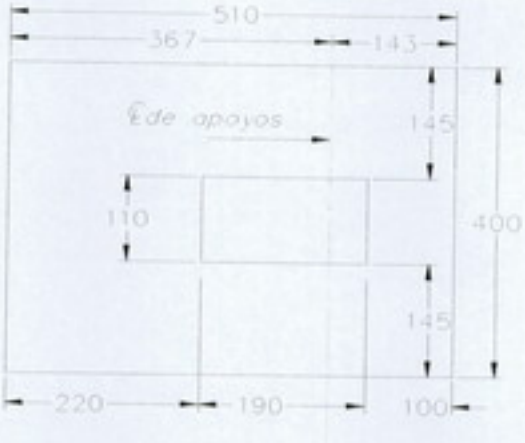
Grupo VII

P =	179,29 +	44,06 +	290,00	=	513,35	Ton.	
Ml =	-254,83 +	390,8	-34,03	+	317,05	=	419
ML =	-215,09	Ton -.m	Hacia atrás;aquí el empuje activo aumenta 3 veces				
MT =	157,30	Ton -.m					

$\sigma = P/A +- Mc/I$

ESFUERZO PERMISIBLES

Del estudio de suelos tenemos G = 64 Ton /m2



AREA	20,4	M	5,1 x	4	
Inercia X =	44,22	X max =		2,6	
Inercia Y =	27,20	Y max =		2	
G =	25,16 +	24,16 =		49,33	Ton.
	25,16 -	24,16 =		1,00	Ton.
TRANSVERSAL					
G =	25,16 +	11,57 =		36,73	Ton.
	25,16 -	11,57 =		13,60	Ton.

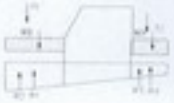
G perm = G + Peso esp. *Altura de relleno

Para Grupo VII AASHTO3.32 permite aumentar los esf. Permibles un 33%

G perm = 1,33 * 64 + 1,9 * 5,5

G perm = 95,68 Ton.

CALCULO DEL ACERO SISMO



Maximo	1,00	Ton	
Cara pie	0,57	Ton	
PIE →	L =	2,2	m
R1 =	5,00	Ton.	1,1 m,
R2 =	1,90	Ton.	1,5 m,
Wpl=	19,01	Ton	Wpl= 4 x 0,9 x 2.4
T1 =	125,4	Ton.	
M =	150,5	Ton. - m.	Hacia arriba
V =	-34,4	Ton./ m.	
Maximo	1,00	Ton	
Cara talon	0,20	Ton	
TALON →	L =	1	m
R3 =	0,00	Ton.	0,5 m,
R4 =	0,39	Ton.	0,3 m,
Wpl=	8,64	Ton	Wpl= 4 x 0,9 x 2.4
T1 =	80,72	Ton.	
M =	44,55	Ton. - m.	Hacia abajo
V =	-22,2	Ton./ m.	
Maximo	36,73	Ton	
Cara colur	27,77	Ton	
TRANS →	L =	1,55	m
R3 =	219,50	Ton.	0,8 m,
R4 =	35,43	Ton.	0,5 m,
Wpl=	17,07	Ton	Wpl= 5,1 x 0,9 x 2.4
T1 =	41,96	Ton.	
M =	-142,67	Ton. - m.	Hacia arriba
V =	38,41	Ton./ m.	

USAR M =	150,52	Ton. - m.
	44,55	Ton. - m.
	-142,67	Ton. - m.
Vmax =	38,41	Ton./m.
Factores a utilizar	1.3/.9	

Para M = 217,42 Ton-m/m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 82 cm b 400 cm

As = 65,53 cm2
a = 3,60 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/ 1,2*1,98*raiz(225)*400*82*82/6/1000
1,2 Mcr = 159,76 Ton-m/m
Usar As calc = 16,38 cm2/m
USAR ***3,23 # 8 @ 31 abajo adelante***

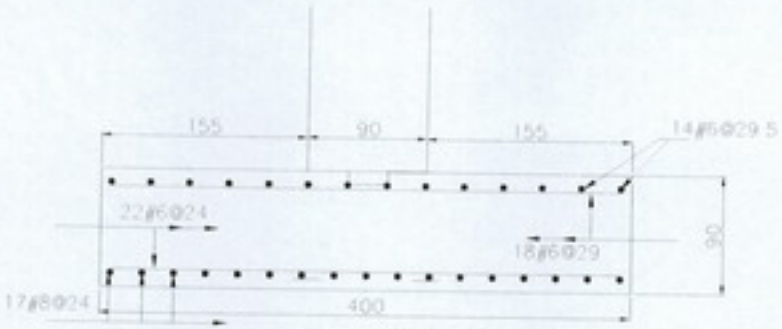
Para M = 64,35 Ton-m/m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 82 cm b 400 cm

As = 18,78 cm2
a = 1,03 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/ 1,2*1,98*raiz(225)*400*82*82/6/1000
1,2 Mcr = 159,76 Ton-m/m
Usar 1,33As calc = 6,24 cm2/m
USAR ***2,19 # 6 @ 46 arriba atrás***

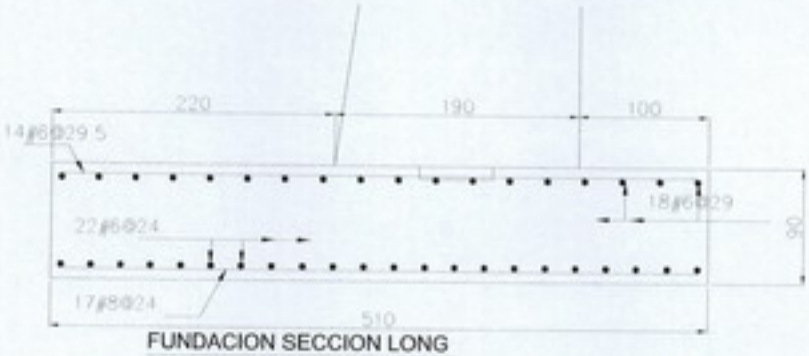
Para M = 206,07 Ton-m/m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 82 cm b 510 cm

As = 60,80 cm2
a = 2,62 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/ 1,2*1,98*raiz(225)*510*82*82/6/1000
1,2 Mcr = 203,70 Ton-m/m
Usar As calc = 11,92 cm2/m
USAR ***4,18 # 6 @ 24 abajo transversal***

Vc concreto = 7.95 *81*100 /1000 = 64.40 Ton /m OK
Vmax = 38,4 Ton.

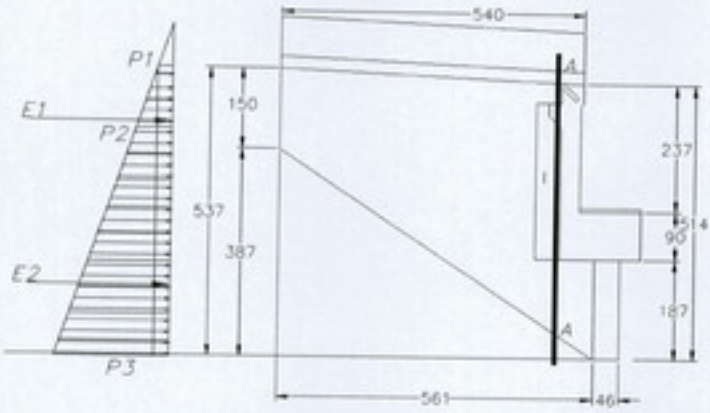


FUNDACION SECCION TRNSV



FUNDACION SECCION LONG

DISEÑO DE ALETONES



0,48

H = 150 cm
H2 = 387 cm
L = 505 cm
Esp = 40 cm

P1 = 0,29 Ton/m2
P2 = 1,01
P3 = 2,87

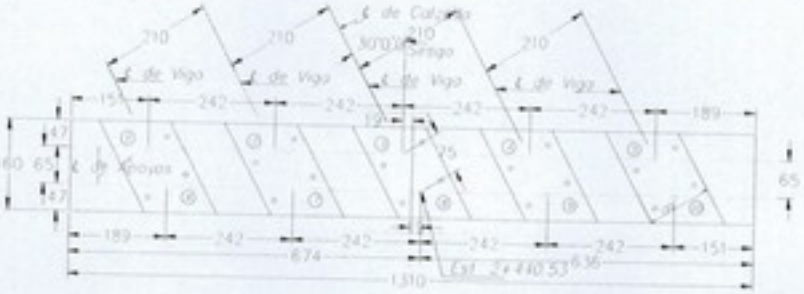
E1 = 4,94 Ton.
E2 = 19 Ton.
M A-A 8,8 Ton-m/m

Factores a utilizar 1,3/.9

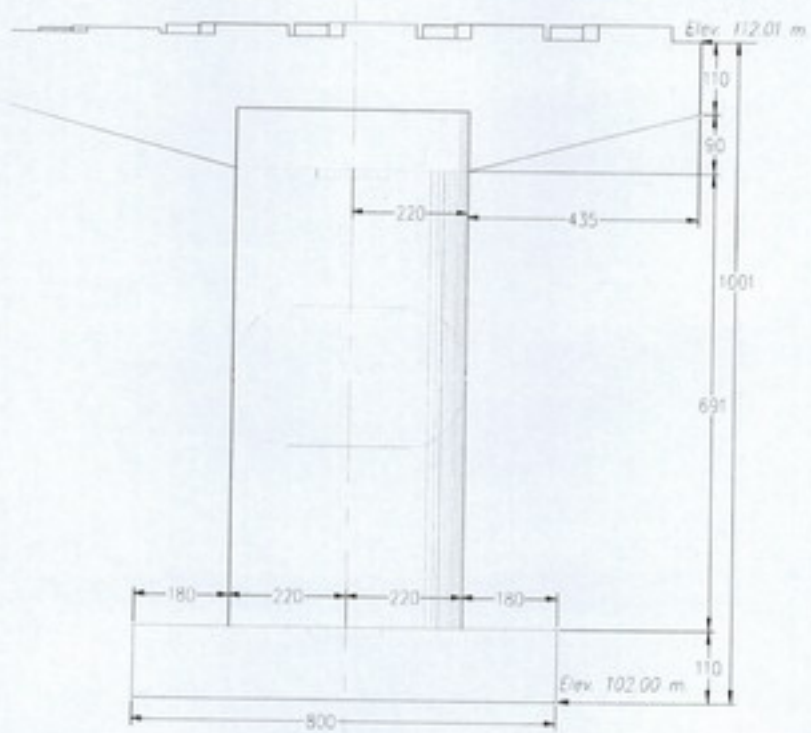
Para M = 12,71 Ton-m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 33 cm b = 100 cm

As = 9,47 cm2 2,08
a = 2,08 cm
1,2 1,2*fr*Ig/yt = 1,2*1,98*raiz(225)*100*22*22/6/1000/100
1,2 6,47 Ton-m/m 0,50908571
Usar As calc 9,47 cm2/m
USAR 3,32 # 6 @ 30,1 Horizontales cara relleno

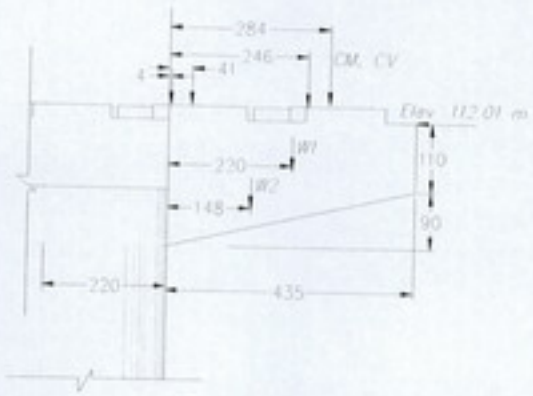
DISEÑO DE LAS PILAS PILA No. 1



PLANTA



DISEÑO DEL MARTILLO



RCM = Int 2,83 x 26,5 2 luces = 74,87 Ton
Ext 2,49 x 26,5 2 luces = 66,11 Ton

Para la carga viva se usa carga axial CV obtenida en la distrib de momentos
RCV = 43,88 *1,25*1,224 = 67,1 Ton para un carril
Usando las distribuciones de la pag 60 y para caso I CV
Rext = ,781 *67,10/2 = 26,22 Ton Rint = 1,457*67,10/2=48,88 ton

W1 = 1,60 x 1,10 x 4,35 x 2,40
W1 = 18,37 Ton

W2 = 1,60 x 1,10 x 4,35 /2x 2,40
W2 = 9,19 Ton

MCM = 74,87 x 0,23 + 66,11 x 2,65 +
18,37 x 2,18 + 9,19 x 1,45
MCM = 245,33 Ton-m

MCV= 48,90 x 0,23 + 26,21 x 2,65
MCV= 80,47 Ton-m

M total = 1,30 x (245,33 + 80,47 *1,67) =
M total = 493,62 Ton-m /.90 548,46 Ton-m

CALCULO DEL ACERO

Para M = 548 Ton-m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 212 cm b = 160 cm

As = 62,78 cm2
a = 8,62 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/yt = 1,2*1,98*raiz(225)*160*212*212/6/1000/100
1,2 Mcr 427,1 Ton-m/m
Usar As calc = 62,78 cm2/m
USAR 13 # 8 arriba o
USAR 8 # 10 arriba

CORTANTE (calculado en la cara de la columna)

VCM = 74,87 + 66,11 + 18,37 + 9,19
VCM = 168,55 Ton

VCV= 48,90 + 26,21
VCV= 75,11 Ton

V total = 1,30 x (168,55 + 75,11 1,67) =
V total = 382,18 Ton /.85 449,62 Ton

Vci = 7.95 *b*d/1000 = 279,8 Ton
Vs = 169,8 Ton

Para aros dobles # 5

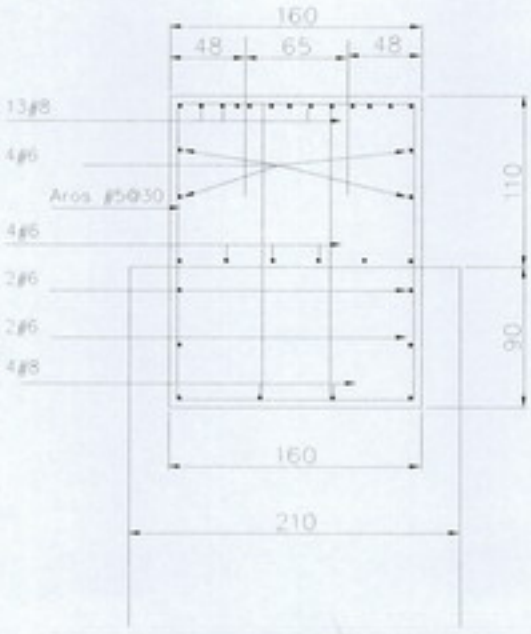
S = Av *fs*d/Vs= 4*1.98*4200*212/134700

S = 42 cm

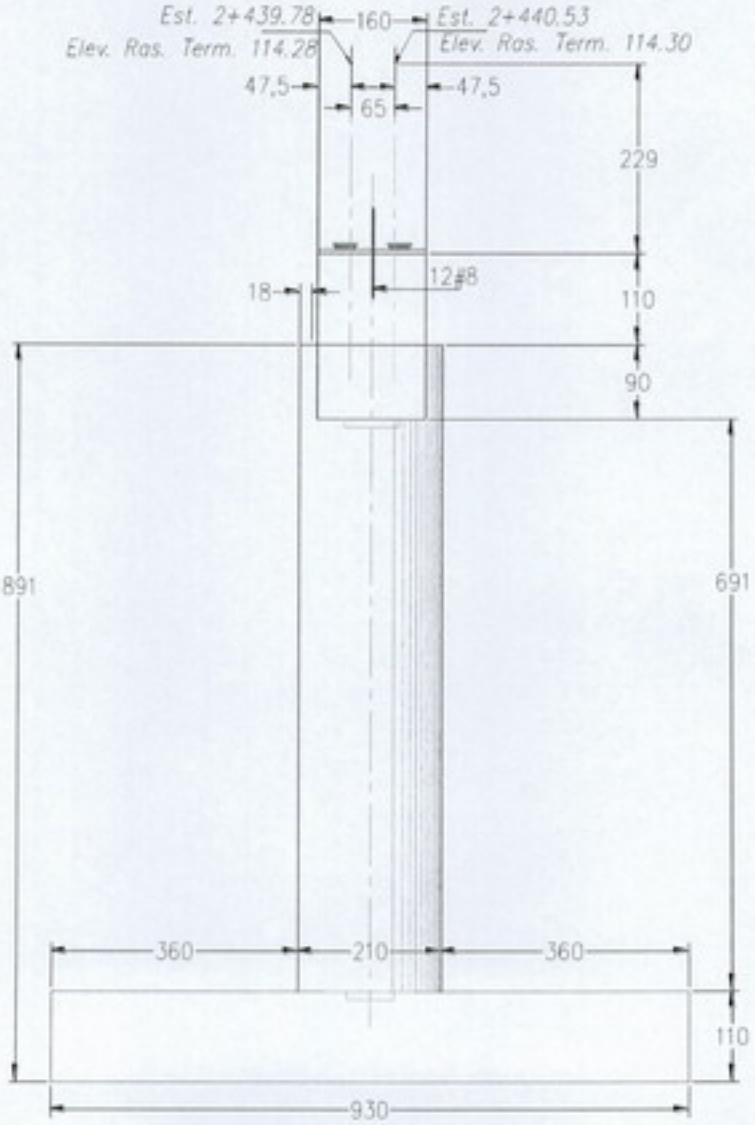
USAR 5 AROS @ 20 cm en el primer metro desde la car. de la columna resto @50 cm.

Según AASHTO 8.17.2.1 Para vigas de gran peralte se hace necesario colocar un acero mínimo superficial el cual debe ser al menos 0.012(d-30) con en Pulg y As Pulg2/pie Realizando la conversión y para d = 192 cm tenemos que el acero lateral de la viga de be ser al menos 11.58 cm2/ cara .

A la viga se le colocaran 5#6 = 14.25 y en la cara inferior 4#8 = 20.28 cm2 lo cual supera los mínimos establecidos en esta norma.



SECCION TIPICA MARTILLO


Est. 2+439.78
160
Est. 2+440.53
Elev. Ras. Term. 114.28
Elev. Ras. Term. 114.30
47,5
47,5
65
229
12#8
18
110
90
891
691
360
210
360
110
930

DISEÑO DE LA COLUMNA

Peso martillo =(1,6 *((13,1 * 1,1 + 8,75 * 1,1))*2.4 =
W m = 92,29 TON.
Peso columna = Area * 7,01 area = 8
W col = 139,5 TON.

CM = 3* 37,44 +2 * 33,1 = 356,84 TON. TOTAL = 589 TON.
CV = 43,88 1,25*1,224
CV = 134,3 Ton.
Mcv = 231,1 Ton-m

SISMO
Del analisis de continuidad tenemos que
Mtransv = 1451 Ton-M
Mlong = 1802 Ton-M

Vlong = 308,4 Ton
V trans = 144,5 Ton

COMBINACIONES DE CARGA

GRUPO I P = 1.3*(588,67 +1,67* 134,27)= 1056,8 Ton
M = 1.3*(0,00 +1,67* 231,12)= 501,8 Ton-m

GRUPO VII P = 1.3*(588,67)= 765,27 Ton
M = 1.3*(1802,25)= 2342,92 Ton-m
M T = 1.3*(1451,23)= 1886,60 Ton-m
V = 1.3*(308,38)= 400,89 Ton

Calculo Del ACERO

Se revisará cantidades de acero con graficos del Gónzalez Cuevas

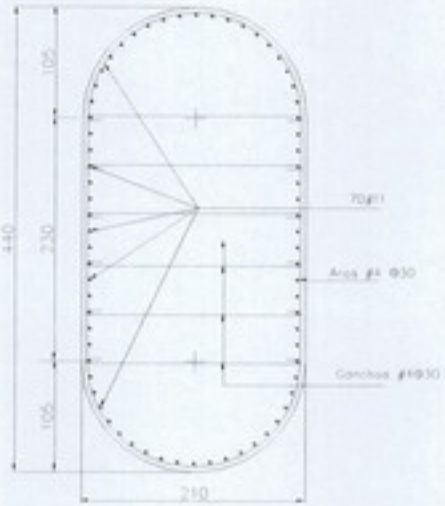
	D=	202,0	Factor red =		0,84
	T =	210,0	D/T =	0,962	
	B =	331,7	B equiv rect		394,934
Grupo I					331,744
Alfa =	1056,7728 /	331,74 /	210	/,85 /	0,225
	Alfa =	0,079			
Beta =	50176,54 /	331,74 /	210	2/,85 /	0,225
	Beta =	0,018			
Grupo VII					
Alfa =	765,27 /	331,74 /	210	/,85 /	0,225
	Alfa =	0,057			
Beta =	234291,92 /	331,74 /	210	2/,85 /	0,225
	Beta =	0,0837			
	Beta Trans=	0,0427			

Con estos datos tenemos que :

			ω =	0,18	
	$\rho = \omega$*,85*	0,225	/ 4,2		
	ρ <=	0,0082	USAR	0,01	
USAR	1,00%		As =	696,66	cm2
	70 # 11 @	15,46			

CORTANTE

Vci = $0.53*f'c^{1/2}*b*d$ = 553,8 Ton.
Vmax = 400,89 n.
VS = -152,953
Usando Aros #5 el esp, seria =
S = 1,98 *2*4200* 202 / -152,953
S = x especificacion
USAR AROS # 4 @30 y en el primer metro @10 cm

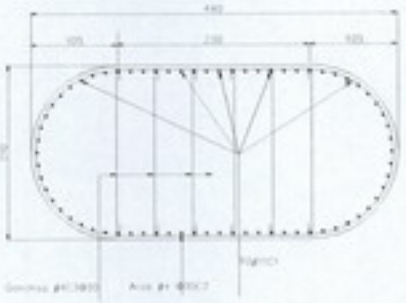


SECCION COLUMNA

COLUMNA PILA LONG AL PUENTE RIO SARDINAL

ing alexander chinchilla j 30/11/2007

Ancho	394	cm				
Largo	210	cm		827	163,2	
Recubrimient	5	cm				
Aros #	4			1,3		
Cant var cara	16	#	11	3,5		
Cant var sec	21					
F´c =	225	Kg/cm2				
Fy =	4200	Kg/cm2				
Area Tota var	70	#	11	=	704,9	
Espaciamient	9,6984	cm				



Solo carga axial

Po = (+,85* 394 * 210 * 225 + 1 * 4200 * 704,9 /1000=

Po = 18785 Ton

Mo = 0

e= 0

Balanceado

C b =	119,54 cm
Pb =	7910,23 Ton
Mb =	5987,1 Ton-m
e=	0,7569

	M	*P*	*e*
	0	18785	0
	568,4	18070,8	0,031
	1763	16771,8	0,105
	3402	14655,0	0,232
	5018	11542,8	0,435
	5465	10212,8	0,535
	5987	7910,2	0,757
	5786	5575,1	1,038
	5126	3760,4	1,363
	3667	1074,0	3,414
	2825	4,3	653,8
Grupo I	410	996,24	0,411
Grupo VII	2343	758,08	3,091

c=	119,54	cm	*c*=	201,98	cm	*c*=	161,6	cm
P =	7910,23	Ton	*P* =	14655,0	Ton	*P* =	11543	Ton
M =	5987,1	Ton-m	*M* =	3401,8	Ton-m	*M* =	5018	Ton-m
e=	0,7569		*e*=	0,2321		*e*=	0,4	

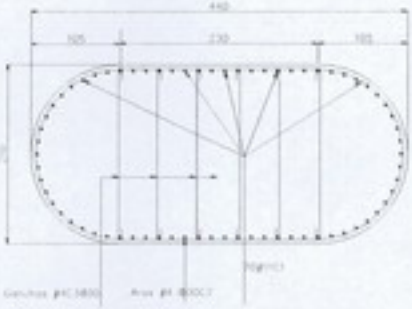
c=	273,00	cm	*c*=	145,43	cm	*c*=	90,89	cm
P =	18070,8	Ton	*P* =	10212,8	Ton	*P* =	5575,1	Ton
M =	568,4	Ton-m	*M* =	5465,4	Ton-m	*M* =	5786	Ton-m
e=	0,0315		*e*=	0,5352		*e*=	1,038	

c=	231,00	cm	*c*=	70,69	cm	*c*=	35,65	cm	*c*=	22,93	cm
P =	16771,8	Ton	*P* =	3760,38	Ton	*P* =	1074,0	Ton	*P* =	4,3	Ton
M =	1762,8	Ton-m	*M* =	5126,1	Ton-m	*M* =	3667	Ton-m	*M* =	2825	Ton-m
e=	0,1051		*e*=	1,3632		*e*=	3,414		*e*=	653,8	

COLUMNA PILA TRANSV AL PUENTE RIO SARDINAL

ing alexander chinchilla j 30/11/2007

Ancho	**210**	cm			
Largo	**394**	cm	827	163,2	
Recubrimient	**5**	cm			
Aros #	**4**		1,3		
Cant var cara	**21**	#	11	3,5	
Cant var sec	**16**				
F´c =	**225**	Kg/cm2			
Fy =	**4200**	Kg/cm2			
Area Tota var	70	#	11 =	704,9	
Espaciamient	25,198	cm			



Solo carga axial

Po = (+,85* 210 * 394 * 225 + 1 * 4200 * 704,9 /1000=
Po = 18785 Ton
Mo = 0
e= 0

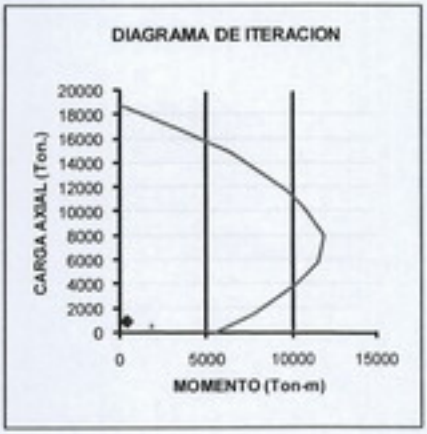
Balanceado

C b = 228,44 cm
Pb = 8007,88 Ton
Mb = 11882 Ton-m
e= 1,4838

c= 512,20 cm
P = 17996,0 Ton
M = 1307,2 Ton-m
e= 0,0726

c= 433,40 cm
P = 16689,1 Ton
M = 3615,9 Ton-m
e= 0,2167

	M	*P*	*e*
	0	18785	0
	1307	17996,0	0,073
	3616	16689,1	0,217
	6392	14843,7	0,431
	9726	11684,7	0,832
	10690	10337,7	1,034
	11882	8007,9	1,484
	11525	5773,7	1,996
	10333	4026,7	2,566
	7723	1459,0	5,293
	5519	4,2	1311
Grupo I	410	996,24	0,411
Grupo VII	1887	758,08	2,489



c= 385,98 cm
P = 14843,7 Ton
M = 6392 Ton-m
e= 0,4306

c= 308,8 cm
P = 11685 Ton
M = 9726 Ton-m
e= 0,8

c= 277,91 cm
P = 10337,7 Ton
M = 10690 Ton-m
e= 1,0341

c= 173,69 cm
P = 5773,7 Ton
M = 11525 Ton-m
e= 1,996

c= 135,09 cm
P = 4026,67 Ton
M = 10333 Ton-m
e= 2,5662

c= 68,13 cm
P = 1459,0 Ton
M = 7723 Ton-m
e= 5,293

c= 32,42 cm
P = 4,2 Ton
M = 5519 Ton-m
e= 1311

DISEÑO DE LA PLACA

Peso de placa = 8,00 * 9,30 * 1,00 *2.4 = 178,56 Ton.
Peso terreno = (8,00 * 9,30 -Area col.)* 3,25 *1.92 = 412,50 Ton.

Pcm = 767,23 Ton.
Prelleno = 412,50 Ton.
Pcv = 134,27 Ton.

M Sism Long = 1802,25 Ton-M
M Sism TRans = 1451,23 Ton-M

P = 767,23 + 412,50 = 1179,7 Ton.
MI = 1802,25 Ton-m
MT = 1451,23 Ton -.m

Esfuerzo permisible = 72 Ton/m2

AREA 74,4
Inercia X = 536,24 X max = 4,65
Inercia Y = 396,80 Y max = 4,00

LONGITUDINAL

G = 15,86 + 15,63 = 31,48 Ton.
15,86 - 15,63 = 0,23 Ton.
G perm = G + Peso esp. *Altura de relleno
Para Grupo VII AASHTO3.32 permite aumentar los esf. Permibles un 33%
G perm = 72,00 *1,33 + 5,25 * 1,92
G perm = 105,84 Ton.

TRANSVERSAL

G = 15,86 + 14,63 = 30,49 Ton.
15,86 - 14,63 = 1,23 Ton.
G perm = 72,00 + 5,25 * 1,92
G perm = 82,08 Ton.

Maximo	31,48		Ton	
Cara col	19,39		Ton	
PIE →	L =		3,6	m
R1 =	558,30	Ton.	1,80	m
R2 =	174,23	Ton.	2,40	m
Wpl=	69,12	Ton.		
T1 =	179,71	Ton.		
M =	-975,20	Ton. - m. Hacia arriba		
V =	60,5	Ton./ m.		

Minimo	0,23		Ton	
Cara talon	12,33		Ton	
TALON →	L =		3,6	m
R3 =	6,58	Ton.	1,80	m
R4 =	174,23	Ton.	1,20	m
Wpl=	69,12	Ton.		
T1 =	179,71	Ton.		
M =	226,98	Ton. - m. Hacia abajo		
V =	-8,5	Ton./ m.		

Maximo	30,49		Ton	
Cara col	23,90		Ton	
TALON →	L =		1,8	m
R3 =	400,13	Ton.	0,90	m
R4 =	55,10	Ton.	1,20	m
Wpl=	40,18	Ton.		
T1 =	104,46	Ton.		
M =	-296,07	Ton. - m. Hacia arriba		
V =	33,40	Ton./ m.		

USAR M = -975,20 Ton. - m. V = 60,46 Ton./ m
226,98 Ton. - m.
-296,07 Ton. - m.
Factores a utilizar 1.3/.9

1) *Para M =* 975,20 Ton-m/m con d = 92 cm b = 800 cm.
f´c = 225 Kg/cm² Fy = 4200 Kg/cm²
As = 267,75 cm²
a = 7,35 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/yt = 1,2*1,98*raiz(225)*800*92*92/6/1000/100
1,2 Mcr = 402,2 Ton-m/m
Usar As calc. = 267,75 cm² = ***33 #10 @ 24 abajo adelante***

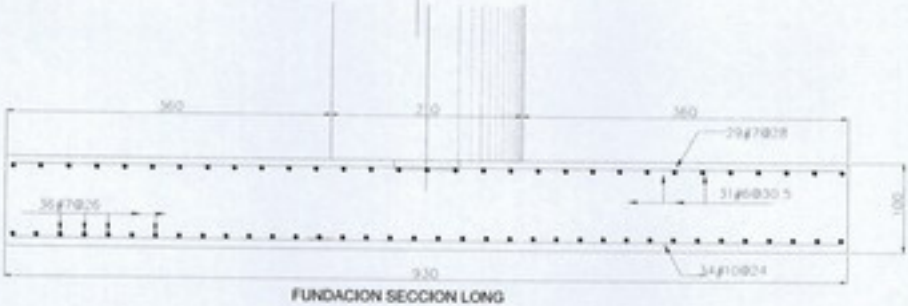
2) *Para M =* 327,86 Ton-m/m con d = 92 cm b = 800 cm.
f´c = 225 Kg/cm² Fy = 4200 Kg/cm²
As = 85,97 cm²
a = 2,36 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/yt = 1,2*1,98*raiz(225)*800*92*92/6/1000/100
1,2 Mcr = 402,2 Ton-m/m
Usar As (1.2 Mcr) = 105,47 cm² = ***27 #7 @ 29 Arriba atrás***

3) *Para M =* 427,66 Ton-m/m con d = 92 cm b = 930 cm.
f´c = 225 Kg/cm² Fy = 4200 Kg/cm²
As = 112,29 cm²
a = 2,65 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/yt = 1,2*1,98*raiz(225)*930*92*92/6/1000/100
1,2 Mcr = 467,6 Ton-m/m
Usar As (1.2 Mcr) = 122,77 cm² = ***32 #7 @ 29 abajo transversal***

Vc concreto = 7.95 *92*100 /1000 = 73,14 Ton OK
Vmax = 60,46 Ton.

No necesita aros

FUNDACION SECCION TRANSV



FUNDACION SECCION LONG

CALCULO DE CANTIDADES

PUENTE SOBRE EL

RIO SARDINAL

Proyecto Chilamate – Vuelta de Kooper

PUENTE RIO SARDINAL

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	BAST. No1	PILA No 1	BAST. No2	SUPER 53 m	TOTAL
206(1)	EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS	M3	150	420	370	--	940
602 A(1)	HORMIGON ESTRUCTURAL CLASE A 225 Kg/cm2	M3	85	179	128	--	392
602 A(2)	HORMIGON ESTRUCTURAL CLASE B 280 Kg/cm2	M3	--	--	--	177.0	177.0
602 C(1)	VARILLA DE ACERO PARA REFUERZO GRADO 60	KG	5960	13580	9610	16240	45390
606 B(1) d	MIEMBROS ESTRUCTURALES DE HORMIGON PRESFORZADO 23 M	UNIDAD	--	--	--	5	5
602 B(1) g	MIEMBROS ESTRUCTURALES DE HORMIGON PRESFORZADO 30 M	UNIDAD	--	--	--	5	5
612 (1)a	BARANDA DE CONCRETO PARA PUENTES TIPO MEDIA NEW JERSEY	ML	11	--	14	109	134
618 B(1)	ESCOLLERA DE PIEDRA LIGADA CON MORTERO	M2	364	--	546	--	910

TABLA DE REFUERZO

PUENTE RIO SARDINAL BASTION No1

8 0,4 7,6

CACIBA Ing.A.Chinchilla J.

02-Oct-07

MARCA					Ø		CANTIDAD		LONGITUD			Long	Long Total	Varillas Diam.	Varillas Peso	Cant Total	Pes Tot
A	1	a	A	1	#	6	4	c/u	410	a	410	410	410	6	2,235	4	36,65
A	2	a	A	2	#	6	4	c/u	105	a	105	105	105	6	2,235	4	9,4
A	3	a	A	3	#	6	4	c/u	568	a	568	568	568	6	2,235	4	50,78
A	4	a	A	16	#	4	4	c/u	132	a	385	258,5	3360,5	4	0,994	52	133,61
A	17	a	A	18	#	4	4	c/u	155	a	170	162,5	325	4	0,994	8	12,92
A	19	a	A	19	#	4	6	c/u	405	a	405	405	405	4	0,994	6	24,15
A	20	a	A	23	#	4	2	c/u	365	a	230	297,5	1190	4	0,994	8	23,66
A	24	a	A	28	#	4	2	c/u	255	a	80	167,5	837,5	4	0,994	10	16,65
A	29	a	A	29	#	5	6	c/u	405	a	405	405	405	5	1,552	6	37,71
A	30	a	A	33	#	5	2	c/u	365	a	230	297,5	1190	5	1,552	8	36,94
A	34	a	A	38	#	5	2	c/u	255	a	80	167,5	837,5	5	1,552	10	26,00
A	39	a	A	39	#	6	4	c/u	100	a	100	100	100	6	2,235	4	8,94
A	40	a	A	40	#	5	20	c/u	175	a	175	175	175	5	1,552	20	54,32
C	1	a	C	1	#	8	40	c/u	430	a	430	430	430	8	3,973	40	683,4
C	2	a	C	27	#	4	2	c/u	324	a	468	396	10296	4	0,994	52	204,68
C	28	a	C	28	#	4	104	c/u	108	a	108	108	108	4	0,994	104	111,65
F	1	a	F	1	#	6	22	c/u	314	a	314	314	314	6	2,235	22	154,4
F	2	a	F	2	#	6	24	c/u	284	a	284	284	284	6	2,235	24	152,34
F	3	a	F	3	#	6	22	c/u	314	a	314	314	314	6	2,235	22	154,39
F	4	a	F	4	#	6	24	c/u	284	a	284	284	284	6	2,235	24	152,34
F	5	a	F	5	#	8	40	c/u	220	a	220	220	220	8	3,973	40	349,62
M	0	a	M	0	#	4	22	c/u	275	a	275	275	275	4	0,994	22	60,14
M	1	a	M	1	#	6	2	c/u	1249	a	1249	1249	1249	6	2,235	2	55,83
M	2	a	M	2	#	4	12	c/u	1249	a	1249	1249	1249	4	0,994	12	148,98
M	3	a	M	3	#	4	34	c/u	545	a	545	545	545	4	0,994	34	184,19
M	4	a	M	4	#	4	35	c/u	143	a	143	143	143	4	0,994	35	49,75
M	5	a	M	5	#	8	5	c/u	1249	a	1249	1249	1249	8	3,973	5	248,11
M	6	a	M	6	#	5	9	c/u	1249	a	1249	1249	1249	5	1,552	9	174,46
M	7	a	M	7	#	4	4	c/u	1249	a	1249	1249	1249	4	0,994	4	49,66
M	8	a	M	8	#	4	46	c/u	339	a	339	339	339	4	0,994	46	155,00
M	9	a	M	9	#	8	6	c/u	1249	a	1249	1249	1249	8	3,973	6	297,74
M	10	a	M	10	#	4	2	c/u	1000	a	1000	1000	1000	4	0,994	2	19,88
M	11	a	M	11	#	4	43	c/u	420	a	420	420	420	4	0,994	43	179,52
M	12	a	M	12	#	3	35	c/u	124	a	124	124	124	3	0,560	35	24,30
P	1	a	P	1	#	4	5	c/u	94	a	94	94	94	4	0,994	5	4,67
P	2	a	P	2	#	4	5	c/u	94	a	94	94	94	4	0,994	5	4,67
P	3	a	P	3	#	4	20	c/u	164	a	164	164	164	4	0,994	20	32,60
P	4	a	P	4	#	4	20	c/u	164	a	164	164	164	4	0,994	20	32,60
S	1	a	S	1	#	4	20	c/u	100	a	100	100	100	4	0,994	20	19,88
S	2	a	S	2	#	4	10	c/u	395	a	395	395	395	4	0,994	10	39,26
S	3	a	S	3	#	4	16	c/u	67	a	67	67	67	4	0,994	16	10,66
S	4	a	S	4	#	4	4	c/u	312	a	312	312	312	4	0,994	4	12,41
S	5	a	S	5	#	6	20	c/u	194	a	194	194	194	6	2,235	20	86,72
R	1	a	R	1	#	4	12	c/u	415	a	415	415	415	4	0,994	12	49,50
R	2	a	R	2	#	4	4	c/u	445	a	445	445	445	4	0,994	4	17,69
R	3	a	R	3	#	6	28	c/u	210	a	210	210	210	6	2,235	28	131,42
L	4	a	L	4	#	8	52	c/u	378	a	378	378	378	8	3,973	52	780,93
L	5	a	L	5	#	4	83	c/u	80	a	80	80	80	4	0,994	83	66,00
L	6	a	L	6	#	6	21	c/u	868	a	868	868	868	6	2,235	21	407,40

Total KG 5.778

PUENTE RIO SARDINAL BASTION No1

Usar ===> 5.778 Kg

02-Oct-07

VOLUMEN DE CONCRETO

Fundacion

L =	3,3							
b =	3							
h =	0,9							
Car	2							
Vol =		**17,82**	M3					

Columna

Alt	3,55				
b	0,9				
t1	0,9				
t2	1,40				
Cant	2	**7,35**	M3		25,2

Pantalla

L =	11		
b =	0,4		
h =	1		
Vol =		**4,32**	M3

Viga cab

L =	12,59			
b =	1,25			
h =	0,90			
Vol =		**14,16**	M3	18,48

Pared cabezal

L =	12,59			
b =	0,3			
h =	2,24			
Vol =		**8,46**	M3	

Pared cabezal

L =	12,59			
b =	0,1			
h =	0,38			
Vol =		**0,24**	M3	8,70

Mensula

L =	10,79	10,8			
b =	0,2				
h =	0,35				
Vol =		**0,86**	M3		

Acera

L =	4,2			
b =	0,4			
h =	1,30			
Cant	2			
Vol =		**4,70**		5,55

Aletones 1

L =	3,9		
b =	0,97		
h =	0,30		
Car	2		
Vol =		**2,23**	M3

Aletones 2

L =	3,9						
b =	3,01						
h =	0,30						
Cant	2						
Vol =					**3,48**	M3	5,71
				0,6190	0,9400		
				0,0500	0,1500		
				0,1070	0,2000		
				0,1140	0,2600		
				0,1710	0,3300		
				0,1770		0,1732	

Filetes

L =	3,63		
b =	0,5		
h =	0,50		
Car	2		
Vol =		**0,91**	M3

Pedestales

L =	1,08					
b =	1					
h =	0,12					
Cant	5					
Vol =				**0,69**	M3	1,59
llave sismica =		1,6				

Losa aprox

5,48		sesgo	27	0,471	0,57	0,14	
9,73					19,195344		
0,22		11,73		6,15	36,8704	34,54	14,4
		TOTAL LOSA		**14,36** m3	32,214	4,836	

TOTAL VOL CONCRETO = ***85 M3***

Acero refuerzo ***5960 Kg***

67,98 Kg/m

Excavacion
Fundacion

L =	3,3	4,3			
b =	3	4			
h =	0,9	4,3			
Cant	2		2	**147,9 M3**	***USAR =*** ***150 M3***

TABLA DE REFUERZO

PUENTE RIO SARDINAL BASTION No2

8 -0,2 8,2

CACBA - Ing.A.Chiavichita J.

02-Oct-07

MARCA					Ø		CANTIDAD		LONGITUD			Long	Long Total	Varillas Diam.	Peso	Cant Total	Peso Tot
A	1	a	A	1	#	6	4	c/u	530	a	530	530	530	6	2,235	4	47,38
A	2	a	A	2	#	6	4	c/u	165	a	165	165	165	6	2,235	4	14,75
A	3	a	A	3	#	6	4	c/u	716	a	716	716	716	6	2,235	4	64,01
A	4	a	A	20	#	4	4	c/u	190	a	500	345	5865	4	0,994	68	233,19
A	21	a	A	22	#	4	4	c/u	243	a	258	250,5	501	4	0,994	8	19,92
A	23	a	A	23	#	4	5	c/u	525	a	525	525	525	4	0,994	5	26,09
A	24	a	A	27	#	4	2	c/u	478	a	350	414	1656	4	0,994	8	32,92
A	28	a	A	35	#	4	2	c/u	375	a	70	222,5	1780	4	0,994	16	35,39
A	36	a	A	36	#	6	6	c/u	525	a	525	525	525	6	2,235	6	70,40
A	37	a	A	40	#	6	2	c/u	478	a	350	414	1656	6	2,235	8	74,02
A	41	a	A	48	#	6	2	c/u	375	a	70	222,5	1780	6	2,235	16	79,57
A	49	a	A	49	#	6	4	c/u	100	a	100	100	100	6	2,235	4	8,94
A	50	a	A	50	#	5	18	c/u	175	a	175	175	175	5	1,552	18	48,89
C	1	a	C	1	#	8	64	c/u	810	a	810	810	810	8	3,973	64	2.059,6
C	2	a	C	40	#	4	2	c/u	344	a	568	456	17784	4	0,994	78	353,55
C	41	a	C	41	#	4	156	c/u	108	a	108	108	108	4	0,994	156	167,47
F	1	a	F	1	#	9	34	c/u	494	a	494	494	494	9	5,060	34	849,88
F	2	a	F	2	#	6	44	c/u	384	a	384	384	384	6	2,235	44	377,63
F	3	a	F	3	#	6	28	c/u	494	a	494	494	494	6	2,235	28	309,15
F	4	a	F	4	#	6	36	c/u	384	a	384	384	384	6	2,235	36	308,97
F	5	a	F	5	#	8	64	c/u	220	a	220	220	220	8	3,973	64	559,40
M	0	a	M	0	#	4	22	c/u	275	a	275	275	275	4	0,994	22	60,14
M	1	a	M	1	#	6	2	c/u	1249	a	1249	1249	1249	6	2,235	2	55,83
M	2	a	M	2	#	4	12	c/u	1249	a	1249	1249	1249	4	0,994	12	148,98
M	3	a	M	3	#	4	34	c/u	545	a	545	545	545	4	0,994	34	184,19
M	4	a	M	4	#	4	35	c/u	143	a	143	143	143	4	0,994	35	49,75
M	5	a	M	5	#	8	7	c/u	1249	a	1249	1249	1249	8	3,973	7	347,36
M	6	a	M	6	#	5	10	c/u	1249	a	1249	1249	1249	5	1,552	10	193,84
M	7	a	M	7	#	4	4	c/u	1249	a	1249	1249	1249	4	0,994	4	49,66
M	8	a	M	8	#	4	43	c/u	519	a	519	519	519	4	0,994	43	221,83
M	9	a	M	9	#	8	6	c/u	1249	a	1249	1249	1249	8	3,973	6	297,74
M	10	a	M	10	#	4	2	c/u	1000	a	1000	1000	1000	4	0,994	2	19,88
M	11	a	M	11	#	4	43	c/u	420	a	420	420	420	4	0,994	43	179,52
M	12	a	M	12	#	3	35	c/u	124	a	124	124	124	3	0,560	35	24,30
P	1	a	P	1	#	4	5	c/u	94	a	94	94	94	4	0,994	5	4,67
P	2	a	P	2	#	4	5	c/u	94	a	94	94	94	4	0,994	5	4,67
P	3	a	P	3	#	4	20	c/u	164	a	164	164	164	4	0,994	20	32,60
P	4	a	P	4	#	4	20	c/u	164	a	164	164	164	4	0,994	20	32,60
S	1	a	S	1	#	4	20	c/u	100	a	100	100	100	4	0,994	20	19,88
S	2	a	S	2	#	4	10	c/u	395	a	395	395	395	4	0,994	10	39,26
S	3	a	S	3	#	4	16	c/u	67	a	67	67	67	4	0,994	16	10,66
S	4	a	S	4	#	4	4	c/u	312	a	312	312	312	4	0,994	4	12,41
S	5	a	S	5	#	6	20	c/u	194	a	194	194	194	6	2,235	20	86,72
R	1	a	R	1	#	4	12	c/u	535	a	535	535	535	4	0,994	12	63,81
R	2	a	R	2	#	4	4	c/u	565	a	565	565	565	4	0,994	4	22,46
R	3	a	R	3	#	6	36	c/u	210	a	210	210	210	6	2,235	36	168,97
L	4	a	L	4	#	8	52	c/u	378	a	378	378	378	8	3,973	52	780,93
L	5	a	L	5	#	4	83	c/u	80	a	80	80	80	4	0,994	83	66,00
L	6	a	L	6	#	6	21	c/u	868	a	868	868	868	6	2,235	21	407,40

Total KG 9.327,2

PUENTE RIO SARDINAL BASTION No2

02-Oct-07

Usar ===> 9.327 Kg

VOLUMEN DE CONCRETO

Fundacion

L =	5,1		
b =	4		
h =	0,9		
Car	2		
Vol =	**36,72**	M3	

Columna

Alt	7,32				
b	0,9				
t1	0,9				
t2	1,90				
Cant	2	**18,45**	M3		55,2

Pantalla

L =	11		
b =	0,4		
h =	1,9		
Vol =	**8,07**	M3	

Viga cab

L =	12,59				
b =	1,25				
h =	0,90				
Vol =		**14,16**	M3		22,23

Pared cabezal

L =	12,59				
b =	0,3				
h =	2,24				
Vol =	**8,46**	M3			

Pared cabezal

L =	12,59				
b =	0,1				
h =	0,38				
Vol =		**0,24**	M3		8,70

Mensula

L =	10,79	10,8			
b =	0,2				
h =	0,35				
Vol =	**0,86**	M3			

Acera

L =	5,4				
b =	0,4				
h =	1,30				
Cant	2				
Vol =		**6,04**			6,89

Aletones 1

L =	5,1				
b =	1,40				
h =	0,35				
Car	2				
Vol =	**4,95**	M3			

Aletones 2

L =	5,1				
b =	3,87				
h =	0,35				
Cant	2				
Vol =		**6,84**	M3		11,79

Filetes

L =	4,92				
b =	0,5				
h =	0,50				
Car	2				
Vol =	**1,23**	M3			

Pedestales

L =	1,08	0,8450	0,9400		
b =	1	0,0500	0,1500		
h =	0,17	0,1240	0,2000		
Cant	5	0,1980	0,2600		
Vol =		0,2240	0,3300		
		0,2490		0,1983	
			0,94	M3	2,17

llave sismica = 1,6

Losa aprox	5,48	sesgo	27	0,471	0,57	0,14	
	9,73				19,195344		
	0,22						
		11,73		6,15	36,8704	34,542	14,36
		TOTAL LOSA		**14,36** m3	32,214	4,8359	

TOTAL VOL CONCRETO = ***128 M3***

Acero refuerzo ***9610 Kg***

72,87 Kg/m

Excavacion
Fundacion

L =	5,1	6,1			
b =	4	5			
h =	0,9	6,0			
Cant	2		2	**366 M3**	***USAR =*** ***370 M3***

TABLA DE REFUERZO

PUENTE RIO SARDINAL PILA 1

8 -1,7 9,7

CACSA - Ing.A.Chinchilla J.

02-Oct-07

	MARCA				Q		CANTIDAD		LONGITUD			Long	Long Total	Varillas Diam.	Peso	Cant Total	Pes Tot
C	1	a	C	1	#	11	70	c/u	781	a	781	781	781	11	7,907	70	4.322,76
C	2	a	C	2	#	4	68	c/u	575	a	575	575	575	4	0,994	68	388,65
C	3	a	C	3	#	4	204	c/u	224	a	224	224	224	4	0,994	204	454,22
C	4	a	C	4	#	8	12	c/u	150	a	150	150	150	8	3,973	12	71,51
F	1	a	F	1	#	10	34	c/u	914	a	914	914	914	11	6,404	34	1.990,11
F	2	a	F	2	#	7	36	c/u	784	a	784	784	784	11	3,042	36	858,57
F	3	a	F	3	#	7	29	c/u	914	a	914	914	914	7	3,042	29	806,31
F	4	a	F	4	#	6	31	c/u	784	a	784	784	784	6	2,235	31	543,19
F	5	a	F	5	#	11	70	c/u	260	a	260	260	260	11	7,907	70	1.439,07
M	1	a	M	1	#	8	13	c/u	1300	a	1300	1300	1300	8	3,973	13	671,44
M	2	a	M	2	#	6	6	c/u	1300	a	1300	1300	1300	6	2,235	6	174,33
M	3	a	M	3	#	6	4	c/u	1300	a	1300	1300	1300	6	2,235	4	116,22
M	4	a	M	4	#	6	2	c/u	1120	a	1120	1120	1120	6	2,235	2	50,06
M	5	a	M	5	#	6	2	c/u	785	a	785	785	785	6	2,235	2	35,09
M	6	a	M	6	#	8	4	c/u	1318	a	1318	1318	1318	8	3,973	4	209,46
M	7	a	M	7	#	5	28	c/u	602	a	602	602	602	5	1,552	28	261,61
M	8	a	M	27	#	5	4	c/u	432	a	602	517	10340	5	1,552	80	641,91
												0	0			0	-
P	1	a	P	1	#	4	10	c/u	85	a	85	85	85	4	0,994	10	8,45
P	2	a	P	2	#	4	10	c/u	85	a	85	85	85	4	0,994	10	8,45
P	3	a	P	3	#	4	40	c/u	155	a	155	155	155	4	0,994	40	61,63
P	4	a	P	4	#	4	40	c/u	155	a	155	155	155	4	0,994	40	61,63
											0						

Total KG 13.174,7

Usar ===> 13.175 Kg

VOLUMEN DE CONCRETO

Fundacion		Columna		
L = 9,30	Alt	8,11	8,2936
b = 8,00	b	2,3	67,261
h = 1,00	t1	2,1	

PUENTE RIO SARDINAL PILA 1

02-Oct-07

Car	1			t2	1,05				
	Vol =	**74,40**	M3	Cant	1	**67,25**	M3		141,65
L =				L =					
b =				b =					
h =				h =					
	Vol =	**0,00**	M3		**Vol =**		**0,00**	M3	0,00
	Martillo				**Martillo Cuña**				
L =	13,10			L =	4,35				
b =	1,6			b =	1,6				
h =	1,10			h =	1,10				
	Vol =	**23,06**	M3		**Vol =**		**7,66**	M3	30,71
L =		0		L =					
b =				b =					
h =				h =					
				Cant	2				
	Vol =	**0,00**	M3		**Vol =**		**0,00**		0,00
L =				L =					
b =				b =					
h =				h =					
Cant				Cant					
	Vol =	**0,00**	M3		**Vol =**		**0,00**	M3	0,00
						0,7680	0,8890		
Filetes				**Pedestales**		0,0500	0,0740		
L =				L =	1,04	0,1390	0,1620		
b =				b =	0,9	0,1780	0,2020		
h =				h =	0,18	0,1930	0,2180		
Cant				Cant	10	0,2080	0,2330	0,1841	
	Vol =	**0,00**	M3		**Vol =**		**1,73**	M3	1,73
			llave sismica =		0				
	TOTAL VOL CONCRETO =		***179 M3***						
	Acero refuerzo		***13580 Kg***						
			73,6 Kg/m						

Excavacion					
Fundacion					
L =	9,3	10,3			
b =	8	9			
h =	1	4,5			
Cant	1		417,2	***USAR =***	***420 M3***

TABLA DE REFUERZO

PUENTE RIO SARDINAL SUPER 53 m

CACIBA - Ing.A.Chinchilla J.

02-Oct-07

	MARCA				Ø		CANTIDAD		LONGITUD			Long	Long Total	Varillas Diam.	Peso	ant Tot	Pes Tot
D	1	a	D	1	#	4	144	c/u	191	a	191	191	191	4	0,994	144	273,39
D	2	a	D	2	#	6	48	c/u	191	a	191	191	191	6	2,235	48	204,90
D	3	a	D	3	#	4	120	c/u	348	a	348	348	348	4	0,994	120	415,09
D	4	a	D	4	#	6	36	c/u	90	a	90	90	90	6	2,235	36	72,41
D	5	a	D	5	#	4	48	c/u	160	a	160	160	160	4	0,994	48	76,34
D	6	a	D	6	#	6	16	c/u	160	a	160	160	160	6	2,235	16	57,22
D	7	a	D	7	#	4	24	c/u	390	a	390	390	390	4	0,994	24	93,04
D	8	a	D	8	#	6	12	c/u	140	a	140	140	140	6	2,235	12	37,55
D	9	a	D	9	#	4	24	c/u	160	a	160	160	160	4	0,994	24	38,17
D	10	a	D	10	#	6	16	c/u	160	a	160	160	160	6	2,235	16	57,22
D	11	a	D	11	#	4	24	c/u	542	a	542	542	542	4	0,994	24	129,30
D	12	a	D	12	#	6	6	c/u	140	a	140	140	140	6	2,235	6	18,77
D	13	a	D	13	#	4	12	c/u	208	a	208	208	208	4	0,994	12	24,81

L	0	a	L	0	#	8	24	c/u	600	a	600	600	600	8	3,973	24	572,11
L	1	a	L	1	#	5	167	c/u	978	a	978	978	978	5	1,552	167	2.534,82
L	2	a	L	2	#	5	166	c/u	1002	a	1002	1002	1002	5	1,552	166	2.581,47
L	3	a	L	3	#	5	167	c/u	1000	a	1000	1000	1000	5	1,552	167	2.591,84
L	4	a	L	4	#	4	64	c/u	5445	a	5445	5445	5445	4	0,994	64	3.463,89
L	5	a	L	5	#	6	438	c/u	254	a	254	254	254	6	2,235	438	2.486,48
L	6	a	L	6	#	5	4	c/u	85	a	970	527,5	527,5	5	1,552	4	32,75
													Total KG				15.761,6

Usar ===> **15.762** Kg

VOLUMEN DE CONCRETO

Losa =

Largo	54,56	
ancho	9,47	
espesor	0,19	
		98,2

Coping

Largo	54,56	
ancho	0,48	
espesor	0,03	
cant	5	
		3,93

Final losa

10,79		
0,4		
0,09		
2	0,78	

acera

Largo	54,56	
ancho	1,3	
espesor	0,23	
2	**32,6**	
171,97		

diafragmas int

Largo	1,9	
alto	1,48	
espesor	0,25	
cant	24	
		16,872

diafragmas final

Largo	1,8703	
alto	1,48	
espesor	0,25	
cant	8	
		5,5361718

Filetes

0,1	
0,1	
24	
1,9	
0,456 M3	

diafragmas pilas

Largo	1,8703	
alto	1,8	
espesor	1,01	
cant	4	
		13,601027

TOTAL VOL CONC = ***177,00 M3***

ACERO REF ***16240 Kg***

ESTUDIO HIDRAULICO PARA EL PUENTE SOBRE EL RIO CUARTO

RUTA CHILAMATE-VUELTA DE KOOPER

Etapa 2: Informe Final

TABLA DE CONTENDIO

1. **INTRODUCCION** 3
2. **CARACTERIZACION MORFOLOGICA DEL TRAMO** 4
   - 2.1. CAUDAL FORMATIVO 4
   - 2.2. GRANULOMETRÍA 5
   - 2.3. PERFIL LONGITUDINAL 6
   - 2.4. FORMA EN PLANTA 8
   - 2.5. TRANSPORTE POR EL FONDO 9
   - 2.6. ESTABILIDAD DEL CAUCE 11
3. **CALCULO DE SOCAVACION EN PILAS Y BASTIONES** 11
4. **CONCLUSIONES** 14
5. **REFERENCIAS** 15

1. INTRODUCCION

Este Informe contiene la caracterización morfológica del tramo del río Cuarto sobre el que cruzará el puente de la carretera proyectada entre Chilamate y Vuelta Kooper. Además se presentan los resultados obtenidos de la socavación esperada sobre la estructura para el caudal de diseño.

El presente estudio es la continuación del Estudio Hidrológico presentado anteriormente en el Informe de Avance No. 1 de DISEÑO DE PUENTES.

Algunas características básicas hidrológicas del río hasta el sitio del puente presentadas en el Informe de Avance No. 1 de DISEÑO DE PUENTES son las siguientes:

Área de drenaje:	47.9 km^2
Avenida de diseño:	439 m^3/s (1:100 años)
Nivel para avenida de diseño:	167.50 msnm[1]

De acuerdo a la documentación presentada en el Informe de Avance No. 2 de Diseño de Puentes, en este sitio se propone un puente con una longitud total de 53.81 metros, compuesto por dos tramos de vigas postensadas de concreto, una de 30.0 metros y la otra de 23.0 metros de longitud, además de una losa de concreto.

El ancho total de la calzada es de 11.30 metros compuestos por una superficie de ruedo de 8.70 metros, dos aceras de 0.90 metros cada una y una baranda de concreto tipo New Jersey de 40 cm de ancho.

Por la ubicación del río respecto a la calzada, el puente tiene un sesgo de 30°.

La subestructura está constituida por dos bastiones de concreto reforzado tipo marco, con dos columnas apoyadas sobre fundaciones aisladas. La altura de los bastiones es de 8.36 metros el No. 1 y de 8.06 metros el No. 2, medidos desde el nivel de desplante hasta la rasante terminada.

Además cuenta con una pila tipo martillo con una columna de sección rectangular con extremos redondeados y apoyada en placas aisladas, con una altura total de 8.0 metros desde el nivel de desplante hasta la parte superior del martillo.

[1] Los cálculos más detallados de este Informe redefinen el nivel para la avenida de diseño a la cota 167.47 msnm.

2. CARACTERIZACION MORFOLOGICA DEL TRAMO

El puente de la ruta cruzará el río Cuarto en su tramo medio aproximadamente 1.5 km aguas abajo de la unión con el río Hule. En este apartado se hace un análisis básico de las características morfológicas de dicho tramo. Esta caracterización es importante para estimar la estabilidad actual del río, la tendencia futura en su comportamiento y sus posibles efectos sobre la estructura del puente.

El tramo medio del río Cuarto se clasifica como "tipo D" en la clasificación de Montgomery y Buffington (1997). De acuerdo a dicha clasificación el sedimento consiste en gravas, el lecho sigue un patrón de poza-rápido y la fuente de sedimento está en el transporte fluvial desde aguas arriba y la erosión de las márgenes. Según dicha clasificación la separación entre pozas es de 5 a 7 anchos.

2.1. Caudal Formativo

El caudal líquido en un río cambia constantemente en el tiempo y por ello para analizar el efecto de dicha variable se utiliza un concepto conocido como caudal dominante o caudal formativo. El caudal formativo se basa en la suposición de que existe un caudal que es responsable de las dimensiones predominantes del cauce. Usualmente se supone que el caudal formativo es el caudal que llena el cauce principal del río sin alcanzar las planicies de inundación. Bray (1982) encontró que el caudal de cauce lleno tiene un período de retorno de 1.5 a 2 años y para efectos de esta caracterización supondremos que el caudal formativo tiene un período de retorno de 2 años.

En el río Cuarto el caudal con dos años de retorno corresponde a 151 m^3/s. Dicho caudal se obtuvo a través del análisis regional similar al presentado en el Informe Hidrológico (Informe de Avance No. 1 de Diseño de Puentes). El resultado de este análisis se ilustra en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Caudal con dos años de período de retorno por método regional de avenidas

Nombre	Area Cuenca	Q_2
	(km2)	(m3/s)
R. Sardinal	48.6	152
R. Cuarto	**47.9**	**151**
R. Caño Negro	21.0	85
R. Toro	171.1	334
Q. San Pedro	3.5	20
R. Tres Amigos	112.9	261
R. Los Pericos	13.0	59
Q. Campamento	13.2	60

Para el caudal elegido el ancho medio de la sección es de 36.7 m y la profundidad hidráulica es de 1.42 m. Por lo tanto la relación ancho/profundidad es de 25 que indica que el río tiene una sección amplia.

2.2. Granulometría

Las características del sedimento son una variable morfológica independiente. El material presente en el lecho consiste de material grueso desde arena a cantos rodados de hasta 30 cm de diámetro medio.

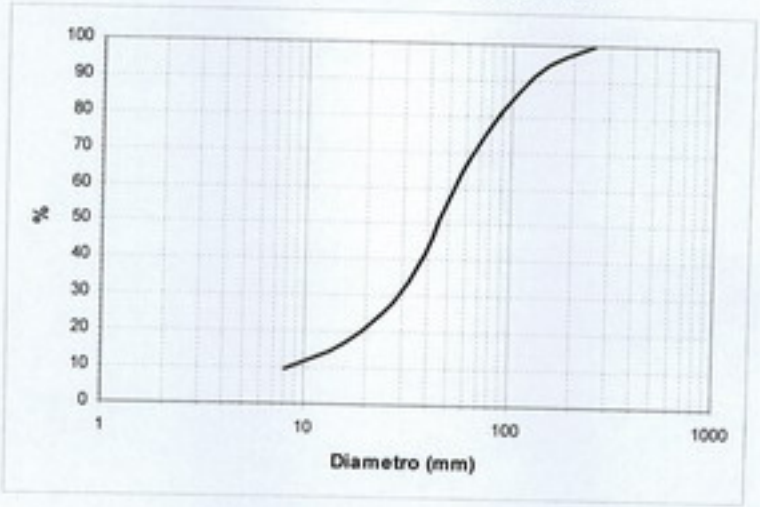
Para obtener la curva granulométrica se realizó un muestreo superficial que es equivalente a un muestreo volumétrico según Kellerhals-Bray (1971). En la Foto 2.1 se puede observar parte del material muestreado cerca del sitio; la cinta tiene una extensión de 40 cm.

Foto 2.1. Muestreo superficial.

La Fig. 2.1 presenta la curva granulométrica obtenida a partir de las fotografías. Los diámetros medios más importantes son:

D_{16} = 15.0 mm
D_{50} = 44.6 mm
D_{84} = 95.4 mm
D_{90} = 123.8 mm

Fig. 2.1. Curva granulométrica del sedimento.



La desviación estándar geométrica del material muestreado es 2.5; un valor mayor de 2 es normalmente indicativo de la posibilidad de acorazamiento del lecho. El acorazamiento del lecho limita la erosión del mismo ya que las partículas se traban unas con otras y aumentan el esfuerzo cortante necesario para producir el movimiento.

2.3. Perfil longitudinal

En la Fig. 2.2 se muestra el perfil longitudinal del río Cuarto obtenido a partir de las hojas cartográficas Río Cuarto y Chaparrón del IGN (escala 1:50 000). En la figura se ha indicado el sitio donde se ubicará el nuevo puente de la ruta Chilamate – Vuelta Kooper.

El perfil se ha dividido en tres tramos con características diferentes. El tramo superior corresponde a un río de montaña de alta pendiente donde se produce la mayor parte del sedimento que es transportado hacia aguas abajo.

El tramo medio del río se ubica a partir de la elevación 240 msnm. En el tramo medio se da una disminución significativa de la pendiente del fondo y con ella la capacidad de arrastre de sedimento. La pendiente promedio en el tramo medio es del 1.1% y se estima que en él se da tanto el transporte como el almacenamiento de sedimento. En el tramo de aguas abajo o inferior la pendiente media es de 0.6% y se estima que inicia a partir de la elevación 100 msnm. En la figura se

observa una discontinuidad en el perfil, entre el tramo medio y el tramo inferior; ésta deber ser provocada por un control vertical como puede ser un afloramiento rocoso. No hay evidencias que indiquen que se trata de un frente de erosión retroactiva (Nick point).

El puente se encuentra en el tramo medio que está en la zona de transición entre la parte montañosa y la parte aluvial del río. El cauce en este tramo es excavado en una llanura formada por material transportado por el mismo río en el pasado. En la Foto 2.2 se puede ver el material aluvial que conforma las márgenes.

Fig. 2.2. Perfil longitudinal del río Cuarto.

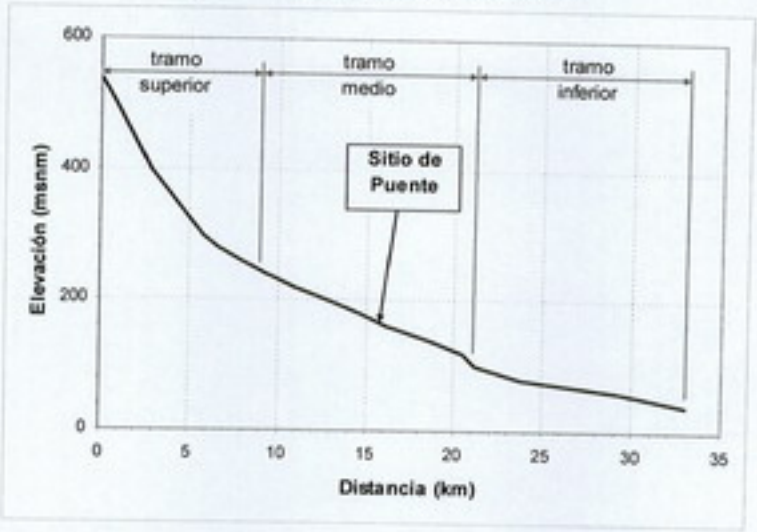


Foto 2.2. Material observado en las márgenes.

2.4. Forma en planta

La forma en planta del río es relativamente recta con curvas erráticas causadas probablemente por la aparición de material resistente a la erosión. Según el criterio de pendiente de Leopold y Wolman (S=0.0014), el tramo medio es de tipo trenzado. El índice de sinuosidad es de 1.2 que indica que el río es prácticamente recto en su tramo medio. Valores entre 1 y 2 se consideran bajos y se asocian con ríos que podrían presentar fuerte erosión de márgenes o movimiento lateral. Sin embargo, en el sitio no se observó erosión activa y las márgenes parecen resistentes a la erosión.

En la clasificación de Rosgen, con una relación ancho/profundidad de 25, pendiente media de 1.1% y sinuosidad moderada se obtiene un tipo B4c para el tramo medio. De acuerdo a dicha clasificación el canal es muy estable en planta y en perfil, es dominado por rápidos con pozas con espaciamiento indeterminado. En la Foto 2.3 se muestra la secuencia de rápidos y pozas así como la configuración de la sección. La fotografía fue tomada desde un paso existente, 3 km aguas abajo del puente proyectado; la vista es hacia aguas arriba.

Foto 2.3. Morfología observada.

2.5. Transporte por el fondo

El transporte de sedimento se considera una variable morfológica independiente y se relaciona a la rapidez de la respuesta del cauce ante una perturbación. El cálculo del transporte por el fondo se hizo por fracciones de la curva granulométrica usando 3 ecuaciones: Ackers y White (AW), Schoklitch (Sch), Meyer-Peter-Muller (MPM). Dichas ecuaciones se usaron para el caudal formativo, tanto en el tramo inferior del río como en el tramo de aguas arriba o tramo medio donde se ubicaría el nuevo puente.

En el Cuadro 2.1 se muestra el resumen de los resultados obtenidos en el tramo inferior y en el Cuadro 2.2 se muestra la estimación realizada en el tramo de aguas arriba. En el promedio solo se ha tomado en cuenta el resultado de las ecuaciones de Ackers-White y Schoklitch ya que los otros resultados se consideran exagerados. La concentración del sedimento es de baja para el caudal analizado en el tramo inferior mientras que es moderada a alta en el tramo medio.

Cuadro 2.1. Capacidad de arrastre en el tramo Inferior.

	AW	MPM	Sch	Promedio
Total (kg/m3)	0.19	3.34	0.43	0.31
Total (m3/h)	38.4	685.4	87.2	62.79

Cuadro 2.2. Capacidad de arrastre en el tramo Medio.

	AW	MPM	Sch	Promedio
Total (kg/m3)	1.10	8.67	1.51	1.31
Total (m3/h)	226.6	1778.9	310.1	268.33

Obsérvese que la capacidad de transporte disminuye significativamente en el tramo inferior. Usando como referencia el resultado con la formula de Ackers y White la disminución en la capacidad de transporte es casi 6 veces menor en el tramo inferior respecto al tramo medio. En el sitio donde se localiza el puente la capacidad de transporte de fondo es de baja a moderada y el almacenamiento de material grueso puede ser importante según lo visto en el sitio.

En la Foto 2.4 se puede constatar el almacenamiento de sedimento en este caso en una barra lateral o de punta en la margen izquierda. En la foto se aprecia que no hay mucha diferencia entre los niveles del lecho y la barra.

Foto 2.4. Almacenamiento de material en el cauce.

2.6. Estabilidad del cauce

En el sitio no se observó erosión activa en las márgenes y el canal no muestra tendencias o evidencias de migración lateral o erosión del lecho. El proceso dominante parece ser el transporte pero el almacenamiento de material grueso es evidente. Sin embargo, se considera que el transporte de sedimento grueso no es muy frecuente.

La estimación de la estabilidad actual se hace comparando una sección media del tramo de interés (según las secciones topográficas tomadas) con ecuaciones obtenidas de la estadística de río con tramos estables o de la combinación de ecuaciones teóricas válidas para el flujo uniforme. Ese tipo de ecuaciones se conocen como ecuaciones de régimen. En estas ecuaciones el parámetro principal es el caudal formativo o de cauce lleno que en este caso se ha supuesto igual a 151 m^3/s.

En el Cuadro 2.3 se comparan los datos de las secciones levantadas con los resultados obtenidos de las ecuaciones de régimen usadas. En este caso las tres ecuaciones estiman un ancho similar aunque hay ciertas diferencias en la profundidad media de la sección.

Cuadro 2.3. Comparación de dimensiones del cauce.

	Ancho de sección (m)	Profundidad hidráulica (m)
R. Cuarto	36.70	1.42
Lacey	39.32	1.14
Julien	34.53	1.43
Hey-Thorne	33.55	1.98

De las tres ecuaciones usadas únicamente la propuesta por Hey-Thorne fue obtenida para ríos con lecho de grava y por lo tanto debería ser más representativa de las dimensiones del río Cuarto. Sin embargo todas dan un ancho muy similar y consistente con lo obtenido de las secciones topográficas. Hay una coincidencia casi perfecta con los resultados de las ecuaciones de Julien. Por lo tanto, podemos concluir que el canal en su tramo medio es estable.

3. CALCULO DE SOCAVACION EN PILAS Y BASTIONES

Para el cálculo se contó con 4 secciones topográficas levantadas en el cauce. Para el cálculo de la socavación se adoptó la avenida con período de retorno de 100 años, que en el río Cuarto corresponde a 439 m^3/s. El cálculo de los parámetros hidráulicos se realizó con el modelo Hec-Ras que incluye una rutina para el cálculo de la socavación en las pilas del puente.

En la Fig. 3.1 se muestra el perfil del agua en el tramo modelado y en la Fig. 3.2 se presenta una vista tridimensional del mismo.

Fig. 3.1. Perfil del flujo en el tramo analizado.

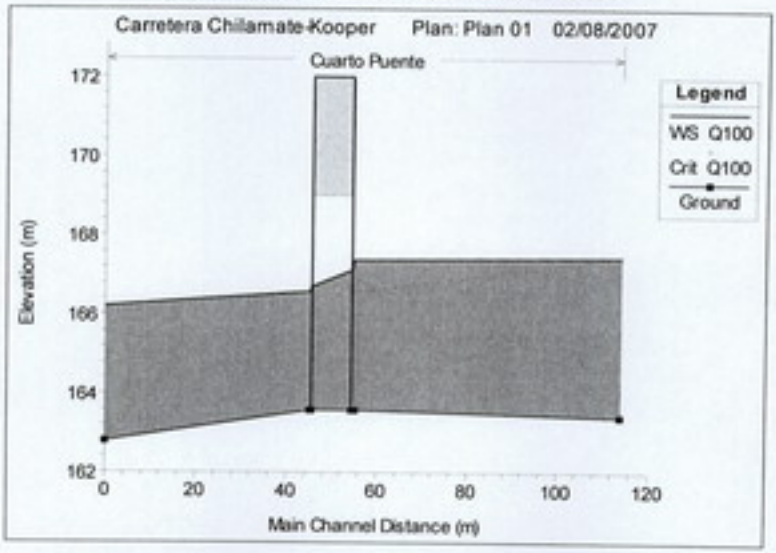
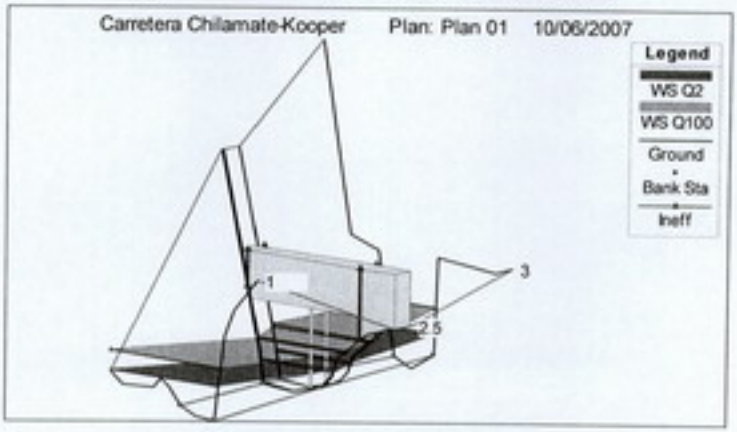


Fig. 3.2. Vista tridimensional del tramo analizado.



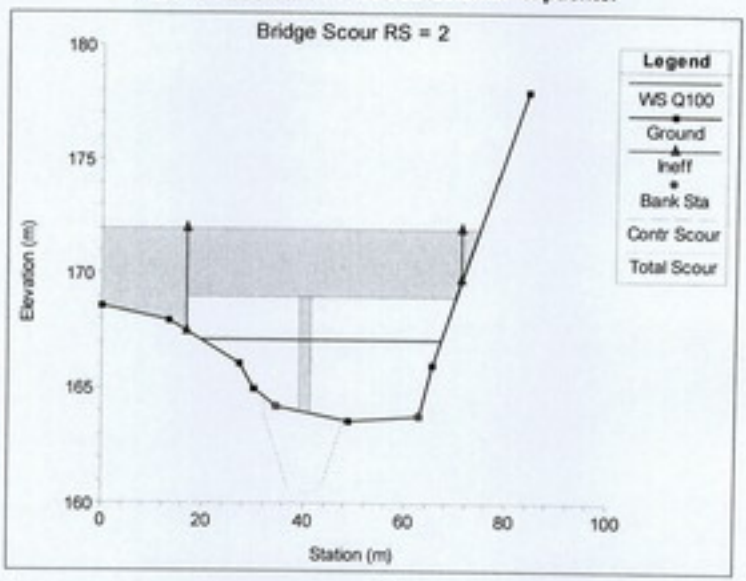
En el Cuadro 3.1 se resumen algunos parámetros hidráulicos obtenidos del modelo para el caudal de diseño. La sección aguas arriba de puente es la sección 2.5 y la sección aguas abajo es la 1.5.

Cuadro 3.1. Resultados del modelo hidráulico.

Sección	Nivel agua (msnm)	Velocidad Media (m/s)	Area (m^2)	Ancho Superficial (m)
3	167.47	5.90	79.47	24.51
2.5	167.37	3.86	131.69	49.76
1.5	166.59	5.10	95.63	42.41
1	166.21	4.87	122.88	53.87

La Fig. 3.3 muestra la socavación en las pilas y en la sección por contracción del flujo. En los bastiones no se obtuvo socavación ya que no hay contracción en la sección; sin embargo se recomienda adoptar un mínimo de 1 m bajo el nivel del lecho. La socavación en la pila fue de 3.50 m, la máxima teórica es 2.4 veces el diámetro (2.1 m) y en este caso sería de 5.0 m. La razón de esta socavación tan alta está en la orientación de la misma que no es paralela a la del flujo y tiene aproximadamente 15° respecto al mismo.

Fig. 3.3. Esquema de la socavación en el puente.



La socavación en las pilas se calculó usando el Hec-Ras pero también se hizo uso de otras ecuaciones disponibles cuyos resultados se resumen en el Cuadro 3.2. Hay algunas diferencias entre la aplicación de las fórmulas adicionales y el cálculo hecho dentro del Hec-Ras. Por ejemplo el modelo usa un factor de acorazamiento muy bajo que reduce sensiblemente la socavación pero usa los parámetros hidráulicos de la sección de aguas arriba que pueden aumentar el valor final. En

las fórmulas se usó un factor de acorazamiento de 0.7 y se usaron los parámetros hidráulicos promedio de las secciones del puente.

Cuadro 3.2. Comparación de los resultados de socavación.

Formula	Socavación (m)
Neill (1973)	**3.57**
Breusers (1977) 1	**3.44**
2	**2.62**
CSU (1992)	**3.85**
Johnson (1992)	**4.86**
HEC-RAS	**3.50**
CSU (Farias)	**3.34**

El ángulo que tiene la pila respecto al flujo (aproximadamente 15°) hace que la socavación sea mayor a lo normal. Se recomienda considerar una socavación de 3.6 m que es el promedio de todos los resultados. Por lo tanto, el nivel de fundación de la pila debe ser al menos 160.36 msnm. El nivel anterior corresponderá a la superficie superior de la placa de fundación.

4. CONCLUSIONES

El río Cuarto es estable en el tramo donde se localiza el puente proyectado. La tendencia actual es al almacenamiento pero se estima que el volumen anual de sedimento de fondo es bajo y por lo tanto no es preocupante el ascenso del lecho. El ancho del canal es muy similar al obtenido con las ecuaciones de régimen usadas lo que indica que la sección está en equilibrio.

La tendencia en el tramo es la acreción del cauce por lo que no es probable la erosión generalizada de la sección, ni que ésta pudiera poner en riesgo la estabilidad de la obra. Sí podría darse la erosión local o el ataque a las zonas de los bastiones pero el nivel de fundación calculado garantiza la estabilidad de la obra.

La socavación recomendada en la pila es de 3.6 m y su valor se incrementó sensiblemente por el ángulo de la pila que es de aproximadamente 15°. El nivel superior de la placa de fundación de la pila se recomienda que sea la cota 160.36 msnm.

En cuanto a los bastiones no se obtuvo socavación ya que no hay contracción en la sección; sin embargo se recomienda adoptar un mínimo de 1 m bajo el nivel del lecho, lo cual corresponde con la cota 162 msnm aproximadamente.

5. REFERENCIAS

Bathurst, J.C., Graf, W.H., Cao, H.H.(1987). "Bed Load Discharge Equations for Steep Mountain Rivers". *Sediment Transport in Gravel Bed Rivers* (eds. R. Hey, J. Bathurst, C. Thorne), Chap. 15, John Willey and Sons Ltd., U. K.

Bray, D. I. (1995). "A methodology for the estimation of the grain size distribution of the material from a gravel bed river with limited field data". *Proceedings of the 12th Canadian Hydrotechnical Conference*, Canadian Society of Engineering, Ottawa.

Bray, D. I. (1982). "Regime equations for gravel bed rivers". *Gravel Bed Rivers* (eds. R. Hey, J. Bathurst, C. Thorne), Chap. 19, John Willey and Sons Ltd., U. K.

Chow, V.T., Maidment, D., y Mays, L., (1988), "Applied Hidrology", McGraw-Hill Publishing Co.

FHWA. *Hydraulics Library*. USA.

Hick, D. M. and Mason, P.D. (1998). *Characteristics of New Zealand Rivers*. NIWA, W.R.P. USA.

Hey, R. and Thorne, C. (1986). "Stable channels with mobile gravel beds". *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 112, No. 8, Aug.

HECRAS 3.1 (2002) *User Manual*.

Hoffmans, G and Verheij, H. (1994). *Scour Manual*. Balkema, Rotterdam.

Klassen, G. R. (1995). *River Dynamics, Lecture Notes*. IHE, Delft, The Netherlands.

Kellerhals, R. (1982). "River regulation and channel stability". In *Gravel Bed Rivers* (eds. R. Hey, J. Bathurst, C. Thorne), Chap. 25, John Willey and Sons Ltd., U. K.

Kellerhals, R. And Bray, D.I. (1971). "Sampling Procedures for coarse fluvial sediments". *Journal fo the Hydraulic Division*, ASCE, Vol. 97, No. HY8, Aug.

Leopold, L., Wolman, G. and Miller, J.(1995). *Fluvial Processes in Geomorphology*. Dover Publications, USA.

Melville, B. and Coleman, S. (2000). *Bridge Scour*. Water Resources Publication, Colorado, USA.

Rijn, L. C. van (1993). *Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries, Coastal Seas and Oceans*. Aqua Publications, Amsterdam.

Thorne, C., Hey, R. and Malcolm, D. (2003). *Applied Fluvial Geomorphology for River Engineering and Management*. John Wiley and Sons, England.

Vargas, O. Y Jimenez, O. (1996). "Coeficiente de resistencia en ríos de montaña". *Revista Tecnología*, ICE, San José.

White, W.R. and Day, T.J. (1982). "Transport of graded gravel bed material". In *Gravel Bed Rivers*. (R. D. Hey, J. C. Bathurst and C. R. Thorne, eds.). Chap. 8 John Wiley and Sons. U.K.

ESTUDIO GEOTECNICO

PUENTE SOBRE EL

RÍO CUARTO

Proyecto Chilamate – Vuelta de Kooper

I- INTRODUCCION

Se procedió a efectuar un estudio geotécnico en el sitio donde se proyecta construir el puente sobre el río Cuarto, del Proyecto Chilamate - Vuelta de Kooper. Según la información suministrada, la estructura tendrá una longitud del orden de los 72 m y se apoyará en dos bastiones y una pila central.

Con base en los resultados de campo y laboratorio obtenidos, así como lo observado en el sitio, se puede decir que en general los materiales encontrados son depósitos granulares tipo aluvión; así como una roca blanda lahárica. Solamente en los primeros 1.50 a 4.5 metros en la zona de bastiones se presentan suelos arcillosos suaves.

El presente estudio geotécnico incluye, entre otros: i) condiciones geológicas generales del sitio, ii) características geotécnicas del perfil estratigráfico típico del terreno, necesario para el proyecto de la cimentación del puente, iii) recomendaciones de cimentación, iv) posibles problemas geotécnicos asociados con los materiales presentes en el sitio, v) recomendaciones relacionadas con los cortes temporales requeridos para las excavaciones; vi) aspectos constructivos de interés para el tipo de obra que se proyecta construir.

II- UBICACIÓN GEOGRÁFICA Y MARCO GEOLÓGICO DEL PROYECTO

El puente en referencia se localiza en la zona de San Carlos, entre el Km 10 y el Km 11 del Proyecto Chilamate - Vuelta de Kooper, según se presenta en la Figura 2.1. En la Foto 1, se observa una vista del sitio de puente.

Los materiales están constituidos fundamentalmente de gravas y arenas producto de la pérdida de velocidad del río que al salir de la zona de montaña y llegar a la parte baja, deposita estos materiales. El sitio de puente se localiza aproximadamente a la elevación de 170 metros sobre el nivel del mar.

Foto 1. Vista del sitio del puente (Margen izquierda).

Figura 2.1. Ubicación del sitio del puente.

III- INVESTIGACIÓN REALIZADA

Para investigar la cimentación de los bastiones y la pila del puente, se realizaron sondeos a percusión y/o rotación según la consistencia de los estratos atravesados. Mediante las perforaciones se tomaron muestras para hacer ensayos de laboratorio tales como: granulometrías, clasificación de suelos y resistencia a la compresión simple.

Se realizaron tres perforaciones rotativas con broca de diamante y/o con sistema de Penetración Estándar (SPT), con las profundidades indicadas en la Tabla 3.1.

TABLA 3.1
PROFUNDIDAD DE PERFORACIONES ROTATIVAS

Perforación	Localización	Profundidad (metros)		
		Percusión	Rotativa	Total
P1	Pila central	1.50	18.50	20.0
P2	Bastión 2 (margen izquierda)	4.50	15.50	20.0
P3	Bastión 1 (margen derecha)	4.00	16.00	20.0

Las perforaciones se ubicaron según lo indicado en la Figura 3.1. Los registros de los sondeos se incluyen en el Anexo A al final de este reporte.

IV- PERFIL TIPICO DEL TERRENO

De las perforaciones realizadas se concluye que existen cuatro capas de materiales bien definidas. Todas las capas corresponden con suelos de aluviales de grado de compactación variable.

Capa ① : Limos arcillosos de color café claro. Plasticidad media a baja. Consistencia en general entre blanda y medianamente compacta; aunque en el sondeo P3 la consistencia es rígida entre 2.0 y 4.0 metros de profundidad. Se perforó a percusión con el sistema SPT. De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)[1] clasifica como CL (arcillas de baja plasticidad). Esta capa se encontró en todas las perforaciones con un espesor de 1.50 metros en la pila, 4.50 metros en el bastión 2 y 4.0 metros en el bastión 1. En general su calidad es mala y no deben utilizarse para la cimentación de los bastiones ni de la pila.

CAPA ②: Aluvión o grava de río . Se recuperan bloques de tamaño variable entre 4 y 33 cm. Clasificación SUCS = GP (gravas mal graduadas). Se requirió perforación a rotación, no fue posible perforar a percusión por la presencia de bloques duros. Aparece en todas las perforaciones

[1]Craig, R. 1993. Soil Mechanics. Chapman & Hall, Fifth Edition.

por debajo de las capas anteriores. Recuperación variable entre 25% y 70%. RQD variable entre 0 y 50%.

CAPA ③: Arcilla dura color café oscuro. Apareció solamente en el bastión 2 entre 18.0 y 20.0 metros de profundidad.

CAPA ④: Roca blanda tipo lahar. Recuperación variable entre 30% y 50%. RQD entre 0 y 10%. Apareció solamente en la pila entre 10.50 y 13.50 metros de profundidad y en el bastión 2 entre 12.0 y 18.0 metros.

NOTAS:

1- El nivel freático se detectó coincidiendo con el nivel del agua en el río.
2- El modelo geotécnico del sitio se presenta en la figura 4.1 y en la tabla 4.1
3- En el Anexo A de este Informe se presentan los registros de perforación.

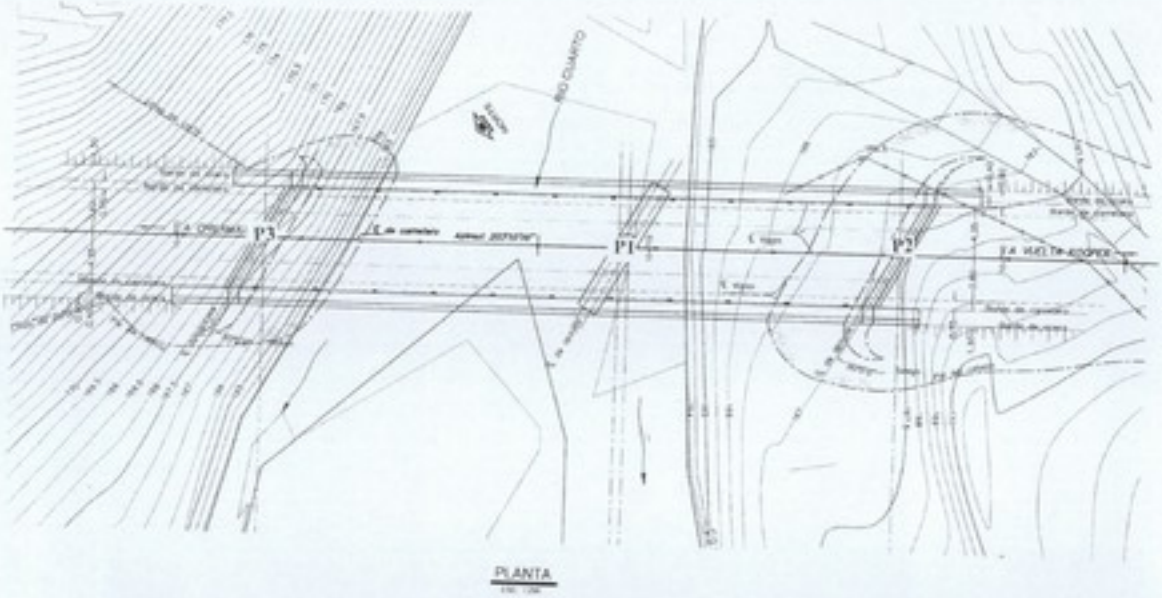


FIGURA 3.1
Ubicación de perforaciones

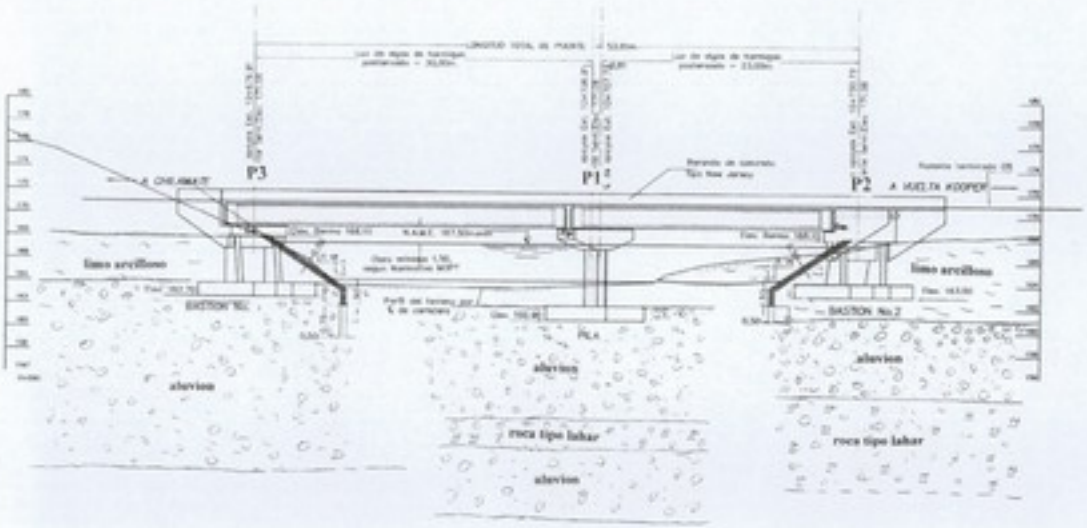


FIGURA 4.1
Modelo geotécnico

TABLA 4.1 PERFIL TIPICO DEL TERRENO

Profundidad (metros)	Perfil estratigráfico		
	P1 (Pila)	P2 (Bastión 2)	P3 (Bastión 1)
0.00-0.50	Arena limosa café claro. Consistencia blanda.	Arcilla limosa café rojiza. Consistencia entre blanda y medianamente compacta	Arcilla limosa café rojiza. Consistencia entre blanda y medianamente compacta hasta 2.0 metros y luego rígida
0.50-1.00			
1.00-1.50			
1.50-2.00	Aluvion –grava de río		
2.00-2.50			
2.50-3.00			
3.00-3.50			
3.50-4.00			
4.00-4.50			
4.50-5.00		Aluvion –grava de río	
5.00-5.50			
5.50-6.00			
6.00-6.50			
6.50-7.00			
7.00-7.50			
7.50-8.00			
8.00-8.50			
8.50-9.00			
9.00-9.50			
9.50-10.00			
10.00-10.50			
10.50-11.00	Roca blanda tipo lahar		Aluvion –grava de río
11.00-11.50			
11.50-12.00			
12.00-12.50			
12.50-13.00			
13.00-13.50			
13.50-14.00	Aluvion –grava de río	Roca blanda tipo lahar	
14.00-144.50			
14.50-15.00			
15.00-15.50			
15.50-16.00			
16.00-16.50			
16.50-17.00			
17.00-17.50			
17.50-18.00			
18.00-18.50		Arcilla muy consolidada café oscura.	
18.50-19.00			
19.00-19.50			
19.50-20.00			

V- ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

La existencia de suelos gruesos tipo aluvión y/o roca blanda tipo lahar en toda la zona explorada impide el uso de cualquier tipo de cimentación pilotada. Por otra parte el aluvión y el lahar son suficientemente resistentes como para apoyar las cimentaciones del puente. Se recomienda por lo tanto que la pila y los bastiones del puente se apoyen sobre cimentaciones directas en el aluvión.

La profundidad de desplante mínima será la necesaria para asegurar la estabilidad de la cimentación contra el fenómeno de socavación (tanto general del cauce, como local en las cimentaciones).

En la Tabla 5.1 se presentan los niveles de cimentación mínimos recomendados para cada uno de los sitios de cimentación y los valores de capacidad de soporte admisible a considerar en el diseño.

TABLA 5.1
NIVELES DE CIMENTACIÓN MINIMOS Y CAPACIDAD SOPORTANTE DEL SUELO

Estructura	Nivel de cimentación mínimo (metros)	Capacidad de soporte admisible (ton/m2)
Bastión 2 (margen izquierda)	161.0	41.0
Bastión 1 (margen derecha)	161.0	58.0
Pila	160.0	57.0

Notas :

1- Deberá verificarse que los niveles de cimentación propuestos son seguros contra el fenómeno de socavación.

2- Los valores de la tabla son admisibles y mantienen un factor de seguridad de 3.0 contra la falla por cortante del suelo. Los valores anteriores se han calculado asumiendo que cada bastión tiene dos placas de 3.5 x 5.5 m y que la placa de la pila tiene dimensiones de 6 x 6 metros. En caso de que las dimensiones sean menores que la indicadas, se deberá recalcular la capacidad de soporte. Mayores detalles sobre la estimación de la capacidad de soporte se presentan en el Anexo B de este Informe.

3- Para las presiones de diseño recomendadas se estima no ocurrirán asentamientos significativos. Tales asentamientos son de tipo elásticos y ocurrirán durante el proceso constructivo.

4- La excavación de la fundación de los bastiones de ambas márgenes se recomienda realizarla cuidando el banco del río, a fin de que el mismo continúe sirviendo como protección de la margen después de la construcción del puente. Para estas excavaciones se recomienda utilizar una pendiente de corte de 45°.

5- El nivel de cimentación recomendado para el bastión 2 (cota 161) se ha establecido 2.50 metros abajo del nivel de fondo de río, a efectos de prevenir daños en la cimentación ocasionados por daños en esa margen ocasionados por avenidas y/o socavación de la margen.

6- Para alcanzar la profundidad de excavación de fondo de placa en la pila central, se deberá preveer la necesidad de utilizar sistemas de soporte temporal (ademes), una excavación con bermas de estabilización o una combinación de ambos sistemas. Para efectos del diseño de sistemas de soporte temporal, puede trabajarse con los siguientes valores de empuje, correspondientes a la capa de arena limosa café claro:

Peso volumétrico total	2.10 ton/m^3
Angulo de fricción	30°
Coeficiente de empuje activo	0.33
Coeficiente de empuje pasivo	3.30

7- Para la excavación de la cimentación de los bastiones se recomienda utilizar una pendiente de talud 1:1 (H:V). En el caso del bastión 1, a efectos de reducir los problemas de inestabilidad, se recomienda que esta excavación se realice después de haberse efectuado el corte general de la ladera, requerido para alcanzar los niveles de subrasante del Proyecto. Adicionalmente se deberán tener presente todas las medidas de seguridad recomendadas en el Código de Cimentaciones de Costa Rica, relacionadas con la ejecución de excavaciones para cimentaciones.

VI- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Del estudio realizado y del análisis de los sondeos se concluye lo siguiente:

1- El sitio donde se localiza el puente geológicamente es parte del abanico aluvial del río Cuarto. En general por encontrarse cerca de la zona de montaña, predominan suelos tipo grava, como se observa en el cauce mismo del río.

2- En todas las perforaciones se detectó un espesor de suelo (que varía desde 1.50 metros de espesor en la pila a 4.5 metros en los bastiones), que no es apropiado para el soporte de la cimentación.

3- Por debajo de la capa de suelo no se encontraron suelos blandos o arenas licuables, que ameriten la utilización de métodos especiales de cimentación.

4- Para todas las cimentaciones se recomienda la utilización de cimentaciones directas apoyadas sobre las capas de aluvión. El nivel de cimentación mínimo recomendado será el que establezca el estudio de socavación.

5- La capacidad de soporte admisible que deberá utilizarse para diseño es de 41 ton/m2 para el bastión 2, 58 ton/m2 para el bastión 1 y 57 ton/m2 para la pila. Tales valores son admisibles y mantienen un factor de seguridad de 3.0 contra la falla por cortante del suelo. Para estas presiones se estima no ocurrirán asentamientos significativos.

6- Cualquier condición eventual y distinta del terreno, no prevista en este Informe, que se presente durante el proceso constructivo, se deberá consultar al respecto a esta Firma Consultora.

ANEXO A

Hojas Resumen de Perforaciones

cacisa

PERFIL DE ROCAS

Proyecto: Río Cuarto

Localización	Sondeo:	P1	Inicio:	Nivel Freático:	1,50 m
Pila	Prof.	20,00 m	Final:	Material orgánico:	No se encontró

Profundidad m	Descripción	Litología	% REC. (50 – 100)	% RQD (50 – 100)	q_u kg/m²	γ_d kg/m³
0,00 - 0,50 0,50 - 1,00 1,00 - 1,50	Arena limosa color café claro N_{SPT} = 10					
1,50 - 2,00 2,00 - 2,50 2,50 - 3,00	Bloques lávicos color gris de hasta 13 cm					
3,00 - 3,50 3,50 - 4,00 4,00 - 4,50	Bloques lávicos color gris de hasta 21 cm					
4,50 - 5,00 5,00 - 5,50 5,50 - 6,00	Bloques lávicos color gris de hasta 15 cm					
6,00 - 6,50 6,50 - 7,00 7,00 - 7,50	Bloques lávicos muy sanos color gris de hasta 33 cm					
7,50 - 8,00 8,00 - 8,50 8,50 - 9,00	Al principio, bloques lávicos muy alterados color gris de hasta 8 cm. Luego, bloques lávicos muy sanos color gris de hasta 13 cm					
9,00 - 9,50 9,50 - 10,00 10,00 - 10,50	Al principio, bloques lávicos muy sanos color gris de hasta 27 cm. Al final, roca blanda tipo lahar muy alterada con tamaño máximo de 5 cm					
10,50 - 11,00 11,00 - 11,50 11,50 - 12,00	Roca blanda tipo lahar muy alterada, con tamaños máximos de 5 cm. En el tramo central aparece un bloque lávico de 24 cm					
12,00 - 12,50 12,50 - 13,00 13,00 - 13,50	Roca muy blanda tipo lahar, muy alterada, color café grisáceo con tamaños máximos de 5 cm					
	Continúa P1					

cacisa

PERFIL DE ROCAS

Proyecto: Río Cuarto

Localización	Sondeo: P1	Inicio:	Nivel Freático: 1,50 m
Pila	Prof. 20,00 m	Final:	Material orgánico: No se encontró

Profundidad m	Descripción	Litología	% REC. 50 100	% RQD 50 100	q_u kg/m²	γ_d kg/m³
13,50 - 14,00	Bloques lávicos muy alterados color gris, con tamaños máximos de 7 cm					
14,00 - 14,50						
14,50 - 15,00						
15,00 - 15,50	Bloques lávicos color gris con tamaños máximos iguales a 18 cm					
15,50 - 16,00						
16,00 - 16,50						
16,50 - 17,00	Bloques lávicos color gris con tamaños máximos iguales a 14 cm					
17,00 - 17,50						
17,50 - 18,00						
18,00 - 18,50	Bloques de roca blanda tipo lahar con tamaño máximo igual a 6 cm					
18,50 - 19,00						
19,00 - 19,50						
19,50 - 20,00						
20,00 - 20,50	Fin					

cacisa

PERFIL DE ROCAS

Proyecto: Río Cuarto

Localización	Sondeo: P2	Inicio:	Nivel Freático: 7,00 m
Bastión 2	Prof. 20,00 m	Final:	Material orgánico: No se encontró

Profundidad m	Descripción	Litología	% REC. 50 100	% RQD 50 100	q_u kg/m²	Σ_q kg/m²
0,00 - 0,50	Arcilla limosa color café rojizo					
0,50 - 1,00	NSPT = 7					
1,00 - 1,50						
1,50 - 2,00						
2,00 - 2,50	NSPT = 4					
2,50 - 3,00						
3,00 - 3,50						
3,50 - 4,00	NSPT = 12					
4,00 - 4,50						
4,50 - 5,00	Bloques lávicos color gris de hasta 21 cm					
5,00 - 5,50						
5,50 - 6,00						
6,00 - 6,50	Bloques lávicos color gris de hasta 4 cm					
6,50 - 7,00						
7,00 - 7,50						
7,50 - 8,00	Bloques lávicos color gris de hasta 15 cm					
8,00 - 8,50						
8,50 - 9,00						
9,00 - 9,50	Bloques lávicos color gris de hasta 13 cm					
9,50 - 10,00						
10,00 - 10,50						
10,50 - 11,00	Bloques lávicos muy alterados color café rojizo					
11,00 - 11,50						
11,50 - 12,00						
12,00 - 12,50	Roca muy alterada tipo lahar, con tamaño máximo de bloques igual a 6 cm					
12,50 - 13,00						
13,00 - 13,50						
	Continúa P2					

cacisa

PERFIL DE ROCAS

Proyecto: Río Cuarto

Localización	Sondeo: P2	Inicio:	Nivel Freático: 7,00 m
Bastión 2	Prof. 20,00 m	Final:	Material orgánico: No se encontró

Profundidad m	Descripción	Litología	% REC. 50 100	% RQD 50 100	q_u kg/m²	δ_d kg/m³
13,50 - 14,00 14,00 - 14,50 14,50 - 15,00	Roca muy alterada tipo lahar, con tamaño máximo de bloques igual a 6 cm, y conteniendo un bloque de aluvión de 9 cm					
15,00 - 15,50 15,50 - 16,00 16,00 - 16,50	Roca blanda muy alterada tipo lahar color gris, con tamaño máximo de bloques igual a 15 cm					
16,50 - 17,00 17,00 - 17,50 17,50 - 18,00	Roca blanda muy alterada tipo lahar color gris, con tamaño máximo de bloques igual a 7 cm					
18,00 - 18,50 18,50 - 19,00 19,00 - 19,50	Arcilla muy consolidada color café oscuro. Se desmenuza con las manos					
19,50 - 20,00	Material similar al anterior					
20,00 - 20,50	Fin					

cacisa

PERFIL DE ROCAS

Proyecto: Río Cuarto

Localización	Sondeo: P3	Inicio:	Nivel Freático: 4,00 m
Bastión 1	Prof. 20,00 m	Final:	Material orgánico: No se encontró

Profundidad m	Descripción	Litología	% REC. 50 100	% RQD 50 100	q_u kg/m²	γ_s kg/m³
0,00 - 0,50	Limo arcilloso color café claro. Plasticidad media. Consistencia blanda a compacta (2 metros), luego es rígida.					
0,50 - 1,00						
1,00 - 1,50	NSPT = 4					
1,50 - 2,00						
2,00 - 2,50						
2,50 - 3,00	NSPT = 62					
3,00 - 3,50						
3,50 - 4,00						
4,00 - 4,50	Bloques lávicos redondeados de hasta 8 cm					
4,50 - 5,00						
5,00 - 5,50						
5,50 - 6,00	Bloques lávicos sanos color gris de hasta 4 cm					
6,00 - 6,50						
6,50 - 7,00						
7,00 - 7,50	Bloques lávicos redondeados color gris de hasta 6 cm					
7,50 - 8,00						
8,00 - 8,50						
8,50 - 9,00	Bloques lávicos color gris en matriz arenosa, con tamaño máximo de 9 cm.					
9,00 - 9,50						
9,50 - 10,00						
10,00 - 10,50	Bloques lávicos redondeados color gris de hasta 13 cm					
10,50 - 11,00						
11,00 - 11,50						
11,50 - 12,00	Bloques lávicos redondeados con arena gruesa color gris, con tamaño máximo de 14 cm.					
12,00 - 12,50						
12,50 - 13,00						
13,00 - 13,50	Continúa P3					
13,50 - 14,00						

cacisa

PERFIL DE ROCAS

Proyecto: Río Cuarto

Localización	Sondeo: P3	Inicio:	Nivel Freático: 4,00 m
Bastión 1	Prof. 20,00 m	Final:	Material orgánico: No se encontró

Profundidad m	Descripción	Litología	% REC. 50 100	% RQD 50 100	q_u kg/m²	ϕ_d kg/m³
13,00 - 13,50	Bloques lávicos redondeados con tamaño máximo de 16 cm.					
13,50 - 14,00						
14,00 - 14,50						
14,50 - 15,00	Bloques lávicos redondeados de hasta 12 cm					
15,00 - 15,50						
15,50 - 16,00						
16,00 - 16,50	Bloques lávicos de hasta 5 cm.					
16,50 - 17,00						
17,00 - 17,50						
17,50 - 18,00						
18,00 - 18,50						
18,50 - 19,00	Bloques lávicos de hasta 12 cm.					
19,00 - 19,50						
19,50 - 20,00						
20,00 - 20,50	Fin					

ANEXO B

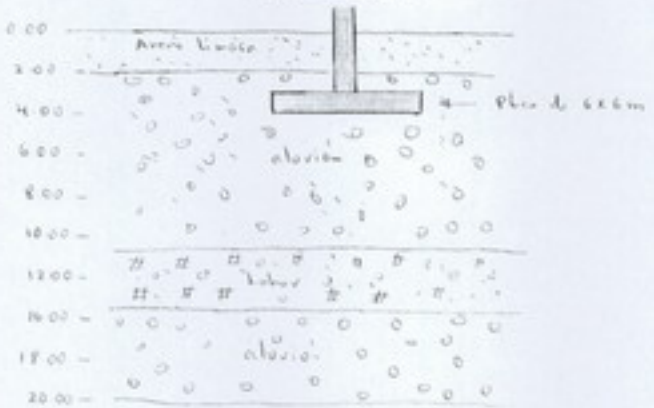
Memoria de Cálculo

cacisa

CALCULO: S. Sosa X	FECHA:
PROYECTO: Pila Central Río Cuarto	HOJA:

Estimación de capacidad soportante

Pila central



Aluvio:

$\phi = 31° \Rightarrow N_\gamma = 80\,(1-0.4) = 48$

$q_{lim} = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma = \frac{1.20\,(60)(48)}{2} = 173 \text{ to/m}^2$

$q_{ad} = \frac{173}{3} = 57 \text{ to/m}^2$

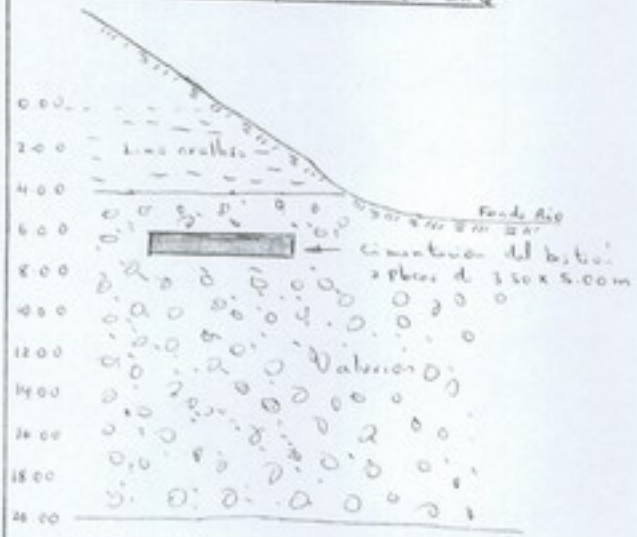
Nota: Por seguridad no se ha considerado el aporte de capacidad soportante debido al descanto

cacisa

CALCULO: S. Soeny	FECHA:
PROYECTO: Río Cuarto	HOJA:

Boston 1

Estimación de capacidad soportante



$\phi = 37^\circ \Rightarrow N_\gamma = 80\left(1 - 0.40\,\frac{3.50}{5.0}\right) = 58$ $\qquad N_\gamma' = 32$

a) Falla hacia el cauce del río

$q_{lim} = \frac{1.20(5.0)(58.0)}{2} = 174\ \text{ton/m}^2$

$q_{ad} = \frac{174}{3} = 58\ \text{ton/m}^2$

cacisa

CALCULO:	FECHA:
PROYECTO:	HOJA:

b) Modo de falla total

$$q_{in} = 1.20\left(\frac{5.30}{2}\right)(58.0) + 1.20(30)(32-1) = 233 \text{ ton/m}^2$$

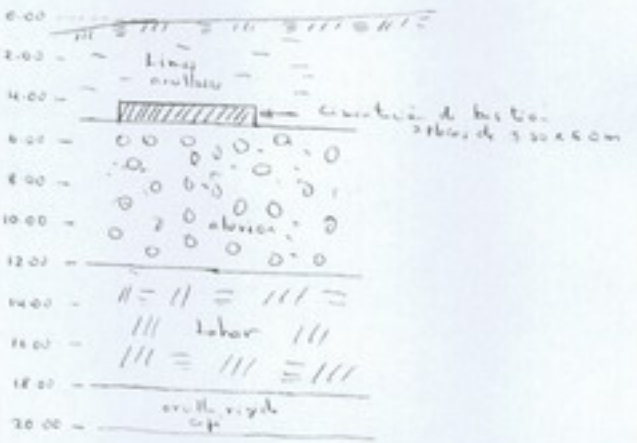
$$q_{ad} = \frac{233}{3} = 78 \text{ ton/m}^2$$

cacisa

CALCULO: S. Sáenz	FECHA:
PROYECTO: Río Cuarto	HOJA:

Estimación de capacidad soportante

Batión 2



Aluvión

$\phi = 33° \Rightarrow N_q' = 80\left(1 - 0.40\,\frac{3.50}{5.0}\right) = 58$

$q_{lim} = \frac{1.20(3.50)(58)}{2} = 122\ ton/m^2$

$q_{ad} = \frac{122}{3} = 41\ ton/m^2$

DISEÑO ESTRUCTURAL

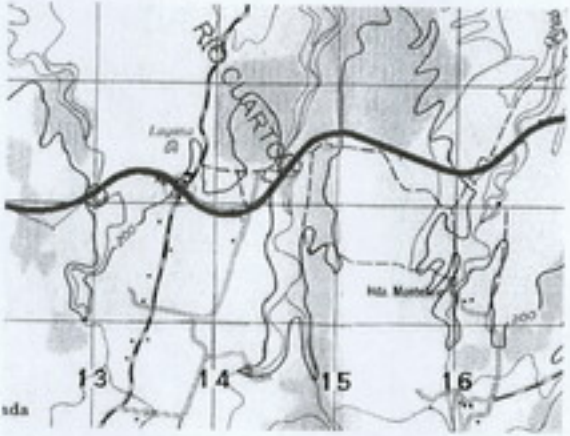
PUENTE SOBRE EL

RIO CUARTO

Proyecto Chilamate – Vuelta de Kooper

PROYECTO : BAJOS DE CHILAMATE – VUELTA DE KOOPER

PUENTE RIO CUARTO



Antecedentes :

El presente proyecto se ubica en la zona Norte de Costa Rica y comunica las poblaciones de Bajos de Chilamate en Sarapiquí con Vuelta de Kooper en San Carlos, en un trazado que es aproximadamente un 95% nuevo.

En dicho proyecto se deben construir ocho estructuras mayores de los cuales seis son puentes nuevos, uno es una alcantarilla de cuadro triple y el otro es un puente existente que deberá ser revisado y readecuado para las condiciones de diseño del cartel.

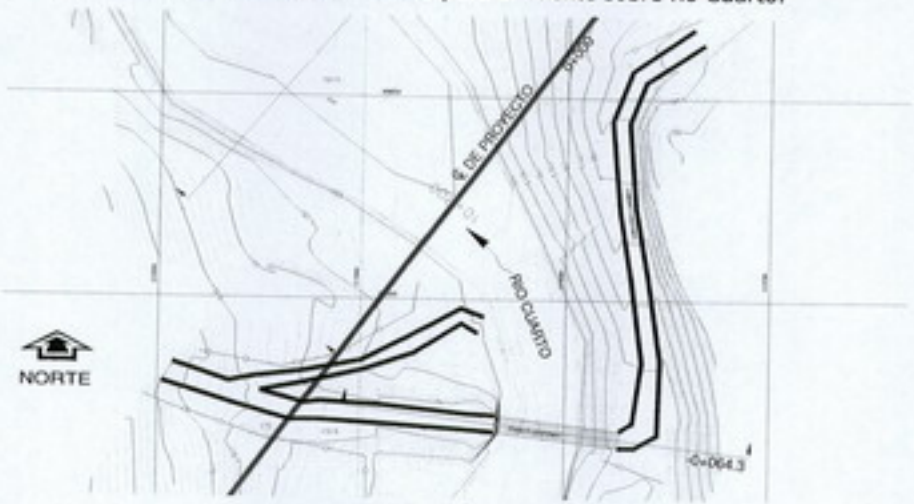
La sección transversal solicitada por la administración consiste de dos vías de 3,60 m cada una, un sobreancho de 0,75 m en cada vía, dos aceras de 0,90 m y

una acera tipo media New Jersey a cada lado, lo que genera un ancho total de 11,30m.

El cartel solicita que los puentes deben ser diseñados una carga viva HS 20-44 mas un incremento del 25%.

En el proyecto se localizan los siguientes puentes: puente sobre río Sardinal, Puente sobre río Cuarto, Puente sobre río Caño Negro, Puente sobre río Toro, Puente sobre rio Tres Amigos, Alcantarilla en quebrada San Pedro, Puente sobre río Pericos y Puente sobre río Campamento.

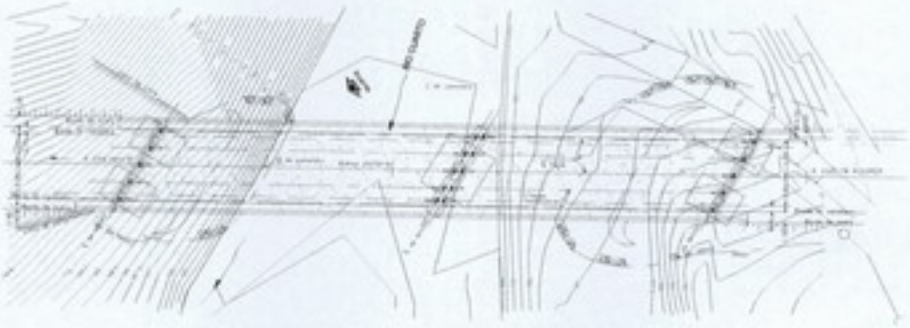
La presente memoria de cálculo es para el Puente sobre río Cuarto.



TOPOGRAFÍA ESPECIAL
PUENTE RIO CUARTO

En este sitio se propone un puente de 69.80 m en dos tramos seudo-continuos de 38 m y 33 m cada uno, con 5 vigas postensadas tipo AASHTO, con losa de concreto de 8.70 m de superficie de rodamiento y apoyadas sobre dos bastiones de concreto y una pila también de concreto.

Dadas las condiciones de los suelos en el sitio del puente se proponen fundaciones del tipo placas aisladas.



PLANTA

Del Estudio Hidrológico e hidráulico del sitio se determinó lo siguiente:

"*Para este cruce el CONAVI ha propuesto un puente con una luz de 77.9 m. En la Fig. 5.3 se muestra la sección transversal. El cálculo de niveles para diferentes caudales se muestra en la Fig. 5.4. Para la creciente de 100 años, se obtiene un nivel a la cota 167.50 msnm.* Fuente : Chilamate-Vuelta de Koper Fase I Estudio Hidrológico Ing. Oscar Jiménez"

Con relación a la posible socavación se determinó que:

"*....En los bastiones no se obtuvo socavación ya que no hay contracción en la sección, sin embargo se recomienda adoptar un mínimo de 1 m bajo el nivel del lecho.*

.....El ángulo que tiene la pila respecto al flujo (aproximadamente 15°) hace que la socavación sea mayor a lo normal. Se recomienda considerar una socavación de 3.6 m que es el promedio de todos los resultados. Por lo tanto, el nivel de fundación de la pila debe ser al menos 160.36 msnm. El nivel anterior corresponderá a la superficie superior de la placa de fundación.

CONCLUSIONES

El río Cuarto es estable en el tramo donde se localiza el puente proyectado. La tendencia actual es al almacenamiento pero se estima que el volumen anual de sedimento de fondo es bajo y por lo tanto no es preocupante el ascenso del lecho. El ancho del

canal es muy similar al obtenido con las ecuaciones de régimen usadas lo que indica que la sección está en equilibrio.

La tendencia en el tramo es la acreción del cauce por lo que no es probable la erosión generalizada de la sección, ni que esta pudiera poner en riesgo la estabilidad de la obra. Si podría darse la erosión local o el ataque a las zonas de los bastiones pero esto el nivel de fundación calculado garantiza la estabilidad de la obra.

La socavación recomendada en la pila es de 3.6 m y su valor se incrementó sensiblemente por el ángulo de la pila que es de aproximadamente 15°. El nivel superior de la placa de fundación de la pila se recomienda ser la cota 160.36 msnm." (Ref. Est. Hidráulico para puente río Cuarto, Ing. O Jiménez)

Para el estudio de suelos se realizaron perforaciones en los sitios de cada bastión y en cada pila, los resultados de dichas perforaciones se pueden resumir de la siguiente forma:

"..

TABLA 5.1
NIVELES DE CIMENTACIÓN MINIMOS Y CAPACIDAD SOPORTANTE DEL SUELO

Estructura	*Nivel de cimentación Mínimo (metros)*	*Capacidad de soprte admisible (ton/m2)*
Bastión 2 (margen izquierda)	*161.0*	*41.0*
Bastión 1 (margen derecha)	*161.0*	*58.0*
Pila	*160.0*	*57.0*

Notas :

1-Deberá verificarse que los niveles de cimentación propuestos son seguros contra el fenómeno de socavación.

4-La excavación de la fundación de los bastiones de ambas márgenes se recomienda realizarla cuidando el banco del río, a fin de que el mismo continúe sirviendo como protección de la margen después de la construcción del puente. Para estas excavaciones se recomienda utilizar una pendiente de corte de 45°.

5-El nivel de cimentación recomendado para el bastión 2 (cota 161) se ha establecido 2.50 metros abajo del nivel de fondo de río, a efectos de prevenir daños en la cimentación ocasionados por daños en esa margen ocasionados por avenidas y/o socavación de la margen.

6-Para alcanzar la profundidad de excavación de fondo de placa en la pila central, se deberá prever la necesidad de utilizar sistemas de soporte temporal (ademes), una excavación con bermas de estabilización o una combinación de ambos sistemas.

Para efectos del diseño de sistemas de soporte temporal, puede trabajarse con los siguientes valores de empuje , correspondientes a la capa de arena limosa café claro:

Peso volumétrico total	*2.10 ton/m3*
Angulo de fricción	*30°*
Coeficiente de empuje activo	*0.33*
Coeficiente de empuje pasivo	*3.30*

7- Para la excavación de la cimentación de los bastiones se recomienda utilizar una pendiente de talud 1:1 (H:V). En el caso del bastión 1 , a efectos de reducir los problemas de inestabilidad , se recomienda que esta excavación se realice después de haberse efectuado el corte general de la ladera , requerido para alcanzar los niveles de subrasante del proyecto. Adicionalmente se deberán tener presente todas las medidas de seguridad recomendadas en el Código de Cimentaciones de Costa Rica , relacionadas con la ejecución de excavaciones para cimentaciones.

VI- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Del estudio realizado y del análisis de los sondeos se concluye los siguiente :

1-El sitio donde se localiza el sitio de puente geológicamente es parte del abanico aluvial del río Cuarto. En general por encontrarse cerca de la zona de montaña , predominan suelos tipo grava, como se observa en el cauce mismo del rio.

2-En todas las perforaciones se detectó un espesor de suelo (que varía desde 1.50 metros de espesor en la pila a 4.5 metros en los bastiones) , que no es apropiado para el soporte de la cimentación.

3-Por debajo de la capa de suelo no se encontraron suelos blandos o arenas licuables , que ameriten la utilización de métodos especiales de cimentación.

4-Para todas las cimentaciones se recomienda la utilización de cimentaciones directas apoyadas sobre las capas de aluvión. El nivel de cimentación mínimo recomendado será el que establezca el estudio de socavación.

5-La capacidad de soporte admisible que deberá utilizarse para diseño es de 41 ton/m2 para el bastión 2 , 58 ton/m2 para el bastión 1 y 57 ton/m2 para la pila. Tales valores son admisibles y mantienen un factor de seguridad de 3.0 contra la falla por cortante del suelo. Para estas presiones se estima no ocurrirán asentamientos significativos.

*6-Cualquier condición eventual del terreno , no prevista en este informe, que se presente durante el proceso constructivo se nos deberá consultar al respecto."(*ref Estudio de suelos Puente rió Cuarto Ing. S. Sáenz)

El nivel freático se encontró coincidiendo con el nivel de agua del río, que es aproximadamente el nivel 163.50 m.s.n.m.

Los resultados del estudio de riesgo sísmico se pueden resumir en la información que se muestra a continuación:

" En las Tablas VII A VII B, VII C y VII D se muestran los resultados respectivamente de las Figuras 25 A, 25 B, 25 C y 25 D. Adicionalmente a la probabilidad anual de excedencia, se muestra la probabilidad de excedencia para diversos lapsos, de 30, 50, 75, 100, y 150 años. Estos lapsos son típicos valores para las vidas útiles de estructuras.

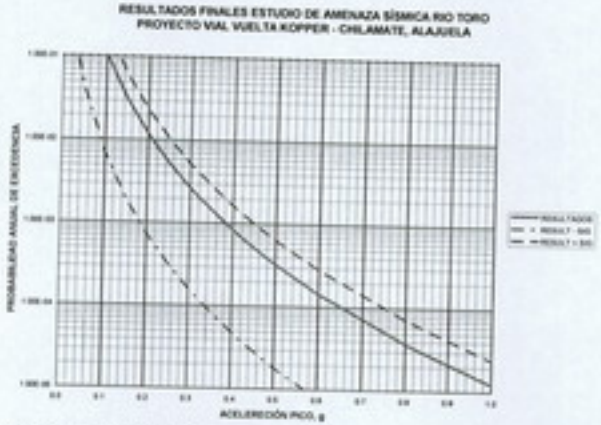


Figura 25 B: Resultados del estudio de amenaza sísmica para el sitio de puente río Toro.

TABLA VII B: RESULTADOS DE AMENAZA SÍSMICA EN ROCA PARA EL SITIO DE PUENTE RÍO TORO, PROYECTO CHILAMATE - KOOPER							
Probabilidad anual de excedencia	Período de retorno (años)	L = (años)					Aceleración pico en Roca, g
		30	50	75	100	150	
2.00×10^{-02}	50	0.451	0.632	0.777	0.865	0.950	0.174
1.00×10^{-02}	100	0.259	0.393	0.528	0.632	0.777	0.211
5.00×10^{-03}	200	0.139	0.221	0.313	0.393	0.528	0.255
2.00×10^{-03}	500	0.058	0.095	0.139	0.181	0.259	0.325
1.40×10^{-03}	715	0.041	0.068	0.100	0.131	0.189	0.354
1.00×10^{-03}	1000	0.030	0.049	0.072	0.095	0.139	0.385
5.00×10^{-04}	2000	0.015	0.025	0.037	0.049	0.072	0.453
2.00×10^{-04}	5000	0.006	0.010	0.015	0.020	0.030	0.560
1.00×10^{-04}	10000	0.003	0.005	0.007	0.010	0.015	0.654

"CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- *Se llevó un estudio de amenaza sísmica para los 8 puentes de la primera etapa del proyecto vial Bajos de Chilamate – Vuelta de Kooper, que se localizan en las hojas cartográficas Río Cuarto, y Aguas Zarcas del Instituto Geográfico Nacional en escalas 1 : 50 000 y políticamente se ubican en el cantón de San Carlos, Provincia de Alajuela y el Cantón de Sarapiquí, Provincia de Heredia. Los puentes que se ubican a lo largo de aproximadamente 23 Km de carretera que corre con sentido este – oeste y sus coordenadas se muestran en la Tabla I. Para los puentes Campamento, Toro, Cuarto y Sardinal se llevó una evaluación de de sitio específico de la amenaza sísmica y para el resto se extrapoló la solicitación de diseño aquí recomendada.*
- *El sitio de estudio se ubica según la clasificación morfotectónica de Costa Rica, en el trasarco, en la cuenca San Carlos – Sarapiquí. En términos generales se puede referir a esta región como una depresión estructural (graben), limitada al suroeste por el arco volcánico de la Cordillera Volcánica Central. La cuenca de San Carlos es considerada por Astorga et al (1991) como un régimen extensional. Las llanuras aluviales del trasarco norte de Costa Rica en general están constituidas por terrenos depositados por varios ríos durante el Cuaternario. Los sitios de los puentes están a unos 15 – 20 Km al norte de la Cordillera Volcánica Central, lo que implica que las fallas activas que se ubican en esta cordillera tendrán una alta influencia sísmica para el proyecto. Estas fallas forman parte del Sistema de Fallas Transcurrentes de Costa Rica (o alternamente el Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica). Estas fallas y sistemas han sido responsables de múltiples sismos destructivos que han afectado la región central de Costa Rica.*

- *Los resultados de sitio específico para los cuatro puentes se presentan en las Figuras 25 A - 25 D, como una correlación entre la aceleración pico y su correspondiente probabilidad de excedencia. En las Tablas VII A - VII D los resultados del se presentan mostrando adicionalmente la probabilidad de excedencia para diversos lapsos típicos de vidas útiles de estructuras.*

- *Para la escogencia de la solicitación dinámica, se recomienda utilizar una probabilidad de excedencia de 2x10-2, equivalente a una probabilidad de excedencia del 10 % en una vida útil de 50 años y un período de retorno de 500 años, recomendado para las estructuras normales de acuerdo a la mayoría de los códigos de diseño vigentes. Para los puentes Campamento, Toro, Cuarto y Sardinal, la aceleración pico para esta probabilidad de excedencia corresponde respectivamente a valores de 0.330 g, 0.325g, 0.318 g y 0.308 g.*

- *El valor de la aceleración pico efectiva (APE) para un período de retorno de 500 años es de 0.26 g, y 0.25 g, respectivamente para los puentes Campamento y Toro, y para Cuarto y Sardinal. Este es el parámetro del movimiento del terreno utilizado por la mayoría de los códigos sismo – resistentes para describir la solicitación dinámica. Se pueden extrapolar estos valores para el resto de los ocho puentes de acuerdo a los resultados de aceleración pico para los cuatro puntos calculados. Se obtiene para los puentes que están hacia el oeste de la ruta: Campamento, Los Pericos, Tres Amigos, San*

Pedro, Toro y Caño Negro una APE de 0.26 g y para los puentes Cuarto y Sardinal una APE de 0.25 g. Fuente **ESTUDIO DE AMENAZA SISMICA PARA EL PROYECTO VIAL BAJOS DE CHILAMATE – VUELTA DE KOOPER Ing. María Laporte Pirie "**

Tomando en cuenta esta información se realizó el anteproyecto que se muestra a continuación, el cual fue aprobado por la unidad ejecutora y que procedemos a diseñar en las paginas siguientes.

El inicio del puente se ubica en la estación 10+669.41.

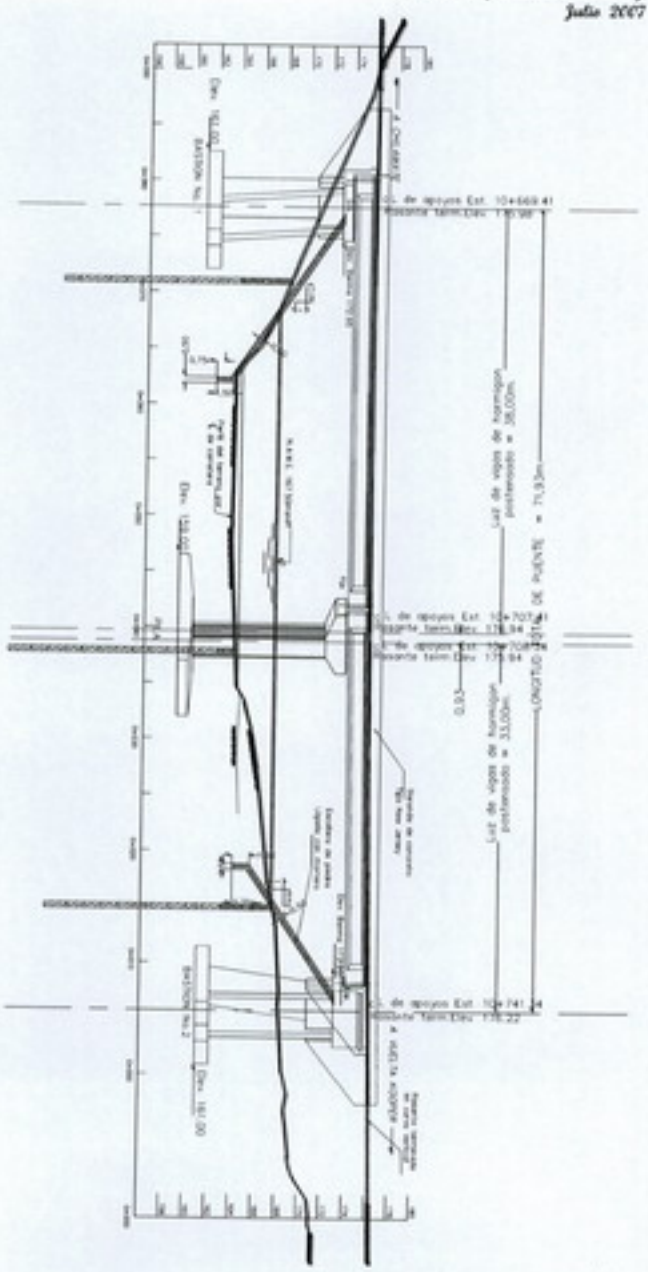
Por las condiciones de topografía, principalmente en la margen derecha, se ha planteado un puente con un sesgo de 30°, constituido por 5 vigas postensadas en cada tramo con losa de concreto, dos bastiones tipo marco y una pila tipo martillo apoyados en placas de fundación directa.

Atendiendo las recomendaciones dadas en los estudios hidráulicos y geotécnicos, las placas de los dos bastiones se colocarán a la elevación 161.00 m.s.n.m. y la pila en la elevación 159.00 m.s.n.m., la rasante del puente se ubica en la elevación 175.94 m.s.n.m., básicamente por consideraciones de diseño geométrico, dejando un claro libre entre fondo de vigas y agua máxima de 6.30 m.,

El puente se ve afectado por una curva vertical pero no se afecta por curvas horizontales por lo que mantiene el bombeo normal.

- ***STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES. 17th Edición – 2002 o vigente. Esta norma técnica se aplicará supletoriamente al CSCR-2002 o al Código de Cimentaciones de C.R. vigente, en lo pertinente.***

- ***Especificaciones Generales para la construcción de Caminos, Carreteras y Puentes, CR-77 o versión vigente.***



ANALISIS DE CONTINUIDAD

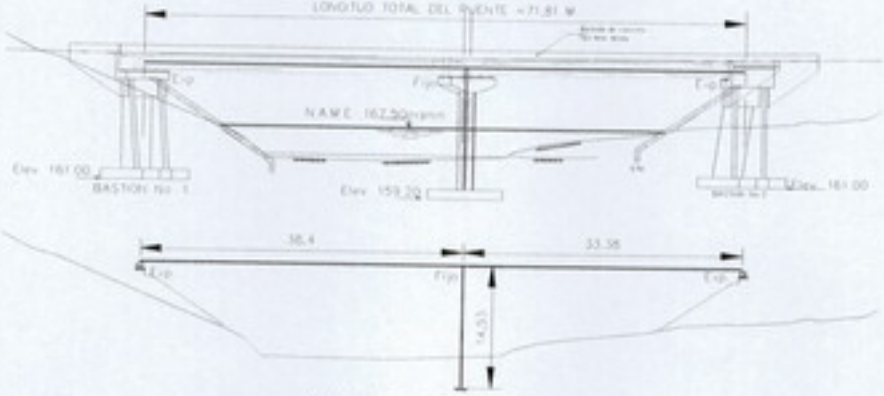
El puente será semicontinuo, esto es que para cargas muertas funcionará como elementos simplemente apoyados y para sismo , carga viva etc , actuará como puente continuo.

Para garantizar este modelo, se deben colocar las vigas, luego el acero de la superestructura , incluidos los bastones para momento negativo que se colocaran en el centro del espesor de la losa, sobre las pilas y luego se colará el concreto de la losa y de los diafragmas intermedios y sobre las pilas, en una sola operación.

De esta forma cuando se apliquen las cargas vivas y el sismo o cualquier carga adicional, el puente responderá distribuyendo los momentos en etapa de servicio como un sistema continuo, sin embargo el sistema de los apoyos de la superestructura es tal que únicamente transmite cargas axiales en los tres direcciones pero no transmite momentos a las pilas .

Las vigas deberán unirse en el diafragma sobre la pila por medio de varillas previstas en las mismas y por medio de bastones colocados en la losa sobre la pila, para tomar momentos negativos .

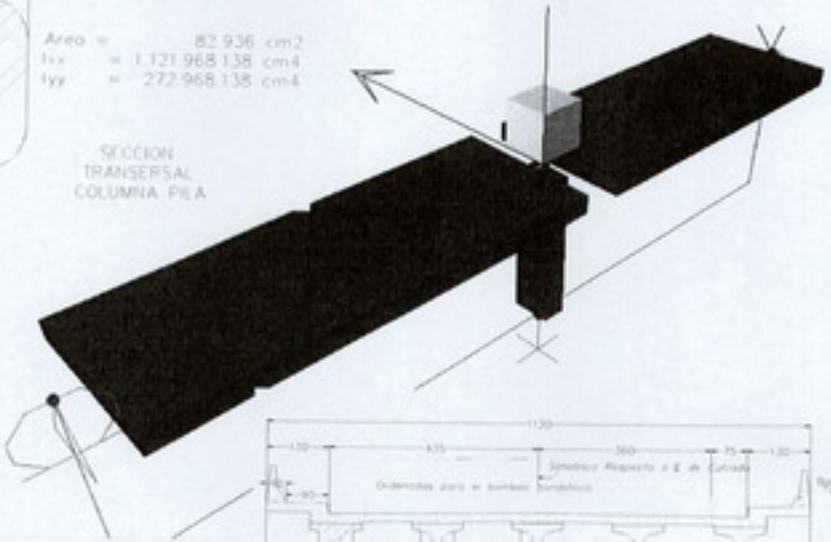
Para modelar la superestructura se realizó un calculo del área y de la inercia de la superestructura en ambos ejes a saber horizontal y vertical y se utilizo una sección equivalente para el análisis estructural.

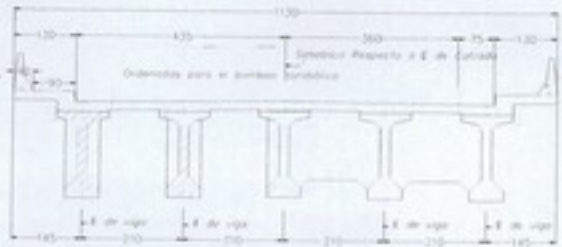


MODELO ESTRUCTURAL

Area = 82.936 cm2
Ixx = 1.121.968.138 cm4
Iyy = 272.968.138 cm4

SECCION TRANSERSAL COLUMNA PILA

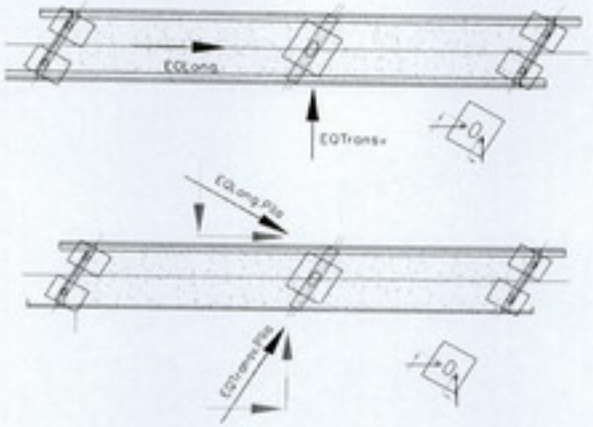




MEDIA SECC TRANSV EN APOYOS MEDIA SECC TRANSV EN EL CENTRO

Para este caso en particular y dado que el puente tiene sesgo, el análisis sísmico se modeló de dos formas, la primera es aplicar 100% sismo longitudinal al puente y 100% sismo transversal al puente pero como cargas independientes y el otro modelo fue aplicar sismo perpendicular a la pila (casi longitudinal al puente) y longitudinal a la pila y para aplicarlo al modelo,se descompone el coeficiente sísmico en dos componentes : transversal y longitudinal al puente, lo que nos genera cargas simultaneas

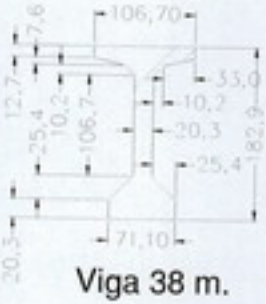
Una vez corrido el analisis , las cargas resultantes debidas a sismo se deben descomponer en componentes transversales y longitudinales a la pila.



DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

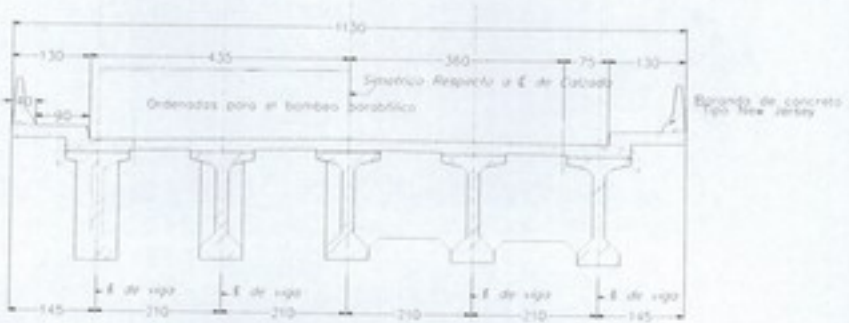
DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

Para las dos luces se utilizará una viga tipo ASSHTO como la que se muestra a continuación, la razón de usar la misma sección se debe a que el puente es continuo a nivel de pilas, esto es que las vigas se unen en la pila y para esto se recomienda que las secciones a unir sean iguales.



Viga 38 m.

Tal y como se indicó la superestructura esta constituida por 5 vigas con una sección transversal como la que se muestra a continuación.



MEDIA SECC TRANSV EN APOYOS MEDIA SECC TRANSV EN EL CENTRO

INERCIA DE VIGAS EJE HORIZONTAL

	b	H	Io		AREA		YC	A YC	A D2
Rect. sup	106,70	12,70	18213,54		1355,09		176,65	239376,65	9599601,01
Cuadrado	10,20	7,60	746,26		155,04		166,50	25814,16	849392,16
Triag sup ext	33,00	7,60	804,79		250,8		167,77	42075,88	1421446,65
Triang Sup i	10,20	10,20	601,35		104,04		159,30	16573,57	464489,59
Alma	20,30	150,00	5709375,00		3045	127	95,30	290188,50	24165,80
Triang Inf	25,40	25,40	23123,97		645,16	33	28,77	18559,10	2619191,21
Rect Inf	71,10	20,30	49565,15	183	1443,33	20,3	10,15	14649,80	9783903,08
		183,00	5.802.430		6998,46			647237,66	24.762.190

AREA = 6998,46 cm^2

Yc = 92,48 cm

I_{total} = 30.564.620 cm^4

S_{inf} = 330.490 cm^3

S_{sup} = 337.667

f'c viga = 350 Kg/cm^2

f'c losa = 280 Kg/cm^2

n = raiz cuad (350 /280)

n = 1,118

Ancho Losa 210 cm

Espesor = 19 cm

SECCION COMPUESTA

	b	H	Io		AREA		YC	A YC	A D2
VIGA			30.564.620		6998,46		92,48	647237,66	8471011,92
Coping		3							
LOSA	187,8	19	107360,33		3568,76		195,5	697693,46	16611922,2
			30.671.980		10567,2			1.344.931	25.082.934
		205,00					Yc =	127,27	

I total = 55.754.914 cm^4

S_{inf} = 438.070,53 cm^3

S_{sup} = 1.000.515,8 cm^3

S_{losa} = 717.324,85 cm^3

TOTAL SUPERESTRUCTURA
270.269.445 cm4

AREA 48.677 cm2

INERCIA DE VIGAS SENTIDO VERTICAL PARA SISMO

	b	H	Io		AREA	
Rect. sup	106,70	12,70	1285629,22		1355,09	
Cuadrado	10,20	7,60	37860,54		155,04	
Trian sup ext	33,00	7,60	261665,28		250,8	
Trian Sup i	10,20	10,20	19703,36		104,04	
Alma	20,30	150,00	104567,84		3045	127
Trian Inf	25,40	25,40	246723,70		645,16	33
Rect Inf	71,10	20,30	608028,02	107	1443,33	20,3
		183,00	2.564.178		6998,46	

AREA = 6998,46 cm^2

xc = 53,35 cm

I_{total} = 2.564.178 cm^4

f'c viga = 350 Kg/cm^2 n = raiz cuad (350 /280)

f'c losa = 280 Kg/cm^2 n = 1,118

Ancho Losa 210 cm Espesor = 19 cm

946,7

SECCION COMPUESTA

	b	H	Io		AREA		A D2
2 VIGA ext			2.564.178	2*	6998,46	420,0	2.469.056.688
2 vigas ext			2.564.178	2*	6998,46	210,0	617.264.172
1 viga central			2.564.178		6998,46	-	-
LOSA	946,7	16,99412	1201584949,0		16088,33	-	-
			1.209.277.483		51080,63		-
							3.086.320.860

I total = 4.295.598.343 cm^4

CARGA MUERTA:

Viga =	0,700	*	2,54	=					1,778	Ton/ml	
Coping =	0,05	*	1,067	*	2,4	=			0,128	Ton/ml	
Losa Internas	2,1	*	0,19	*	2,4	=			0,958	Ton/ml	
Externas =	2,1	+	0,65	)/	2	*	0,19	*	2,4	=	0,627 Ton/m
Acera =	1,3	*	0,23	*	2,4	*	2	/	5	=	0,287 Ton/m
Asfalto =	0,07	*	8,7	/	5	=	0,1218	Ton/ml			
Baranda =	0,156	Ton/ml									
Diafragmas centrales =	Area *		,25*4*3*2,4/5/						38	=	0,092 Ton/m
				Area =			2,421		m2		

ETAPAS DE CARGA MUERTA

I Solo la viga y la postensión Sección Simple
W = 1,778 Ton/ml

II Viga - Losa - Diafragma coping y Postensión Sección Simple
W = 2,955 Ton/ml

III Viga - Losa - Diafragma coping-aceras-barandas-asfalto- CV y Postensión Sección Compuesta
W = 3,520 Ton/ml

VIGA 38 M

M I =	1,778	*	38 ^{2}/ 8		=	320,9	Ton - m
MII = (	2,955	-	1,778)*	38 ^{2}/ 8	=	212,5	Ton - m
MIII =(	3,520	-	2,955)*	38 ^{2}/ 8	=	102	Ton - m

VIGA 33 M

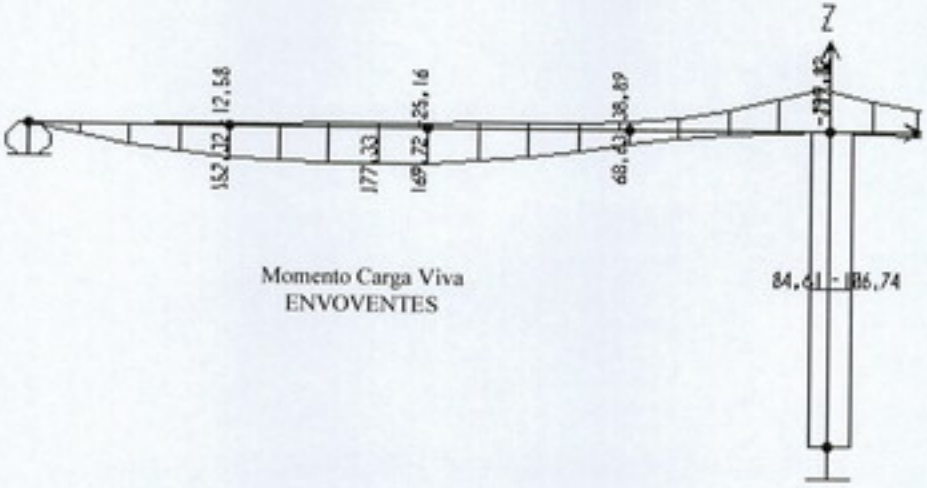
M I =	1,778	*	33 ^{2}/ 8		=	242,0	Ton - m
MII = (	2,955	-	1,778)*	33 ^{2}/ 8	=	160,3	Ton - m
MIII =(	3,520	-	2,955)*	33 ^{2}/ 8	=	76,9	Ton - m

CARGA VIVA HS 20-44 +25%

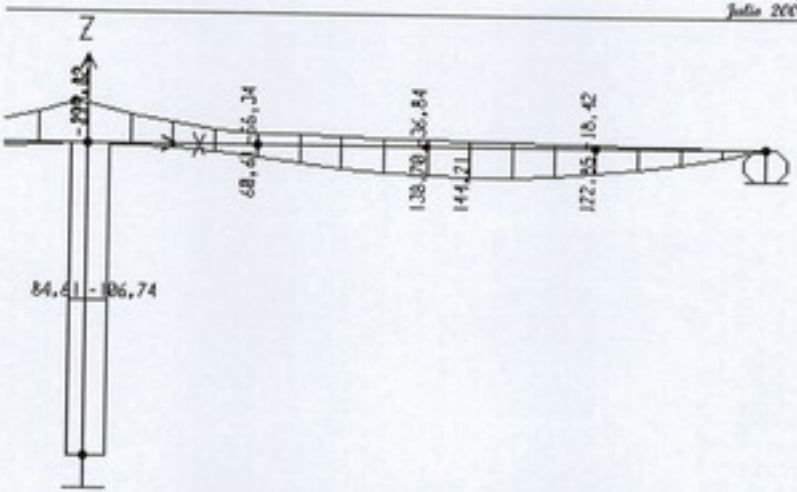
Se realizó un análisis aplicando al modelo de puente la carga de carril HS20-44 según AASHTO, esto es un carril de carga de 952 Kg/m y una carga axial para momento de 8146.7 Kg y de 11793.4 Kg para cortante. Se analizaron dos posibilidades, una en la que solo hay una carga en un solo tramo y otra en la que hay una carga en cada tramo o luz.

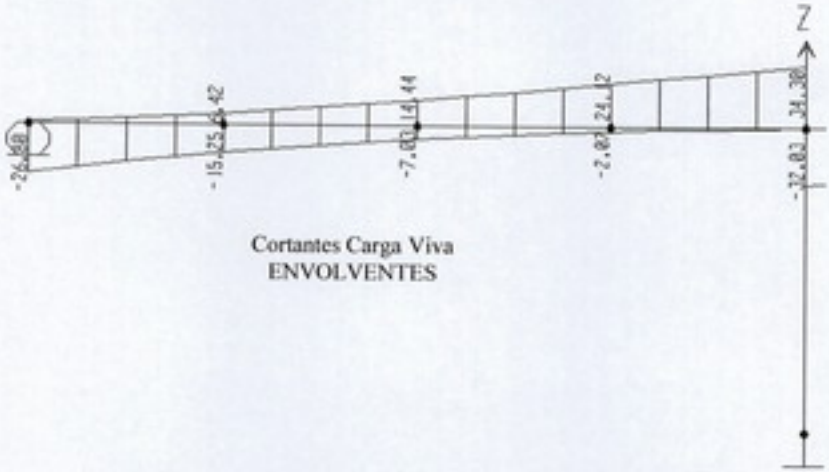
Los momentos máximos (positivo o negativo) para cada tramo y para media sección, es decir un carril cargado, son los siguientes:

Del analisis estructural se obtiene la siguiente distribucion de momentos para carga Viva

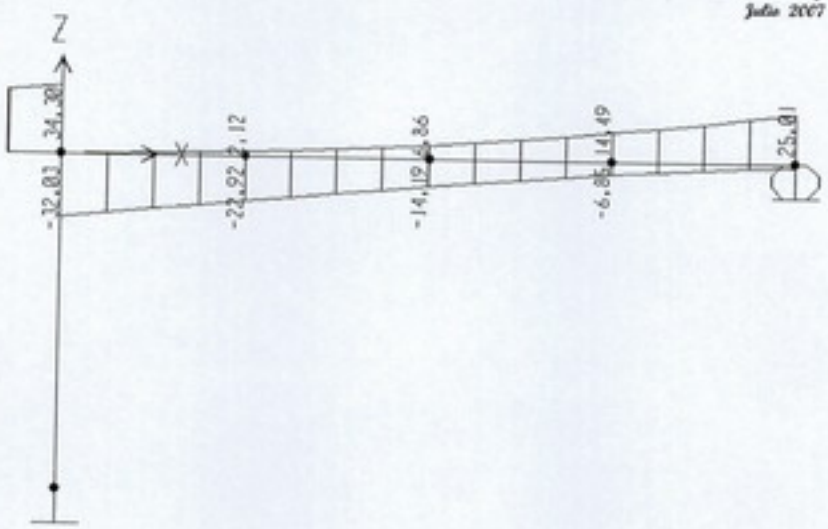


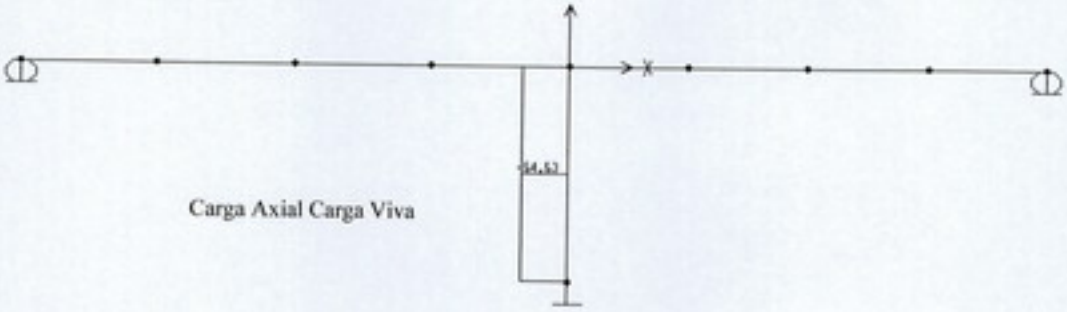
Momento Carga Viva
ENVOVENTES





Cortantes Carga Viva
ENVOLVENTES





Carga Axial Carga Viva

RESUMEN DISTRIBUCION MOMENTOS CARGA VIVA (UN CARRIL)

HS 20-44

	CARGA VIVA		MOMENTO	
Elemento	Cortante	Carga Axia	Long	
1	-26,80	-	-	
1/2 luz	14,44	-	177,33	
2	34,30	-	-219,82	
1/2 luz	-14,19	-	144,21	
3	25,01	-	-	

PILA 1		54,53	106,74	

A estas cargas debe aplicarseñes el Impacto, el 25% adicional y el factor de distribución.Ademas deben dividirse entre dos para calcular la carga por viga pues el factor de llanta se aplica a medio carril.

Factor de Impacto Luz = 38 m

AASHTO 3.8

$$I = \frac{15,24}{L + 38,1} = 20,03\%$$

Factor de llanta

AASHTO 3.22.1

$$FLL = \frac{S}{5,5} = 210 / 30.48 / 5,5 = 1,253$$

SISMO:

Para el modelo planteado los dos modos de oscilacón predominantes son:

Tlong = 0,598 seg.
Ttrans = 0,235 seg.

Según CSCR C = aef I FED / SR

1. **Ubicación del sitio San Carlos ZONA II**
2. **TIPO S2**
3. **Aef = 0.26 según datos de Estudio de riesgo sísmico**
4. **SR = 1.2 voladizos**
5. **Objetivos de desempeño Tipo C**
   I = 1.00

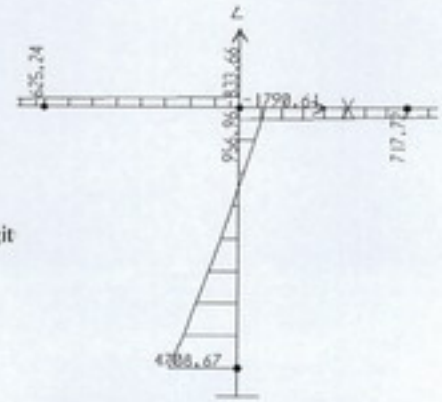
6 FED Para suelos S2 en Zona III y U = 1.0

Del código sísmico tenemos que FED

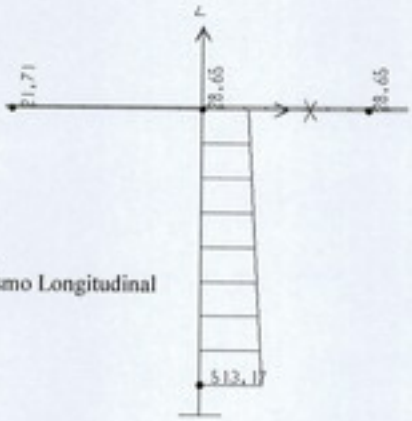
FED long = 2,10
FED trans = 2,10

Clong =	**2,1*0.26*1.00/1.2**	**0,455**	**g**
Cyy =	**2,1*0,26*1,00/1,2**	**0,455**	**g**

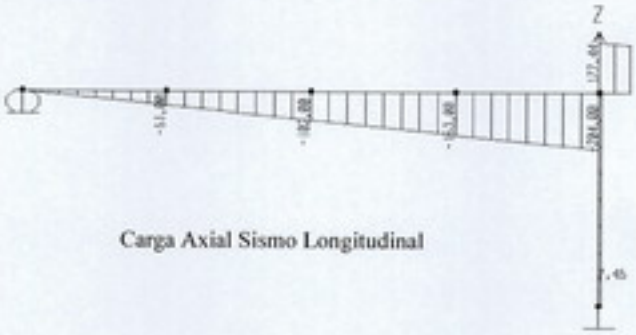
Aplicando estos coeficientes a la estructura modelada tenemos que los momentos para cada elemento son :



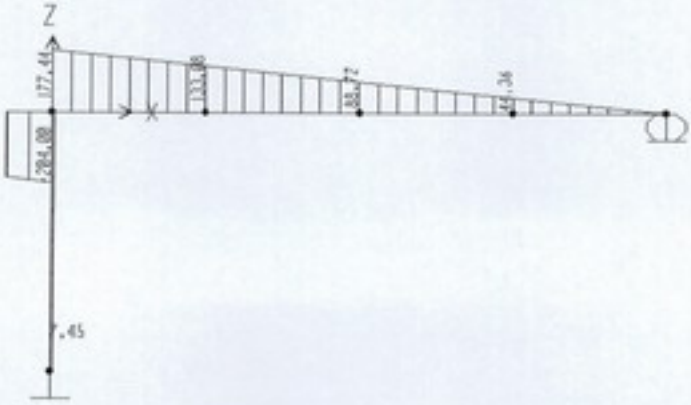
Momento Sismo longit



Cortante Sismo Longitudinal



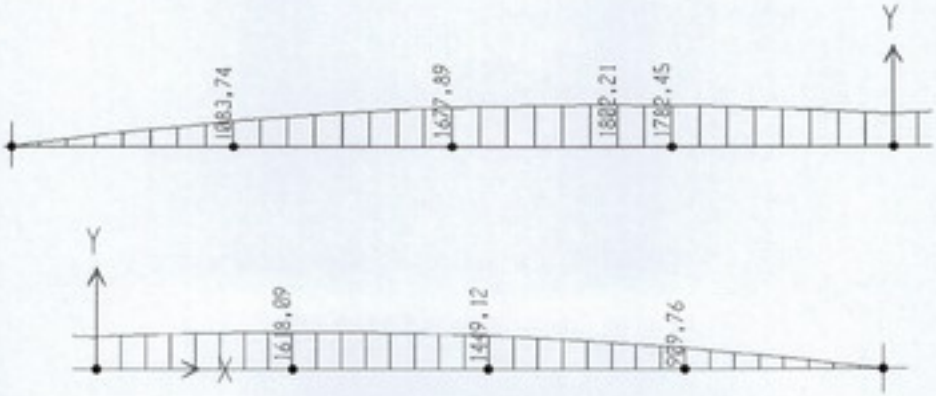
Carga Axial Sismo Longitudinal

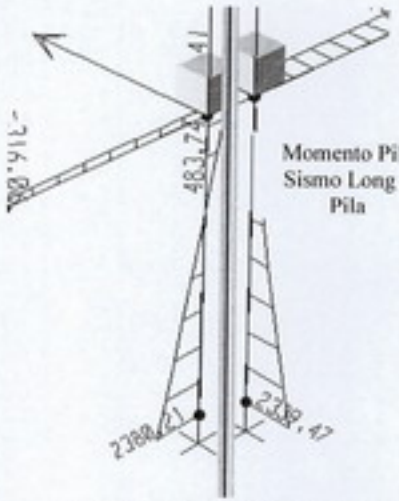


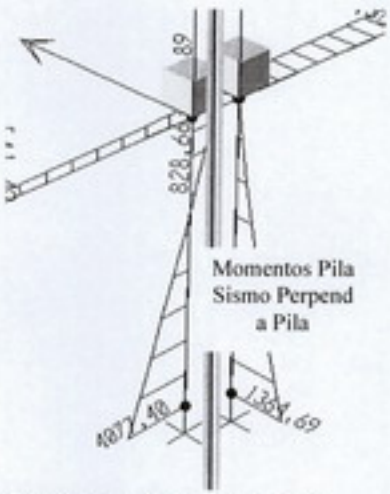
Momento sismo transversal Pila

Cortante Sismo Transversal Pila

Momentos Sismo Longitudinal Superestructura







RESUMEN DISTRIBUCION MOMENTOS SISMO LONG Y TRANSV (Todo el Puente)

	SISMO		MOMENTO	
Elemento	Cortante	Carga Axia	Trans	Long
1	23,30	0,00	0,00	0,00
1/2 luz	23,30	-102,00	1802,21	-447,29
2	30,75	-204,00	1397,41	1026,89
1/2 luz	30,75	88,72	1618,09	513,44
3	30,75	0,00	0,00	0,00
PILA 1	513,17		2729,38	4708,67
Mperp col	1364,69		4077,83	
Mlong col	2363,71		2354,34	

	Sismo. Perp a col		Sismo Long a col	
	Long	Transv	Long	Transv
Momento	4077,40	1364,69	2380,21	2339,47
Mperp col	3683,81		3231,06	
Mlong col	856,84		-835,94	
Mperp col	-2848,79		-891,59	
Mlong col	3220,56		3216,15	

MÁXIMOS	Mperp col	3683,81
	Mlong col	3220,56

FUERZA DE POSTENSIÓN LUZ 38 M

Se probará para una fuerza de diseño después de perdidas de :

Pf = ***530.000*** Ton y con una excentricidad de
Yc = 18,00 cm.
e = 74,48 cm.

Se estiman pérdidas del orden de 21% esto es que los esfuerzos iniciales en el cable serán igual :
Pfinal = Pinicial *.79

Pi = 530.000 /,79 = 670886,08 Ton.

Los esfuerzos para cada condición de carga son los siguientes :

Los esfuerzos para cada condición de carga son los siguientes :

ETAPA INICIAL

AASHTO 9.15.2

Tensión Permisible = 2 200	psi=	14,0	kg/cm^2
Compresión Permisible = 0.55 f´ci =		173,3	kg/cm^2

RESUMEN CARGAS DISEÑO VIGA

VIGA 38 M

Etapa Inicial	320,86	Ton - m			
Etapa constructiva	533,38	Ton - m			
Carga muerta Servicio	101,95	Ton - m			
CARGA VIVA	177,33	/2*1.25	*	1,20	1,25
	166,64	Ton - m			

ETAPA INICIAL

$$G_{Sup} = \frac{670.886,08}{6.998,46} - \frac{670.886,08 * 74,48}{337.666,69} + \frac{32.085.840}{337.666,69}$$

$$95,86 - 147,98 + 95,02$$

$$G_{Sup} = 42,90 \text{ kg/cm}^2 \text{ G perm } -14,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_{inf} = \frac{670.886,08}{6.998,46} + \frac{670.886,08 * 74,48}{330.489,52} - \frac{32.085.840}{330.489,52}$$

$$95,86 + 151,20 - 97,09$$

$$G_{inf} = 149,97 \text{ kg/cm}^2 \text{ G perm } .55 * 315 = 173,25 \text{ kg/cm}^2$$

ETAPA CONSTRUCTIVA (Seccion Simple)

$$G_{Sup} = \frac{530.000}{6.998,46} - \frac{530.000,00 * 74,48}{337.666,69} + \frac{53.337.606}{337.666,69}$$

$$75,73 - 116,91 + 157,96$$

$$G_{Sup} = 116,78 \text{ kg/cm}^2 \text{ G perm } .55 * 315 \quad 173,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_{inf} = \frac{530.000,00}{6.998,46} + \frac{530.000,00 * 74,48}{330.489,52} - \frac{53.337.606}{330.489,52}$$

$$75,73 + 119,45 - 161,39$$

$$G_{inf} = 33,79 \text{ kg/cm}^2 \text{ G perm } 173,25 \text{ kg/cm}^2$$

ETAPA DE SERVICIO (sección Compuesta)

AASHTO 9.15.2.2

Tensión Permisible = $1.59(350)^{1/2}$ = 29.70 kg/cm²

Compresión Permisible = 0.60 f´c = 210 kg/cm²

ETAPA DE SERVICIO (Seccion Compuesta)

G_{Sup} = 116,78 + 26.859.399 / 1.000.515,79

116,78 + 26,85

G_{Sup} = 143,63 kg/cm² G perm .60 *350 = **210** kg/cm²

G_{Inf} = 33,79 - 26.859.399 / 438.070,53

33,79 - 61,31

G_{Inf} = -27,52 kg/cm² G perm 1,59*raiz(350 **-29,7** kg/cm²

G_{losa} = 26.859.399 / 717.324,85 = 37,44 kg/cm²

VERIFICACIÓN A L/4

Momentos: Carga Muerta

$M = w*l^2 * 3/32$

MI = 1,778 * 38 ² * 3 / 32 = 240,6 Ton - m

MII = (2,955 - 1,778)* 38 ² * 3 / 32 = 159,4 Ton - m

MIII =(3,520 - 2,955)* 38 ² * 3 / 32 = 76,47 Ton - m

VIGA 38 M

CARGA VIVA

MCV = 76,16 Ton-m.

Mcv Diseño = MCV*1.25* 1,25 * 1,200 = 143,1 Ton-m

En este punto los cables se han elevado 18,62 cm
Excentricidad igual a : 55,86 cm

ETAPA INICIAL AASHTO 9.15.2.1

Tensión Permisible = 200 psi = 14 kg/cm^2

Compresión Permisible = 0.55 f´ci = 173.3 kg/cm^2

ETAPA INICIAL

$$G_{Sup} = \frac{670.886,08}{6.998,46} - \frac{670.886,08 * 55,86}{337.666,69} + \frac{24.064.380}{337.666,69}$$

95,86 - 110,99 + 71,27

G_{Sup} = 56,14 kg/cm^2

$$G_{inf} = \frac{670.886,08}{6.998,46} + \frac{670.886,08 * 55,86}{330.489,52} - \frac{24.064.380}{330.489,52}$$

95,86 + 113,40 - 72,81

G_{inf} = 136,45 kg/cm^2 G perr .55 *315 **173,25** kg/cm^2

ETAPA CONSTRUCTIVA (Seccion Simple)

$$G_{Sup} = \frac{530.000}{6.998,46} - \frac{530.000 * 55,86}{337.666,69} + \frac{40.003.204}{337.666,69}$$

75,73 - 87,68 + 118,47

G_{Sup} = 106,52 kg/cm^2 G perr .55 *315 **173,25** kg/cm^2

$$G_{inf} = \frac{530.000}{6.998,46} + \frac{530.000 * 55,86}{330.489,52} - \frac{40.003.204}{330.489,52}$$

75,73 + 89,59 - 121,04

G_{inf} = 44,27 kg/cm^2 G perr .55 *315 **173,25** kg/cm^2

ETAPA DE SERVICIO (sección Compuesta)

AASHTO 9.15.2.2

Tensión Permisible = $1.59(350)^{1/2}$ = 29.70 kg/cm²

Compresión Permisible = 0.60 f´c = 210 kg/cm²

ETAPA DE SERVICIO (Seccion Compuesta)

$$G_{Sup} = 106{,}52 + \frac{21.960.321}{1.000.516}$$

$$106{,}52 + 21{,}95$$

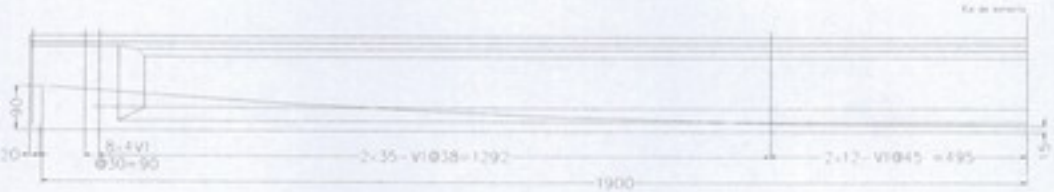
G_{Sup} = 128,47 kg/cm² G perr .60 *350 **210** kg/cm²

$$G_{inf} = \frac{44{,}27}{} - \frac{21.960.321}{438.070{,}53}$$

$$44{,}27 - 50{,}13$$

G_{inf} = -5,86 kg/cm² G perr 1,59*raiz(35(**-29,7** kg/cm²

$$G_{losa} = \frac{21.960.321}{717.324{,}85} = 30{,}61 \text{ kg/cm}^2$$



VERIFICACION DEL CORTANTE PARA AMBAS LUCES 38m y 33 m

Long = 38 m AASHTO 9.20
Dist = 1,5 m
Cortante en apoyos c 66,88
F'c= 350 Kg/cm2
H= 183 cm
El valor del cortante sera el menor de los dos siguientes
Vci = 0,1587*raizF'c*b'*d+Vd+Vi*Mcr/Mmax > ,4498raiz(f'c)*bd
Vcw = (3,5*raiz(f'c) + 0,3fpc)b'*d + Vp
b'= 20 cm
d >= ,8h 146,4 cm
Vd = 61597 Kg carga muerta simple
Vi = 52517 Kg carga externa factorada
Mcr = 32.405.070 Kg-cm
Mmax = 36.177.624,6 Kg-cm

Mcr = I/yt*(6 raiz f'c +fpe -fd)
I = 55.754.914 cm4
Yt = 127,3 cm
fpe = 165,3 Kg/cm2 Esfuerzo centroide

fd = 121,0 Kg/cm2 Esf carga muerta

Vci = 117464 Kg = 117,46 Tor > 25,01 Ton

Yct comp= 127,3 cm

fpc 83,39 Kg/cm2 Esfuerz presfuerzo
Vp 29.522 Kg

Vcw = 155,4 Ton
Usar Vc = 117,5 Ton
Vu = Vcm +Vcv
Vu =1,3* 61597 + 52517 = 132593 Kg= 132,6 Ton
Vs = Vu/0.85-Vc = 38,53 Ton.
Vs = $\frac{Av * Fsy * d}{S}$ ===> S =
Para var # 4 ; fsy = 4200 kg/cm2
S = 40,5 cm

Dist m	0,5	1,5	7,5
S= (cm)	38	40	63

Se usan @15 en bloque final y @38 resto

FUERZA DE POSTENSIÓN LUZ 33 M

Se probará para una fuerza de diseño después de perdidas de :

Pf =	***410.000***	Ton y con una excentricidad de
Yc =	18,00	cm.
e =	74,48	cm.

Se estiman pérdidas del orden de 21% esto es que los esfuerzos iniciales en el cable serán igual : Pfinal = Pinicial *.79

Pi = 410.000 /,79 = 518987,34 Ton.

Los esfuerzos para cada condición de carga son los siguientes :

ETAPA INICIAL

AASHTO 9.15.2

Tensión Permisible = 2 200	psi=	14,0	kg/cm^2
Compresión Permisible = 0.55 f´ci =		173,3	kg/cm^2

RESUMEN CARGAS DISEÑO VIGA

VIGA 33 M

Etapa Inicial	241,98	Ton - m			
Etapa constructiva	402,25	Ton - m			
Carga muerta Servicio	101,95	Ton - m			
CARGA VIVA	144,21	/2*1.25	*	1,20	1,25
	135,52	Ton - m			

ETAPA INICIAL

$$G_{Sup} = \frac{518.987,34}{6.998,46} - \frac{518.987,34 * 74,48}{337.666,69} + \frac{24.197.700}{337.666,69}$$

$$74,16 - 114,48 + 71,66$$

G_{Sup} = 31,34 kg/cm² G perm -14,00 kg/cm²

$$G_{inf} = \frac{518.987,34}{6.998,46} + \frac{518.987,34 * 74,48}{330.489,52} - \frac{24.197.700}{330.489,52}$$

$$74,16 + 116,96 - 73,22$$

G_{inf} = 117,90 kg/cm² G perm .55 *315 = 173,25 kg/cm²

ETAPA CONSTRUCTIVA (Seccion Simple)

$$G_{Sup} = \frac{410.000}{6.998,46} - \frac{410.000,00 * 74,48}{337.666,69} + \frac{40.224.829}{337.666,69}$$

$$58,58 - 90,44 + 119,13$$

G_{Sup} = 87,27 kg/cm² G perm .55 *315 173,25 kg/cm²

$$G_{inf} = \frac{410.000,00}{6.998,46} + \frac{410.000,00 * 74,48}{330.489,52} - \frac{40.224.829}{330.489,52}$$

$$58,58 + 92,40 - 121,71$$

G_{inf} = 29,27 kg/cm² G perm 173,25 kg/cm²

ETAPA DE SERVICIO (sección Compuesta)

AASHTO 9.15.2.2

Tensión Permisible = $1.59(350)^{1/2}$ = 29.70 kg/cm²

Compresión Permisible = 0.60 f´c = 210 kg/cm²

ETAPA DE SERVICIO (Seccion Compuesta)

G_{Sup} = 87,27 + 23.747.050 / 1.000.515,79

87,27 + 23,73

G_{Com} = 111,01 kg/cm² G perm .60 *350 = **210** kg/cm²

G_{inf} = 29,27 - 23.747.050 / 438.070,53

29,27 - 54,21

G_{inf} = -24,93 kg/cm² G perm ,794*raiz(350 **-29,7** kg/cm²

G_{losa} = 23.747.050 / 717.324,85 = 33,11 kg/cm²

VERIFICACIÓN A L/4

Momentos: Carga Muerta

M = w*l² * 3/32

MI = 1,778 * 33 ² * 3 / 32 = 181,5 Ton - m

MII = (2,955 - 1,778)* 33 ² * 3 / 32 = 120,2 Ton - m

MIII =(3,520 - 2,955)* 33 ² * 3 / 32 = 57,67 Ton - m

VIGA 33 M
CARGA VIVA
MCV = 61,43 Ton-m.

Mcv Diseño = MCV*1.25* 1,25 * 1,214 = 116,8 Ton-m

En este punto los cables se han elevado 18,62 cm
Excentricidad igual a : 55,86 cm

ETAPA INICIAL

Tensión Permisible = 200 psi = 14 kg/cm^2

Compresión Permisible = 0.55 f´ci = 192.5 kg/cm^2

ETAPA INICIAL

$$G_{Sup} = \frac{518.987,34}{6.998,46} - \frac{518.987,34 * 55,86}{337.666,69} + \frac{18.148.275}{337.666,69}$$

74,16 - 85,86 + 53,75

G_{Sup} = 42,04 kg/cm^2

$$G_{Inf} = \frac{518.987,34}{6.998,46} + \frac{518.987,34 * 55,86}{330.489,52} - \frac{18.148.275}{330.489,52}$$

74,16 + 87,72 - 54,91

G_{Inf} = 106,97 kg/cm^2 G perr .55 *315 **173,25** kg/cm^2

ETAPA CONSTRUCTIVA (Seccion Simple)

$$G_{Sup} = \frac{410.000}{6.998,46} - \frac{410.000 * 55,86}{337.666,69} + \frac{30.168.621}{337.666,69}$$

58,58 - 67,83 + 89,34

G_{Sup} = 80,10 kg/cm^2 G perr .55 *315 **173,25** kg/cm^2

$$G_{Inf} = \frac{410.000}{6.998,46} + \frac{410.000 * 55,86}{330.489,52} - \frac{30.168.621}{330.489,52}$$

58,58 + 69,30 - 91,28

G_{Inf} = 36,60 kg/cm^2 G perr .55 *315 **173,25** kg/cm^2

ETAPA DE SERVICIO (sección Compuesta)

AASHTO 9.15.2.2

Tensión Permisible = $1.59(350)^{1/2}$ = 29.70 kg/cm²

Compresión Permisible = 0.60 f´c = 210 kg/cm²

ETAPA DE SERVICIO (Seccion Compuesta)

G_{Sup} = 80,10 + 17.446.567 / 1.000.516

80,10 + 17,44

G_{Sup} = 97,54 kg/cm² G perr .60 *350 **210** kg/cm²

G_{inf} = 36,60 - 17.446.567 / 438.070,53

36,60 - 39,83

G_{inf} = -3,22 kg/cm² G perr 1,59*raiz(350 **-29,7** kg/cm²

G_{losa} = 17.446.567 / 717.324,85 = 24,32 kg/cm²

MOMENTO NEGATIVO (APOYOS)

Para lograr que el puente se comporte como continuo, se deben unir las vigas en la parte inferior, además de construir un solo diafragma que una ambas superestructuras y todo este conjunto debe ser capaz de tomar el momento negativo y consecuentemente la tensión que se genera sobre las pilas, para tomar esta tensión se deben colocar bastones sobre las pilas que tomen el momento negativo.

A continuación procedemos a calcular el acero necesario para tomar esa tensión.

En este punto no hay Factor de distribución únicamente aumentar en 25% y el impacto

Mcm =0
Mcv = 219.82Ton-m
Para grupo I de carga , esto es CM y CV
M ult = M *25% *20% impact *Factores por resistencia 1.3 * 1.67
M ult = 219.82*1.25*1.2*1.3*1.67/2.5 = 285.71 ton-m /por viga
Si verificamos para grupo VII tomando el momento de sismo en apoyos tenemos lo siguiente:
MeQ = 1.3 *1026.89/5 =273.29 ton-m /por viga
Usar M = 285.71 ton-m /por viga GRUPO I
Para b = 71.1 cm D = 211 cm fy = 4200kg/cm2 f´c =280 Kg/cm2
∅ = 0,9
As = 36.60 cm2/viga *5 = 183.05 cm2 =***37 #8 @30 cm***

1.2 Mcr = 1.2 **fr*Ig**/yt =1.2*1.98*$\sqrt{225}$*71.1*211^2/6/1000/100
1.2 Mcr = 188.03 Ton – m OK < Mult

DISEÑO DE LA LOSA

Carga Muerta 0-1

Losa = 1*2.10*.19*2.4= 0.958 Ton = wl

Asfalto = 1.7 Ton/m3 = > wl = 0.04 Ton (1")

WL = 1.00 Ton ; W = 1.00/2.10 = 0.475 Ton/m

Mmax = $w*l^2/8$ =$0.475*2.10^2/8$ = 0.262 T-m/m

Para una distribucion de empotramiento el momento máximo será
Mmax = $w*l^2/12$

Usar 1/12 wl^2 = 0.175 T-m/m

Carga Viva

Según AASHTO

$$M = \frac{S+2}{32} P20 \; ; \quad S = 210 - 71 + 19 = 158 \text{ cm}$$

M+- = (158/30.48 +2)/32*16/2.20462 = 1.629 ton-m/m

Según AASHTO para mas de 3 soportes usar factor de .80

Impacto = 30 % máximo

Carga viva = Hs 20-44 +25%

Mcv = 1.629 *0.8*1.3*1.25 = 2.12 ton-m/m

COMBINACIONES DE CARGA

M = 1.3 (Cm + 1.67*cv) = 4.83ton-m/m /.9 = 5.36 Ton-m/m

Para un espesor de losa t =19 cm ; f´c = 280 Kg/cm2, Fy= 4200 Kg/cm2

d = 13.20 cm

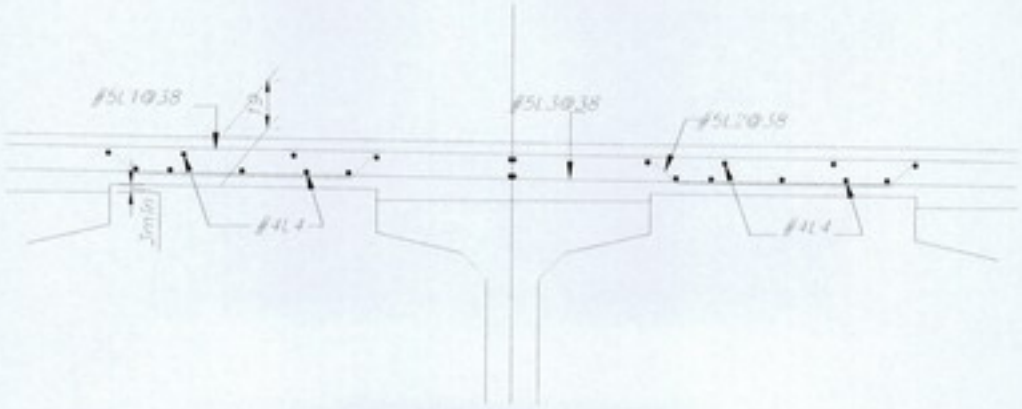
As = 10.34 cm2/m = # 5 @19 cm o #4 @12.2

As min = 14/fy *bd = 4.12 cm2/m

Usar # 5 @ 19 en dos capas @ 38 cm

Transversal usar acero de distribución igual 67 % de l principal

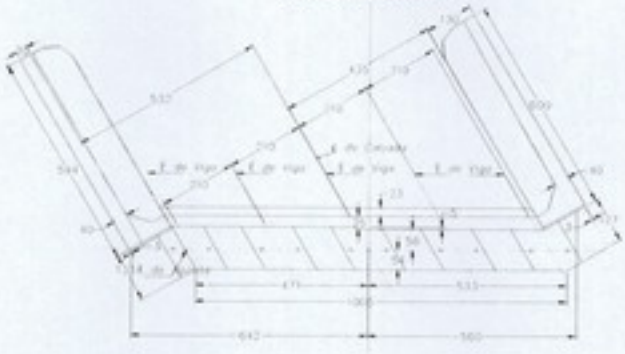
Usar # 5 @ 26 cm o # 4 @18 cm.



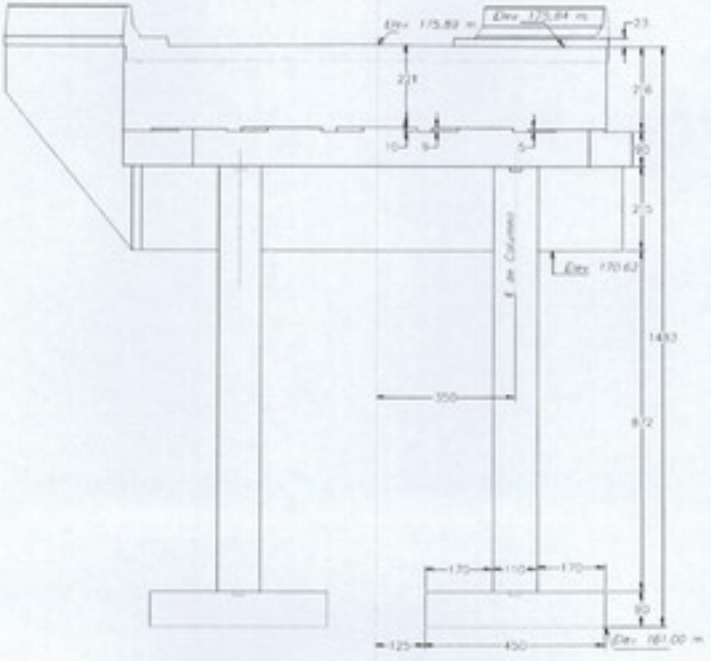
DISEÑO DE LOS BASTIONES

Los bastiones a diseñar son los siguientes

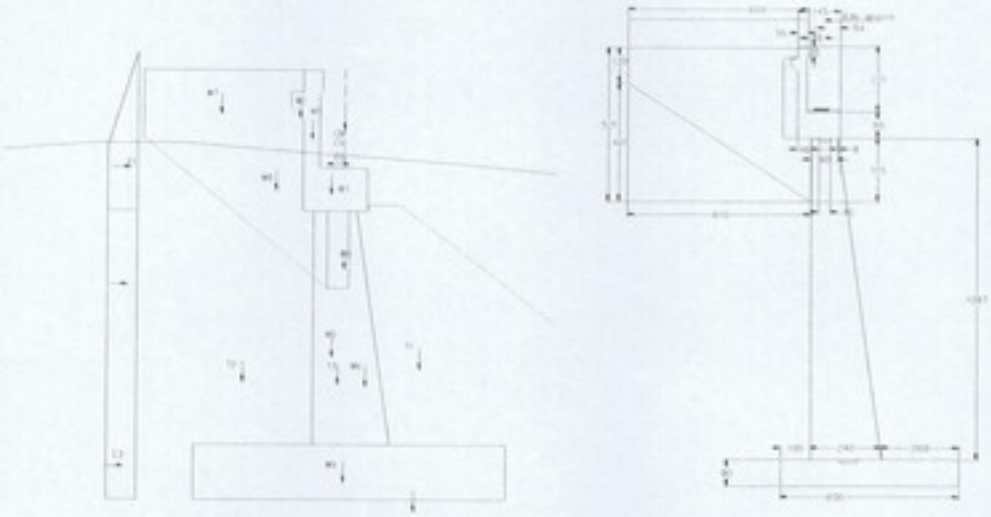
BASTIÓN NO 1



PLANTA



ELEVACION



SECCION TRANSVERSAL

Determinación de pesos por columna y por fundación

W1 =	0,3 *	2,21 *	13 * 2,4	/ 2 =	10,06 **ton.**
	0,38 *	0,05 *	13 * 2,4	/ 2 =	0,28 **ton.**
W2 =	(,23+,46)/2 *	0,23 *	10 * 2,4	/ 2 =	0,96 **ton.**
W3 =	1,45 *	0,9 *	13 * 2,4	/ 2 =	19,81 **ton.**
W4 =	2,15 *	0,4 *	10 * 2,4	/ 2 =	10,78 **ton.**
W5 =	0,9 *	10,7 *	1,1 * 2,4	=	25,35 **ton.**
W6 =	1,5 *	10,7 *	1,1 * 2,4	/ 2 =	21,13 **ton.**
W7 =	5,65 *	0,3 *	1,2 * 2,4	=	4,88 **ton.**
Acera	=1,64+ 0,23 *	1,3 *	6 * 2,4	=	5,95 **ton.**
W8 =	4,01 *	5,65 *	0,3 * 2,4	/ 2 =	8,16 **ton.**
W9 =	FUNDACIÓN				

T1 =	10,8	*	2,6	*	4,5 * 1,9	=	241,9 **ton.**
T2 =	13,8	*	1	*	4,5 * 1,9	=	119,1 **ton.**
T3 =	10,8	*	2,4	*	3,4 * 1,9	=	168,74 **ton.**
E1 = (0,293	1,79	)/	2	*	6,3 * 3,1	=	20,44 **ton.**
E2 =	1,79	*	2,15	*	6,3	=	24,28 **ton.**
E3 =	1,79	*	8,52	*	1,1	=	16,73 **ton.**
Fund E3 =	1,79	*	0,9	*	4,5	=	7,23 **ton.**

DETERMINACIÓN DE CARGA MUERTA CM SUPERESTRUCTURA

Del diseño de la superestructura obtenemos los siguientes pesos distribuidos

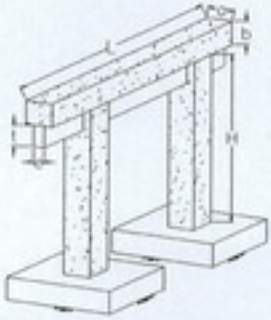
	Viga =	1,78	Ton/ml	
	Coping =	0,13	Ton/ml	
Losa =	Internas =	0,96	Ton/ml	
	Externas =	0,63	Ton/ml	Centroide cargas = 145 cm
	Acera =	0,29	Ton/ml	
	Asfalto =	0,12	Ton/ml	Tomando como base
	Baranda =	0,16	Ton/ml	la cara inferior de la viga
	Diafragmas Centrales =	0,09	Ton/ml	
TOTAL =	Internas =	3,52	Ton/ml	
	Externas =	3,19	Ton/ml	

RCM Int = 66,9 Ton. TOTAL SUPER = 644 Ton.
Rcm ext = 60,6 Ton. Longitud = 38 m

DETERMINACIÓN DE CARGA VIVA CV

Del análisis de continuidad la reacción de Carga viva en el Bastión 1 es

CV = 26.84*1.25 = 33.55 Ton / carril o por columna



MODELO DE BASTION

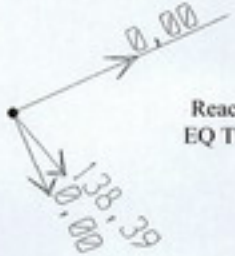
a =	1,45 m
b =	0,90 m
e =	0,40 m
t =	2,15 m
H =	10,7 m
L =	12,7 m

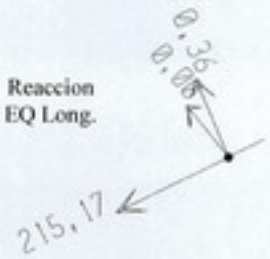
DETERMINACIÓN DE CARGA De SISMO EQ BASTION

ELEMENTO		BRAZO Ver	Momento
W1 =	10,06 ton.	12,68	127,57
	0,28 ton.	13,59	3,87
W2 =	0,96 ton.	13,20	12,63
W3 =	19,81 ton.	11,12	220,29
W4 =	10,78 ton.	9,60	103,48
W5 =	25,35 ton./2	8,00	101,44
W6 =	21,13 ton./2	7,11	75,14
W7 =	4,88 ton.	13,18	64,34
Acera	5,95 ton.	13,90	82,61
W8 =	8,16 ton.	11,24	91,70
	84,12 ton.		883,07 Ton-m
Se toma como base la zona de contacto columna fundacior			
Centroide del área expuesta del bastió			10,50 m.

SISMO

Del análisis de continuidad se puede determinar la fuerza transversal que todo el conjunto produce en los bastiones.Para el sismo longitudinal se modeló como apoyo móvil en bastiones esto es que no se transmite carga de sismo longitudinal a los bastiones, sin embargo la practica común en el diseño de puentes es aplicar un porcentaje (30-35%) en los apoyos móviles, para determinar estas cargas se hizo una corrida del puente con los apoyos en bastiones fijos con el fin de determinar la reacción en bastiones, esto es lo que se muestra a continuación, estas cargas se aplicaron longitudinal (un 35%) y transversal al bastión.





Coeficiente sísmico

Para el análisis sísmico se determinaron lo modos de oscilación y los periodos predominantes son :

Tlong = 0,306 seg

Ttrans = 0,287 seg

Según CSCR $C = \frac{aef \; I \; FED}{SR}$

1. Ubicación del sitio San Carlos ZONA II
2. TIPO S2
3. aef = aceleración Aef = 0.26 según datos de Estudio de riesgo sísmico
4. SR = 1.2 voladizos
5. Objetivos de desempeño Tipo C

I = 1.00

6 FED Para suelos S2 en Zona II y U = 1.0

T = ¿?

FED long = 2.1 Solo peso del Bastión, la super contribuye con 35 % de la reacción de superestructura

FED trans = 2.1

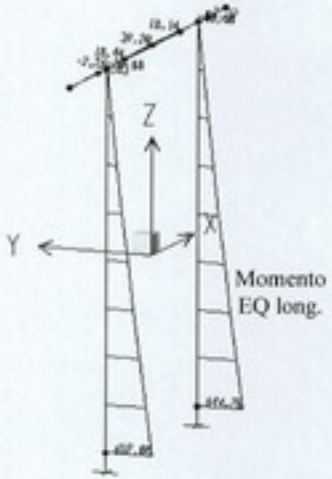
Clong = 2.1*0.26*1.00/1.2 = 0.455

Cyy = 2.1*0.26*1.00/1.2 = 0.455

Cxx =	0,546	/	1,2	=	0,455		
Wlong =	84,12	*	0,455	+(	75,3	) /2=	75,9 Ton por columna
Cyy =	0,546	/	1,2	=	0,455		
N Transv =	168,25	*	0,46	+(	138,39	) =	214,9 Ton por bastión

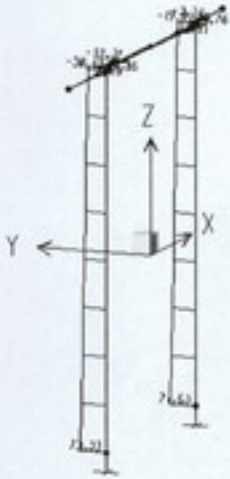
EQL = = 75,93 Ton por columna
EQL = = 214,94 Ton por bastión

Estas son las cargas totales aplicadas sin embargo en el análisis del bastión se aplican las cargas de super determinadas en el análisis de continuidad, a nivel de apoyos y los coeficientes sísmicos al bastión, obteniéndose los siguientes resultados :



Momento
EQ long.

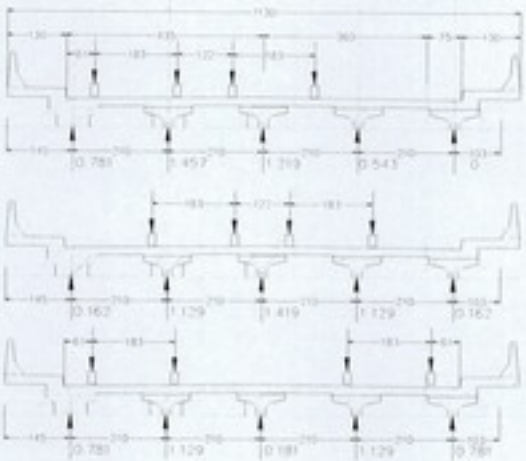
Cortante
EQ long.



Mas adelante se muestra una tabla con los valores máximos de cortante carga axial y momento para los puntos mas importantes dentro del diseño del marco.

CARGA VIVA

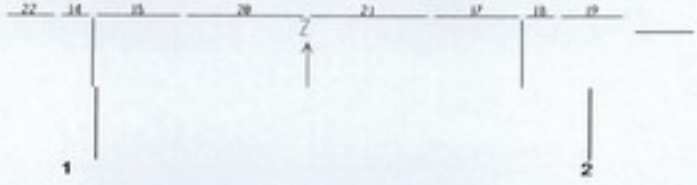
Para el análisis transversal se hizo una corrida del bastión combinando las diversas posibilidades que se dan para la ubicación de los carriles de carga



DISTRIBUCION DE CARGA VIVA

Se realiza una corrida para un valor de P = 16.78 Ton que es la mitad de la reacción del análisis de continuidad+25%(26.80*1.25/2), e incorporando las reacciones de carga y peso propio para la pared de cabezal y la viga de cabezal asi como ubicando las cargas de la acera y baranda en aletones y realizando las combinaciones de carga de la AASHTO.

Los resultados obtenidos son :



	COLUMNA IZQ		COLUMNA DER		14	15	20	17	18
MCm	-3,55	5,69	2,50	-6,73	-127,3	-133,95	135,99	-104,06	-97,3
CV 1	-1,43	2,92	1,43	-2,92	-8,93	-12,53	49,21	-4,36	0,00
CV 2	-2,43	4,98	2,43	-4,98	-1,85	-6,83	59,50	-6,83	-1,85
CV3	-0,89	1,82	0,89	-1,82	-8,93	-10,75	20,22	-10,75	-8,93
Sismo	543,54	-477,82	543,54	-477,82	0,00	477,82	0,00	-477,82	0,00
G 1	-7,72	13,74	6,35	-15,09	-184,8	-201,34	283,62	-144,74	-126,5
G 2	-9,89	18,21	8,53	-19,56	-169,5	-188,96	305,96	-150,11	-130,5
G 3	-6,55	11,35	5,18	-12,70	-184,8	-197,47	220,68	-158,62	-145,9
Gvii	701,99	-613,77	709,85	-629,92	-165,5	447,03	176,79	-756,44	-126,5

Máximo Columna = M = 709,85 Ton-m P = 514,63 Ton-m V = 140,18
Máximo viga Posit = M = 305,96 Ton-m V = 333,28 Ton
Máximo viga Negat = M = 756,44 Ton-m

CARGA AXIAL	COL IZQ	COL DER	V14	15	20	17	18
PCm	-273,5	-259,5	99,47	-128,22	-37,39	119,85	-93,75
P CV 1	-44,66	-20,62	12,75	-31,91	11,76	20,62	0,00
P CV 2	-32,65	-32,65	2,64	-30,01	-11,58	30,01	-2,64
P CV 3	-32,66	-32,66	12,75	-19,90	-1,48	19,90	-12,75
P Sismo	136,37	-136,37	0,00	136,52	136,52	136,52	0,00
P G 1	-452,5	-382,1	157,0	-235,96	-23,08	200,57	-121,9
P G 2	-426,4	-408,2	135,0	-231,84	-73,75	220,96	-127,6
P G 3	-426,4	-408,3	157,0	-209,89	-51,82	199,01	-149,6
P Gvii	-178,2	-514,6	129,3	10,79	128,87	333,28	-121,9

CORTANTE	Col izq	Col der
VCm	-0,52	0,52
Vcv1	-0,33	0,33
Vcv2	-0,41	0,41
Vcv3	-0,15	0,15
Sismo	107,57	107,31
V G 1	-1,4	1,4
V G 2	-1,6	1,6
V G 3	-1,0	1,0
V Gvii	139,2	140,2

G1 = 1.3(CM +1,67 CV)

Gvii = 1.3(CM + EQ)

DISEÑO DE LA VIGA DE CABEZAL

ACERO VIGA CABEZAL

USAR M : Máximo viga Posit = 305,96 Ton. - m.
Máximo viga Negat = 756,44 Ton. - m.
V = 333,28 Ton.

Factores a utilizar 1/0,90

Para M 339,96 Ton-m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 300 cm b = 145 cm

As = 27,17 cm2
a = 4,11 cm
1,2 Mc 1,2*fr*Ig/yt = 1,2*1,98raíz(225)*145*300*300/6/1000/100
1,2 Mc 775,17 Ton-m/m
Usar 1,33As calc = 36,1 cm2/m

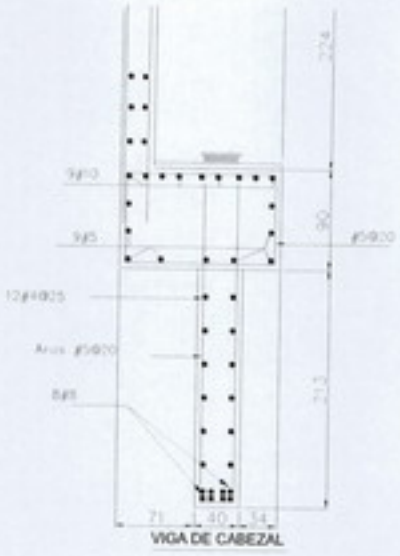
USAR 8 # 8 abajo
USAR 5 # 10 abajo

Para M 840,49 Ton-m
f'c = 225 kg fy = 4200 kg/cm2
d = 300 cm b = 40 cm
Recordar que es una viga T
As = 71,4 cm2
a = 39,18 cm
1,2 Mc 1,2*fr*Ig/yt = 1,2*1,98raíz(225)*40*300*300/6/1000/100
1,2 Mc 213,84 Ton-m/m
Usar As calc = 71,4 cm2/m
USAR 15 # 8 arriba
USAR 9,0 # 10 arriba

CORTANTE

Vci = 0.53*f'c$^{1/2}$*b*d = 95,40 Ton.
Vmax = 333,28 Ton.
VS = 237,88
Usando Aros #5 el esp, seria =
S = 1,98 *2*4200* 300 / 237,88
S = 20,98

USAR AROS # 5 @20



VIGA DE CABEZAL

DISEÑO DE LA COLUMNA

Momentos

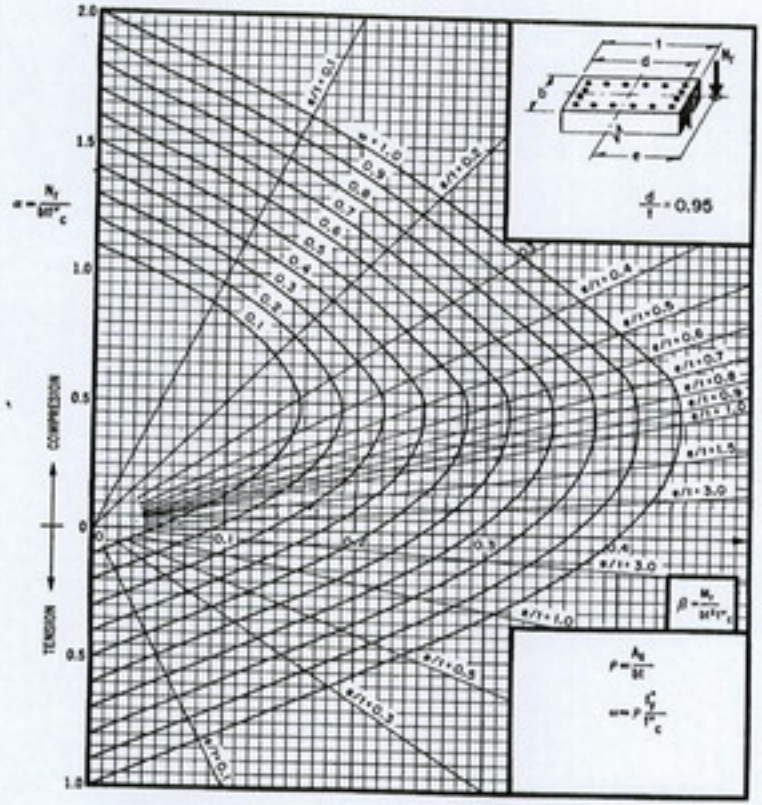
	ELEMENTO		BRAZO Hor	Momento
W1 =	10,06		-1,51	-15,20
	0,28		-1,34	-0,38
W2 =	0,96		-1,77	-1,69
W3 =	19,81		-0,94	-18,52
W4 =	10,78		-0,75	-8,09
W5 =	25,35	ton.	-0,75	-19,01
W6 =	21,13	ton.	0,20	4,23
W7 =	4,88		-4,49	-21,89
Acera	5,95		-4,49	-26,67
W8 =	8,16		-3,54	-28,90
	107,36	ton.		-136,13 T-m
CM =	160,91		-0,75	-120,68
CV =	33,50		-0,75	-25,13
E1 =	20,44		11,71	239,33
E2 =	24,28		9,60	232,99
E2 =	16,73		4,26	71,29
	61,46			543,60
Eql =	73,33			659,08
Eqt =	107,83			546,04

COMBINACIONES DE CARGA

GRUPO I P = 1.3*(107,36 + 160,9 +1,67* 33,5)= 421,48 Ton
M = 1.3*(-136,13 + -120,7 +1,67* -25,1 + 543,60)= -388,40 Ton-m

GRUPO VII P = 1.3*(107,36 + 160,9)= 348,8 Ton
M = 1.3*(-136,13 + -120,7 + 543,6 + 659,08)= 1229,63 Ton-m
M T = = 709,85 Ton-m
V = 1.3*(61,46 + 107,83)= 220,08 Ton

Para la estimación del acero se usan los siguientes graficos tomados de libro Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado de Oscar Gonzalez Cuevas



A_s = área total de refuerzo

$f''_c = 0.85 f'_c$ si $f'_c \le 280$ kg/cm²; $f''_c = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1\,400}\right) f'_c$ si $f'_c > 280$ kg/cm²

M_r = momento flexionante último
N_r = carga axial última

Figura B-5

Se revisará cantidades de acero con gráficos del González Cuevas

	D=	232		T =	1 240
	T =	240	D/T =	0,97	
	B =	110			

Grupo I

Alfa = 421,48 / 110 / 240 /,85 / 0,225
Alfa = 0,083

Beta = 38.840 / 110 / 240^2/,85 / 0,225
Beta = 0,0321

Grupo VII

Alfa = 348,75 / 110 / 240 /,85 / 0,225
Alfa = 0,069

Beta = 122.963 / 110 / 240^2/,85 / 0,225
Beta = 0,1015
eta Trans= 0,1278

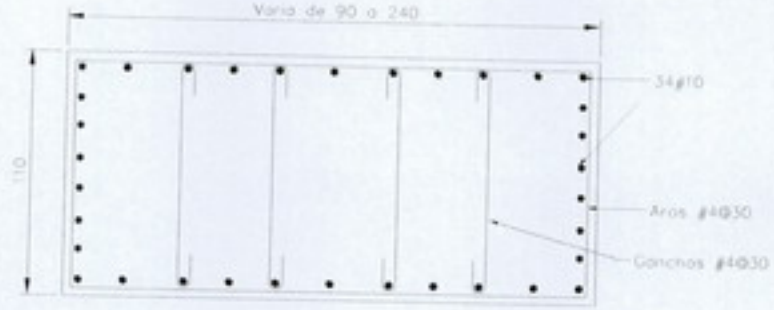
Con estos datos tenemos que :

ω = 0,23
$\rho = \omega^*,85^*$ 0,23 / 4,20
ρ <= 0,0105
USAR 1,05% As = 276,49 cm2
55 # 8

CORTANTE

Vci = 0.53*f'c1/2*b*d = 209,9 Ton.
Vmax = 220,08 Ton.
Vs = 10,20
Usando Aros #4 el esp, seria =
S = 1,27 *2*4200* 232 · 10,2
S = 242,70

USAR AROS # 4 @30 y en el primer metro @10 cm

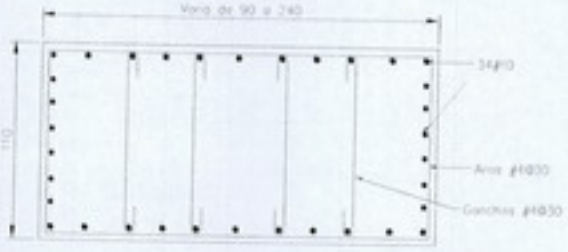


SECCION COLUMNA

COLUMNA BASTION 2 RIO CUARTO

ing alexander chinchilla j 30/11/2007

Ancho	110	cm			
Largo	240	cm	264	52,07	
Recubrimient	5	cm			
Aros #	4		1,3		
Cant var cara	8	#	10	3,2	
Cant var sec	11				
F'c =	225	Kg/cm2			
Fy =	4200	Kg/cm2			
Area Tota var	34	#	10 =	277,78	
Espaciamient	22,429	cm			



SECCION COLUMNA

Solo carga axial

Po = (+,85* 110 * 240 * 225 + 1 * 4200 * 277,78 /1000=
Po = 6215,7 Ton
Mo = 0
e= 0

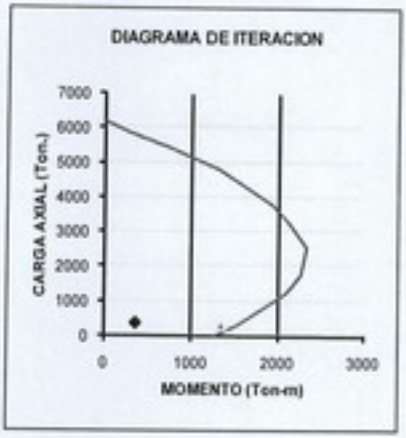
Balanceado

C b = 137,39 cm
Pb = 2561,21 Ton
Mb = 2339,9 Ton-m
e= 0,9136

c= 312,00 cm
P = 5934,32 Ton
M = 258,25 Ton-m
e= 0,0435

c= 264,00 cm
P = 5498,8 Ton
M = 709,95 Ton-m
e= 0,1291

M	*P*	*e*
0	6215,7	0
258,2	5934,32	0,044
709,9	5498,83	0,129
1301	4832,11	0,269
1930	3795,53	0,509
2113	3348,29	0,631
2340	2561,21	0,914
2278	1774,69	1,284
2089,8	1215,79	1,719
1537	320,08	4,802
1278,6	15,48	82,6
Grupo I	368,7	396,96	0,929
Grupo VII	1350	324,23	4,163



c= 232,14 cm
P = 4832,1 Ton
M = 1301,4 Ton-m
e= 0,2693

c= 185,7 cm
P = 3795,5 Ton
M = 1930,2 Ton-m
e= 0,5

c= 167,14 cm
P = 3348,3 Ton
M = 2113,1 Ton-m
e= 0,6311

c= 104,46 cm
P = 1774,7 Ton
M = 2278 Ton-m
e= 1,284

c= 81,25 cm
P = 1215,79 Ton
M = 2089,8 Ton-m
e= 1,7189

c= 44,11 cm
P = 320,1 Ton
M = 1537 Ton-m
e= 4,802

c= 31,34 cm
P = 15,48 Ton
M = 1279 Ton-m
e= 82,6

DISEÑO DE LA FUNDACIÓN

Se toman como base los Momentos en columna

ELEMENTO	Mcol	P			M fund.					
	+(	-256,81	/	268,3	+ 2,40 /2 +	1	-	6,00	/2)*	268,27
CM	-256,814	268,27			-471,43					
CV	-25,125	33,50			-51,93					
T1		241,94			411,29					
T2		119,06			-297,65					
T3		168,74			-134,99					
		529,73			-21,34					
		V								
E	543,60	68,69			602,17					
Eql	659,08	73,33			659,08					
Eqt					546,04					
Placa	6 x 4,50	58,32								

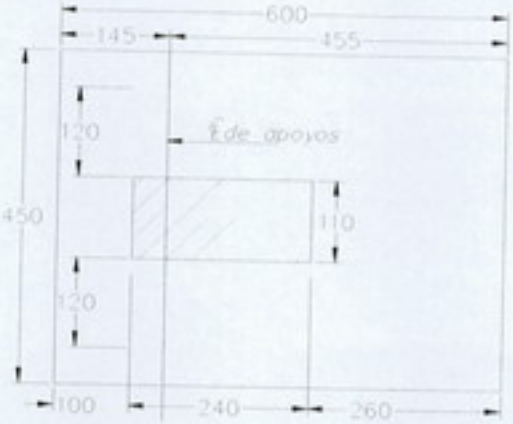
Grupo VII

P =	268,27 +	58,32 +	529,73	=	856,33	Ton.		
MI =	-471,43 +	602,2	-21,34	+	659,08	=	768,5	
ML =	-549,68	Ton -.m	Hacia atrás;aquí el empuje activo aumenta 3 veces					
MT =	546,04	Ton -.m						

$$\sigma = P/A +- Mc/I$$

ESFUERZO PERMISIBLES

Del estudio de suelos tenemos G = 58 Ton /m2



AREA	27	M	6 x	4,5	
Inercia X =	81,00	X max =		3	
Inercia Y =	45,56	Y max =		2,3	
G =	31,72 +	28,46 =		60,18	Ton.
	31,72 -	28,46 =		3,25	Ton.
TRANSVERSAL					
G =	31,72 +	26,96 =		58,68	Ton.
	31,72 -	26,96 =		4,75	Ton.

G perm = G + Peso esp. *Altura de
Para Grupo VII AASHTO3.32 permite aumentar los esf. Perm

G perm =	1,33 *	58 +	1,9	*	9	
G perm =	94,42	Ton.				

CALCULO DEL ACERO SISMO

Máximo	60,18	Ton						
Cara pie	35,51	Ton						
PIE →	L =	2,6	m					
R1 =	415,48	Ton.	1,3 m,					
R2 =	144,30	Ton.	1,7 m,					
Wpl=	25,27	Ton	Wpl=	4,5	x	0,9	x 2.4	
T1 =	241,9	Ton.						
M =	-442,87	Ton. - m.	Hacia arriba					
V =	65,02	Ton./ m.						
Máximo	60,18	Ton						
Cara talón	12,74	Ton						
TALON →	L =	1	m					
R3 =	14,64	Ton.	0,5 m,					
R4 =	21,35	Ton.	0,3 m,					
Wpl=	9,72	Ton	Wpl=	4,5	x	0,9	x 2.4	
T1 =	119,06	Ton.						
M =	49,95	Ton. - m.	Hacia abajo					
V =	-20,6	Ton./ m.						
Máximo	58,68	Ton						
Cara colur	38,31	Ton						
TRANS →	L =	1,7	m					
R3 =	390,73	Ton.	0,9 m,					
R4 =	103,90	Ton.	0,6 m,					
Wpl=	22,03	Ton	Wpl=	6	x	0,9	x 2.4	
T1 =	84,37	Ton.						
M =	-300,56	Ton. - m.	Hacia arriba					
V =	64,71	Ton./ m.						

USAR M =	-442,87	Ton. - m.
	49,95	Ton. - m.
	-300,56	Ton. - m.
V =	65,02	Ton.
Factores a utilizar	1.3/.9	

Para M = 639,70 Ton-m/m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 82 cm b 450 cm

As = 197,33 cm2
a = 9,63 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/ 1,2*1,98raiz(225)*450*82*82/450/1000/100
1,2 Mcr = 179,73 Ton-m/m
Usar As calc = 43,85 cm2/m
USAR 5,37 #10 @ 19 abajo adelante

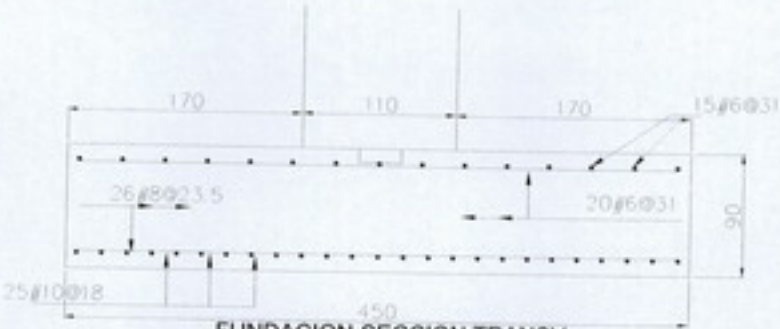
Para M = 72,15 Ton-m/m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 82 cm b 450 cm

As = 21,08 cm2
a = 1,03 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/ 1,2*1,98*raiz(225)*450*82*82/6/1000/100
1,2 Mcr = 179,73 Ton-m/m
Usar 1,33As calc = 6,23 cm2/m
USAR 2,19 # 6 @ 46 abajo atrás

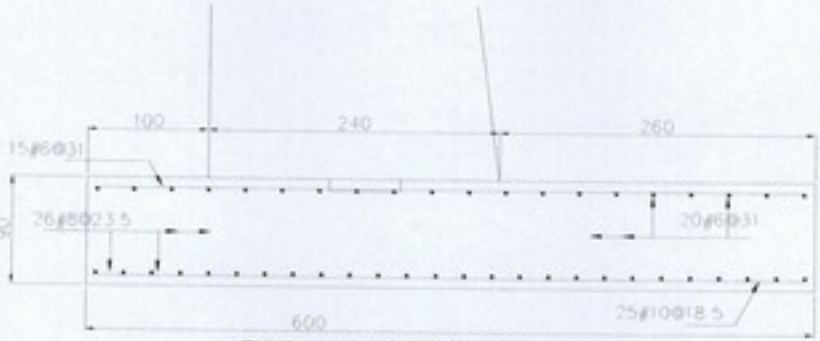
Para M = 434,15 Ton-m/m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 82 cm b 600 cm

As = 129,82 cm2
a = 4,75 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/ 1,2*1,98*raiz(225)*600*82*82/6/1000/100
1,2 Mcr = 239,64 Ton-m/m
Usar As calc = 21,64 cm2/m
USAR 4,26 # 8 @ 23 abajo transversal

Vc concreto = 7.95 *82*100 /1000 = 65,19 T
Vmax = 65,02 Ton.

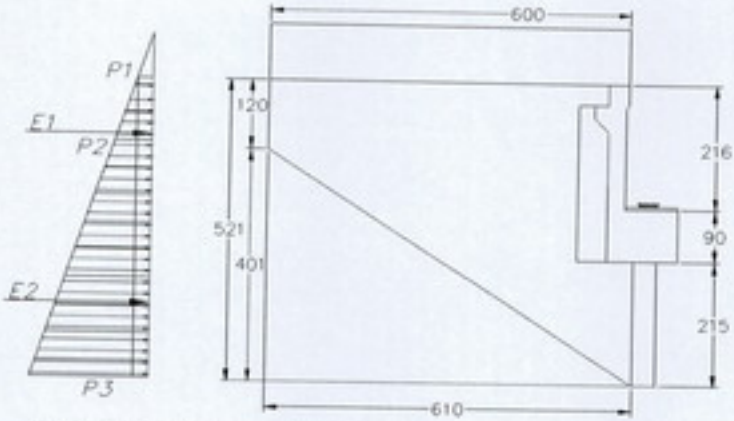


FUNDACION SECCION TRANSV



FUNDACION SECCION LONG

0,48



H = 120 cm
H2 = 401 cm
L = 600 cm
Esp = 40 cm

P1 = 0,29 Ton/m2
P2 = 0,87
P3 = 2,79

E1 = 4,18 Ton.
E2 = 22 Ton.
M A-A 9,43 Ton-m/m

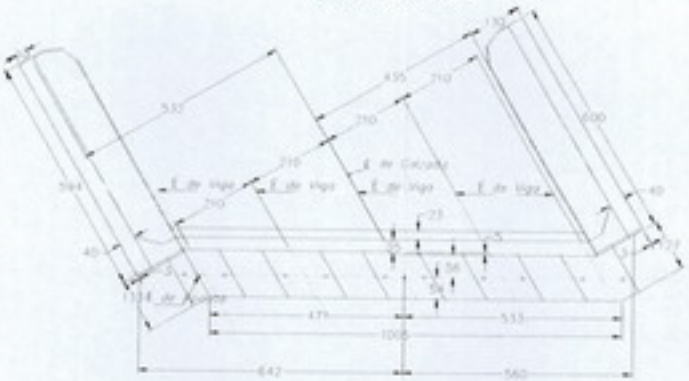
Factores a utilizar 1,3/.9

Para M = 13,63 Ton-m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 33 cm b = 100 cm

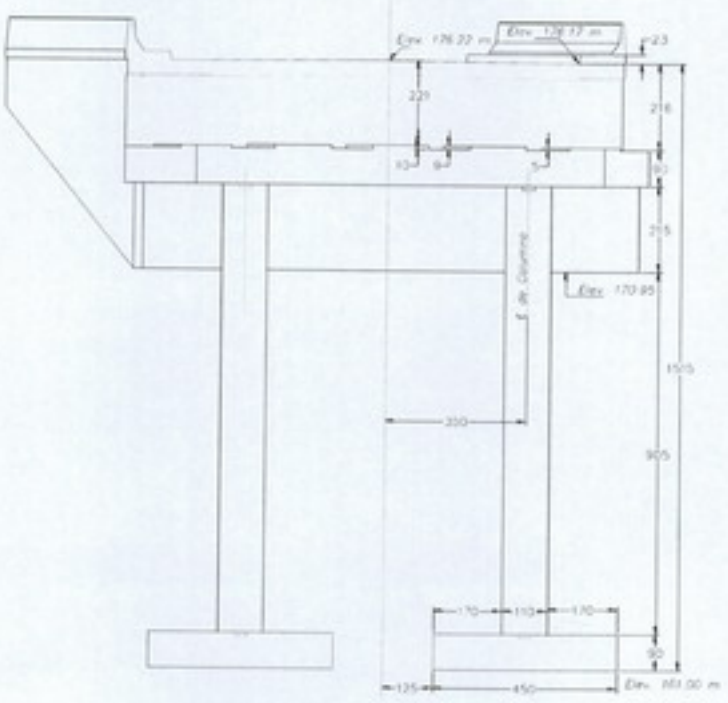
As = 10,15 cm2 2,08
a = 2,23 cm
1,2 1,2*fr*Ig/yt = 1,2*1,98*raiz(225)*100*22*22/6/1000/100
1,2 6,47 Ton-m/m 0,47469863
Usar As calc = 10,15 cm2/m
USAR 3,56 # 6 @ 28,1 Horizontales cara relleno

Este diseño se usará para los aletones de ambos bastiones

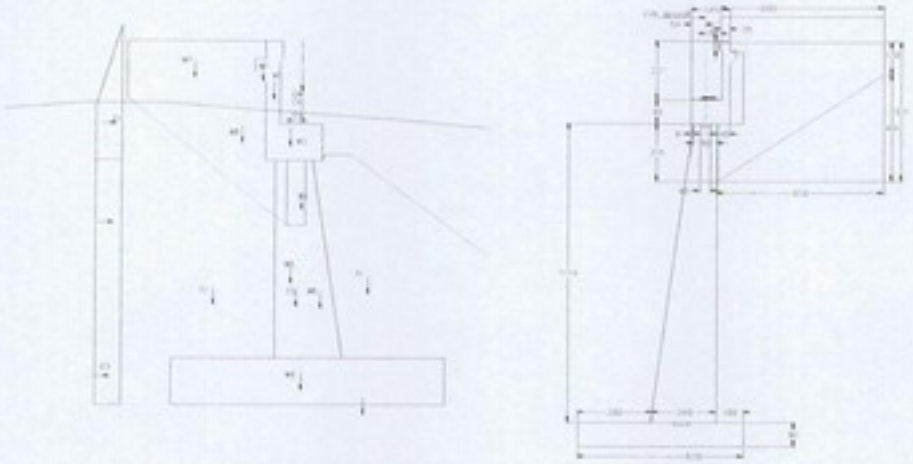
BASTIÓN NO 2



PLANTA



ELEVACION



SECCION TRANSVERSAL

Determinación de pesos por columna y por fundación

W1 =		0,3 *	2,21 *	13 * 2,4	/ 2 =	10,064	**ton.**
		0,38 *	0,05 *	13 * 2,4	/ 2 =	0,285	**ton.**
W2 =	(,23+,46)/2 *		0,23 *	10 * 2,4	/ 2 =	0,957	**ton.**
W3 =		1,45 *	0,9 *	13 * 2,4	/ 2 =	19,810	**ton.**
W4 =		2,15 *	0,4 *	10 * 2,4	/ 2 =	10,784	**ton.**
W5 =		0,9 *	11,2 *	1,1 * 2,4	=	26,611	**ton.**
W6 =		1,5 *	11,2 *	1,1 * 2,4	/ 2 =	22,176	**ton.**
W7 =		5,65 *	0,3 *	1,2 * 2,4	=	4,882	**ton.**
Acera	=1,64+	0,23 *	1,3 *	6 * 2,4	=	5,946	**ton.**
W8 =		4,01 *	5,65 *	0,3 * 2,4	/ 2 =	8,156	**ton.**
W9 =		FUNDACION					

T1 =	11,3	*	2,8	*	4,5 * 1,9	=	273,4 **ton.**
T2 =	14,3	*	1	*	4,5 * 1,9	=	123,6 **ton.**
T3 =	11,3	*	2,4	*	3,4 * 1,9	=	177,04 **ton.**
E1 =	(0,293 1,79)/		2	*	6,3 * 3,1	=	20,44 **ton.**
E2 =	1,79	*	2,15	*	6,3	=	24,28 **ton.**
E3 =	1,79	*	9,05	*	1,1	=	17,78 **ton.**
Fund E3 =	1,79	*	0,9	*	4,5	=	7,23 **ton.**

DETERMINACIÓN DE CARGA MUERTA CM DE LA SUPERESTRUCTURA

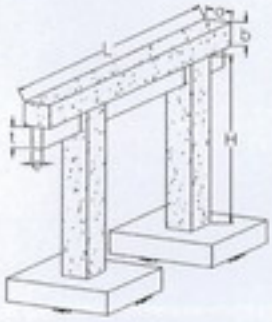
Del diseño de la superestructura obtenemos los siguientes pesos distribuidos

Viga =	1,78	Ton/ml		
Coping =	0,13	Ton/ml		
Losa = Internas =	0,96	Ton/ml		
Externas =	0,63	Ton/ml	Centroide cargas =	145 cm
Acera =	0,29	Ton/ml		
Asfalto =	0,12	Ton/ml		
Baranda =	0,16	Ton/ml	Tomando como base	
Diafragmas Centrales =	0,09	Ton/ml	la cara inferior de la viga	
TOTAL = Internas =	3,52	Ton/ml		
Externas =	3,19	Ton/ml		
RCM Int =	58,1	Ton.	TOTAL SUPER =	559 Ton.
Rcm ext =	52,6	Ton.	Longitud =	33 m

DETERMINACIÓN DE CARGA VIVA CV

Del análisis de continuidad la racción de carga viva en el Bastión 2 es

CV = 25.01*1.25 = 31.26 Ton / carril o por columna



MODELO DE BASTION

a =	1,45 m
b =	0,90 m
e =	0,40 m
t =	2,15 m
H =	11,2 m
L =	12,7 m

DETERMINACIÓN DE CARGA De SISMO EQ BASTION

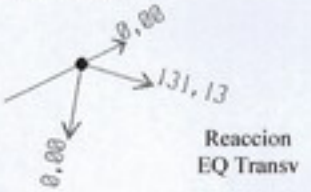
ELEMENTO			BRAZO Vert	Momento
W1 =	10,06	ton.	13,21	132,90
	0,28	ton.	14,12	4,02
W2 =	0,96	ton.	13,73	13,14
W3 =	19,81	ton.	11,65	230,79
W4 =	10,78	ton.	10,13	109,19
W5 =	26,61	ton./2	8,40	111,77
W6 =	22,18	ton./2	7,47	82,79
W7 =	4,88	ton.	13,71	66,93
Acera	5,95	ton.	14,43	85,77
W8 =	8,16	ton.	11,77	96,03
	85,28	ton.		933,31 Ton-m

Se toma como base la zona de contacto columna fundacion
Centroide del área expuesta del bastión 10,94 m.

SISMO

Del análisis de continuidad se puede determinar la fuerza transversal que todo el conjunto produce en los bastiones, para el sismo longitudinal se modelo como apoyo móvil en bastiones esto es en teoría que no se transmite carga de sismo longitudinal a los bastiones, sin embargo la practica común en el diseño de puentes es aplicar un porcentaje (30-35%) en los apoyos móviles.

Para determinar estas cargas se hizo una corrida del puente con los apoyos en bastiones fijos con el fin de determinar las reacciones en los bastiones, esto es lo que se muestra a continuación.Estas cargas se aplicaron en los bastiones a nivel de apoyos.



Reaccion
EQ Transv

Reaccion
EQ Long.

Coeficiente sísmico

Para el análisis sísmico se determinaron lo modos de oscilación y los periodos predominantes son :

Tlong = 0,127 seg

Ttrans = 0,096 seg

Según CSCR $C = \frac{aef\ I\ FED}{SR}$

1. Ubicación del sitio San Carlos ZONA II
2. TIPO S2
3. aef = aceleración Aef = 0.26 según datos de Estudio de riesgo sísmico
4. SR = 1.2 voladizos
5. Objetivos de desempeño Tipo C

   I = 1.00

6 FED Para suelos S2 en Zona II y U = 1.0

FED long = 2.1 Solo peso del Bastión, la super contribuye con 35 % de la reacción de superestructura (150.07*.35)

FED trans = 2.1

Clong = 2.1*0.26*1.00/1.2 = 0.455

CTrans = 2.1*0.26*1.00/1.2 = 0.455

Cxx =	0,546	/	1,2	=	0,455		
Wlong =	85,28	*	0,455	+(	76,6	)/2=	77,1 Ton por columna
Cyy =	0,572	/	1,2	=	0,477		
N Transv =	170,55	*	0,48	+(	131,13	) =	212,4 Ton por bastion

EQL = = 77,10 Ton por columna
EQL = = 212,43 Ton por bastion

Estas son las cargas totales aplicadas, sin embargo en el análisis solo se aplican las cargas determinadas en el análisis de continuidad a nivel de apoyos y los coeficientes sísmicos al bastión como cargas gravitacionales , obteniéndose los siguientes resultados para la columna del bastión y para sismo longitudinal al puente.

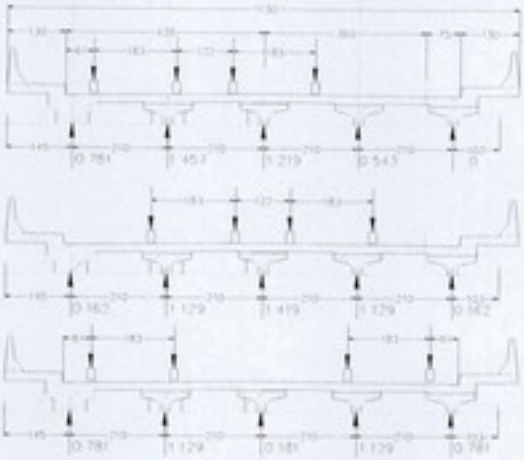
Momento
EQ long.

Cortante
EQ long.

Mas adelante se muestra una tabla con los valores máximos de cortante carga axial y momento para los puntos mas importantes dentro del diseño del marco en el sentido transversal.

CARGA VIVA

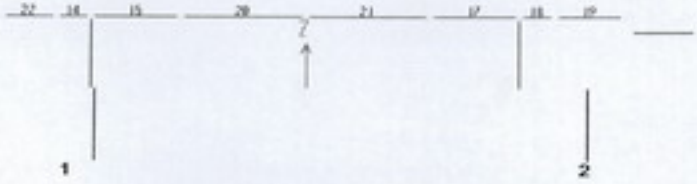
Para el análisis transversal se hizo una corrida en el SAP combinando las diversas posibilidades que se dan para la ubicación de los carriles de carga



DISTRIBUCION DE CARGA VIVA

Se realiza una corrida para un valor de P = 15.66 Ton que es la mitad de la reacción del análisis de continuidad+25%(25.01*1.25/2), e incorporando las reacciones de carga y peso propio para la pared de cabezal y la viga de cabezal asi como ubicando las cargas de la acera y baranda en aletones y realizando las combinaciones de carga de la AASHTO.

Los resultados obtenidos son :



	COLUMNA IZQ		COLUMNA DER		14	15	20	17	18
MCm	-3,42	5,46	2,40	-6,47	-127,3	-132,72	133,66	-103,80	-83,35
CV 1	-2,24	3,45	1,49	-4,20	-8,93	-12,38	49,37	-4,20	0,00
CV 2	-2,34	4,79	2,34	-4,79	-1,85	-6,63	59,70	-6,63	-1,85
CV3	-0,86	1,75	0,86	-1,75	-8,93	-10,68	20,29	-10,68	-8,93
Sismo	555,88	-486,58	555,88	-486,58	0,00	486,58	0,00	-486,58	0,00
G 1	-9,31	14,59	6,35	-17,53	-184,8	-199,41	280,94	-144,06	-108,4
G 2	-9,53	17,50	8,20	-18,81	-169,5	-186,93	303,37	-149,33	-112,4
G 3	-6,31	10,90	4,99	-12,21	-184,8	-195,72	217,81	-158,13	-127,7
Gvii	718,20	-625,46	725,76	-640,97	-165,5	460,02	173,76	-767,49	-108,4

Máximo Columna = M = 725,76 Ton-m P = 521,16 Ton-m V = 138,13
Máximo viga Posit = M = 303,37 Ton-m V = 336,73 Ton
Máximo viga negat. = M = -767,49 Ton-m

CARGA AXIAL	COL IZQ	COL DER	V14	15	20	17	18
PCm	-275,8	-261,8	99,47	-128,17	-37,33	119,90	-93,75
P CV 1	-44,66	-20,69	12,75	-31,91	11,76	20,62	0,00
P CV 2	-32,65	-32,65	2,64	-30,01	-11,58	30,01	-2,64
P CV 3	-32,66	-32,66	12,75	-19,90	-1,48	19,90	-12,75
P Sismo	139,12	-139,12	0,00	139,12	139,12	139,12	0,00
P G 1	-455,4	-385,2	157,0	-235,90	-23,00	200,64	-121,9
P G 2	-429,4	-411,2	135,0	-231,77	-73,67	221,02	-127,6
P G 3	-429,4	-411,2	157,0	-209,82	-51,74	199,07	-149,6
P Gvii	-177,6	-521,2	129,3	14,24	132,33	336,73	-121,9

CORTANTE	Col izq	Col der
VCm	-0,80	0,80
Vcv1	-0,52	0,52
Vcv2	-0,65	0,65
Vcv3	-0,24	0,24
Sismo	105,45	105,45

G1 = 1.3(CM +1,67 CV)
Gvii = 1,3(CM + EQ)

V G 1	-2,2	2,2
V G 2	-2,5	2,5
V G 3	-1,6	1,6
V Gvii	136,0	138,1

DISEÑO DE LA VIGA DE CABEZAL

ACERO VIGA CABEZAL

USAR M : Máximo viga Posit = 303,37 Ton. - m.
Máximo viga Negat = -767,49 Ton. - m.
V = 336,73 Ton.

Factores a utilizar 1./.9

Para M 337,07 Ton-m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 300 cm b = 145 cm

As = 26,9 cm2
a = 4,08 cm
1,2 Mc 1,2*fr*Ig/yt = 1,2*1,98*raiz(225)*145*300*300/6/1000/10(
1,2 Mc 775,17 Ton-m/m

Usar 1,33 As calc = 35,8 cm2/m

USAR 8 # 8 abajo
USAR 5 # 10 abajo

Para M 852,77 Ton-m
f'c = 225 kg fy = 4200 kg/cm2
d = 300 cm b = 40 cm
Recordar que es viga T
As = 72,49 cm2

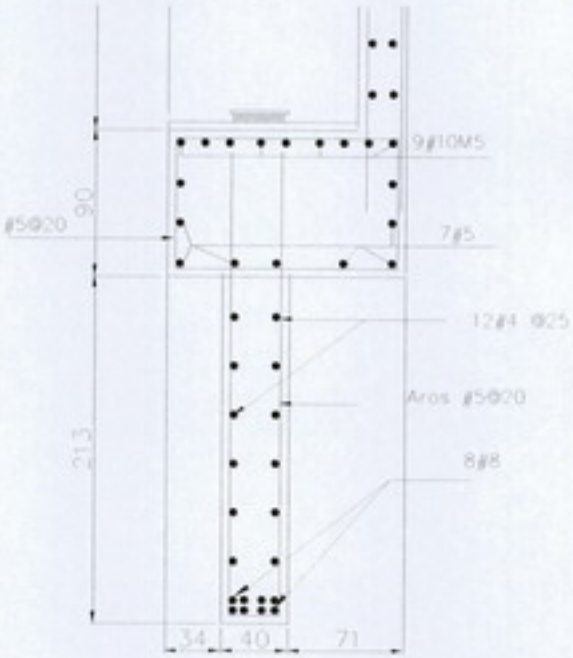
a = 39,80 cm
1,2 Mc 1,2*fr*Ig/yt = 1,2*1,98*raiz(225)*40*300*300/6/1000/100

1,2 Mc 213,84 Ton-m/m
Usar As calc = 72,5 cm2/m
USAR 15 # 8 arriba
USAR 9 # 10 arriba

CORTANTE

Vci = $0.53*f'c^{1/2}*b*d$ = 95,40 Ton.
Vmax = 336,73 Ton.
VS = 241,33
Usando Aros #4 el esp, seria =
S = 1,27 *2*4200* 300 / 241,33
S = 13,26

USAR AROS # 4 @30 y en el primer metro @15 cm



VIGA DE CABEZAL

DISEÑO DE LA COLUMNA

Momentos

	ELEMENTO		BRAZO Hor	Momento
W1 =	10,064		-1,510	-15,20
	0,285		-1,335	-0,38
W2 =	0,957		-1,770	-1,69
W3 =	19,810		-0,935	-18,52
W4 =	10,784		-0,750	-8,09
W5 =	26,611	**ton.**	-0,750	-19,96
W6 =	22,176	**ton.**	0,200	4,44
W7 =	4,882		-4,485	-21,89
Acera	5,946		-4,485	-26,67
W8 =	8,156		-3,543	-28,90
	109,67 ton.			-136,87 T-m
CM =	139,74		-0,75	-104,80
CV =	33,50		-0,75	-25,13
E1 =	20,44		12,24	250,16
E2 =	24,28		10,13	245,85
E2 =	17,78		4,53	80,43
	62,50			576,45
Eql =	74,93			703,60
Eqt =	106,25			558,28

COMBINACIONES DE CARGA

GRUPO I P = 1.3*(109,67 + 139,7 +1,67* 33,5)= 396,96 Ton
M = 1.3*(-136,87 + -104,8 +1,67* -25,1 + 576,45)= -368,72 Ton-m

GRUPO VII P = 1.3*(109,67 + 139,7)= 324,2 Ton
M = 1.3*(-136,87 + -104,8 + 576,5 + 703,60)= 1349,90 Ton-m
M T = = 725,76 Ton-m
V = 1.3*(62,50 + 106,25)= 219,38 Ton

Se revisará cantidades de acero con graficos del Gónzalez Cuevas

						1	
	D=	232			T =	240	
	T =	240	D/T =	0,97			
	B =	110					
Grupo I							
Alfa =	396,96	/	110	/	240	/,85 /	0,225
Alfa =	0,079						
Beta =	36.872	/	110	/	240 ^{2}	/,85 /	0,225
Beta =	0,0304						
Grupo VII							
Alfa =	324,23	/	110	/	240	/,85 /	0,225
Alfa =	0,064						
Beta =	134.990	/	110	/	240 ^{2}	/,85 /	0,225
Beta =	0,1114						
eta Trans=	0,1307						

Con estos datos tenemos que :

		ω =	0,23	
	ρ = ω*,85*	0,23	/ 4,20	
	ρ <=	0,0105		
USAR	1,05%	As =	276,49	cm2
	55 # 8			

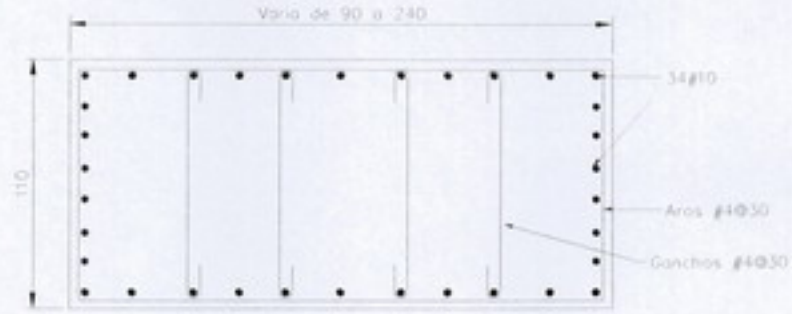
CORTANTE

Vci = 0.53*f'c1/2*b*d =		209,9	Ton.
Vmax =	219,38	Ton.	
Vs =	9,50		

Usando Aros #4 el esp, seria =

S =	1,27	*2*4200*	232	·	9,5
S =	usar aros por especificación				

USAR AROS # 4 @30 y en el primer metro @10 cm

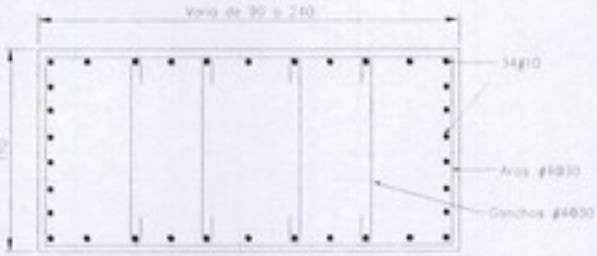


SECCION COLUMNA

COLUMNA BASTION 2 RIO CUARTO

ing alexander chinchilla j 30/11/2007

Ancho	**110**	cm			
Largo	**240**	cm	264	52,07	
Recubrimient	**5**	cm			
Aros #	**4**		1,3		
Cant var cara	**8**	#	10 3,2		
Cant var sec	**11**				
F'c =	**225**	Kg/cm2			
Fy =	**4200**	Kg/cm2			
Area Tota var	34	#	10 =	277,78	
Espaciamient	22,429	cm			



SECCION COLUMNA

Solo carga axial

Po = (+,85* 110 * 240 * 225 + 1 * 4200 * 277,78 /1000=

Po = 6215,7 Ton

Mo = 0

e= 0

Balanceado

C b = 137,39 cm
Pb = 2561,21 Ton
Mb = 2339,9 Ton-m
e= 0,9136

c= 312,00 cm
P = 5934,32 Ton
M = 258,25 Ton-m
e= 0,0435

c= 264,00 cm
P = 5498,8 Ton
M = 709,95 Ton-m
e= 0,1291

M	*P*	*e*
0	6215,7	0
258,2	5934,32	0,044
709,9	5498,83	0,129
1301	4832,11	0,269
1930	3795,53	0,509
2113	3348,29	0,631
2340	2561,21	0,914
2278	1774,69	1,284
2089,8	1215,79	1,719
1537	320,08	4,802
1278,6	15,48	82,6
Grupo I 368,7	396,96	0,929
Grupo VII 1350	324,23	4,163

c= 232,14 cm
P = 4832,1 Ton
M = 1301,4 Ton-m
e= 0,2693

c= 185,7 cm
P = 3795,5 Ton
M = 1930,2 Ton-m
e= 0,5

c= 167,14 cm
P = 3348,3 Ton
M = 2113,1 Ton-m
e= 0,6311

c= 104,46 cm
P = 1774,7 Ton
M = 2278 Ton-m
e= 1,284

c= 81,25 cm
P = 1215,79 Ton
M = 2089,8 Ton-m
e= 1,7189

c= 44,11 cm
P = 320,1 Ton
M = 1537 Ton-m
e= 4,802

c= 31,34 cm
P = 15,48 Ton
M = 1279 Ton-m
e= 82,6

DISEÑO DE LA FUNDACIÓN

Se toman como base los Momentos en columna

ELEMENTO	Mcol	P			M fund.			
	+(	-241,669	/	249	+ 2,40 /2 +	1	-	6,20 /2)* 249,41
CM	-241,669	249,41			-466,14			
CV	-25,125	33,50			-55,28			
T1		273,37			464,73			
T2		123,64			-321,46			
T3		177,04			-159,34			
		574,05			-16,07			
		V						
E	576,45	69,73			635,96			
Eql	703,60	74,93			703,60			
Eqt					558,28			
Placa	6,2 x 4,50	60,26						

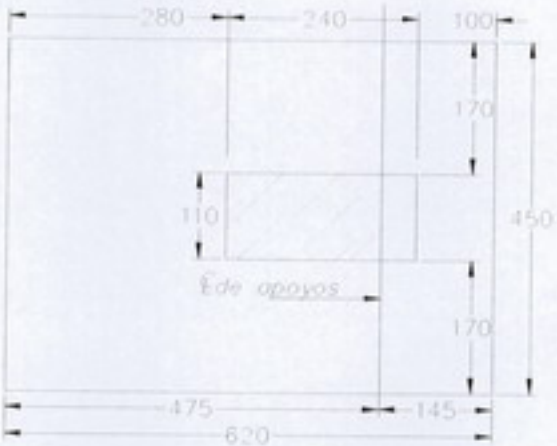
Grupo VII

P =	249,41	+	60,3 +	574,05	=	883,72	Ton.	
Ml =	-466,14	+	636	-16,067	+	703,60	=	857,4
ML =	-549,85		Ton -.m	Hacia atrás;aquí el empuje activo aumenta 3 veces				
MT =	558,28		Ton -.m					

$\sigma = P/A +- Mc/I$

ESFUERZO PERMISIBLES

Del estudio de suelos tenemos G = 41 Ton /m2



AREA	27,9 M2	6,2 x	4,5	
Inercia X =	89,37	X max =	3,1	
Inercia Y =	47,08	Y max =	2,3	
G =	31,67	+ 29,74 =	61,4	Ton.
	31,67	- 29,74 =	1,9	Ton.

TRANSVERSAL

G =	31,67	+ 26,68 =	58,4	Ton.
	31,67	- 26,68 =	5,0	Ton.

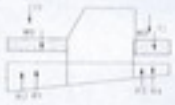
G perm = G + Peso esp. *Altura de relleno

Para Grupo VII AASHTO3.32 permite aumentar los esf. Permibles un 33%

G perm = 1,33 * 41 + 1,9 * 9

G perm = 71,81 Ton.

CALCULO DEL ACERO SISMO



Maximo	61,41	Ton						
Cara pie	34,55	Ton						
PIE →	L =	2,8	m					
R1 =	435,36	Ton.	1,4 m,					
R2 =	169,22	Ton.	1,9 m,					
Wpl=	27,22	Ton	Wpl=	4,5	x	0,9	x	2.4
T1 =	273,4	Ton.						
M =	-504,56	Ton. - m.	Hacia arriba					
V =	67,55	Ton./ m.						
Maximo	61,41	Ton						
Cara talon	11,53	Ton						
TALON →	L =	1	m					
R3 =	8,71	Ton.	0,5 m,					
R4 =	21,58	Ton.	0,3 m,					
Wpl=	9,72	Ton	Wpl=	4,5	x	0,9	x	2.4
T1 =	123,64	Ton.						
M =	55,13	Ton. - m.	Hacia abajo					
V =	-22,9	Ton./ m.						
Maximo	58,35	Ton						
Cara colur	38,20	Ton						
TRANS →	L =	1,7	m					
R3 =	402,59	Ton.	0,9 m,					
R4 =	106,23	Ton.	0,6 m,					
Wpl=	22,77	Ton	Wpl=	6,2	x	0,9	x	2.4
T1 =	88,52	Ton.						
M =	-307,81	Ton. - m.	Hacia arriba					
V =	64,12	Ton./ m.						

USAR M = -504,56 Ton. - m.
55,13 Ton. - m.
-307,81 Ton. - m.
Vmax = 67,55 Ton./m.

Factores a utilizar 1.3/.9

Para M = 670,51 Ton-m/m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 82 cm b 450 cm

As = 208,80 cm2
a = 10,19 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/y 1,2*1,98*raiz(225)*450*82*82/6/1000/100
1,2 Mcr = 179,73 Ton-m/m
Usar As calc = 46,40 cm2/m
USAR ***5,68 # 10 @ 18 abajo adelante***

Para M = 79,63 Ton-m/m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 82 cm b 450 cm

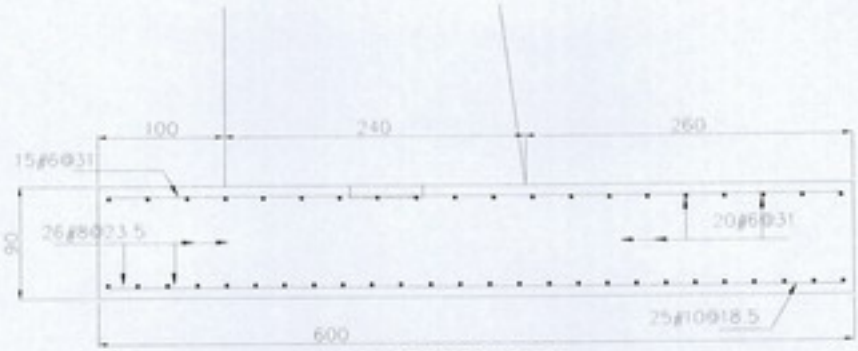
As = 23,28 cm2
a = 1,14 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/y 1,2*1,98*raiz(225)*450*82*82/6/1000/100
1,2 Mcr = 179,7325 Ton-m/m
Usar 1,33As calc = 6,88 cm2/m
USAR ***2,41 # 6 @ 41 arriba atrás***

Para M = 444,61 Ton-m/m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 82 cm b 620 cm

As = 132,91 cm2
a = 4,71 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/y 1,2*1,98*raiz(225)*620*82*82/6/1000/100
1,2 Mcr = 247,63 Ton-m/m
Usar As calc = 21,44 cm2/m
USAR ***4,22 # 8 @ 24 abajo transversal***

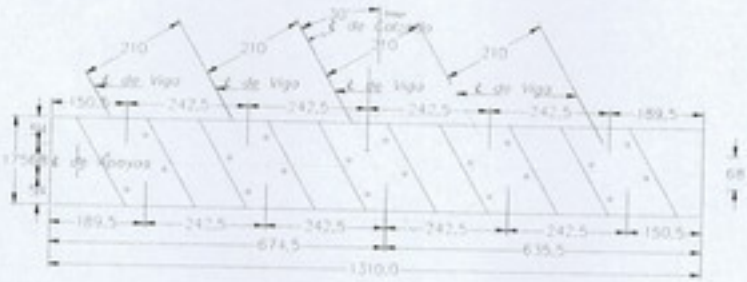
Vc concreto = 7.95 *82*100 /1000 = 65,19 Ton /m OK
Vmax = 67,55 Ton.
El cortante a d/2 = Vmax = 61,77 Ton. No usar aros

FUNDACION SECCION TRANSV

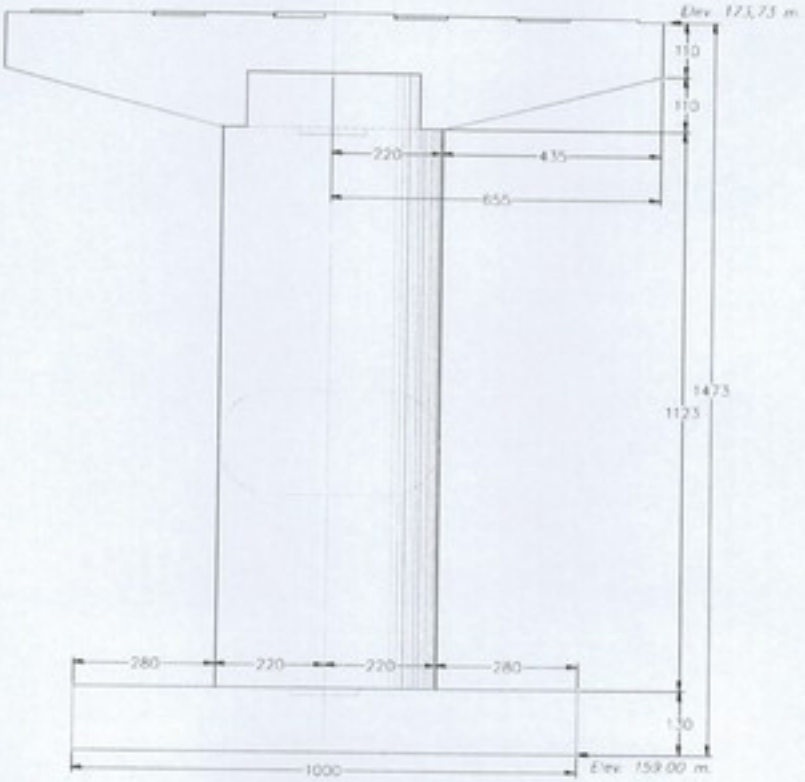


FUNDACION SECCION LONG

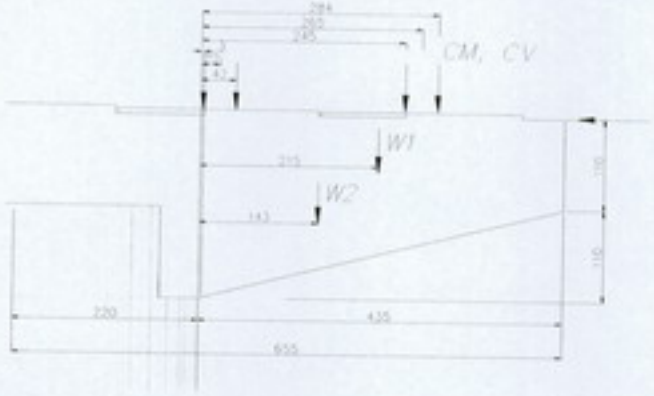
DISEÑO DE LAS PILAS PILA No. 1



PLANTA



DISEÑO DEL MARTILLO



RCM = Int 3,52 x 35,5 2 luces = 124,95 Ton
Ext 3,19 x 35,5 2 luces = 113,22 Ton

Para la carga viva se usa carga axial CV obtenida en la distrib. de momento:

RCV = 54,53 *1,25*1,200 = 81,8 Ton para un carril

Usando las distribuciones de la Pág. 44 y para caso I CV

Rext = ,781 *81,80/2 =31,94 Ton Rint = 1,457*81,80/2=59,59 ton

W1 = 1,75 x 1,10 x 4,35 x 2,4
W1 = 20,10 Ton

W2 = 1,75 x 1,10 x 4,35 /2x 2,4
W2 = 10,05 Ton

MCM = 124,95 x 0,22 + 113,22 x 2,65 +
20,10 x 2,18 + 10,05 x 1,45
MCM = 385,80 Ton-m

MCV= 59,60 x 0,22 + 31,95 x 2,65
MCV= 97,77 Ton-m

M total = 1,30 x (385,80 + 97,77 *1,67) =
M total = 713,81 Ton-m /.90 793,12 Ton-m

CALCULO DEL ACERO

Para M = 793,1 Ton-m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 212 cm b = 175 cm

As = 94,3 cm2
a = 11,8 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/yt = 1,2*1,98*raiz(225)*175*212*212/6/1000/100
1,2 Mcr 467 Ton-m/m
Usar As calc = 94,32 cm2/m
USAR 19 # 8 arriba ó
USAR 12 # 10 arriba

CORTANTE (calculado en la cara de la columna)

VCM = 124,95 + 113,2 + 20,10 + 10,05
VCM = 268,32 Ton

VCV= 59,60 + 31,95
VCV= 91,55 Ton

V total = 1,30 x (268,3 + 91,55 *1,67) =
V total = 547,56 Ton /.85 644,19 Ton

Vci = 7.95 *b*d/1000 = 306 Ton
Vs = 338,12 Ton

Para aros dobles # 5

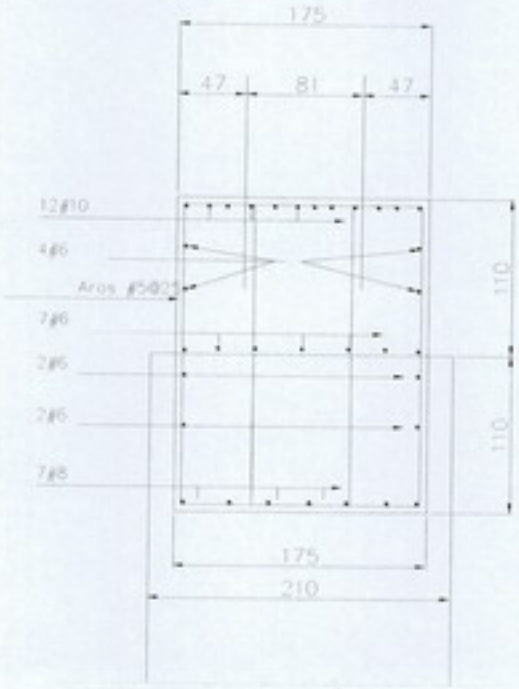
S = Av *fs*d/Vs= 4*1.98*4200*212/338120

S = 20,9 cm

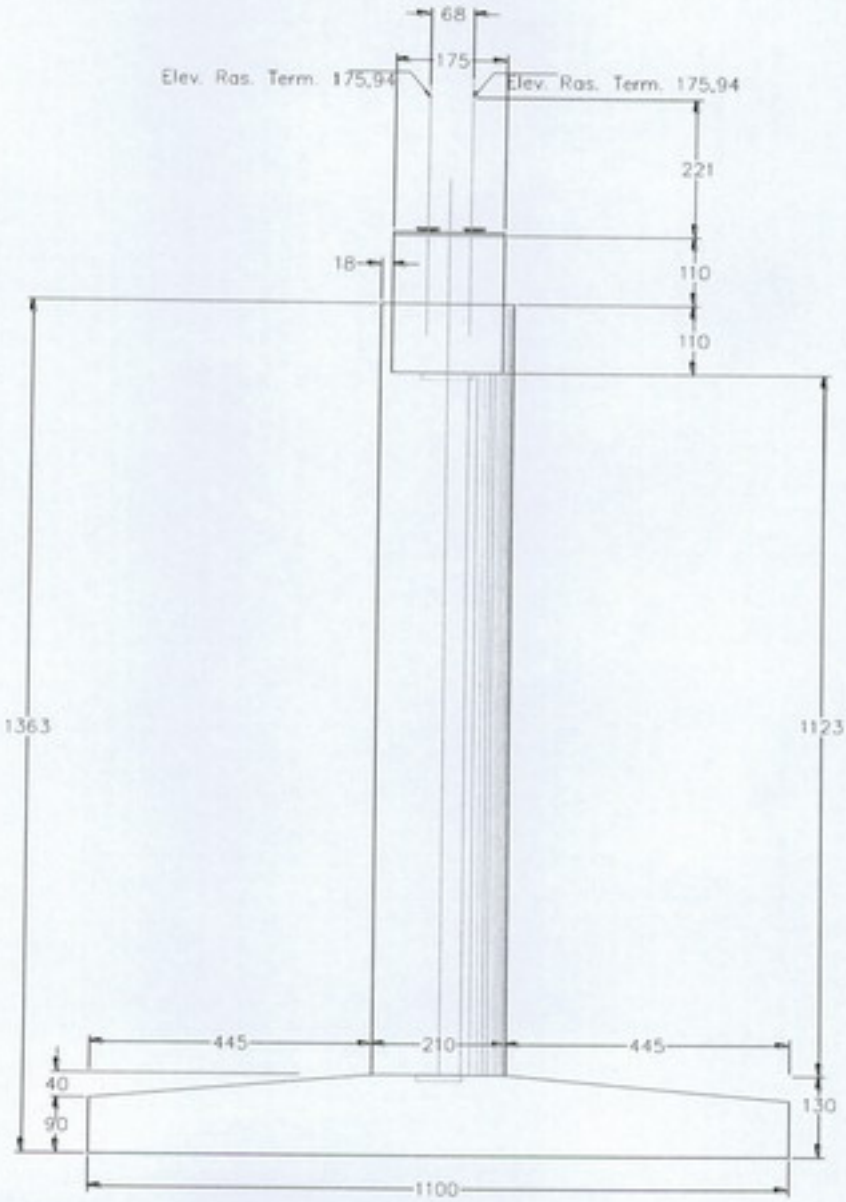
USAR 5 AROS @ 20 cm en el primer metro desde la cara de la columna resto @30 cm.

Según AASHTO 8.17.2.1 Para vigas de gran peralte se hace necesario colocar un acero minimo superficial el cual debe ser al menos 0.012(d-30) con en Pulg y As Pulg2/pie Realizando la conversión y para d = 202 cm tenemos que el acero lateral de la viga de be ser al menos 12.58 cm2/ cara .

A la viga se le colocaran 5#6 = 14.25 y en la cara inferior 7#8 = 35.35 cm2 lo cual supera los mínimos establecidos en esta norma.



SECCION TIPICA MARTILLO


68
175
Elev. Ras. Term. 175,94
Elev. Ras. Term. 175,94
221
18
110
110
1363
1123
445
210
445
40
90
130
1100

DISEÑO DE LA COLUMNA

Peso martillo =(1,75 *(13,10 * 1,10 + 8,75 * 1,10))*2.4 =
W m = 100,95 TON.
Peso columna = Area * 11,2 *2.4 area = 8,29
W col = 223,53 TON.

CM = 3* 63,36 +2 * 57,4 = 609,77 TON. TOTAL = 934,24 TON.
CV = 54,53 *2*1,25
CV = 136,3 Ton.
Mcv = 266,9 Ton-m

SISMO
Del analisis de continuidad tenemos que
Mtransv = 3221 Ton-M
Mlong = 3684 Ton-M

Vlong = 513,2 Ton
V trans = 144,5 Ton

COMBINACIONES DE CARGA

GRUPO I P = 1.3*(934,24 +1,67* 136,33)= 1510,5 Ton
M = 1.3*(0,00 +1,67* 266,85)= 579,33 Ton-m

GRUPO VII P = 1.3*(934,24)= 1214,52 Ton
M = 1.3*(3683,81)= 4788,95 Ton-m
M T = 1.3*(3220,56)= 4186,72 Ton-m
V = 1.3*(513,17)= 667,12 Ton

Calculo Del ACERO

Se revisará cantidades de acero con gráficos del González Cuevas se usará una sección rectangular equivalente en area lo cual es conserva

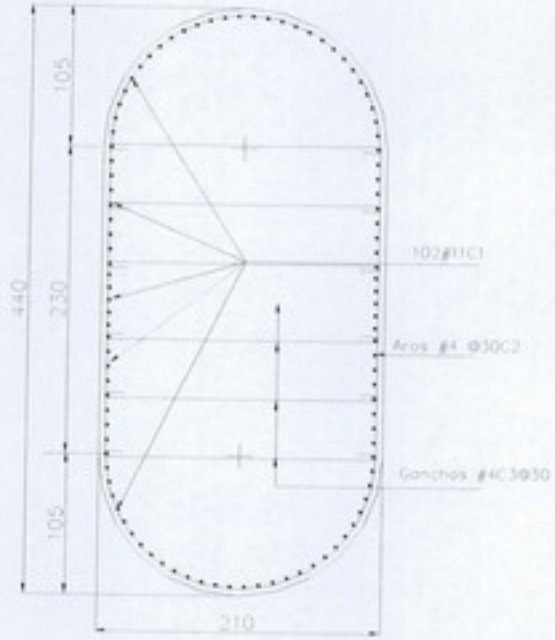
	D=	202	Factor red =	1	
	T =	210	D/T =	0,962	
	B =	394,93	B equiv rect	394,93	
Grupo I				394,93	
Alfa =	1510,48 /	394,93 /	210	/,85 /	0,225
	Alfa =	0,0952			
Beta =	57933,135 /	394,93 /	210	2/,85 /	0,225
	Beta =	0,0174			
Grupo VII					
Alfa =	1214,5157 /	394,93 /	210	/,85 /	0,225
	Alfa =	0,0766			
Beta =	478894,93 /	394,93 /	210	2/,85 /	0,225
	Beta =	0,1438			
	Beta Trans=	0,0668			

Con estos datos tenemos que :

	ω =	0,27		
ρ = ω*,85*	0,225	/ 4,2		
ρ <=	0,0123	USAR	1,23%	
USAR 1% =	1019,67	cm2		
102	# 11@	10,61		

CORTANTE

Vci = $0.53*f'c^{1/2}*b*d$ = 659,3 Ton.
Vmax = 667,12 Ton.
VS = 7,78
Usando Aros #5 el esp, seria =
S = 1,98 *2*4200* 202 * 7,78
S = x especificacion
USAR AROS # 4 @30 y en el primer metro @10 cm



SECCION COLUMNA

COLUMNA PILA RIO CUARTO LONGITUDINAL

Ancho	210	cm			
Largo	394,93	cm		829	163,6
Recubrimient	5	cm			
Aros #	4			1,3	
Cant var cara	30	#	11	3,5	
Cant var sec	23				
F´c =	225	Kg/cm2			
Fy =	4200	Kg/cm2			
Area Tota var	102	#	11 =	1027,14	
Espaciamient	17,223	cm			

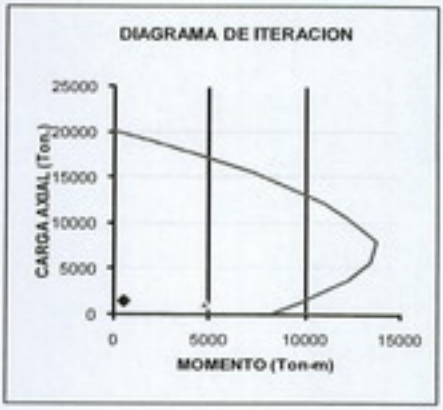
Solo carga axial

Po = (+,85* 210 * 395 * 225 + 1 * 4200 * 1027,1 /1000=
Po = 20175 Ton
Mo = 0
e= 0

Balanceado

C b = 228,99 cm
Pb = 8125,91 Ton
Mb = 13785 Ton-m
e= 1,6964

M	*P*	*e*
0	20175	0
1903	19027	0,1
4410	17591	0,251
7346	15640	0,47
11034	12236	0,902
12187	10751	1,134
13785	8126	1,696
13487	5715	2,36
12259	3845	3,188
9789	1293	7,57
8352	272	30,75
Grupo I 579,3	1510,5	0,384
Grupo VII 4789	1214,5	3,943



c= 513,41 cm
P = 19027 Ton
M = 1902,9 Ton-m
e= 0,1

c= 434,42 cm
P = 17590,9 Ton
M = 4409,5 Ton-m
e= 0,2507

c= 386,91 cm
P = 15640,0 Ton
M = 7346,4 Ton-m
e= 0,4697

c= 309,5 cm
P = 12236 Ton
M = 11034 Ton-m
e= 0,90

c= 278,58 cm
P = 10751,1 Ton
M = 12187 Ton-m
e= 1,1335

c= 174,11 cm
P = 5714,5 Ton
M = 13487 Ton-m
e= 2,36

c= 135,42 cm
P = 3845,30 Ton
M = 12259 Ton-m
e= 3,1881

c= 73,51 cm
P = 1293,0 Ton
M = 9789 Ton-m
e= 7,57

c= 50,30 cm
P = 272 Ton
M = 8352 Ton-m
e= 30,75

COLUMNA PILA RIO CUARTO TRANSVERSAL

Ancho	**394,93**	cm		
Largo	**210**	cm	829	163,6
Recubrimient	**5**	cm		
Aros #	**4**		1,3	
Cant var cara	**23**	#	11	3,5
Cant var sec	**30**			
F´c =	**225**	Kg/cm2		
Fy =	**4200**	Kg/cm2		
Area Tota var	102	#	11 =	1027,14
Espaciamient	6,6885	cm		

Solo carga axial

Po = (+,85* 395 * 210 * 225 + 1 * 4200 * 1027,1 /1000=
Po = 20175 Ton
Mo = 0
e= 0

Balanceado

C b = 119,54 cm
Pb = 8041,68 Ton
Mb = 6841,7 Ton-m
e= 0,8508

c= 273,00 cm
P = 19134 Ton
M = 829,9 Ton-m
e= 0,0434

c= 231,00 cm
P = 17709,1 Ton
M = 2111,7 Ton-m
e= 0,1192

c= 201,98 cm
P = 15469,9 Ton
M = 3832,7 Ton-m
e= 0,2478

c= 145,43 cm
P = 10643,7 Ton
M = 6138,4 Ton-m
e= 0,5767

c= 70,69 cm
P = 3333,44 Ton
M = 5854,4 Ton-m
e= 1,7563

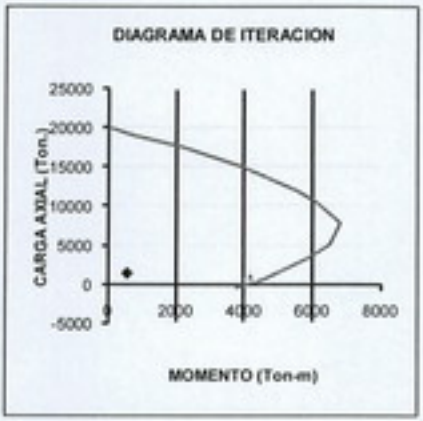
M	*P*	*e*
0	20175	0
830	19134	0,043
2112	17709	0,119
3833	15470	0,248
5606	12112	0,463
6138	10644	0,577
6842	8042	0,851
6548	5310	1,233
5854	3333	1,756
4589	779	5,893
3782	-302	-12,5
Grupo I 579,3	1510,5	0,384
Grupo VII 4187	1214,5	3,447

c= 161,6 cm
P = 12112 Ton
M = 5606 Ton-m
e= 0,46

c= 90,89 cm
P = 5310,1 Ton
M = 6548 Ton-m
e= 1,233

c= 38,38 cm
P = 778,8 Ton
M = 4589 Ton-m
e= 5,893

c= 26,26 cm
P = -302 Ton
M = 3782 Ton-m
e= -12,5



DISEÑO DE LA PLACA

Peso de placa =		10,00	*	11,00	*	1,30	*2.4 =	343,20	Ton.
Peso terreno =	(	10,00	*	11,00	-Area col.)*	3,82	*1.92 =	745,96	Ton.

Pcm =	1277,44	Ton.
Prelleno =	745,96	Ton.
Pcv =	136,33	Ton.

M Sism Long =	3683,81	Ton-M
M Sism TRans =	3220,56	Ton-M

P =	1277,44	+	745,96	= 2023	Ton.
Ml =	3683,81	Ton-m			
MT =	3220,56	Ton -.m			

Esfuerzo permisible = 57,00 Ton/m2

AREA	110,00		
Inercia X =	1109,17	X max =	5,50
Inercia Y =	916,67	Y max =	5,00

LONGITUDINAL

G =	18,39	+	18,27	=	36,66	Ton.
	18,39	-	18,27	=	0,13	Ton.

G perm = G + Peso esp. *Altura de relleno

Para Grupo VII AASHTO3.32 permite aumentar los esf. Permibles un 33%

G perm =	57,00	*1,33	+	6,12	*	1,92
G perm =	87,56	Ton.				

TRANSVERSAL

G =	18,39	+	17,57	=	35,96	Ton.
	18,39	-	17,57	=	0,83	Ton.
G perm =	57,00	*1,33	+	6,12	*	1,92
G perm =	87,56	Ton.				

Máximo	36,66		Ton	
Cara col	21,88		Ton	
PIE →	L =		4,45	m
R1 =	973,74	Ton.	2,23	m
R2 =	328,84	Ton.	2,97	m
Wpl=	138,84	Ton.		
T1 =	326,38	Ton.		
M =	-2107,03	Ton. - m.		Hacia arriba
V =	83,74	Ton./ m.		
Minimo	0,13		Ton	
Cara talon	14,91		Ton	
TALON →	L =		4,45	m
R3 =	6,25	Ton.	2,23	m
R4 =	361,73	Ton.	1,48	m
Wpl=	138,84	Ton.		
T1 =	326,38	Ton.		
M =	484,64	Ton. - m.		Hacia abajo
V =	-9,72	Ton./ m.		
Maximo	35,96		Ton	
Cara col	26,12		Ton	
TALON →	L =		2,8	m
R3 =	804,62	Ton.	1,4	m
R4 =	151,49	Ton.	1,87	m
Wpl=	96,10	Ton.		
T1 =	225,90	Ton.		
M =	-958,46	Ton. - m.		Hacia arriba
V =	57,65	Ton./ m.		

USAR M = -2107,03 Ton. - m.
484,64 Ton. - m.
-958,46 Ton. - m.
V = 83,74 Ton.
Factores a utilizar 1.3/.9

1) Para M = 2520,01 Ton-m/m con d = 122 cm b = 1000 cm.
f´c = 225 Kg/cm^2 Fy = 4200 Kg/cm^2
As = 516,04 cm^2
a = 11,33 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/yt = 1,2*1,98raíz(225)*1000*122*122/6/1000/100
1,2 Mcr = 884,11 Ton-m/m
Usar As calc. = 516,04 cm^2 = **51 #11 @ 19.5 abajo adelante**

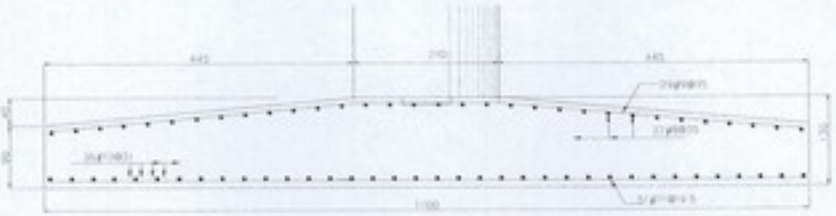
2) Para M = 700,04 Ton-m/m con d = 122 cm b = 1000 cm.
f´c = 225 Kg/cm^2 Fy = 4200 Kg/cm^2
As = 138,34 cm^2
a = 3,04 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/yt = 1,2*1,98raíz(225)*1000*122*122/6/1000/100
1,2 Mcr = 884,11 Ton-m/m
Usar (as 1.2 Mcr). = 174,72 cm^2 = **27 #9 @ 37 Arriba atrás**

3) Para M = 1301,37 Ton-m/m con d = 122 cm b = 1100 cm.
f´c = 225 Kg/cm^2 Fy = 4200 Kg/cm^2
As = 259,48 cm^2
a = 5,18 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/yt = 1,2*1,98raíz(225)*1100*122*122/6/1000/100
1,2 Mcr = 972,52 Ton-m/m
Usar As calc. = 259,48 cm^2 = **32 #10 @ 35 abajo transversal**

Vc concreto = 7.95 *122*100 /1000 = 96,99 Ton OK
Vmax = 83,74 Ton. en la car de la columna OK

No necesita aros

FUNDACION SECCION TRANSV



FUNDACION SECCION LONG

CALCULO DE CANTIDADES

PUENTE SOBRE EL

RIO CUARTO

Proyecto Chilamate – Vuelta de Kooper

PUENTE RIO CUARTO

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	BAST. No1	PILA No 1	BAST. No2	SUPER 71 m	TOTAL
206(1)	EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS	M3	740	660	580	--	1980
602 A(1)	HORMIGON ESTRUCTURAL CLASE A 225 Kg/cm2	M3	164	261	167	--	592
602 A(2)	HORMIGON ESTRUCTURAL CLASE B 280 Kg/cm2	M3	--	--	--	226,0	226,0
602 C(1)	VARILLA DE ACERO PARA REFUERZO GRADO 60	KG	16740	26480	17320	19240	79780
606 B(1) h	MIEMBROS ESTRUCTURALES DE HORMIGON PRESFORZADO 33 M	UNIDAD	--	--	--	5	5
602 B(1) j	MIEMBROS ESTRUCTURALES DE HORMIGON PRESFORZADO 38 M	UNIDAD	--	--	--	5	5
612 (1)a	BARANDA DE CONCRETO PARA PUENTES TIPO MEDIA NEW JERSEY	ML	15	--	15	146	176
618 B(1)	ESCOLLERA DE PIEDRA LIGADA CON MORTERO	M2	549	--	481	--	1030

TABLA DE REFUERZO

PUENTE RIO CUARTO BASTION No1

8 0,4 7,6

CACRA - Ing.R.Chinchilla J.

02-Oct-07

MARCA					Q	CANTIDAD		LONGITUD			Long	Long Total	Varillas Diam.	Peso	Cant Total	Pes Tot
A	1	a	A	1	# 6	4	c/u	595	a	595	595	595	6	2,235	4	53,19
A	2	a	A	2	# 6	4	c/u	138	a	138	138	138	6	2,235	4	12,3
A	3	a	A	3	# 6	4	c/u	790	a	790	790	790	6	2,235	4	70,63
A	4	a	A	22	# 4	4	c/u	160	a	495	327,5	6222,5	4	0,994	76	247,41
A	23	a	A	23	# 4	4	c/u	280	a	280	280	280	4	0,994	4	11,13
A	24	a	A	24	# 4	6	c/u	590	a	590	590	590	4	0,994	6	35,19
A	25	a	A	28	# 4	2	c/u	570	a	425	497,5	1990	4	0,994	8	39,56
A	29	a	A	37	# 4	2	c/u	470	a	95	282,5	2542,5	4	0,994	18	50,54
A	38	a	A	38	# 6	6	c/u	590	a	590	590	590	6	2,235	6	79,12
A	39	a	A	42	# 6	2	c/u	570	a	425	497,5	1990	6	2,235	8	88,95
A	43	a	A	51	# 6	2	c/u	470	a	95	282,5	2542,5	6	2,235	18	113,65
A	52	a	A	52	# 6	4	c/u	100	a	100	100	100	6	2,235	4	8,94
A	53	a	A	53	# 5	18	c/u	175	a	175	175	175	5	1,552	18	48,89
C	1	a	C	1	# 10	68	c/u	1170	a	1170	1170	1170	10	6,404	68	5.095,0
C	2	a	C	54	# 4	2	c/u	332	a	664	498	26394	4	0,994	106	524,71
C	55	a	C	55	# 4	424	c/u	108	a	108	108	108	4	0,994	424	455,17
F	1	a	F	1	# 10	50	c/u	584	a	584	584	584	10	6,404	50	1.870,0
F	2	a	F	2	# 8	52	c/u	434	a	434	434	434	8	3,973	52	896,63
F	3	a	F	3	# 6	30	c/u	584	a	584	584	584	6	2,235	30	391,57
F	4	a	F	4	# 6	40	c/u	434	a	434	434	434	6	2,235	40	388,00
F	5	a	F	5	# 10	68	c/u	250	a	250	250	250	10	6,404	68	1.088,68
M	0	a	M	0	# 4	22	c/u	275	a	275	275	275	4	0,994	22	60,14
M	1	a	M	1	# 6	2	c/u	1249	a	1249	1249	1249	6	2,235	2	55,83
M	2	a	M	2	# 4	12	c/u	1249	a	1249	1249	1249	4	0,994	12	148,98
M	3	a	M	3	# 4	34	c/u	545	a	545	545	545	4	0,994	34	184,19
M	4	a	M	4	# 4	35	c/u	143	a	143	143	143	4	0,994	35	49,75
M	5	a	M	5	# 10	9	c/u	1249	a	1249	1249	1249	10	6,404	9	719,87
M	6	a	M	6	# 5	9	c/u	1249	a	1249	1249	1249	5	1,552	9	174,46
M	7	a	M	7	# 4	12	c/u	1249	a	1249	1249	1249	4	0,994	12	148,98
M	8	a	M	8	# 5	46	c/u	569	a	569	569	569	5	1,552	46	406,22
M	9	a	M	9	# 8	8	c/u	1249	a	1249	1249	1249	8	3,973	8	396,98
M	10	a	M	10	# 4	2	c/u	1000	a	1000	1000	1000	4	0,994	2	19,88
M	11	a	M	11	# 5	43	c/u	460	a	460	460	460	5	1,552	43	306,99
M	12	a	M	12	# 3	35	c/u	124	a	124	124	124	3	0,560	35	24,30
P	1	a	P	1	# 4	20	c/u	110	a	110	110	110	4	0,994	20	21,87
P	2	a	P	2	# 4	20	c/u	110	a	110	110	110	4	0,994	20	21,87
P	3	a	P	3	# 4	5	c/u	140	a	140	140	140	4	0,994	5	6,96
P	4	a	P	4	# 4	5	c/u	140	a	140	140	140	4	0,994	5	6,96
S	1	a	S	1	# 4	20	c/u	110	a	110	110	110	4	0,994	20	21,87
S	2	a	S	2	# 4	10	c/u	299	a	299	299	299	4	0,994	10	29,72
S	3	a	S	3	# 4	16	c/u	75	a	75	75	75	4	0,994	16	11,93
S	4	a	S	4	# 4	4	c/u	352	a	352	352	352	4	0,994	4	14,00
S	5	a	S	5	# 6	20	c/u	187	a	187	187	187	6	2,235	20	83,59
R	1	a	R	1	# 4	12	c/u	595	a	595	595	595	4	0,994	12	70,97
R	2	a	R	2	# 4	4	c/u	625	a	625	625	625	4	0,994	4	24,85
R	3	a	R	3	# 6	40	c/u	210	a	210	210	210	6	2,235	40	187,74
	4	a	L	4	# 8	56	c/u	480	a	480	480	480	8	3,973	56	1.067,94
	5	a	L	5	# 4	25	c/u	995	a	995	995	995	4	0,994	25	247,26
L	6	a	L	6	# 6	89	c/u	80	a	80	80	80	6	2,235	89	159,13

Total KG 16.243

PUENTE RIO CUARTO BASTION No1

Usar ===> 16.243 Kg

02-Oct-07

VOLUMEN DE CONCRETO

Fundacion

L =	6								
b =	4,5								
h =	0,9								
Car	2								
Vol =		**48,60**	M3						

Columna

Alt	10,94						
b	1,1						
t1	0,9						
t2	2,40						
Cant	2	**39,71**	M3				88,3

Pantalla

L =	11								
b =	0,4								
h =	2,13								
Vol =		**9,19**	M3						

Viga cab

L =	12,59								
b =	1,45								
h =	0,90								
Vol =				**16,43**	M3				25,62

Pared cabezal

L =	12,59								
b =	0,3								
h =	2,24								
Vol =		**8,46**	M3						

Pared cabezal

L =	12,59								
b =	0,05								
h =	0,38								
Vol =				**0,24**	M3				8,70

Mensula

L =	10,79	10,8							
b =	0,2								
h =	0,35								
Vol =		**0,86**	M3						

Acera

L =	6,00								
b =	0,4								
h =	1,30								
Cant	2								
Vol =				**6,71**					7,56

Aletones 1

L =	5,7								
b =	1,20								
h =	0,35								
Car	2								
Vol =		**4,75**	M3						

Aletones 2

L =	5,7								
b =	4,01								
h =	0,35								
Cant	2								
Vol =				**7,93**	M3				12,68

Filetes

L =	4,86								
b =	0,5								
h =	0,50								
Car	2								
Vol =		**1,22**	M3						

Pedestales

L =	1,41					0,3700	0,9400		
b =	1,1					0,0500	0,1500		
h =	0,07					0,0850	0,2000		
Cant	5					0,1000	0,2600		
Vol =				**0,57**	M3	0,0850	0,3300		
llave sismica =	1,6					0,0500		0,1456	
									1,79

Losa aprox

	4,33			sesgo	30	0,524	0,57	0,14	
	10,1						15,66594		
	0,22				9,57	5,00	28,4715	26,42	12
				TOTAL LOSA		**11,97** m3	24,3695	3,699	

TOTAL VOL CONCRETO = 164 M3

Acero refuerzo 16740 Kg

99,04 Kg/m

Excavacion
Fundacion

L =	6	7				
b =	4,5	5,5				
h =	0,9	9,5				
Cant	2		2	**731,5 M3**	***USAR = 740 M3***	

TABLA DE REFUERZO

PUENTE RIO CUARTO BASTION No2

8 -0,2 8,2

CACIBA - Ing.A.Chiavistelli J.

02-Oct-07

MARCA					Ø	CANTIDAD		LONGITUD			Long	Long Total	Varillas Diam.	Peso	Cant Tot	Pes Tot
A	1	a	A	1	# 6	4	c/u	595	a	595	595	595	6	2,235	4	53,19
A	2	a	A	2	# 6	4	c/u	138	a	138	138	138	6	2,235	4	12,34
A	3	a	A	3	# 6	4	c/u	790	a	790	790	790	6	2,235	4	70,63
A	4	a	A	22	# 4	4	c/u	160	a	495	327,5	6222,5	4	0,994	76	247,41
A	23	a	A	23	# 4	4	c/u	280	a	280	280	280	4	0,994	4	11,13
A	24	a	A	24	# 4	6	c/u	590	a	590	590	590	4	0,994	6	35,19
A	25	a	A	28	# 4	2	c/u	570	a	425	497,5	1990	4	0,994	8	39,56
A	29	a	A	37	# 4	2	c/u	470	a	95	282,5	2542,5	4	0,994	18	50,54
A	38	a	A	38	# 6	6	c/u	590	a	590	590	590	6	2,235	6	79,12
A	39	a	A	42	# 6	2	c/u	570	a	425	497,5	1990	6	2,235	8	88,95
A	43	a	A	51	# 6	2	c/u	470	a	95	282,5	2542,5	6	2,235	18	113,65
A	52	a	A	52	# 6	4	c/u	100	a	100	100	100	6	2,235	4	8,94
A	53	a	A	53	# 5	18	c/u	175	a	175	175	175	5	1,552	18	48,89
C	1	a	C	1	# 10	68	c/u	1195	a	1195	1195	1195	10	6,404	68	5.203,9
C	2	a	C	55	# 4	2	c/u	332	a	664	498	26892	4	0,994	108	534,61
C	56	a	C	56	# 4	432	c/u	108	a	108	108	108	4	0,994	432	463,76
F	1	a	F	1	# 10	58	c/u	604	a	604	604	604	10	6,404	58	2.243,45
F	2	a	F	2	# 8	54	c/u	434	a	434	434	434	8	3,973	54	931,11
F	3	a	F	3	# 6	30	c/u	604	a	604	604	604	6	2,235	30	404,98
F	4	a	F	4	# 6	42	c/u	434	a	434	434	434	6	2,235	42	407,40
F	5	a	F	5	# 10	68	c/u	250	a	250	250	250	10	6,404	68	1.088,68
M	0	a	M	0	# 4	22	c/u	275	a	275	275	275	4	0,994	22	60,14
M	1	a	M	1	# 6	2	c/u	1249	a	1249	1249	1249	6	2,235	2	55,83
M	2	a	M	2	# 4	12	c/u	1249	a	1249	1249	1249	4	0,994	12	148,98
M	3	a	M	3	# 4	34	c/u	545	a	545	545	545	4	0,994	34	184,19
M	4	a	M	4	# 4	35	c/u	143	a	143	143	143	4	0,994	35	49,75
M	5	a	M	5	# 10	9	c/u	1249	a	1249	1249	1249	10	6,404	9	719,87
M	6	a	M	6	# 5	9	c/u	1249	a	1249	1249	1249	5	1,552	9	174,46
M	7	a	M	7	# 4	12	c/u	1249	a	1249	1249	1249	4	0,994	12	148,98
M	8	a	M	8	# 5	46	c/u	569	a	569	569	569	5	1,552	46	406,22
M	9	a	M	9	# 8	8	c/u	1249	a	1249	1249	1249	8	3,973	8	396,98
M	10	a	M	10	# 4	2	c/u	1000	a	1000	1000	1000	4	0,994	2	19,88
M	11	a	M	11	# 5	43	c/u	460	a	460	460	460	5	1,552	43	306,99
M	12	a	M	12	# 3	35	c/u	124	a	124	124	124	3	0,560	35	24,30
P	1	a	P	1	# 4	20	c/u	110	a	110	110	110	4	0,994	20	21,87
P	2	a	P	2	# 4	20	c/u	110	a	110	110	110	4	0,994	20	21,87
P	3	a	P	3	# 4	5	c/u	140	a	140	140	140	4	0,994	5	6,96
P	4	a	P	4	# 4	5	c/u	140	a	140	140	140	4	0,994	5	6,96
S	1	a	S	1	# 4	20	c/u	110	a	110	110	110	4	0,994	20	21,87
S	2	a	S	2	# 4	10	c/u	299	a	299	299	299	4	0,994	10	29,72
S	3	a	S	3	# 4	16	c/u	75	a	75	75	75	4	0,994	16	11,93
S	4	a	S	4	# 4	4	c/u	352	a	352	352	352	4	0,994	4	14,00
S	5	a	S	5	# 6	20	c/u	187	a	187	187	187	6	2,235	20	83,59
R	1	a	R	1	# 4	12	c/u	595	a	595	595	595	4	0,994	12	70,97
R	2	a	R	2	# 4	4	c/u	625	a	625	625	625	4	0,994	4	24,85
R	3	a	R	3	# 6	40	c/u	210	a	210	210	210	6	2,235	40	187,74
L	1	a	L	1	# 8	56	c/u	480	a	480	480	480	8	3,973	56	1.067,94
L	2	a	L	2	# 4	25	c/u	995	a	995	995	995	4	0,994	25	247,26
L	3	a	L	3	# 6	89	c/u	80	a	80	80	80	6	2,235	89	159,13
												Total KG				16.810,6

PUENTE RIO CUARTO BASTION No2

02-Oct-07

Usar ===> 16.811 Kg

VOLUMEN DE CONCRETO

Fundacion
L = 6,2
b = 4,5
h = 0,9
Car 2
Vol = **50,22** M3

Columna
Alt 11,17
b 1,1
t1 0,9
t2 2,40
Cant 2
40,55 M3

90,8

Pantalla
L = 11
b = 0,4
h = 2,13
Vol = **9,19** M3

Viga cab
L = 12,59
b = 1,45
h = 0,90
Vol = **16,43** M3

25,62

Pared cabezal
L = 12,59
b = 0,3
h = 2,24
Vol = **8,46** M3

Pared cabezal
L = 12,59
b = 0,05
h = 0,38
Vol = **0,24** M3

8,70

Mensula
L = 10,79 10,8
b = 0,2
h = 0,35
Vol = **0,86** M3

Acera
L = 6,00
b = 0,4
h = 1,30
Cant 2
Vol = **6,71**

7,56

Aletones 1
L = 5,7
b = 1,20
h = 0,35
Car 2
Vol = **4,75** M3

Aletones 2
L = 5,7
b = 4,01
h = 0,35
Cant 2
Vol = **7,93** M3

12,68

Filetes
L = 4,86
b = 0,5
h = 0,50
Car 2
Vol = **1,22** M3

Pedestales
L = 1,41
b = 1,1
h = 0,07
Cant 5
llave sismica = 1,6
Vol = **0,57** M3

0,3700	0,9400		
0,0500	0,1500		
0,0850	0,2000		
0,1000	0,2600		
0,0850	0,3300		
0,0500		0,1456	

1,79

Losa aprox 4,33 10,1 0,22

sesgo 30 0,524

		0,57	0,14
		15,66594	
9,57	5,00	28,4715	26,421 11,97
TOTAL LOSA	**11,97** m3	24,3695	3,6969

TOTAL VOL CONCRETO = ***167 M3***
Acero refuerzo ***17320 Kg***
100,7 Kg/m

Excavacion
Fundacion
L = 6,2 7,2
b = 4,5 5,5
h = 0,9 7,3
Cant 2 2 **574,2 M3** ***USAR =*** ***580 M3***

TABLA DE REFUERZO

PUENTE RIO CUARTO PILA 1

8 -1,7 9,7

CACIBA - Ing.A.Chiavistilla J.

02-Oct-07

	MARCA				Ø		CANTIDAD		LONGITUD			Long	Long Total	Varillas Diam.	Varillas Peso	Cant Total	Pes Tot
C	1	a	C	1	#	11	102	c/u	1215	a	1215	1215	1215	11	7,907	102	9.799,15
C	2	a	C	2	#	4	98	c/u	575	a	575	575	575	4	0,994	98	560,12
C	3	a	C	3	#	4	294	c/u	224	a	224	224	224	4	0,994	294	654,61
C	4	a	C	4	#	8	12	c/u	150	a	150	150	150	8	3,973	12	71,51
F	1	a	F	1	#	11	51	c/u	1084	a	1084	1084	1084	11	7,907	51	4.371,31
F	2	a	F	2	#	10	36	c/u	984	a	984	984	984	11	6,404	36	2.268,55
F	3	a	F	3	#	9	29	c/u	1084	a	1084	1084	1084	9	5,060	29	1.590,66
F	4	a	F	4	#	8	32	c/u	984	a	984	984	984	8	3,973	32	1.251,02
F	5	a	F	5	#	11	102	c/u	290	a	290	290	290	11	7,907	102	2.338,89
M	1	a	M	1	#	10	12	c/u	1300	a	1300	1300	1300	10	6,404	12	999,02
M	2	a	M	2	#	6	7	c/u	1300	a	1300	1300	1300	6	2,235	7	203,39
M	3	a	M	3	#	6	4	c/u	1300	a	1300	1300	1300	6	2,235	4	116,22
M	4	a	M	4	#	6	2	c/u	1120	a	1120	1120	1120	6	2,235	2	50,06
M	5	a	M	5	#	6	2	c/u	785	a	785	785	785	6	2,235	2	35,09
M	6	a	M	6	#	8	7	c/u	1326	a	1326	1326	1326	8	3,973	7	368,77
M	7	a	M	7	#	5	28	c/u	642	a	642	642	642	5	1,552	28	278,99
M	8	a	M	27	#	5	4	c/u	432	a	642	537	10740	5	1,552	80	666,74
												0	0			0	-
P	1	a	P	1	#	4	20	c/u	175	a	175	175	175	4	0,994	20	34,79
P	2	a	P	2	#	4	20	c/u	120	a	120	120	120	4	0,994	20	23,86
P	3	a	P	3	#	4	5	c/u	205	a	205	205	205	4	0,994	5	10,19
P	4	a	P	4	#	4	5	c/u	150	a	150	150	150	4	0,994	5	7,46
											0						

Total KG 25.700,4

Usar ===> **25.700** Kg

VOLUMEN DE CONCRETO

Fundacion			Columna	
L = 11,00	0,4	Alt	11,2	**0,65**
b = 10,00	4,35	b	2,1	7,3046
h = 1,30	17,4	t1	2,3	

PUENTE RIO CUARTO — PILA 1

02-Oct-07

Car 1

Vol =	**125,60**	M3	t2	1,05				
			Cant	1	**93,69**	M3		219,29
L =			L =					
b =			b =					
h =			h =					
Vol =	**0,00**	M3	**Vol =**		**0,00**	M3		0,00

Martillo

L =	13,10		**Martillo Cuña**					
b =	1,8		L =	4,35				
h =	1,10		b =	1,8				
			h =	1,10				
Vol =	**25,22**	M3	**Vol =**		**8,37**	M3		33,59
L =	0		L =					
b =			b =					
h =			h =					
			Cant	2				
Vol =	**0,00**	M3	**Vol =**		**0,00**			0,00
L =			L =					
b =			b =					
h =			h =					
Cant			Cant					
Vol =	**0,00**	M3	**Vol =**		**0,00**	M3		0,00

Filetes

L =			**Pedestales**		0,3700	0,8890		
b =			L =	1,39	0,0500	0,0740		
h =			b =	1,8	0,0850	0,1620		
Cant			h =	0,11	0,1000	0,2020		
Vol =	**0,00**	M3	Cant	5	0,0850	0,2180		
			Vol =		0,0500	0,2330	0,1399	
			llave sismica =	0		**1,28**	M3	1,28

TOTAL VOL CONCRETO = ***261 M3***

Acero refuerzo ***26480 Kg***

98,47 Kg/m

Excavacion
Fundacion

L =	11	12			
b =	10	11			
h =	1,3	5,0			
Cant	1		653,4	***USAR =***	***660 M3***

TABLA DE REFUERZO

PUENTE RIO CUARTO SUPER 71 m

CACISA - Ing.A.Chinchilla J.

02-Oct-07

MARCA					Q		CANTIDAD		LONGITUD			Long	Long Total	Varillas Diam.	Peso	Cant Total	Pes Tot
D	1	a	D	1	#	4	144	c/u	188	a	188	188	188	4	0,994	144	269,10
D	2	a	D	2	#	6	48	c/u	188	a	188	188	188	6	2,235	48	201,69
D	3	a	D	3	#	4	120	c/u	348	a	348	348	348	4	0,994	120	415,09
D	4	a	D	4	#	6	36	c/u	96	a	96	96	96	6	2,235	36	77,24
D	5	a	D	5	#	4	48	c/u	137	a	137	137	137	4	0,994	48	65,37
D	6	a	D	6	#	6	16	c/u	137	a	137	137	137	6	2,235	16	48,99
D	7	a	D	7	#	4	24	c/u	322	a	322	322	322	4	0,994	24	76,82
D	8	a	D	8	#	6	12	c/u	164	a	164	164	164	6	2,235	12	43,98
D	9	a	D	9	#	4	48	c/u	138	a	138	138	138	4	0,994	48	65,84
D	10	a	D	10	#	6	16	c/u	138	a	138	138	138	6	2,235	16	49,35
D	11	a	D	11	#	4	12	c/u	512	a	512	512	512	4	0,994	12	61,07
D	12	a	D	12	#	6	6	c/u	164	a	164	164	164	6	2,235	6	21,99
D	13	a	D	13	#	4	12	c/u	275	a	275	275	275	4	0,994	12	32,80

L	0	a	L	0	#	8	37	c/u	600	a	600	600	600	8	3,973	37	882,01
L	1	a	L	1	#	5	181	c/u	978	a	978	978	978	5	1,552	181	2.747,32
L	2	a	L	2	#	5	180	c/u	1002	a	1002	1002	1002	5	1,552	180	2.799,19
L	3	a	L	3	#	5	181	c/u	1000	a	1000	1000	1000	5	1,552	181	2.809,12
L	4	a	L	4	#	4	64	c/u	7305	a	7305	7305	7305	4	0,994	64	4.647,15
L	5	a	L	5	#	6	586	c/u	254	a	254	254	254	6	2,235	586	3.326,66
L	6	a	L	6	#	5	4	c/u	85	a	970	527,5	527,5	5	1,552	4	32,75
													Total KG				18.673,5

Usar ===> **18.674** Kg

VOLUMEN DE CONCRETO

Losa =

Largo	73,16
ancho	9,47
espesor	0,19

132

Coping

Largo	71,93
ancho	1,067
espesor	0,03
cant	5

11,5

Final losa

10,79
0,4
0,09
2 0,78

acera

Largo	73,16
ancho	1,3
espesor	0,23

2 **43,7**

219,68

TOTAL VOL CONC = ***226,00 M3***
ACERO REF ***19240 Kg***

diafragmas int

Largo	1,9
alto	1,3
espesor	0,25
cant	24

14,82

diafragmas final

Largo	1,6036
alto	1
espesor	0,25
cant	8

3,2072667

Filetes

0,1
0,1
24
1,9

0,456 M3

diafragmas pilas

Largo	1,6048
alto	1,8
espesor	1,17
cant	4

13,52

ESTUDIO HIDRAULICO PARA EL PUENTE SOBRE EL RIO CAÑO NEGRO

RUTA CHILAMATE-VUELTA KOOPER

Etapa 2: Informe Final

TABLA DE CONTENDIO

1. **INTRODUCCION** 3
2. **CARACTERIZACION MORFOLOGICA DEL TRAMO** 3
   - 2.1. Caudal Formativo 4
   - 2.2. Granulometría 4
   - 2.3. Perfil longitudinal 6
   - 2.4. Forma en planta 9
   - 2.5. Transporte por el fondo 10
   - 2.6. Estabilidad del cauce 11
3. **CALCULO DE SOCAVACION EN PILAS Y BASTIONES** 12
4. **CONCLUSIONES** 15
5. **REFERENCIAS** 16

1. INTRODUCCION

Este Informe contiene la caracterización morfológica del tramo del río Caño Negro sobre el que cruzará el puente de la carretera proyectada entre Chilamate y Vuelta Kooper. Además se presentan los resultados obtenidos de la socavación esperada sobre la estructura para el caudal de diseño.

El presente estudio es la continuación del Estudio Hidrológico presentado anteriormente en el Informe de Avance No. 1 de DISEÑO DE PUENTES.

Algunas características básicas hidrológicas del río hasta el sitio del puente presentadas en el Informe de Avance No. 1 de DISEÑO DE PUENTES son las siguientes:

Área de drenaje:	21 km^2
Avenida de diseño:	233 m^3/s (1:100 años)
Nivel para avenida de diseño:	185 msnm[1]

De acuerdo a la documentación presentada en el Informe de Avance No. 2 de Diseño de Puentes, en este sitio se propone un puente con una longitud total de 42 metros, compuesto por un solo tramo de vigas postensadas de concreto y con losa de concreto .

El ancho total de la calzada es de 11.30 metros, compuestos por una superficie de ruedo de 8.70 metros, dos aceras de 0.90 metros cada una y una baranda de concreto tipo New Jersey de 40 cm de ancho.

Por la ubicación del río respecto a la calzada, el puente tiene un sesgo de 25°.

La subestructura está constituida por dos bastiones de concreto reforzado tipo marco, con dos columnas apoyadas sobre fundaciones aisladas. La altura de los bastiones es de 7.86 metros el No. 1 y de 9.04 metros el No. 2, medidos desde el nivel de desplante hasta la rasante terminada.

2. CARACTERIZACION MORFOLOGICA DEL TRAMO

El puente de la ruta cruzará el río Caño Negro en su tramo medio aproximadamente 16 km aguas arriba de su desembocadura en el río Toro. En este apartado se hace un análisis básico de las características morfológicas de dicho tramo. Esta caracterización es importante para estimar la estabilidad actual del río, la tendencia futura en su comportamiento y sus posibles efectos sobre la estructura del puente.

[1] Los cálculos más detallados de este Informe redefinen ligeramente el nivel para la avenida de diseño a la cota 184.98 msnm.

El tramo medio del río Caño Negro se clasifica como "tipo D" en la clasificación de Montgomery y Buffington (1997). De acuerdo a dicha clasificación el sedimento consiste en gravas, el lecho sigue un patrón de poza-rápido y la fuente de sedimento está en el transporte fluvial desde aguas arriba y la erosión de las márgenes. Según dicha clasificación la separación entre pozas es de 5 a 7 anchos.

2.1. Caudal Formativo

El caudal líquido en un río cambia constantemente en el tiempo y por ello para analizar el efecto de dicha variable se utiliza un concepto conocido como caudal dominante o caudal formativo. El caudal formativo se basa en la suposición de que existe un caudal que es responsable de las dimensiones predominantes del cauce. Usualmente se supone que el caudal formativo es el caudal que llena el cauce principal del río sin alcanzar las planicies de inundación. Bray (1982) encontró que el caudal de cauce lleno tiene un período de retorno de 1.5 a 2 años y para efectos de esta caracterización supondremos que el caudal formativo tiene un período de retorno de 2 años.

En el río Caño Negro el caudal con dos años de retorno corresponde a 84.8 m^3/s. Dicho caudal se obtuvo a través del análisis regional similar al presentado en el Informe Hidrológico (Informe de Avance No. 1 de Diseño de Puentes). El resultado de este análisis se ilustra en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Caudal con dos años de período de retorno por método regional de avenidas

Nombre	Area Cuenca	Q_2
	(km2)	(m3/s)
R. Sardinal	48.6	152
R. Cuarto	47.9	151
R. Caño Negro	**21.0**	**85**
R. Toro	171.1	334
Q. San Pedro	3.5	20
R. Tres Amigos	112.9	261
R. Los Pericos	13.0	59
Q. Campamento	13.2	60

Para el caudal elegido el ancho medio de la sección es de 25.4 m y la profundidad hidráulica es de 1.23 m. Por lo tanto la relación ancho/profundidad es de 20 que indica que el río tiene una sección amplia.

2.2. Granulometría

Las características del sedimento son una variable morfológica independiente. El material presente en el lecho consiste de material grueso desde arena a cantos

rodados y bloques de hasta 40 cm. Estos bloques no se consideran representativos del material trasportado por el fondo y es probable que se trate de elementos descubiertos por el flujo durante la formación del cauce.

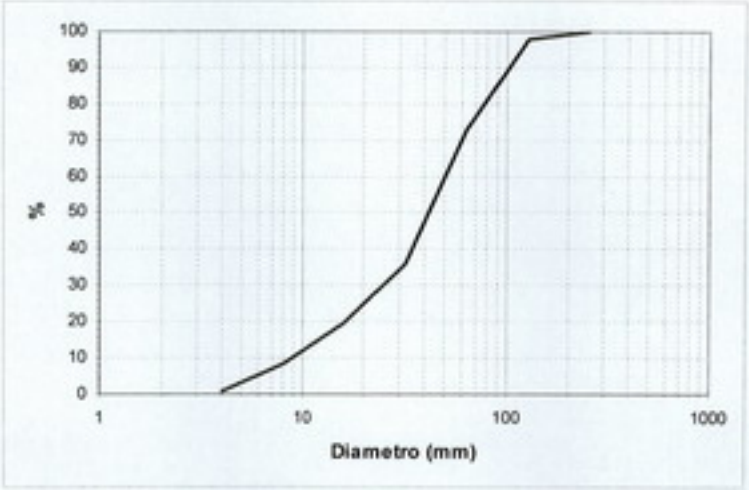
Para obtener la curva granulométrica se realizó un muestreo superficial que es equivalente a un muestreo volumétrico según Kellerhals-Bray (1971). En la Foto 2.1 se puede observar parte del material muestreado aguas arriba del sitio en el puente de Santa Rita; la cinta tiene una extensión de 40 cm.

Foto 2.1. Muestreo superficial.

No se tomaron muestras en el propio sitio porque no se observó ninguna barra de sedimento que fuera representativa. La Fig. 2.1 presenta la curva granulométrica obtenida a partir de las fotografías. Los diámetros medios más importantes son:

D_{16} = 13.0 mm
D_{50} = 42.6 mm
D_{84} = 86.7 mm
D_{90} = 100.0 mm

Fig. 2.1. Curva granulométrica del sedimento.



La desviación estándar geométrica del material muestreado es 2.6; un valor mayor de 2 es normalmente indicativo de la posibilidad de acorazamiento del lecho. El acorazamiento del lecho limita la erosión del mismo ya que las partículas se traban unas con otras y aumentan el esfuerzo cortante necesario para producir el movimiento.

2.3. Perfil longitudinal

En la Fig. 2.2 se muestra el perfil longitudinal del río Caño Negro obtenido a partir de las hojas cartográficas Río Cuarto y Chaparrón del IGN (escala 1:50 000). En la figura se ha indicado el sitio donde se ubicará el nuevo puente de la ruta Chilamate – Vuelta Kooper.

El perfil se ha dividido en tres tramos con características diferentes. El tramo superior corresponde a un río de montaña de mayor pendiente donde se produce la mayor parte del sedimento que es transportado hacia aguas abajo.

El tramo medio del río se ubica a partir de la elevación 220 msnm. En el tramo medio se da una disminución significativa de la pendiente del fondo y con ella la capacidad de arrastre de sedimento. La pendiente promedio en el tramo medio es del 0.87% y se estima que en él se da tanto el transporte como el almacenamiento de sedimento. En el tramo de aguas abajo o inferior la pendiente media es de 0.32% y se estima que inicia a partir de la elevación 80 msnm. En la figura se observa una discontinuidad en el perfil, entre el tramo medio y el tramo inferior,

ésta debe ser provocada por un control vertical como puede ser un afloramiento rocoso. Esta discontinuidad también se observó en el perfil del río Cuarto. No hay evidencias que indiquen que se trata un frente de erosión retroactiva (Nick point). La pendiente media en ese pequeño tramo es de 2.2%.

El puente se encuentra en el tramo medio que está en la zona de transición entre la parte montañosa y la parte aluvial del río. El cauce en este tramo es excavado en una llanura formada por material transportado por el mismo en el pasado.

Fig. 2.2. Perfil longitudinal del río Caño Negro.

En la Foto 2.2 se muestra un puente ubicado 6 km aguas abajo del sitio propuesto. El sitio está ubicado cerca del inicio de la discontinuidad observada en el perfil. Obsérvese que este puente se localiza en un tramo de poza de una longitud considerable. En este sitio el flujo es muy tranquilo y no se observó ningún efecto en los bastiones. La Foto 2.3 muestra otro puente sobre el mismo río pero localizado 4.5 km aguas arriba del sitio propuesto, aproximadamente al final del tramo superior. En la foto se observa que el patrón vertical presenta pozas más cortas que en la foto anterior. Es interesante notar que los rápidos son muy cortos.

En la Foto 2.4 se muestra una vista en el sitio propuesto para el nuevo puente. El patrón vertical sigue siendo de rápido-poza, similar al observado en la Foto 2.3. Sin embargo, parece que la sección tiende a ser más amplia en este sitio.

Foto 2.2. Puente sobre el río Caño Negro aguas abajo del sitio.

Foto 2.3. Puente sobre el río Caño Negro en Santa Rita, aguas arriba del sitio.

Foto 2.4. Vista hacia aguas arriba desde el sitio propuesto.

2.4. Forma en planta

La forma en planta del río en su tramo medio presenta meandros de poca amplitud. Según el criterio de pendiente de Leopold y Wolman (S=0.0018), el tramo medio es de tipo trenzado. El índice de sinuosidad es de 1.47 que indica que el río tiene una sinuosidad moderada. Valores entre 1 y 2 se consideran bajos y se asocian con ríos que podrían presentar fuerte erosión de márgenes o movimiento lateral. Sin embargo, en el sitio no se observó erosión activa generalizada. El sitio mostrado en la Foto 2.4 corresponde al final de una curva donde el río incide sobre su margen izquierda pero ésta parece resistente a la erosión.

En la clasificación de Rosgen, con una relación ancho/profundidad de 20, pendiente media de 0.8% y sinuosidad de 1.5 se obtiene un tipo C4 para el tramo medio. De acuerdo a dicha clasificación el canal es de gradiente bajo, meandroso con barras de punta y secuencias de rápido-poza y planicies amplias. En la Foto 2.5 se muestra la secuencia de rápidos y pozas así como la planicie de inundación en una terraza en la margen derecha. La fotografía fue tomada en el sitio propuesto; la vista es hacia aguas arriba.

Foto 2.5. Morfología observada.

2.5. Transporte por el fondo

El transporte de sedimento se considera una variable morfológica independiente y se relaciona a la rapidez de la respuesta del cauce ante una perturbación. El cálculo del transporte por el fondo se hizo por fracciones de la curva granulométrica usando 3 ecuaciones: Ackers y White (AW), Schoklitch (Sch), Meyer-Peter-Muller (MPM). Dichas ecuaciones se usaron para el caudal formativo, tanto en el tramo inferior del río como en el tramo de aguas arriba o tramo medio donde se ubicaría el nuevo puente.

En el Cuadro 2.1 se muestra el resumen de los resultados obtenidos en el tramo inferior y en el Cuadro 2.2 se muestra la estimación realizada en el tramo de aguas arriba. En el promedio solo se ha tomado en cuenta el resultado de las ecuaciones de Ackers-White y Schoklitch ya que los otros resultados se consideran exagerados. La concentración del sedimento es de baja para el caudal analizado en el tramo inferior mientras que es moderada a alta en el tramo medio.

Cuadro 2.1. Capacidad de arrastre en el tramo Inferior.

	AW	MPM	Sch	Promedio
Total (kg/m3)	0.00	0.56	0.05	0.02
Total (m3/h)	0.0	64.3	5.3	2.64

Cuadro 2.2. Capacidad de arrastre en el tramo Medio.

	AW	MPM	Sch	Promedio
Total (kg/m3)	0.30	3.79	0.52	0.41
Total (m3/h)	34.3	436.8	60.4	47.37

Obsérvese que la capacidad de transporte disminuye significativamente en el tramo inferior. Usando como referencia el resultado con la formula de Schoklitch la disminución en la capacidad de transporte es casi 10 veces menor en el tramo inferior respecto al tramo de medio. En el sitio donde se localiza el puente la capacidad de transporte de fondo es muy limitada. En el inicio del tramo medio se observa almacenamiento temporal en el cauce pero aguas abajo no se observan evidencias de transporte.

2.6. Estabilidad del cauce

En el sitio no se observó erosión activa generalizada en las márgenes aunque sí se observa erosión local en la margen derecha como se muestra en la Foto 2.6.

Foto 2.6. Erosión local en la margen derecha.

El canal no muestra tendencias o evidencias de migración lateral o erosión del lecho. El transporte de fondo es muy limitado debido al bajo gradiente del canal.

La estimación de la estabilidad actual se hace comparando una sección promedio del tramo del río en donde se localiza el puente con ecuaciones obtenidas de la estadística de río con tramos estables o de la combinación de ecuaciones teóricas válidas para el flujo uniforme. Ese tipo de ecuaciones se conocen como ecuaciones de régimen. En estas ecuaciones el parámetro principal es el caudal formativo o de cauce lleno que en este caso se ha supuesto igual a 84.8 m^3/s.

En el Cuadro 2.3 se comparan los datos de las secciones levantadas con los resultados obtenidos de las ecuaciones de régimen usadas. Obsérvese que el ancho de la sección del tramo del río es similar a lo indicado por las ecuaciones. En este caso las tres ecuaciones estiman un ancho similar, entre 25 y 29 m, aunque hay diferencia en la profundidad media de la sección.

Cuadro 2.3. Comparación de dimensiones del cauce.

	Ancho de sección (m)	Profundidad hidráulica (m)
R. Caño Negro	25.4	1.23
Lacey	29.47	0.95
Julien	27.36	1.14
Hey-Thorne	25.14	1.61

De las tres ecuaciones usadas únicamente la propuesta por Hey-Thorne fue obtenida para ríos con lecho de grava y por lo tanto debería ser más representativa de las dimensiones del río Caño Negro. Sin embargo todas dan un ancho muy similar y consistente con lo obtenido de las secciones topográficas. Hay una coincidencia buena con los resultados de las ecuaciones de Hey-Thorne. Por lo tanto, podemos concluir que el canal en su tramo medio es estable.

3. CALCULO DE SOCAVACION EN BASTIONES

Para el cálculo se contó con 5 secciones topográficas levantadas en el cauce. Para el cálculo de la socavación se adoptó la avenida con período de retorno de 100 años, que en el río Caño Negro corresponde a 233 m^3/s. El cálculo de los parámetros hidráulicos se realizó el modelo Hec-Ras que incluye una rutina para el cálculo de la socavación en los bastiones del puente.

En la Fig. 3.1 se muestra el perfil del agua en el tramo modelado y en la Fig. 3.2 se presenta una vista tridimensional del mismo.

Fig. 3.1. Perfil del flujo en el tramo analizado.

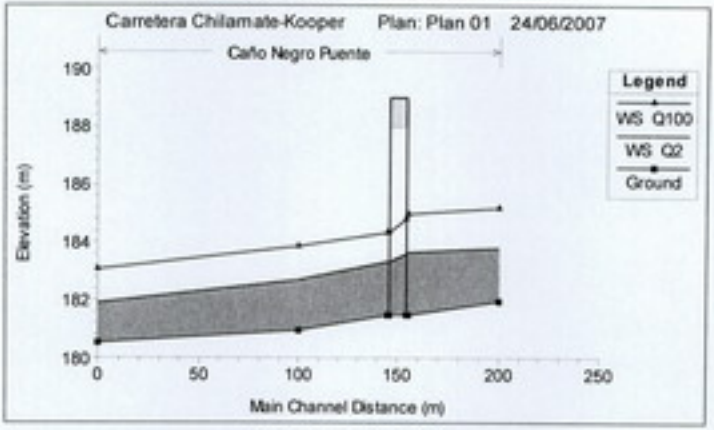
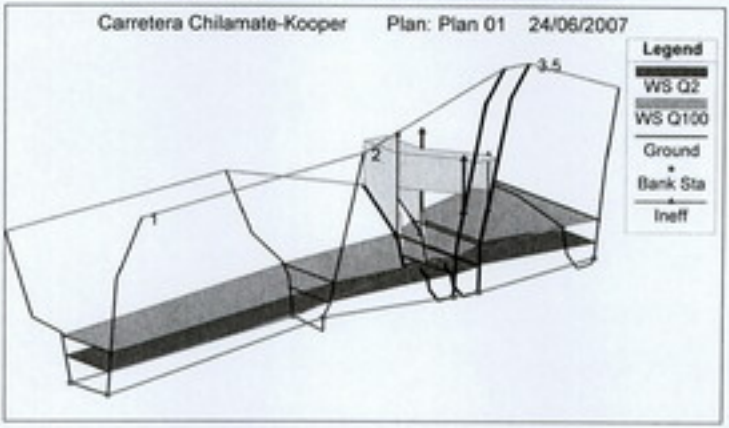


Fig. 3.2. Vista tridimensional del tramo analizado.



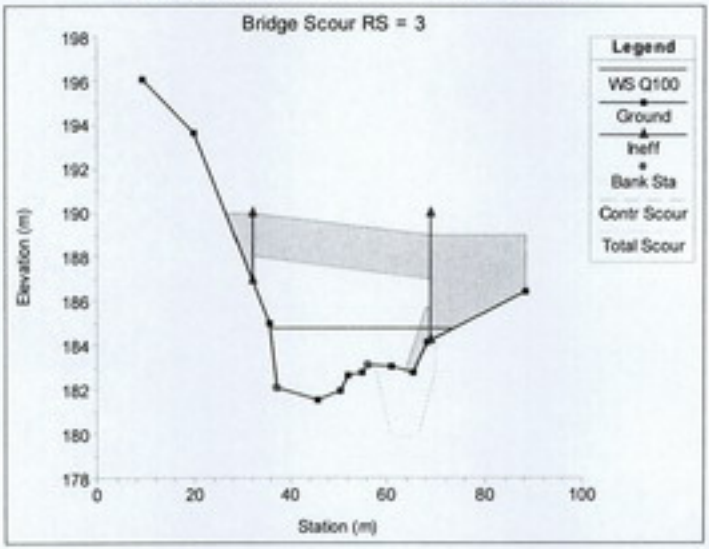
En el Cuadro 3.1 se resumen algunos parámetros hidráulicos obtenidos del modelo para el caudal de diseño. El nivel máximo en el puente es 184.98 msnm que es muy similar con el estimado en la etapa de diseño preliminar (185 msnm).

Cuadro 3.1. Resultados del modelo hidráulico.

Sección	Nivel agua (msnm)	Velocidad Media (m/s)	Ancho Superficial (m)	Area Flujo (m2)
4	185.19	3.94	78.48	61.62
3.5	184.98	3.33	81.24	39.74
2.5	184.36	4.45	60.77	34.02
2	183.89	4.15	64.00	29.35
1	183.04	4.25	59.41	26.96

La Fig. 3.3 muestra la socavación en los bastiones del puente y en la sección por contracción del flujo. Solamente se obtuvo socavación en bastión de la margen derecha y ésta fue de 3.02 m. La razón de esta socavación es que la aproximación en dicha margen obstruye el flujo que actualmente se presentaría en la terraza.

Fig. 3.3. Esquema de la socavación en el puente.



La socavación en el bastión usando el Hec-Ras parece excesiva por lo que también se hizo uso de otras ecuaciones disponibles, los resultados se resumen en el Cuadro 3.2.

Cuadro 3.2. Comparación de los resultados de socavación en estribos.

Formula	Socavación (m)
Ahmad (1953)	**0.88**
Liu (1961)	**1.60**
Dietz(1969)	**0.59**
Hoffmans (1995)	**0.61**

Los resultados presentados en la tabla varían significativamente, el promedio es de 0.92 m. Se recomienda adoptar la socavación pronosticada por la ecuación de Liu (1.60m) que parece razonable para un río de gradiente bajo como el Caño Negro. El nivel del río en esa margen es la cota 182 msnm, por lo que la parte superior de la fundación del bastión debería colocarse a la cota 180.40 msnm.

En cuanto a la margen izquierda, la misma se encuentra bastante alejada del cauce activo y no estará amenazada por socavación. En todo caso, el nivel propuesto en el anteproyecto, con la parte superior de la placa de fundación al nivel 182.10 msnm es razonable.

4. CONCLUSIONES

El río Caño Negro es estable en el tramo donde se localiza el puente proyectado. Tiene un gradiente muy bajo y por lo tanto la producción y transporte de sedimento por el fondo es muy limitado. Estas características hacen que el río no reaccione rápidamente ante perturbaciones en sus variables morfológicas. El ancho del canal es muy similar al obtenido con las ecuaciones de régimen usadas lo que indica que la sección está en equilibrio.

La socavación en el bastión de margen derecha es el único riesgo que presenta la avenida de diseño. Para evitar el daño de la protección del bastión ésta debe proyectarse al menos 1.6 m bajo el nivel del lecho.

Los niveles recomendados de la parte superior de las placas de fundación de las márgenes son los siguientes:

Bastión de margen derecha: 180.40 msnm
Bastión de margen izquierda: 182.10 msnm

El puente se localizará al final de una curva pero el material de la margen exterior presenta resistencia a la erosión y no debería afectar la estabilidad futura del puente.

5. REFERENCIAS

Bathurst, J.C., Graf, W.H., Cao, H.H.(1987). "Bed Load Discharge Equations for Steep Mountain Rivers". *Sediment Transport in Gravel Bed Rivers* (eds. R. Hey, J. Bathurst, C. Thorne), Chap. 15, John Willey and Sons Ltd., U. K.

Bray, D. I. (1995). "A methodology for the estimation of the grain size distribution of the material from a gravel bed river with limited field data". *Proceedings of the 12th Canadian Hydrotechnical Conference*, Canadian Society of Engineering, Ottawa.

Bray, D. I. (1982). "Regime equations for gravel bed rivers". *Gravel Bed Rivers* (eds. R. Hey, J. Bathurst, C. Thorne), Chap. 19, John Willey and Sons Ltd., U. K.

Chow, V.T., Maidment, D., y Mays, L., (1988), "Applied Hidrology", McGraw-Hill Publishing Co.

FHWA. *Hydraulics Library*. USA.

Hick, D. M. and Mason, P.D. (1998). *Characteristics of New Zealand Rivers*. NIWA, W.R.P. USA.

Hey, R. and Thorne, C. (1986). "Stable channels with mobile gravel beds". *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 112, No. 8, Aug.

HECRAS 3.1 (2002) *User Manual*.

Hoffmans, G and Verheij, H. (1994). *Scour Manual*. Balkema, Rotterdam.

Klassen, G. R. (1995). *River Dynamics, Lecture Notes*. IHE, Delft, The Netherlands.

Kellerhals, R. (1982). "River regulation and channel stability". In *Gravel Bed Rivers* (eds. R. Hey, J. Bathurst, C. Thorne), Chap. 25, John Willey and Sons Ltd., U. K.

Kellerhals, R. And Bray, D.I. (1971). "Sampling Procedures for coarse fluvial sediments". *Journal fo the Hydraulic Division*, ASCE, Vol. 97, No. HY8, Aug.

Leopold, L., Wolman, G. and Miller, J.(1995). *Fluvial Processes in Geomorphology*. Dover Publications, USA.

Melville, B. and Coleman, S. (2000). *Bridge Scour*. Water Resources Publication, Colorado, USA.

Rijn, L. C. van (1993). *Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries, Coastal Seas and Oceans*. Aqua Publications, Amsterdam.

Thorne, C., Hey, R. and Malcolm, D. (2003). *Applied Fluvial Geomorphology for River Engineering and Management*. John Wiley and Sons, England.

Vargas, O. Y Jimenez, O. (1996). "Coeficiente de resistencia en ríos de montaña". *Revista Tecnología*, ICE, San José.

White, W.R. and Day, T.J. (1982). "Transport of graded gravel bed material". In *Gravel Bed Rivers*. (R. D. Hey, J. C. Bathurst and C. R. Thorne, eds.). Chap. 8 John Wiley and Sons. U.K.

ESTUDIO GEOTECNICO

PUENTE SOBRE EL

RÍO CAÑO NEGRO

Proyecto Chilamate – Vuelta de Kooper

I- INTRODUCCION

Se procedió a efectuar un estudio geotécnico en el sitio donde se proyecta construir el puente sobre el río Caño Negro, del Proyecto Chilamate - Vuelta de Kooper. Según la información suministrada, la estructura tendrá una longitud del orden de los 42 m y se apoyará en dos bastiones.

Con base en los resultados de campo y laboratorio obtenidos, así como lo observado en el sitio, se puede decir que en general los materiales encontrados son suelos limosos en los niveles superficiales y depósitos granulares tipo aluvión en los niveles inferiores.

El presente estudio geotécnico incluye, entre otros: i) condiciones geológicas generales del sitio, ii) características geotécnicas del perfil estratigráfico típico del terreno, necesario para el proyecto de la cimentación del puente, iii) recomendaciones de cimentación, iv) posibles problemas geotécnicos asociados con los materiales presentes en el sitio, v) recomendaciones relacionadas con los cortes temporales requeridos para las excavaciones; vi) aspectos constructivos de interés para el tipo de obra que se proyecta construir.

II- UBICACIÓN GEOGRÁFICA Y MARCO GEOLÓGICO DEL PROYECTO

El puente en referencia se localiza en la zona de San Carlos, entre el Km 12 y el Km 13 del Proyecto Chilamate - Vuelta de Kooper, según se presenta en la Figura 2.1. En las Fotos que se anexan se observan vistas del sitio de puente para ambas márgenes.

Los materiales están constituidos fundamentalmente de gravas y arenas producto de la pérdida de velocidad del río que al salir de la zona de montaña y llegar a la parte baja, deposita estos materiales. El sitio de puente se localiza aproximadamente a la elevación de 184 metros sobre el nivel del mar.

Figura 2.1. Ubicación del sitio del puente.

Fotografías sitio de puente Río Caño Negro

Vista de margen izquierda

Vista de margen derecha

III- INVESTIGACIÓN REALIZADA

Para investigar la cimentación de los bastiones del puente, se realizaron sondeos a percusión y/o rotación según la consistencia de los estratos atravesados. Mediante las perforaciones se tomaron muestras para hacer ensayos de laboratorio tales como: granulometrías, clasificación de suelos y resistencia a la compresión simple.

Se realizaron dos perforaciones rotativas con broca de diamante y/o con sistema de Penetración Estándar (SPT), con las profundidades indicadas en la Tabla 3.1.

TABLA 3.1
PROFUNDIDAD DE PERFORACIONES ROTATIVAS

Perforación	Localización	Profundidad (metros)		
		Percusión	Rotativa	Total
P1	Bastión 2 (margen izquierda)	5.00	15.00	20.0
P2	Bastión 1 (margen derecha)	5.00	15.00	20.0

Las perforaciones se ubicaron según lo indicado en la Figura 3.1. Los registros de los sondeos se incluyen en el Anexo A al final de este reporte.

IV- PERFIL TIPICO DEL TERRENO

De las perforaciones realizadas se concluye que existen dos capas de materiales bien definidas. Todas las capas corresponden con suelos de aluviales de grado de compactación variable.

Capa ① : Limos arcillosos o arenosos de color café rojizo o grisáceos. Plasticidad media a alta. Consistencia en general blanda en el primer metro, compacta a muy compacta hasta 4.0 metros y luego rígida. Se perforó a percusión con el sistema SPT. De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)[1] clasifica como MH (limos de alta compresibilidad). Esta capa se encontró en las dos perforaciones con un espesor de 5.0 metros . En general su calidad es regular y no deben utilizarse para la cimentación de los bastiones ya que por su alta compresibilidad pueden producirse asentamientos importantes.

CAPA ②: Aluvión o grava de río . Se presentan distintos eventos de depositación de aluviones con granulometrías variables entre finos , medios y gruesos . Se recuperan bloques de tamaño variable entre 3 y 13 cm. Clasificación SUCS = GP (gravas mal graduadas). Se requirió perforación a rotación; no fue posible perforar a percusión por la presencia de bloques duros. Aparece en todas las perforaciones por debajo de las capas anteriores y hasta el final de los sondeos (20.0 metros). Recuperación variable entre 50% y 60%. RQD variable entre 0 y 10%.

NOTAS:

1- El nivel freático se detectó coincidiendo con el nivel del agua en el río.
2- El modelo geotécnico del sitio se presenta en la figura 4.1 y en la tabla 4.1
3- En el Anexo A de este Informe se presentan los registros de perforación.

[1]Craig, R. 1993. Soil Mechanics. Chapman & Hall, Fifth Edition.

TABLA 4.1
PERFIL TIPICO DEL TERRENO

Profundidad (metros)	Perforación	
	P1 (Bastión margen izquierda)	**P2 (Bastión margen derecha)**
0.00-1.00	Perforación SPT. Limo arcilloso café rojizo. Plasticidad alta. Consistencia blanda en el primer metro, compacta a muy compacta hasta 4.0 metros y luego rígida.	Perforación SPT. Limo arenoso color gris. Plasticidad media Consistencia blanda en el primer metro, compacta a muy compacta hasta 4.0 metros y luego rígida.
1.00-2.00		
2.00-3.00		
3.00-4.00		
4.00-5.00		
5.00-6.00	Aluvión fino con bloques de cómo máximo 5 cm	Arena con bloques de aluvión de hasta 9 cm.
6.00-7.00		
7.00-8.00		
8.00-9.00	Aluvión medio con bloques de cómo máximo 8 cm.	Aluvión medio con arena gruesa con bloques de hasta 8 cm.
9.00-10.0		
10.00-11.00		
11.00-12.00	Aluvión grueso con bloques de cómo máximo 12 cm.	Arena gruesa con bloques de aluvión de hasta 13 cm.
12.00-13.00		
13.00-14.00		
14.00-15.00		
15.00-16.00		
16.00-17.00		
17.00-18.00	Arena gruesa con bloques de aluvión de cómo máximo 3 cm.	Bloques de aluvión de hasta 6 cm con matriz arenosa fina color gris.
18.00-19.00		
19.00-20.00		

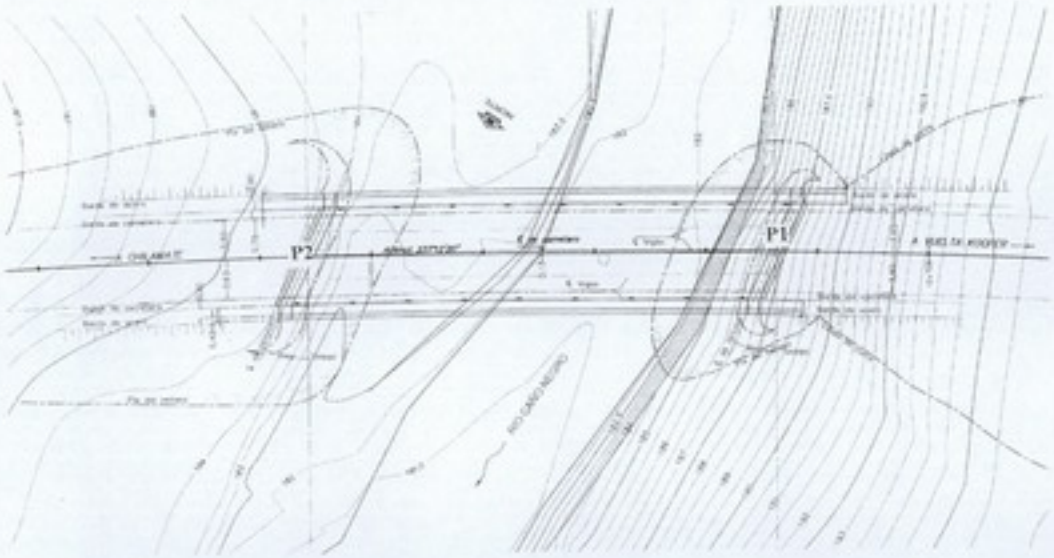


FIGURA 3.1
Ubicación de perforaciones

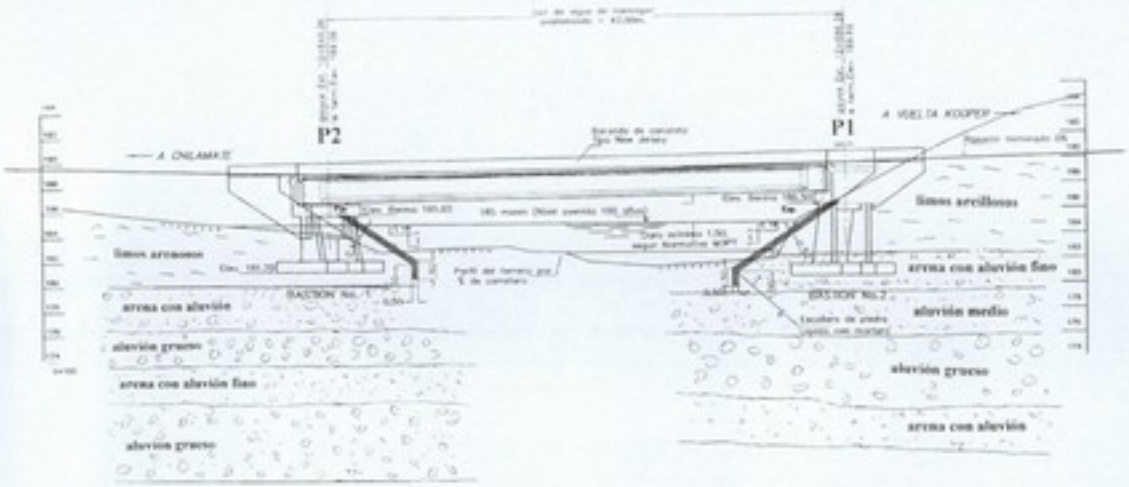


FIGURA 4.1
Modelo geotécnico

V- ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

La existencia de suelos gruesos tipo aluvión en toda la zona explorada impide el uso de cualquier tipo de cimentación pilotada. Por otra parte el aluvión es suficientemente resistente como para apoyar las cimentaciones del puente. Se recomienda por lo tanto que los bastiones del puente se apoyen sobre cimentaciones directas en el aluvión.

La profundidad de desplante mínima será la necesaria para asegurar la estabilidad de la cimentación contra el fenómeno de socavación (tanto general del cauce, como local en las cimentaciones).

En la Tabla 5.1 se presentan los niveles de cimentación mínimos recomendados para cada uno de los sitios de cimentación y los valores de capacidad de soporte admisible a considerar en el diseño.

TABLA 5.1
NIVELES DE CIMENTACIÓN MINIMOS Y CAPACIDAD SOPORTANTE DEL SUELO

Estructura	Nivel de cimentación mínimo (metros)	Capacidad de soporte admisible (ton/m2)
Bastión 2 (margen izquierda)	180.0	30.0
Bastión 1 (margen derecha)	180.0	30.0

Notas :

1- Deberá verificarse que los niveles de cimentación propuestos son seguros contra el fenómeno de socavación.

2- Los valores de la tabla son admisibles y mantienen un factor de seguridad de 3.0 contra la falla por cortante del suelo. Los valores anteriores se han calculado asumiendo que cada bastión tiene dos placas de 3.5 x 5.5 m. En caso de que las dimensiones sean menores que la indicadas, se deberá recalcular la capacidad de soporte. Mayores detalles sobre la estimación de la capacidad de soporte se presentan en el Anexo B de este Informe.

3- Para las presiones de diseño recomendadas se estima no ocurrirán asentamientos significativos. Tales asentamientos son de tipo elásticos y ocurrirán durante el proceso constructivo.

4- La excavación de la fundación de los bastiones de ambas márgenes se recomienda realizarla cuidando el banco del río, a fin de que el mismo continúe sirviendo como protección de la margen después de la construcción del puente. Para estas excavaciones se recomienda utilizar una pendiente de corte de 45°.

5- En el Anteproyecto del puente el nivel de cimentación aparece a la cota 181, donde todavía aparece en ambas márgenes la capa de suelo. Por tal motivo se recomienda aumentar en 1.0 metro la profundidad de cimentación a fin de garantizar el apoyo de las placas de cimentación sobre el aluvión. El establecimiento de la cota 180 como nivel de desplante de ambos bastiones garantiza la condición anterior. Asimismo el estudio de socavación realizado indica que a ese nivel la cimentación es segura contra el fenómeno de socavación.

6- Para la excavación de la cimentación de los bastiones se recomienda utilizar una pendiente de talud 1:1 (H:V). Adicionalmente se deberán tener presente todas las medidas de seguridad recomendadas en el Código de Cimentaciones de Costa Rica, relacionadas con la ejecución de excavaciones para cimentaciones.

VI- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Del estudio realizado y del análisis de los sondeos se concluye lo siguiente:

1- El sitio donde se localiza el puente geológicamente es parte del abanico aluvial del río Caño Negro. En general por encontrarse cerca de la zona de montaña, predominan suelos tipo grava, como se observa en el cauce mismo del río.

2- En todas las perforaciones se detectó un espesor de suelo de 5.0 metros, que no es apropiado para el soporte de la cimentación.

3- Por debajo de la capa de suelo no se encontraron suelos blandos o arenas licuables, que ameriten la utilización de métodos especiales de cimentación.

4- Para todas las cimentaciones se recomienda la utilización de cimentaciones directas apoyadas sobre las capas de aluvión. El nivel de cimentación mínimo recomendado para ambos bastiones es la cota 180, profundidad que garantiza el apoyo de las placas sobre el aluvión.

5- Al nivel de fundación recomendado, la capacidad de soporte admisible que deberá utilizarse para diseño es de 30 ton/m2 en ambos bastiones. Este valor es admisible y mantiene un factor de seguridad de 3.0 contra la falla por cortante del suelo. Para estas presiones se estima no ocurrirán asentamientos significativos.

6- Cualquier condición eventual y distinta del terreno, no prevista en este Informe, que se presente durante el proceso constructivo, se deberá consultar al respecto a esta Firma Consultora.

ANEXO A

Hojas Resumen de Perforaciones

cacisa

PERFIL DE ROCAS

Proyecto: Caño Negro

Localización	Sondeo: P1	Inicio:	Nivel Freático:
Bastión, Margen Izquierda	Prof. 20,00 m	Final:	Material orgánico: No se encontró

Profundidad m	Descripción	Litología	% REC. 50 100	% RQD 50 100	q_u kg/m²	γ_s kg/m³
0,00 - 0,50	Limo arcilloso café rojizo. Plasticidad alta. Consistencia blanda en el primer metro y luego compacta a muy compacta. Entre los 4,5 y 5,0 m, la consistencia es rígida. LL = 104, IP = 54. Clasificación SUCS = MH					
0,50 - 1,00	N_{SPT} = 5					
1,00 - 1,50	N_{SPT} = 14 w = 60%					
1,50 - 2,00	N_{SPT} = 26					
2,00 - 2,50	N_{SPT} = 20					
2,50 - 3,00	N_{SPT} = 25 w = 62%					
3,00 - 3,50	N_{SPT} = 20					
3,50 - 4,00	N_{SPT} = 24 w = 59%					
4,00 - 4,50	N_{SPT} = 40					
4,50 - 5,00	Rebote w = 70%					
5,00 - 5,50	Aluvión fino. Arena con bloques de tamaño máximo igual a 5 cm.					
5,50 - 6,00						
6,00 - 6,50						
6,50 - 7,00						
7,00 - 7,50						
7,50 - 8,00						
8,00 - 8,50	Aluvión medio. Arena fina color gris con bloques redondeados con tamaño máximo de 8 cm.					
8,50 - 9,00						
9,00 - 9,50						
9,50 - 10,00						
10,00 - 10,50						
10,50 - 11,00						
11,00 - 11,50	Aluvión grueso. Arena de grano medio color gris, con bloques de tamaño máximo igual a 12 cm.					
11,50 - 12,00						
12,00 - 12,50						
12,50 - 13,00						
13,00 - 13,50						
13,50 - 14,00						

cacisa

PERFIL DE ROCAS

Proyecto: Caño Negro

Localización	Sondeo: P1	Inicio:	Nivel Freático:
Bastión, Margen Izquierda	Prof. 20,00 m	Final:	Material orgánico: No se encontró

Profundidad m	Descripción	Litología	% REC. 50 100	% RQD 50 100	q_u kg/m²	γ_s kg/m³
14,00 - 14,50	Aluvión grueso. Arena de grano medio color gris, con bloques de tamaño máximo igual a 12 cm.					
14,50 - 15,00						
15,00 - 15,50						
15,50 - 16,00						
16,00 - 16,50						
16,50 - 17,00						
17,00 - 17,50	Arena gruesa color café grisáceo, con bloques de tamaño máximo igual a 3 cm.					
17,50 - 18,00						
18,00 - 18,50						
18,50 - 19,00						
19,00 - 19,50						
19,50 - 20,00						
	Fin					

cacisa

PERFIL DE ROCAS

Proyecto: Caño Negro

Localización	Sondeo: P2	Inicio:	Nivel Freático:
Bastión, Margen derecha	Prof. 20,00 m	Final:	Material orgánico: No se encontró

Profundidad m	Descripción	Litología	% REC. 50 100	% RQD 50 100	q_u kg/m²	γ_s kg/m³
0,00 - 0,50	Limo arenoso de color gris. Plasticidad media. Consistencia entre compacta y rígida.					
0,50 - 1,00	N_{SPT} = 24 w = 51%					
1,00 - 1,50	N_{SPT} = 52					
1,50 - 2,00	N_{SPT} = 42 w = 56%					
2,00 - 2,50	N_{SPT} = 64					
2,50 - 3,00	N_{SPT} = 25					
3,00 - 3,50	N_{SPT} = 18 w = 31%					
3,50 - 4,00	N_{SPT} = 17					
4,00 - 4,50	N_{SPT} = 47 w = 37%					
4,50 - 5,00	Rebote					
5,00 - 5,50	Arena media con bloques de aluvión con tamaño máximo de bloques igual a 9 cm.					
5,50 - 6,00						
6,00 - 6,50						
6,50 - 7,00						
7,00 - 7,50						
7,50 - 8,00						
8,00 - 8,50	Aluvión medio o arena gruesa de color gris, con bloques de hasta 8 cm.					
8,50 - 9,00						
9,00 - 9,50						
9,50 - 10,00						
10,00 - 10,50						
10,50 - 11,00						
11,00 - 11,50	Arena gruesa color gris, con bloques de aluvión de hasta 12 cm.					
11,50 - 12,00						
12,00 - 12,50						
12,50 - 13,00						
13,00 - 13,50						
13,50 - 14,00						

cacisa

PERFIL DE ROCAS

Proyecto: Caño Negro

Localización Bastión, Margen derecha	**Sondeo:** P2	**Inicio:**	**Nivel Freático:**
	Prof. 20,00 m	**Final:**	**Material orgánico:** No se encontró

Profundidad m	Descripción	Litología	% REC. 50 100	% RQD 50 100	q_u kg/m²	γ_d kg/m³
14,00 - 14,50	Bloques de aluvión redondeados de hasta 13 cm, con matriz arenosa fina color gris.					
14,50 - 15,00						
15,00 - 15,50						
15,50 - 16,00						
16,00 - 16,50						
16,50 - 17,00						
17,00 - 17,50	Bloques de aluvión redondeados de hasta 6 cm, con matriz arenosa fina color gris.					
17,50 - 18,00						
18,00 - 18,50						
18,50 - 19,00						
19,00 - 19,50						
19,50 - 20,00						
	Fin					

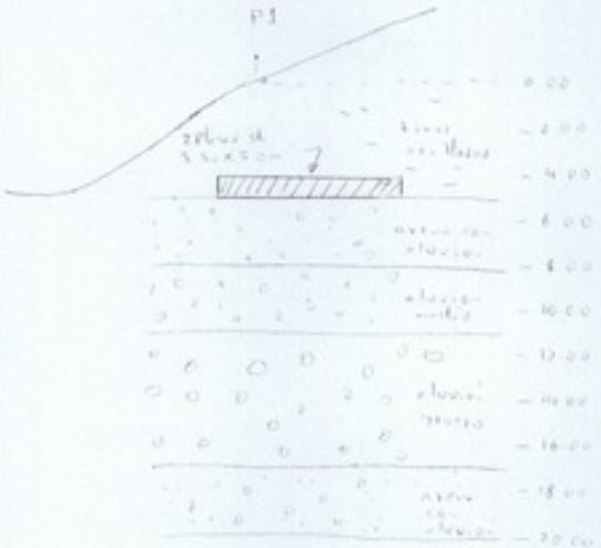
ANEXO B

Memoria de Cálculo

cacisa

CALCULO: S. Serey	FECHA:
PROYECTO: Puente de carga ripping	HOJA: 1/4

Estimación de capacidad soportante



$\phi = 35$ (arena con aluvión)

Teoría Meyerhof $\Rightarrow N_\gamma = 40\left(1 + 0.1\frac{B}{L}\right) = 29.8 \quad N_q = 34$

a) Falla bajo 1 cuña del viga

$q_{ult} = \frac{1.18(50)(30)}{2} = 885 \text{ ton/m}^2$

$q_{ad} = \frac{885}{3} = 30 \text{ ton/m}^2$

cacisa

	FECHA:
CALCULO:	HOJA:
PROYECTO:	2/4

b) Modo de falla total

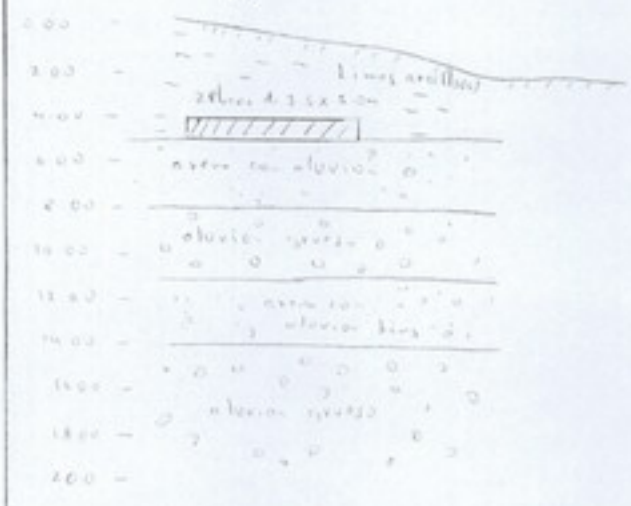
$$q_{ult} = 1.18\frac{(3.5)(30)}{2} + 1.0(3.0)(34) = 163 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{ad} = \frac{163}{3} = 55 \text{ ton/m}^2$$

cacisa

	FECHA:
CALCULO: S. Sosa X	HOJA:
PROYECTO: Puente margen derecha	3/4

P2



$\phi = 35°$ (arena con aluvión)

Teoría Meyerhof $\rightarrow N_\phi = 40\left(1 - 0.4 \times \frac{3.1}{5.0}\right) = 30 \quad ; N_\gamma = 34$

a) Falla hacia el cauce del río

$$q_{lim} = \frac{1.18(5.0)(30)}{2} = 88.5 \text{ to-f/m}^2$$

$$q_{adm} = \frac{88.5}{3} = 30 \text{ to-f/m}^2$$

cacisa

	FECHA:
CALCULO:	HOJA:
PROYECTO:	4/4

b) Modo a falla lateral

$$q_{fn} = 1.8\frac{(3.50)(20)}{2} + 10(2.0)(3.50) = 147 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{ad} = \frac{147}{3} = 49 \text{ ton/m}^2$$

DISEÑO ESTRUCTURAL

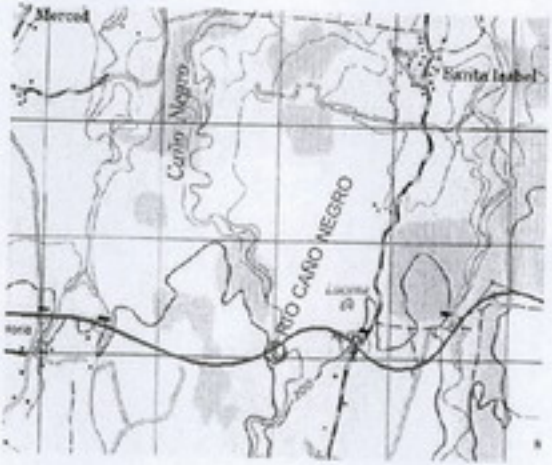
PUENTE SOBRE EL

RIO CAÑO NEGRO

Proyecto Chilamate – Vuelta de Kooper

PROYECTO : BAJOS DE CHILAMATE – VUELTA DE KOOPER

PUENTE RIO CAÑO NEGRO



Antecedentes :

El presente proyecto se ubica en la zona Norte de Costa Rica y comunica las poblaciones de Bajos de Chilamate en Sarapiquí con Vuelta de Kooper en San Carlos, en un trazado que es aproximadamente un 95% nuevo.

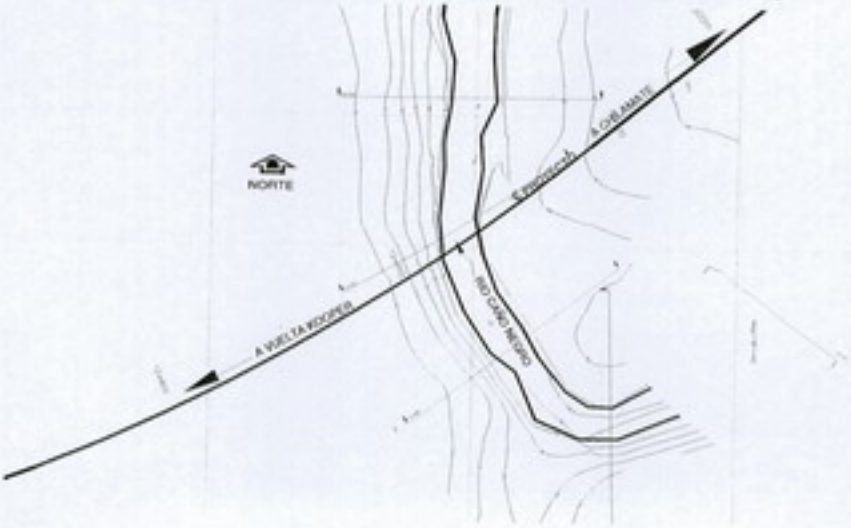
En dicho proyecto se deben construir ocho estructuras mayores de los cuales seis son puentes nuevos, uno es una alcantarilla de cuadro triple y el otro es un puente existente que deberá ser revisado y readecuado para las condiciones de diseño del cartel.

La sección transversal solicitada por la administración consiste de dos vías de 3,60 m cada una, un sobreancho de 0,75 m en cada vía, dos aceras de 0,90 m y una acera tipo media New Jersey a cada lado, lo que genera un ancho total de 11,30m.

El cartel solicita que los puentes deben ser diseñados para una carga viva HS 20-44 mas un incremento del 25%.

En el proyecto se localizan los siguientes puentes : puente sobre río Sardinal, Puente sobre río Cuarto, Puente sobre río Caño Negro, Puente sobre río Toro, Puente sobre río Tres Amigos, Alcantarilla Quebrada San Pedro, Puente río Pericos y Puente río Campamento.

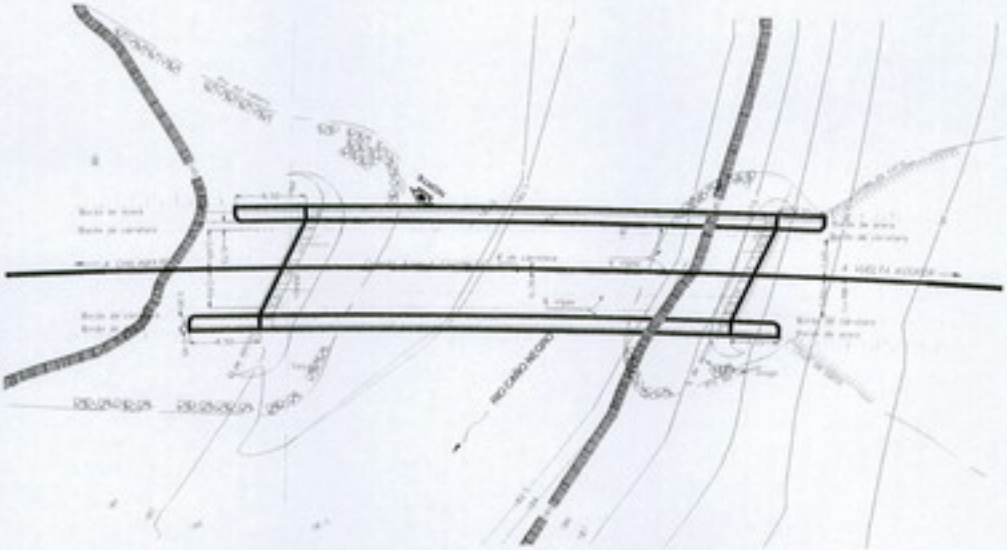
La presente memoria corresponde al puente sobre el río Caño Negro.



TOPOGRAFÍA ESPECIAL
PUENTE RIO CAÑO NEGRO

Se ha propuesto un puente de 42m en una sola luz, con 5 vigas postensadas tipo AASHTO, con losa de concreto de 8.70 m de superficie de rodamiento y apoyadas sobre dos bastiones de concreto.

De acuerdo al estudio de suelos se recomienda usar placas de fundación aisladas.



PLANTA

Del Estudio Hidrológico e hidráulico del sitio se determinó lo siguiente:

"Río Caño Negro

Sobre este río el CONAVI tiene propuesto un puente con una luz de 38.6 m El nivel para la avenida de diseño y para el puente propuesto alcanza la cota 185 msnm. Fuente : Chilamate-Vuelta de Koper Fase I Estudio Hidrológico Ing. Oscar Jiménez"

Con relación a la posible socavación se determinó que :

"....*CONCLUSIONES*

El río Caño Negro es estable en el tramo donde se localiza el puente proyectado. Tiene un gradiente muy bajo y por lo tanto la producción y transporte de sedimento por

el fondo es muy limitado. Estas características hacen que río no reaccione rápidamente ante perturbaciones en sus variables morfológicas. El ancho del canal es muy similar al obtenido con las ecuaciones de régimen usadas lo que indica que la sección está en equilibrio.

La socavación en el bastión de margen derecha es el único riesgo que presenta la avenida de diseño. Para evitar el daño de la protección del bastión esta debe proyectarse al menos 1.6 m bajo el nivel del lecho.

Los niveles recomendados de la parte superior de las placas de fundación de las márgenes son los siguientes:

Bastión de margen derecha: *180.40 msnm*
Bastión de margen izquierda: *182.10 msnm*

El puente se localizará al final de una curva pero el material de la margen exterior presenta resistencia a la erosión y no debería afectar la estabilidad futura del puente."(Ref. Est. Hidráulico para puente río Caño Negro , Ing. O Jiménez)

Para el estudio de suelos se realizaron perforaciones en los sitios de cada bastión y en cada pila, los resultados de dichas perforaciones se pueden resumir de la siguiente forma:

"... La existencia de suelos gruesos tipo aluvión en toda la zona explorada impide el uso de cualquier tipo de cimentación pilotada. Por otra parte el aluvión es suficientemente resistente como para apoyar las cimentaciones del puente. Se recomienda por lo tanto que los bastiones del puente se apoyen sobre cimentaciones directas en el aluvión.

....La profundidad de desplante mínima será la necesaria para asegurar la estabilidad de la cimentación contra el fenómeno de socavación

En la Tabla 5.1 se presentan los niveles de cimentación mínimos recomendados para cada uno de los sitios de cimentación y los valores de capacidad de soporte admisible a considerar en el diseño.

TABLA 5.1
NIVELES DE CIMENTACIÓN MINIMOS Y CAPACIDAD SOPORTANTE DEL SUELO

Estructura	*Nivel de cimentación Mínimo (metros)*	*Capacidad de soprte admisible (ton/m2)*
Bastión 2 (margen izquierda)	*180.0*	*30.0*
Bastión 1 (margen derecha)	*180.0*	*30.0*

Notas :

1-Deberá verificarse que los niveles de cimentación propuestos son seguros contra el fenómeno de socavación.

2-Los valores de la tabla son admisibles y mantienen un factor de seguridad de 3.0 contra la falla por cortante del suelo. Los valores anteriores se han calculado asumiendo que cada bastión tiene dos placas de 3.5 x 5.5 m. En caso de que las dimensiones sean menores que la indicadas, se deberá recalcular la capacidad de soporte. Mayores detalles sobre la estimación de la capacidad de soporte se presentan en el Anexo B de este informe.

4-La excavación de la fundación de los bastiones de ambas márgenes se recomienda realizarla cuidando el banco del río, a fin de que el mismo continúe sirviendo como protección de la margen después de la construcción del puente. Para estas excavaciones se recomienda utilizar una pendiente de corte de 45°.

5-En el anteproyecto del puente el nivel de cimentación aparece a la cota 181 , donde todavía aparece en ambas margenes la capa de suelo . Por tal motivo se recomienda aumentar en 1.0 metros la profundidad de cimentación a fin de garantizar el apoyo de las placas de cimentación sobre el aluvión. El establecimientos de la cota 180 como nivel de desplante de ambos bastiones garantiza la condición anterior. Asimismo el estudio de socavación realizado indica que a ese nivel la cimentación es segura contra el fenómeno de socavación.

6- Para la excavación de la cimentación de los bastiones se recomienda utilizar una pendiente de talud 1:1 (H:V). Adicionalmente se deberán tener presente todas las medidas de seguridad recomendadas en el Código de Cimentaciones de Costa Rica, relacionadas con la ejecución de excavaciones para cimentaciones.

VI- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Del estudio realizado y del análisis de los sondeos se concluye lo siguiente:

1-El sitio donde se localiza el sitio de puente geológicamente es parte del abanico aluvial del río Caño Negro. En general por encontrarse cerca de la zona de montaña, predominan suelos tipo grava, como se observa en el cauce mismo del río.

2-En todas las perforaciones se detectó un espesor de suelo de 5.0 metros, que no es apropiado para el soporte de la cimentación.

4-Para todas las cimentaciones se recomienda la utilización de cimentaciones directas apoyadas sobre las capas de aluvión. El nivel de cimentación mínimo recomendado para los bastiones en ambos bastiones es la cota 180 ; profundidad que garantiza el apoyo de las placas sobre el aluvión.

5-Al nivel de fundación recomendado, la capacidad de soporte admisible que deberá utilizarse para diseño es de 30 ton/m2 en ambos bastiones Este valor es admisibles y mantienen un factor de seguridad de 3.0 contra la falla por cortante del suelo. Para estas presiones se estima no ocurrirán asentamientos significativos.

6-Cualquier condición eventual del terreno, no prevista en este informe, que se presente durante el proceso constructivo se nos deberá consultar al respecto.."(ref Estudio de suelos Puente río Caño Negro Ing. S. Sáenz)

El nivel freático se encontró coincidiendo con el nivel de agua del río que es aproximadamente el nivel 183.00 m.s.n.m.

Los resultados del estudio de riesgo sísmico se pueden resumir en la información que se muestra a continuación:

" En las Tablas VII A VII B, VII C y VII D se muestran los resultados respectivamente de las Figuras 25 A, 25 B, 25 C y 25 D. Adicionalmente a la probabilidad anual de excedencia, se muestra la probabilidad de excedencia para diversos lapsos, de 30, 50, 75, 100, y 150 años. Estos lapsos son típicos valores para las vidas útiles de estructuras.

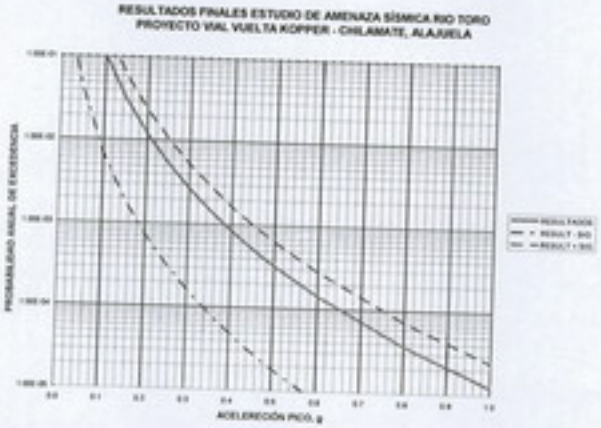


Figura 25 B: Resultados del estudio de amenaza sísmica para el sitio de puente río Toro.

TABLA VII B: RESULTADOS DE AMENAZA SÍSMICA EN ROCA PARA EL SITIO DE PUENTE RÍO TORO, PROYECTO CHILAMATE - KOOPER							
Probabilidad anual de excedencia	Periodo de retorno (años)	L = (años)					Aceleración pico en Roca, g
		30	50	75	100	150	
2.00×10^{-02}	50	0.451	0.632	0.777	0.865	0.950	0.174
1.00×10^{-02}	100	0.259	0.393	0.528	0.632	0.777	0.211
5.00×10^{-03}	200	0.139	0.221	0.313	0.393	0.528	0.255

2.00×10^{-03}	500	0.058	0.095	0.139	0.181	0.259	0.325
1.40×10^{-03}	715	0.041	0.068	0.100	0.131	0.189	0.354
1.00×10^{-03}	1000	0.030	0.049	0.072	0.095	0.139	0.385
5.00×10^{-04}	2000	0.015	0.025	0.037	0.049	0.072	0.453
2.00×10^{-04}	5000	0.006	0.010	0.015	0.020	0.030	0.560
1.00×10^{-04}	10000	0.003	0.005	0.007	0.010	0.015	0.654

"CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- *Se llevó un estudio de amenaza sísmica para los 8 puentes de la primera etapa del proyecto vial Bajos de Chilamate – Vuelta de Kooper, que se localizan en las hojas cartográficas Río Cuarto, y Aguas Zarcas del Instituto Geográfico Nacional en escalas 1 : 50 000 y políticamente se ubican en el cantón de San Carlos, Provincia de Alajuela y el Cantón de Sarapiquí, Provincia de Heredia. Los puentes que se ubican a lo largo de aproximadamente 23 Km de carretera que corre con sentido este – oeste y sus coordenadas se muestran en la Tabla I. Para los puentes Campamento, Toro, Cuarto y Sardinal se llevó una evaluación de de sitio específico de la amenaza sísmica y para el resto se extrapoló la solicitación de diseño aquí recomendada.*

- *El sitio de estudio se ubica según la clasificación morfotectónica de Costa Rica, en el trasarco, en la cuenca San Carlos – Sarapiquí. En términos generales se puede referir a esta región como una depresión estructural (graben), limitada al suroeste por el arco volcánico de la Cordillera Volcánica Central. La cuenca de San Carlos es considerada por Astorga et al (1991) como un régimen extensional. Las llanuras aluviales del trasarco norte de Costa Rica en general están constituidas por terrenos depositados por varios ríos durante el Cuaternario. Los sitios de los puentes están a unos 15 – 20 Km al norte de la Cordillera Volcánica Central, lo que implica que las fallas activas que se ubican en esta cordillera tendrán una alta influencia sísmica para el proyecto. Estas fallas forman parte del Sistema de Fallas Transcurrentes de Costa Rica (o alternamente el Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica). Estas fallas y sistemas han sido responsables de múltiples sismos destructivos que han afectado la región central de Costa Rica.*

- *Los resultados de sitio específico para los cuatro puentes se presentan en las Figuras 25 A - 25 D, como una correlación entre la aceleración pico y su correspondiente probabilidad de excedencia. En las Tablas VII A - VII D los resultados del se presentan mostrando adicionalmente la probabilidad de excedencia para diversos lapsos típicos de vidas útiles de estructuras.*

- *Para la escogencia de la solicitación dinámica, se recomienda utilizar una probabilidad de excedencia de 2×10-3, equivalente a una probabilidad de excedencia del 10 % en una vida útil de 50 años y un período de retorno de 500 años, recomendado para las estructuras normales de acuerdo a la mayoría de los códigos de diseño vigentes. Para los puentes Campamento, Toro, Cuarto y Sardinal, la aceleración pico para esta probabilidad de excedencia corresponde respectivamente a valores de 0.330 g, 0.325g, 0.318 g y 0.308 g.*

- *El valor de la aceleración pico efectiva (APE) para un período de retorno de 500 años es de 0.26 g, y 0.25 g, respectivamente para los puentes Campamento y Toro, y para Cuarto y Sardinal. Este es el parámetro del movimiento del terreno utilizado por la mayoría de los códigos sismo – resistentes para describir la solicitación dinámica. Se pueden extrapolar estos valores para el resto de los ocho puentes de acuerdo a los resultados de aceleración pico para los cuatro puntos calculados. Se obtiene para los puentes que están hacia el oeste de la ruta: Campamento, Los Pericos, Tres Amigos, San Pedro, Toro y Caño Negro una APE de 0.26 g y para los puentes Cuarto y Sardinal una APE de 0.25 g.* "Fuente **ESTUDIO DE AMENAZA SISMICA PARA EL PROYECTO VIAL BAJOS DE CHILAMATE – VUELTA DE KOOPER Ing. María Laporte Pirie "**

Tomando en cuenta esta información se realizó el anteproyecto que se muestra a continuación, el cual fue aprobado por la unidad ejecutora y que procedemos a diseñar en las paginas siguientes.

Por las condiciones de topografía, principalmente en la margen derecha, se ha planteado un puente con un sesgo de 25°, constituido por 5 vigas postensadas en cada tramo con losa de concreto, dos bastiones tipo marco y una pila tipo martillo apoyados en placas de fundación directa.

El inicio del puente se ubica en la estación 12+649.26

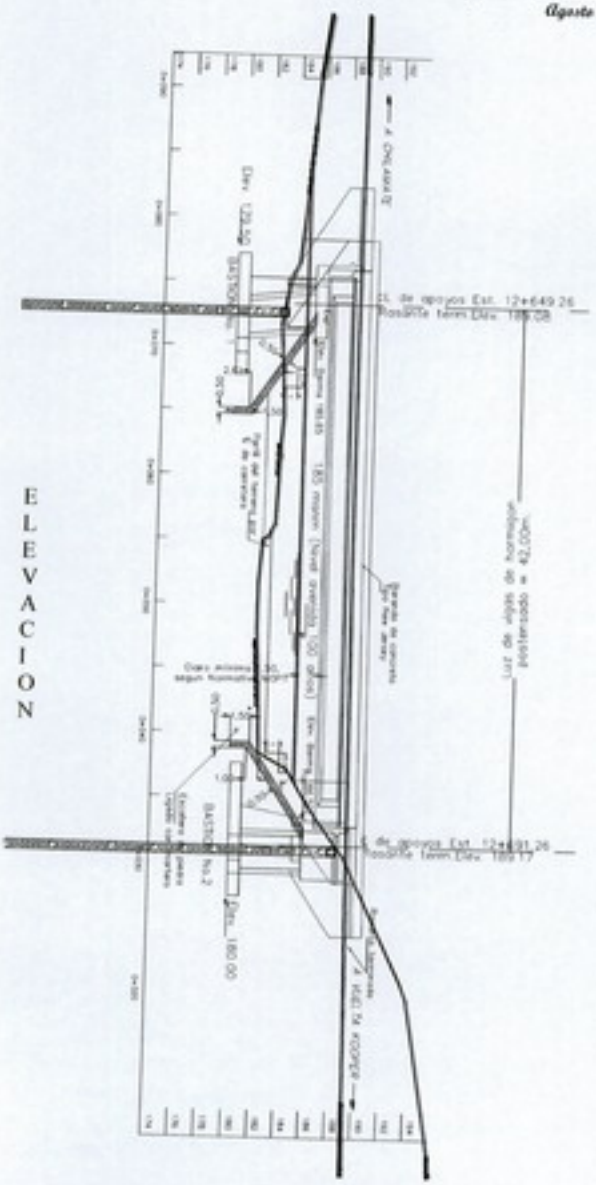
Las placas de los dos bastiones se colocaran a la elevación 179.50 m.s.n.m. el Bastión No 1 y en la elevación 180.00 m.s.n.m. el Bastión No 2, la rasante del puente se ubica en la elevación 189.08 m.s.n.m.el Bastión No 1, básicamente por consideraciones de diseño geométrico, dejando un claro libre entre fondo de vigas y agua máxima de 1.50 m.,

El puente se ve afectado por una curva vertical y por una curva horizontales Con una superelevación en el puente de 6,2% .

Para tomar las pequeñas variaciones que genera la curva vertical y horizontales se deberá colar una losa con sección variable que se indicará en planos.

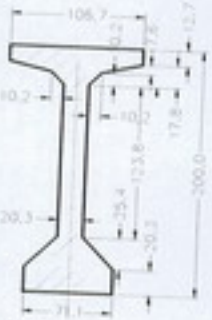
- ***STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES. 17th Edición – 2002 o vigente. Esta norma técnica se aplicará supletoriamente al CSCR-2002 o al Código de Cimentaciones de C.R. vigente, en lo pertinente.***

- ***Especificaciones Generales para la construcción de Caminos, Carreteras y Puentes, CR-77 o versión vigente.***


ELEVACION

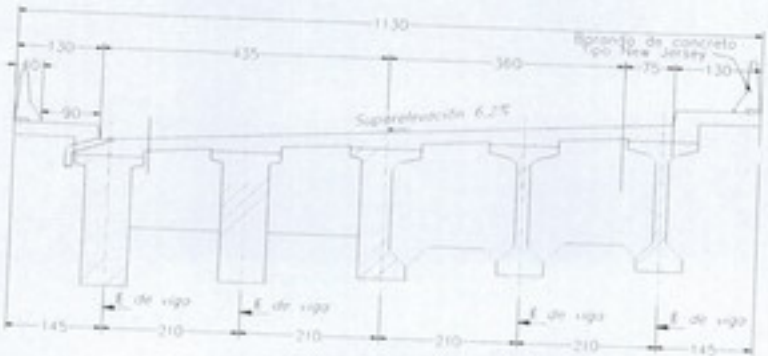
DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

Se utilizará una viga tipo AASHTO como la que se muestra a continuación.



VIGA 42 m.

Tal y como se indicó la superestructura esta constituida por 5 vigas con una sección transversal como la que se muestra a continuación.



MEDIA SECCION TRANSVERSAL EN APOYOS

MEDIA SECCION TRANSVERSAL EN EL CENTRO

INERCIA DE VIGAS EJE HORIZONTAL

	b	H	Io		AREA		YC	A YC	A D2
Rect sup	106,70	12,70	18213,54		1355,09		193,65	262413,18	11668174,18
Cuadrado	10,20	7,60	746,26		155,04		183,50	28449,84	1058914,20
Trian sup ext	33,00	7,60	804,79		250,8		184,77	46339,48	1765860,18
Triang Sup i	10,20	10,20	601,35		104,04		176,30	18342,25	592166,14
Alma	20,30	167,00	7878874,91		3390,1	127	103,80	351892,38	29371,73
Triang Inf	25,40	25,40	23123,97		645,16	33	28,77	18559,10	3352863,90
Rect Inf	71,10	20,30	49565,15	200	1443,33	20,3	10,15	14649,80	11875251,46
		200,00	7.971.930		7343,56			740646,03	30.342.602

AREA = 7343,56 cm^2

Yc = 100,86 cm

I_{total} = 38.314.532 cm^4

S_{inf} = 379.891 cm^3

S_{sup} = 386.455

f'c viga = 350 Kg/cm^2

f'c losa = 280 Kg/cm^2

n = raiz cuad (350 /280)

n = 1,118

Ancho Losa 210 cm

Espesor = 19 cm

SECCION COMPUESTA

	b	H	Io		AREA		YC	A YC	A D2
VIGA			38.314.532		7343,56		100,86	740646,03	9789814,86
Coping		3							
LOSA	187,8	19	107360,33		3568,76		212,5	758362,45	20144812,85
			38.421.892		10912,3			1.499.008	29.934.628
		222,00					Yc =	137,37	

I total = 68.356.520 cm^4

S_{inf} = 497.614,61 cm^3

S_{sup} = 1.091.406,14 cm^3

S_{losa} = 807.694,94 cm^3

TOTAL SUPERESTRUCTURA
134.323.902 cm4
AREA 48.677 cm2

CARGA MUERTA :

Viga =	0,7344	*	2,54	=						1,865	Ton/ml	
Coping =	0,05	*	1,067	*	2,4	=				0,128	Ton/ml	
Losa Internas	2,1	*	0,19	*	2,4	=				0,958	Ton/ml	
Externas =	2,1	+	0,65	)/	2	*	0,19	*	2,4	=	0,627	Ton/m
Acera =	1,3	*	0,23	*	2,4	*	2	/	5	=	0,287	Ton/m
Asfalto =	0,07	*	8,7	/	5	=	0,122	Ton/ml				
Baranda =	0,156	Ton/ml										
Diafragmas centrales =	Area *			,25*4*3*2,4/5/					42	=	0,097	Ton/m
				Area =			2,836		m2			

ETAPAS DE CARGA MUERTA

I Solo la viga y la postensión Sección Simple

W = 1,865 Ton/ml

II Viga - Losa - Diafragma coping y Postensión Sección Simple

W = 3,048 Ton/ml

III Viga - Losa - Diafragma coping-aceras-barandas-asfalto- CV y Postensión Sección Compuesta

W = 3,613 Ton/ml

VIGA 42 M

M I =	1,865	*	42 ^{2}/ 8		=	411,3	Ton - m
MII = (	3,048	- 1,865	)*	42 ^{2}/ 8	=	260,8	Ton - m
MIII =(	3,613	- 3,048	)*	42 ^{2}/ 8	=	124,5	Ton - m

CARGA VIVA HS 20-44 +25% Luz = 42 m

Factor de Impacto
AASHTO 3.8

$$I = \frac{15,24}{L + 38,1} = 19,03\%$$

Factor de llanta
AASHTO 3.22.1

$$FLL = \frac{S}{5,5} = 210\ /30.48/5,5 = 1,253$$

Momento de Carga Viva

$$V = 16,329 - \frac{46,453}{L}$$

$$M = 4,082 * \frac{(L - 1,424)^2}{L} - 7,7423$$

Para L = 42 m M = 152,27 Ton.-M V = 15,22 Ton. Por llanta o columna

M diseño = M Fll * Imp *125% = 152,27 1,25 0,19 *1.25 = 283,80 Ton -M

V diseño = Rcv = 15,22 * 1,25 = 19,03 Ton

$$V(x) = \frac{1}{2} * \left(0,952*\frac{(L-x)}{2} + 11,79*\frac{(L-x)}{2} \right)$$ V lm = 15,51 V lm = 15,13

FUERZA DE POSTENSIÓN LUZ 42 M

Se probará para una fuerza de diseño despues de perdidas de :

Pf =	***650.000***	Ton y con una excentricidad de
Yc =	18,00	cm.
e =	82,86	cm.

Se estiman pérdidas del orden de 21% esto es que los esfuerzos iniciales en el cable seran igual : Pfinal = Pinicial *.79

Pi = 650.000 /,79 = 822784,81 Ton.

Los esfuerzos para cada condición de carga son los siguientes :

Los esfuerzos para cada condición de carga son los siguientes :

ETAPA INICIAL

AASHTO 9.15.2

Tensión Permisible	200	psi=	14,0	kg/cm^2
Compresión Permisible = 0.55 f´ci =			173,3	kg/cm^2

RESUMEN CARGAS DISEÑO VIGA

VIGA	**42**	**M**					
Etapa Inicial			411,29	Ton - m			
Etapa constructiva			672,11	Ton - m			
Carga muerta Servicio			124,55	Ton - m			
CARGA VIVA			152,27	*1.25	*	1,19	1,25
			283,80	Ton - m			

ETAPA INICIAL

$$G_{Sup} = \frac{822.784,81}{7.343,56} - \frac{822.784,81 * 82,86}{386.455,45} + \frac{41.129.076}{386.455,45}$$

$$112,04 - 176,41 + 106,43$$

$G_{Sup} =$ 42,06 kg/cm² G perm -14,00 kg/cm²

$$G_{inf} = \frac{822.784,81}{7.343,56} + \frac{822.784,81 * 82,86}{379.891,41} - \frac{41.129.076}{379.891,41}$$

$$112,04 + 179,45 - 108,27$$

$G_{inf} =$ 183,23 kg/cm² G perm .55 *315 = 173,25 kg/cm²

TENSAR HASTA QUE Fic>= 185 Kg/cm2

ETAPA CONSTRUCTIVA (Seccion Simple)

$$G_{Sup} = \frac{650.000}{7.343,56} - \frac{650.000,00 * 82,86}{386.455,45} + \frac{67.211.454}{386.455,45}$$

$$88,51 - 139,36 + 173,92$$

$G_{Sup} =$ 123,07 kg/cm² G perm .55 *315 173,25 kg/cm²

$$G_{inf} = \frac{650.000,00}{7.343,56} + \frac{650.000,00 * 82,86}{379.891,41} - \frac{67.211.454}{379.891,41}$$

$$88,51 + 141,77 - 176,92$$

$G_{inf} =$ 53,36 kg/cm² G perm 173,25 kg/cm²

ETAPA DE SERVICIO (sección Compuesta)

AASHTO 9.15.2.2

Tensión Permisible = $1.59(350)^{1/2}$ = 29.70 kg/cm²

Compresión Permisible = 0.60 f´c = 210 kg/cm²

ETAPA DE SERVICIO (Seccion Compuesta)

G_{Sup} = 123,07 + 40.835.081 / 1.091.406,14

123,07 + 37,42

G_{Com} = 160,48 kg/cm² G perm .60 *350 = **210** kg/cm²

G_{inf} = 53,36 - 40.835.081 / 497.614,61

53,36 - 82,06

G_{inf} = -28,70 kg/cm² G perm 1,59*raiz(350 **-29,7** kg/cm²

G_{Com} = 40.835.081 / 807.694,94 = 50,56 kg/cm²

VERIFICACIÓN A L/4

Momentos: CARGA MUERTA

$M = w*l^2 * 3/32$

M I = 1,865 * 42 ² * 3 / 32 = 308,5 Ton - m
MII = (3,048 - 1,865)* 42 ² * 3 / 32 = 195,6 Ton - m
MIII =(3,613 - 3,048)* 42 ² * 3 / 32 = 93,41 Ton - m

CARGA VIVA

MCV = (12,247+11,613) * (L +,711)-30,969
L 4

MCV = 109,43 Ton-m.

Mcv Diseño = MCV*1.25* 1,25 * 1,190 = 203,96 Ton-m

En este punto los cables se han elevado 20,71 cm
Excentricidad igual a : 62,14 cm

ETAPA INICIAL AASHTO 9.15.2.1

Tensión Permisible = 200 psi = 14 kg/cm^2

Compresión Permisible = 0.55 f´ci = 173.25 kg/cm^2

ETAPA INICIAL

$$G_{Sup} = \frac{822.784,81}{7.343,56} - \frac{822.784,81 * 62,14}{386.455,45} + \frac{30.846.807}{386.455,45}$$

$$112,04 - 132,30 + 79,82$$

$$G_{Suo} = 59,56 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_{inf} = \frac{822.784,81}{7.343,56} + \frac{822.784,81 * 62,14}{379.891,41} - \frac{30.846.807}{379.891,41}$$

$$112,04 + 134,59 - 81,20$$

$$G_{inf} = 165,43 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{G pen} \quad .55 * 315 \quad \mathbf{173,25} \text{ kg/cm}^2$$

ETAPA CONSTRUCTIVA (Seccion Simple)

$$G_{Sup} = \frac{650.000}{7.343,56} - \frac{650.000 * 62,14}{386.455,45} + \frac{50.408.591}{386.455,45}$$

$$88,51 - 104,52 + 130,44$$

$$G_{Sup} = 114,43 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{G pen} \quad .55 * 315 \quad \mathbf{173,25} \text{ kg/cm}^2$$

$$G_{inf} = \frac{650.000}{7.343,56} + \frac{650.000 * 62,14}{379.891,41} - \frac{50.408.591}{379.891,41}$$

$$88,51 + 106,33 - 132,69$$

$$G_{inf} = 62,15 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{G pen} \quad .55 * 315 \quad \mathbf{173,25} \text{ kg/cm}^2$$

ETAPA DE SERVICIO (sección Compuesta)

AASHTO 9.15.2.2

Tensión Permisible = $1.59(350)^{1/2}$ = 29.70 kg/cm²

Compresión Permisible = 0.60 f´c = 210 kg/cm²

ETAPA DE SERVICIO (Seccion Compuesta)

$$G_{Sup} = \frac{114,43}{114,43} + \frac{29.736.734}{1.091.406} \quad 27,25$$

G_{Sup} = 141,68 kg/cm² G pen .60 *350 **210** kg/cm²

$$G_{inf} = \frac{62,15}{62,15} - \frac{29.736.734}{497.614,61} \quad 59,76$$

G_{inf} = 2,39 kg/cm² G pen 1,59*raiz(35(**-29,7** kg/cm²

$$G_{losa} = \frac{29.736.734}{807.694,94} = 36,82 \text{ kg/cm}^2$$

VIGA POSTENSADA

VERIFICACION DEL CORTANTE

Long =	42	m	AASHTO 9.20
Dist =	1,5	m	
Cortante en apoyos (	0		
F'c=	350	Kg/cm2	
H=	200	cm	

El valor del cortante sera el menor de los dos siguientes

Vci = 0,1587*raizF'c*b'*d+Vd+Vi*Mcr/Mmax > ,4498raiz(f'c)*bd

Vcw = (3,5*raiz(f'c) + 0,3fpc)b'*d + Vp

b'=		20	cm
d >=	,8h	160	cm
Vd =	70453	Kg	carga muerta simple
Vi =	78038	Kg	carga externa factorada
Mcr =	56.413.956		Kg-cm
Mmax =	8.885.662		Kg-cm

Mcr = I/yt*(6 raiz f'c +fpe -fd)

I =	68.356.520	cm4	
Yt =	137,4	cm	
fpe =	108,0	Kg/cm2	Esfuerzo centroide
fd =	24,37	Kg/cm2	Esf carga muerta

Vci = 575551 Kg = 575,55 Ton. > 27,33 Ton

fpc	64,64	Kg/cm2	Esfuerz presfuerzo
Vp	47.489	Kg	

Vcw =	166,7	Ton
Usar Vc =	166,7	Ton

Vu = Vcm +Vcv

Vu =1,3* 70453 + 78038 = 169627 Kg= 169,6 Ton

Vs = Vu/0.85-Vc = 32,82 Ton.

$Vs = \frac{Av * Fsy * d}{S}$ ===> S =

Para var# 4 ; fsy = 4200 kg/cm2

S = 52,0 cm

Dist m	0,5	1,5	10,5
S= (cm)	45	52	75

Espaciamiento max (AASHTO 9,20,3,2) 0,75 H o 60 cm

Se usan @15 en bloque final y @38 resto ;

DISEÑO DE LA LOSA

Carga Muerta 0-1

Losa = 1*2.10*.19*2.4= 0.958 Ton = wl

Asfalto = 1.7 Ton/m3 = > wl = 0.04 Ton (1")

WL = 1.00 Ton ; W = 1.00/2.10 = 0.475 Ton/m

Mmax = $w*l^2/8$ =$0.475*2.10^2/8$ = 0.262 T-m/m

Para una distribucion de empotramiento el momento máximo será
Mmax = $w*l^2/12$

Usar 1/12 wl^2 = 0.175 T-m/m

Carga Viva

Según AASHTO

$M = \frac{S+2}{32} P20$; S = 210 – 71 +19 = 158 cm

M+- = (158/30.48 +2)/32*16/2.20462 = 1.629 ton-m/m

Según AASHTO para mas de 3 soportes usar factor de .80

Impacto = 30 % máximo

Carga viva = Hs 20-44 +25%

Mcv = 1.629 *0.8*1.3*1.25 = 2.12 ton-m/m

COMBINACIONES DE CARGA

M = 1.3 (Cm + 1.67*cv) = 4.83ton-m/m /.9 = 5.36 Ton-m/m

Para un espesor de losa t =19 cm ; f´c = 280 Kg/cm2, Fy= 4200 Kg/cm2

d = 13.20 cm

As = 10.34 cm2/m = # 5 @19 cm o #4 @12.2

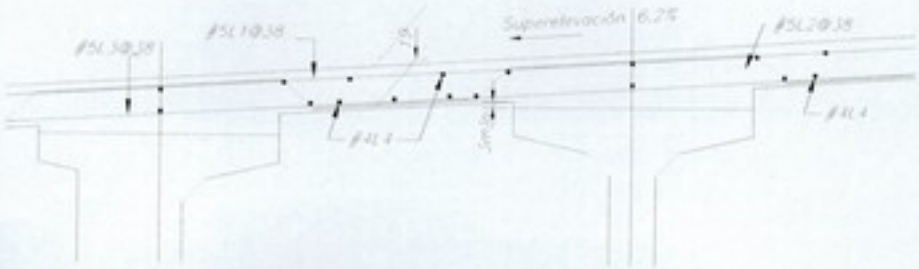
As min = 14/fy *bd = 4.12 cm2/m

Usar # 5 @ 19 en dos capas @ 38 cm

Transversal usar acero de distribución igual 67 % de l principal

Usar # 5 @ 26 cm o # 4 @18 cm.

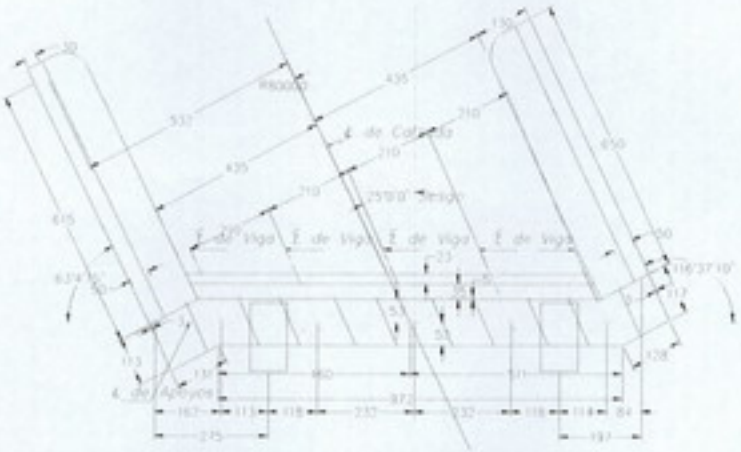
ALTURA DE PARED	
Losa	**19**
Coping	**3**
Viga	**200**
Bombeo	**26,97**
Apoyo	**7**
Pedestal	**5**
	261



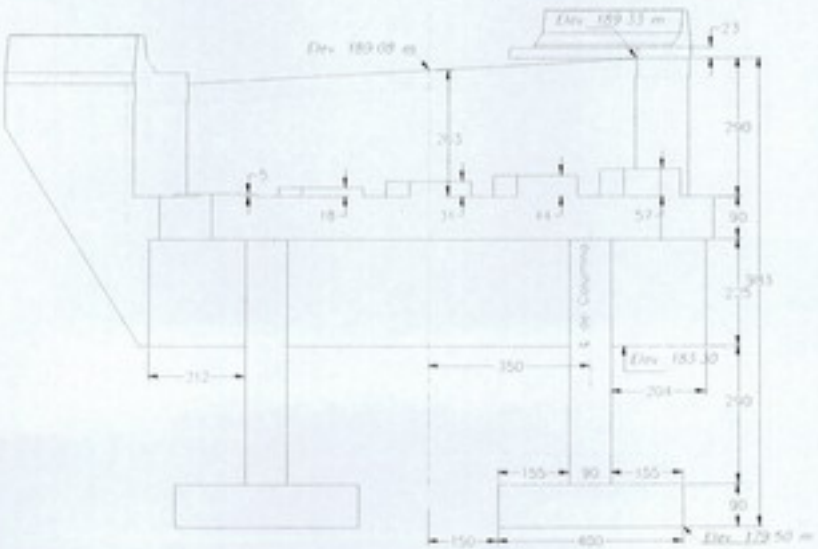
DISEÑO DE LOS BASTIONES

Los bastiones a diseñar son los siguientes

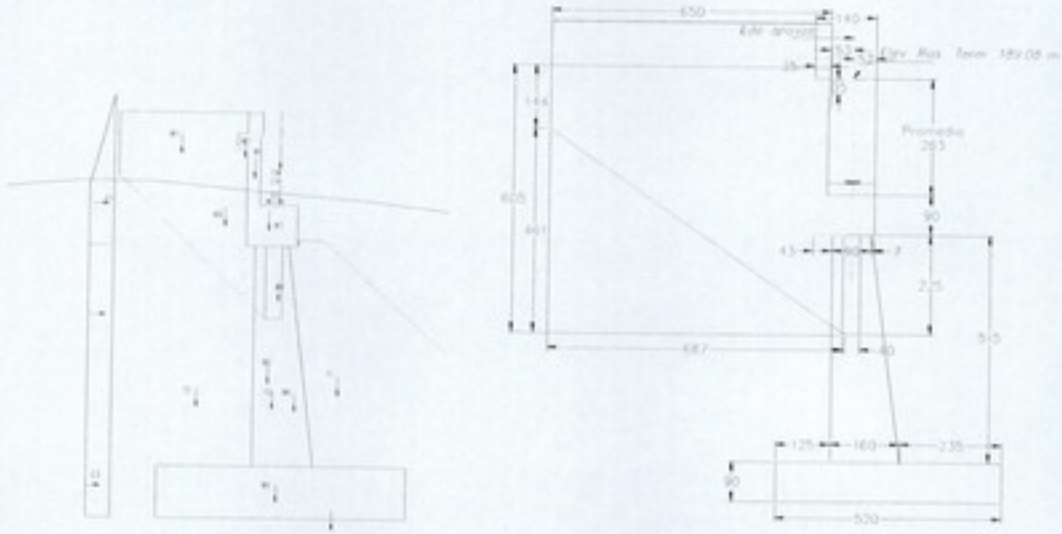
BASTIÓN NO 1 (MOVIL)



PLANTA



ELEVACION



SECCION TRANSVERSAL

Determinación de pesos por columna y por fundación

W1 =		0,3 *	2,63 *	12 * 2,4	/ 2 =	11,106 **ton.**
		0,38 *	0,05 *	12 * 2,4	/ 2 =	0,264 **ton.**
W2 =	(,23+,46)/2 *		0,23 *	9,5 * 2,4	/ 2 =	0,903 **ton.**
W3 =		1,4 *	0,9 *	12 * 2,4	/ 2 =	17,736 **ton.**
W4 =		2,25 *	0,4 *	9,4 * 2,4	/ 2 =	10,109 **ton.**
W5 =		0,9 *	5,15 *	0,9 * 2,4	=	10,012 **ton.**
W6 =		0,7 *	5,15 *	0,9 * 2,4	/ 2 =	3,893 **ton.**
W7 =		6,15 *	0,39 *	1,5 * 2,4	=	8,297 **ton.**
Acera	=1,64+	0,23 *	1,3 *	6,5 * 2,4	=	6,304 **ton.**
W8 =		4,59 *	6,15 *	0,4 * 2,4	/ 2 =	13,042 **ton.**
W9 =		FUNDACION				

T1 =		5,25 *	2,35 *	4 *	1,9	=	94,8	**ton.**
T2 =		8,68 *	1,25 *	4 *	1,9	=	83,3	**ton.**
T3 =		5,25 *	1,6 *	3,1 *	1,9	=	50,00	**ton.**
E1 =	(0,293	1,99)/	2 *	5,9 *	3,5	=	23,60	**ton.**
E2 =		1,99 *	2,25 *	5,9		=	26,22	**ton.**
E3 =		1,99 *	2,9 *	0,9		=	5,19	**ton.**
Fund E3 =		1,99 *	0,9 *	4		=	7,15	**ton.**

DETERMINACIÓN DE CARGA MUERTA CM SUPERESTRUCTURA

Del diseño de la superestructura obtenemos los siguientes pesos distribuidos

	Viga =	1,87	Ton/ml
	Coping =	0,13	Ton/ml
Losa =	Internas =	0,96	Ton/ml
	Externas =	0,63	Ton/ml
	Acera =	0,29	Ton/ml
	Asfalto =	0,12	Ton/ml
	Baranda =	0,16	Ton/ml
Diafragmas Centrales =		0,10	Ton/ml
TOTAL =	Internas =	3,61	Ton/ml
	Externas =	3,28	Ton/ml

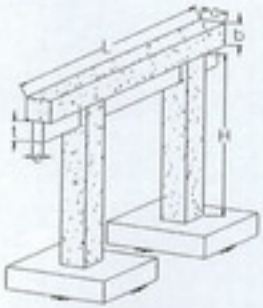
Centroide cargas = 156 cm

Tomando como base
la cara inferior de la viga

RCM Int =	75,9	Ton.	TOTAL SUPER = 731 Ton.
Rcm ext =	68,9	Ton.	Longitud = 42 m

DETERMINACIÓN DE CARGA VIVA CV (reaccion Carga Viva)

CV = 15.22*2*1.25 = 38.05 Ton / carril o por columna



MODELO DE BASTION

a =	1,40 m
b =	0,90 m
e =	0,40 m
t =	2,25 m
H =	5,15 m
L =	11,7 m

DETERMINACIÓN DE CARGA De SISMO EQ BASTION

ELEMENTO		BRAZO	Vert Momento
W1 =	11,106 ton.	7,365	81,795
	0,264 ton.	8,493	2,241
W2 =	0,903 ton.	8,100	7,312
W3 =	17,736 ton.	5,600	99,320
W4 =	10,109 ton.	4,025	40,688
W5 =	10,012 ton./2	3,863	19,335
W6 =	3,893 ton./2	3,433	6,684
W7 =	8,297 ton.	7,950	65,958
Acera	6,304 ton.	8,795	55,447
W8 =	13,042 ton.	5,690	74,207
	74,71 ton.		452,99 Ton-m

Se toma como base la zona de contacto columna fundacion
Centroide del área expuesta del bastión 6,06 m.

SISMO

Un 35% del peso de la superestructura se aplica nivel de los apoyos y todo el peso de la subestructura.

El peso total será = Weql = 74,7 +(75,9 * 3 + 68,9 *2) = 440,2 Ton.

El punto de aplicación de dicha carga será : yc =

yc = 453 +(75,9 *3+ 68,9 *2)* 6,15

yc = 2701

Yc = 2701 / 440 = 6,14 m

Coeficiente sísmico

Para el análisis sísmico se determinaron lo modos de oscilación y los periodos predominantes son :

Tlong = 0,1347 seg

Ttrans = 0,0962 seg

Según CSCR C = $\frac{aef\ I\ FED}{SR}$

1. Ubicación del sitio San Carlos ZONA II

2. TIPO S2

3. aef = aceleración Aef = 0.26 según datos de Estudio de riesgo sísmico

4. SR = 1.2 voladizos

5. Objetivos de desempeño Tipo C

I = 1.00

6 FED Para suelos S2 en Zona II y U = 1.0

FED long = 2.1 Solo peso del Bastión, la super contribuy con 35 % de la reacción de superestructura

FED trans = 1.9

Clong = 2.1*0.26*1.00/1.2 = 0.455

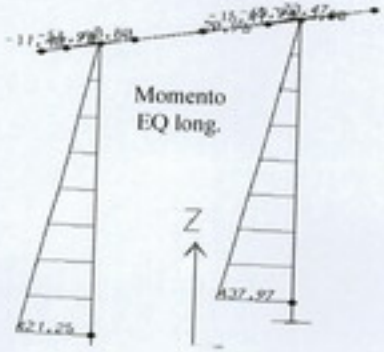
Cyy = 1.9*0.26*1.00/1.2 = 0.412

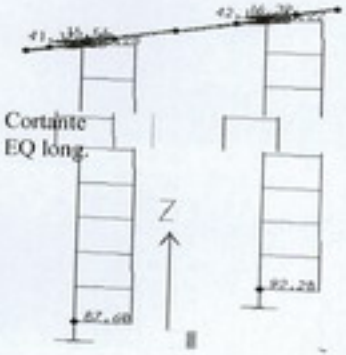
Cxx =	0,455		=	0,455		W =	0,35* 730,96
Wlong =	0,455	*(74,71	+	127,9	)=	92,2	Ton por columna
Cyy =	0,412		=	0,412		W =	0,5* 730,96
N Transv =	0,41	*(149,42	+	365,48	) =	212,0	Ton por bastion

EQL = = 92,20 Ton por columna

EQT = = 211,97 Ton por bastion

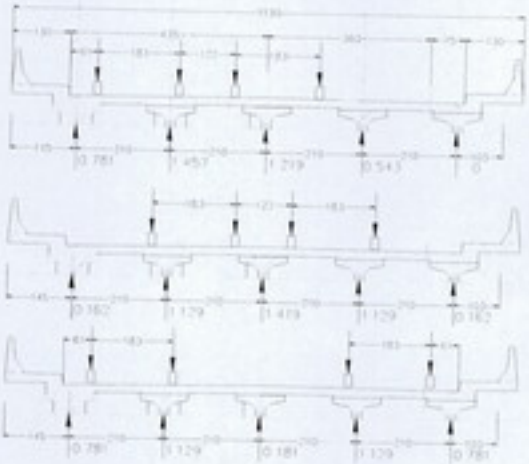
Estas son las cargas totales aplicadas, sin embargo en el análisis se aplican las cargas de la super a nivel de apoyos y los coeficientes sísmicos al bastión, obteniéndose los siguientes resultados :





CARGA VIVA

Para el análisis transversal se hizo una corrida del Bastión combinando las diversas posibilidades que se dan para la ubicación de los carriles de carga



DISTRIBUCION DE CARGA VIVA

Se realiza una corrida para un valor de P = 19.03Ton que es la mitad de la reacción de carga viva(pag 23), e incorporando las reacciones de carga y peso propio para la pared de cabezal y la viga de cabezal asi como ubicando las cargas de la acera y baranda en aletones y realizando las combinaciones de carga de la AASHTO.

Los resultados obtenidos son :

	COLUMNA IZQ		COLUMNA DER		14	15	20	17	18
MCm	-0,67	0,02	-0,24	-0,93	-181,1	-181,13	99,36	-147,34	-146,4
CV 1	-1,81	2,70	1,03	-3,48	-16,94	-19,64	51,49	-3,48	0,00
CV 2	-1,92	4,17	1,92	-4,17	-3,51	-7,69	64,91	-7,69	-3,51
CV3	-0,33	0,72	0,33	-0,72	-16,94	-17,66	13,70	-17,66	-16,94
Sismo	228,79	-214,12	228,79	-214,12	0,00	214,12	0,00	-214,12	0,00

G 1	-4,80	5,89	1,92	-8,76	-272,2	-278,11	240,95	-199,10	-190,3
G 2	-5,04	9,08	3,86	-10,26	-243,1	-252,16	270,09	-208,24	-198,0
G 3	-1,59	1,59	0,40	-2,77	-272,2	-273,81	158,91	-229,88	-227,1
Gvii	296,56	-278,33	297,12	-279,57	-235,5	42,89	129,17	-469,90	-190,3

Maximo Columna = M = 297,12 Ton-m P = 468,44 Ton-m V = 120,24
Maximo viga Posit = M = 270,09 Ton-m V = 269,06 Ton
Maximo viga Negat = M = 469,90 Ton-m

CARGA AXIAL	COL IZQ	COL DER
PCm	-270,9	-255,7
P CV 1	-53,55	-22,56
P CV 2	-38,06	-38,06
P CV 3	-38,06	-38,06
P Sismo	61,17	-61,17

P G 1	-468,4	-381,4
P G 2	-434,8	-415,1
P G 3	-434,8	-415,1
P Gvii	-272,7	-411,9

V14	15	20	17	18
115,46	-142,4	-42,38	132,71	-109,9
14,86	-38,69	12,23	22,56	0,00
3,08	-34,98	-13,50	34,98	-3,08
14,86	-23,20	-1,72	23,20	-14,86
0,00	61,17	61,17	61,17	0,00

182,4	-269,06	-28,54	221,50	-142,9
156,8	-261,01	-84,40	248,46	-149,6
182,4	-235,44	-58,83	222,89	-175,2
150,1	-105,55	24,43	252,04	-142,9

CORTANTE	Col izq	Col der
VCm	-0,14	0,14
Vcv1	-0,91	0,91
Vcv2	-1,23	1,23
Vcv3	-0,21	0,21
Sismo	92,35	92,35

V G 1	-2,2	2,2
V G 2	-2,9	2,9
V G 3	-0,6	0,6
V Gvii	119,9	120,2

G1 = 1.3(CM +1,67 CV)

Gvii = 1.3 (CM + EQ)

DISEÑO DE LA VIGA DE CABEZAL

ACERO VIGA CABEZAL

USAR M : Maximo viga Posit = 270,09 Ton. - m.
Maximo viga Negat = 469,90 Ton. - m.
V = 269,06 Ton.

Factores a utilizar 1/.9

Para M = 300,10 Ton-m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 310 cm b = 140 cm

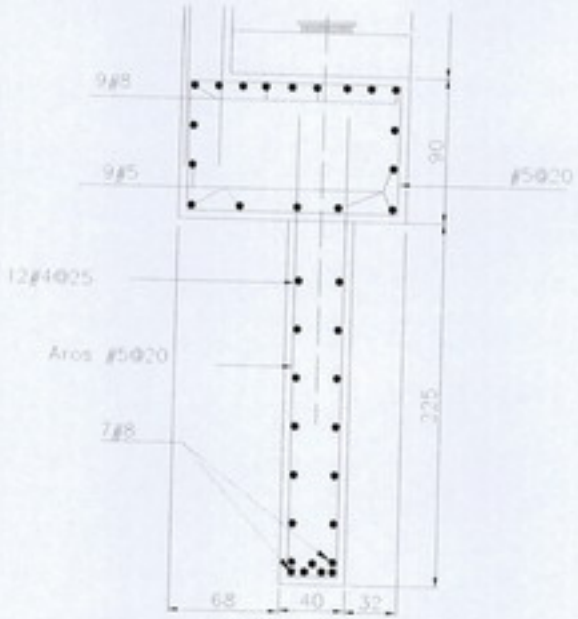
As = 23,19 cm2
a = 3,64 cm
1,2 Mcr 1,2*fr*Ig/yt : 1,2*1,98*raiz(225)*140*310*310/6/1000/100
1,2 Mcr 799,17 Ton-m/m
Usar 1,33As calc = 30,8 cm2/m
USAR 7 # 8 abajo ó
USAR 4 # 10 abajo

Para M = 522,11 Ton-m
f'c = 225 kg fy = 4200 kg/cm2
d = 310 cm b = 40 cm
Es una viga T invertida
As = 41,63 cm2
a = 22,86 cm
1,2 Mcr 1,2*fr*Ig/yt : 1,2*1,98*raiz(225)*40*310*310/6/1000/100
1,2 Mcr 228,33 Ton-m/m
Usar As calc = 41,6 cm2/m
USAR 9 # 8 arriba ó
USAR 6 # 10 arriba

CORTANTE

Vci = $0.53*f'c^{1/2}*b*d$ = 98,58 Ton.
Vmax = 269,06 Ton.
VS = 170,48
Usando Aros #5 el esp, seria =
S = 1,98 *2*4200* 310 / 170,48
S = 30,24

USAR AROS # 5 @30 y en el primer metro @15 cm



VIGA DE CABEZAL

DISEÑO DE LA COLUMNA

Momentos

	ELEMENTO		BRAZO Hor	Momento
W1 =	11,106		-1,080	-11,994
	0,264		-0,905	-0,239
W2 =	0,903		-1,340	-1,210
W3 =	17,736		-0,530	-9,400
W4 =	10,109		-0,350	-3,538
W5 =	10,012	ton.	-0,350	-3,504
W6 =	3,893	ton.	0,333	1,298
W7 =	8,297		-4,305	-35,717
Acera	6,304		-4,305	-27,140
W8 =	13,042		-3,280	-42,776
	81,66	ton.		-134,22 T-m

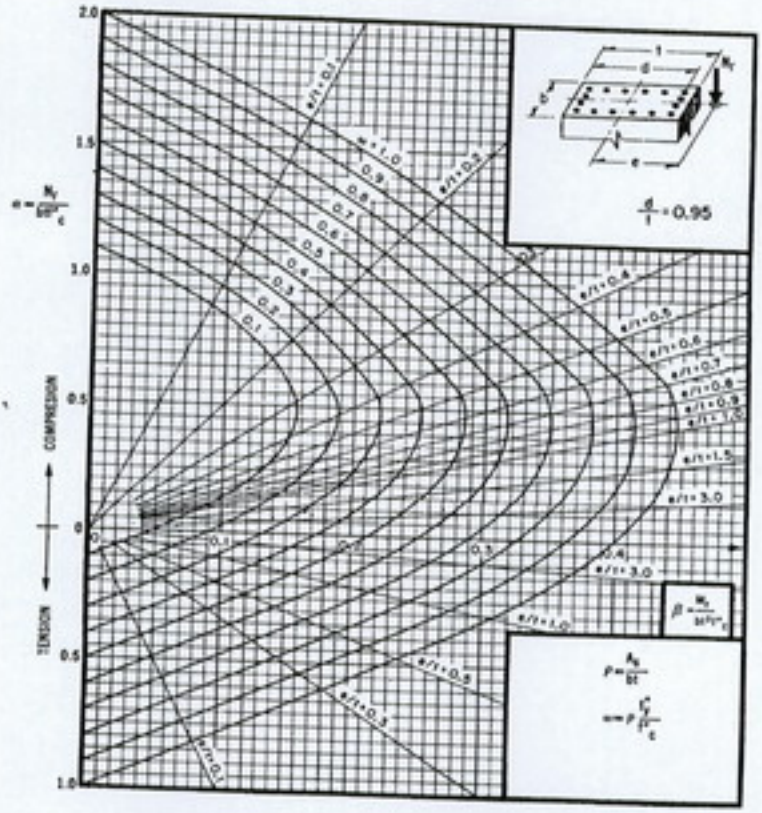
CM =	182,74	-0,350	-63,96
CV =	38,06	-0,350	-13,32
E1 =	23,60	6,327	149,33
E2 =	26,22	4,025	105,55
E2 =	5,19	1,450	7,52
	55,01		262,41
Eql =	98,28		437,97
Eqt =	92,49		228,55

COMBINACIONES DE CARGA

GRUPO I P = 1.3*(81,66 + 182,7 +1,67* 38,1)= 426,35 Ton
M = 1.3*(-134,22 + -64,0 +1,67* -13,3 + 262,41)= -286,55 Ton-m

GRUPO VII P = 1.3*(81,66 + 182,7)= 343,7 Ton
M = 1.3*(-134,22 + -64,0 + 262,4 + 437,97)= 652,85 Ton-m
M T = = 297,12 Ton-m
V = 1.3*(55,01 + 92,49)= 191,76 Ton

Para la estimación del acero se usan los siguientes graficos tomados de libro Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado de Oscar Gonzalez Cuevas



A_s = área total de refuerzo

$f'_c = 0.81\,f^*_c$ si $f^*_c \le 280$ kg/cm²; $f'_c = \left(1.05 - \frac{f^*_c}{1\,400}\right) f^*_c$ si $f^*_c > 280$ kg/cm²

M_r = momento flexionante último
N_r = carga axial última

Figura B-5

Se revisará cantidades de acero con graficos del Gónzalez Cuevas

D= 152 T = 1
T = 160 T = 160
B = 90 D/T = 0,95

Grupo I

Alfa = 426,35 / 90 / 160 /,85 / 0,225
Alfa = 0,155

Beta = 28.655 / 90 / 160 ^{2}/,85 / 0,225
Beta = 0,0650

Grupo VII

Alfa = 343,72 / 90 / 160 /,85 / 0,225
Alfa = 0,1248

Beta = 65.285 / 90 / 160 ^{2}/,85 / 0,225
Beta = 0,1482
eta Trans= 0,1199

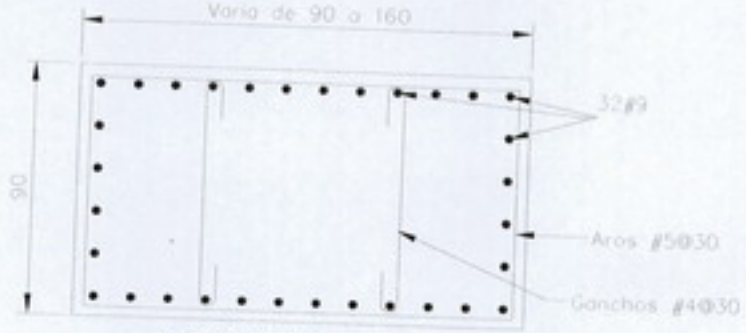
Con estos datos tenemos que :

ω = 0,30
ρ = ω*,85* 0,23 / 4,20
ρ <= 0,0137
USAR 1,37% As = 196,71 cm2
31 # 9

CORTANTE

Vci = 0.53*f'c1/2*b*d = 114,5 Ton.
Vmax = 191,76 Ton.
Vs = 77,28
Usando Aros #5 el esp, seria =
S = 1,98 *2*4200* 152 · 77,3
S = 32,71

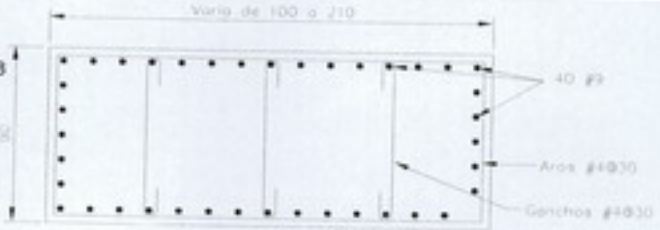
USAR AROS # 5 @30 y en el primer metro @15 cm



SECCION COLUMNA

COLUMNA BASTION 2 RIO CAÑO NEGRO

Ancho	90 cm			
Largo	210 cm	189	37,28	
Recubrimient	5 cm			
Aros #	4	1,3		
Cant var cara	7 #	9 2,9		
Cant var sec	15			
F'c =	225 Kg/cm2			
Fy =	4200 Kg/cm2			
Area Tota var	40 #	9 =	258	
Espaciamient	13,9 cm			



SECCION COLUMNA

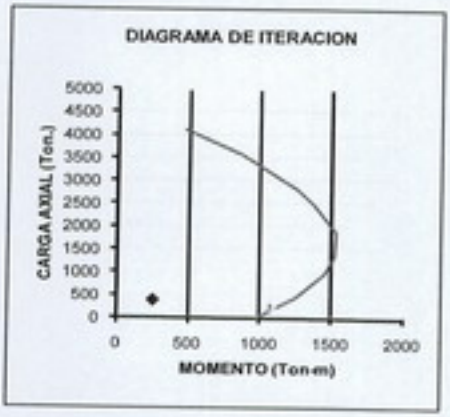
Solo carga axial

Po = (+,85* 90 * 210 * 225 + 1 * 4200 * 258 /1000=
Po = 4698,2 Ton
Mo = 0
e= 0

Balanceado

$C\,b$ = 119,73 cm
Pb = 1866,06 Ton
Mb = 1538,4 Ton-m
e= 0,8244

M	*P*	*e*
0	4698,2	0
	4453,12	0,041
473,4	4120,76	0,115
860,5	3608,85	0,238
1263	2825,97	0,447
1382	2480,86	0,557
1538	1866,06	0,824
1531	1358,87	1,127
1459,3	996,30	1,465
1246	451,94	2,757
980,4	9,53	102,9
Grupo I	256,2	399,28	0,642
Grupo VII	1076	316,66	3,399



c= 273,00 cm
P = 4453,12 Ton
M = 182,6 Ton-m
e= 0,041

c= 231,00 cm
P = 4120,8 Ton
M = 473,36 Ton-m
e= 0,1149

c= 202,30 cm
P = 3608,9 Ton
M = 860,49 Ton-m
e= 0,2384

c= 161,8 cm
P = 2826,0 Ton
M = 1262,9 Ton-m
e= 0,4

c= 145,66 cm
P = 2480,9 Ton
M = 1382,4 Ton-m
e= 0,5572

c= 97,10 cm
P = 1358,9 Ton
M = 1531 Ton-m
e= 1,127

c= 80,92 cm
P = 996,30 Ton
M = 1459,3 Ton-m
e= 1,4647

c= 56,64 cm
P = 451,9 Ton
M = 1246 Ton-m
e= 2,757

c= 37,02 cm
P = 9,5 Ton
M = 980,4 Ton-m
e= 102,9

DISEÑO DE LA FUNDACIÓN

Se toman como base los Momentos en columna

ELEMENTO	Mcol	P	M fund.
	+(	-198,18 / 264,4 + 1,60 /2 + 1,25 - 5,20 /2)* 264,40	
CM	-198,179	264,40	-343,60
CV	-13,320	38,06	-34,25
T1		94,75	135,02
T2		83,33	-164,57
T3		50,00	-27,50
		228,08	-57,05
		V	
E	262,41	62,17	315,14
Eql	437,97	98,28	437,97
Eqt			228,55
Placa	5,2 x 4,00	44,93	

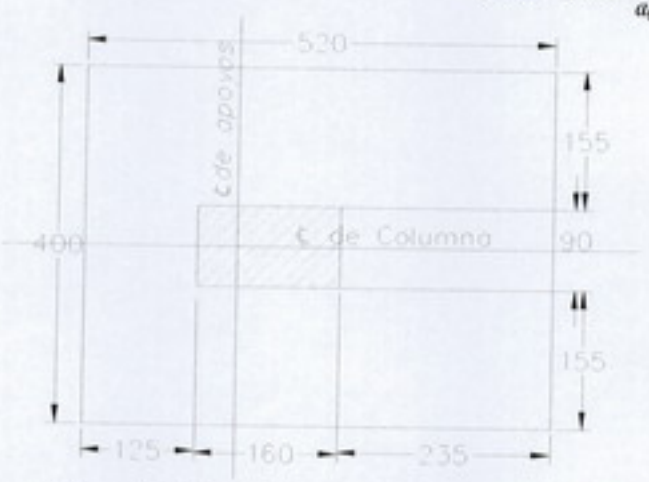
Grupo VII

P = 264,40 + 44,93 + 228,08 = 537,41 Ton.
Ml = -343,60 + 315,1 -57,05 + 437,97 = 352,5
ML = -523,48 Ton -.m Hacia atrás;aquí el empuje activo aumenta 3 veces
MT = 228,55 Ton -.m

$\sigma = P/A +- Mc/I$

ESFUERZO PERMISIBLES

Del estudio de suelos tenemos G = 30 Ton /m2



AREA 20,8 M 5,2 x 4
Inercia X = 46,87 X max = 2,6
Inercia Y = 27,73 Y max = 2
G = 25,84 + 19,55 = 45,39 Ton.
25,84 - 19,55 = 6,28 Ton.

TRANSVERSAL
G = 25,84 + 16,48 = 42,32 Ton.
25,84 - 16,48 = 9,35 Ton.

G perm = G + Peso esp. *Altura de relleno
Para Grupo VII AASHTO3.32 permite aumentar los esf. Permibles un 33%
G perm = 1,33 * 30 + 1,9 * 3,5
G perm = 46,62 Ton.

CALCULO DEL ACERO SISMO

Maximo	45,39	Ton			
Cara pie	27,72	Ton			
PIE →	L =	2,35	m		
R1 =	260,54	Ton.	1,2 m,		
R2 =	83,06	Ton.	1,6 m,		
Wpl=	20,30	Ton.	Wpl=	4 x 0,9 x 2.4	
T1 =	94,75	Ton.			
M =	-301,07	Ton. - m.	Hacia arriba		
V =	57,14	Ton./ m.			
Maximo	45,39	Ton			
Cara talon	15,68	Ton			
TALON →	L =	1,25	m		
R3 =	31,42	Ton.	0,6 m,		
R4 =	23,50	Ton.	0,4 m,		
Wpl=	10,80	Ton.	Wpl=	4 x 0,9 x 2.4	
T1 =	83,33	Ton.			
M =	29,40	Ton. - m.	Hacia abajo		
V =	-9,8	Ton./ m.			
Maximo	42,32	Ton			
Cara colur	29,55	Ton			
TRANS →	L =	1,55	m		
R3 =	238,14	Ton.	0,8 m,		
R4 =	51,48	Ton.	0,5 m,		
Wpl=	17,41	Ton.	Wpl=	5,2 x 0,9 x 2.4	
T1 =	25,00	Ton.			
M =	-178,29	Ton. - m.	Hacia arriba		
V =	47,54	Ton./ m.			

USAR M =	-301,07	Ton. - m.
	29,40	Ton. - m.
	-178,29	Ton. - m.
V =	57,14	Ton.
Factores a utilizar	1.3/.9	

Para M = 434,87 Ton-m/m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 82 cm b 400 cm

As = 132,11 cm2
a = 7,25 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/ 1,2*1,98*raiz(225)*400*82*82/450/100
1,2 Mcr = 159,76 Ton-m/m
Usar As calc = 33,03 cm2/m
USAR 4,04 # 10 @ 25 abajo adelante

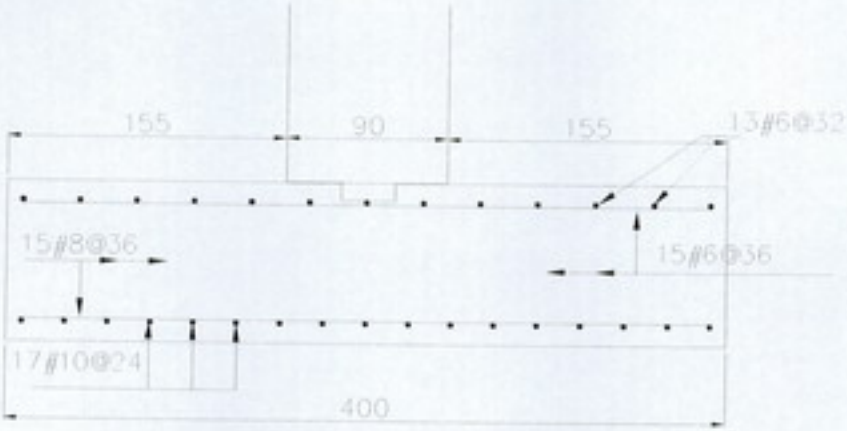
Para M = 42,46 Ton-m/m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 82 cm b 400 cm

As = 12,38 cm2
a = 0,68 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/ 1,2*1,98*raiz(225)*400*82*82/6/1000/
1,2 Mcr = 159,76 Ton-m/m
Usar 1,33As calc = 4,12 cm2/m
USAR 1,44 # 6 @ 69 arriba atrás

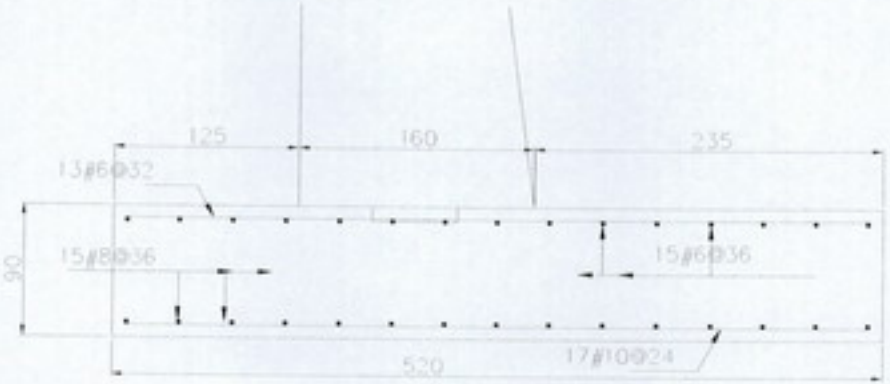
Para M = 257,52 Ton-m/m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 82 cm b 520 cm

As = 76,27 cm2
a = 3,22 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/ 1,2*1,98*raiz(225)*520*82*82/6/1000/
1,2 Mcr = 207,69 Ton-m/m
Usar As calc = 14,67 cm2/m
USAR 2,89 # 8 @ 35 abajo transversal

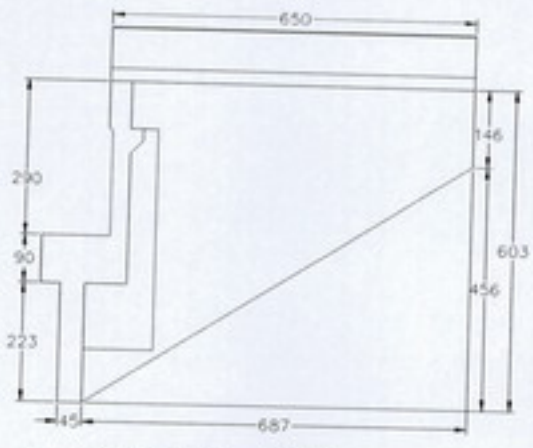
Vc concreto = 7.95 *81*100 /1000 = 64.40 Tc
Vmax = 57,14 Ton.



FUNDACION SECCION TRANSV



FUNDACION SECCION LONG



0,48

H = 146 cm
H2 = 456 cm
L = 615 cm
Esp = 50 cm

P1 = 0,29 Ton/m2
P2 = 0,99
P3 = 3,18

E1 = 5,78 Ton.
E2 = 29,3 Ton.
M A-A 12,6 Ton-m/m

Factores a utilizar 1,3/.9

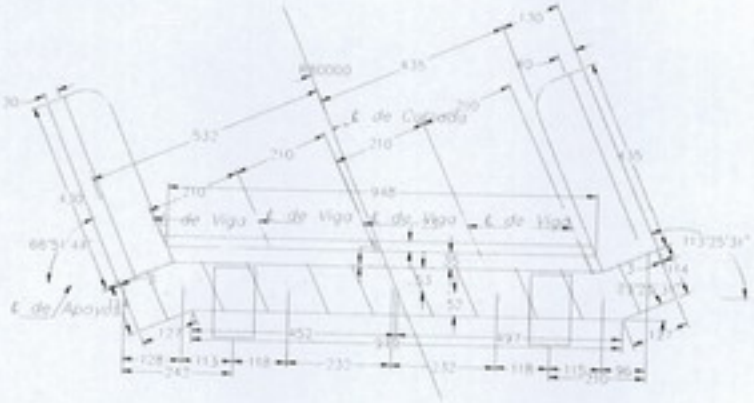
Para M = 18,27 Ton-m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 43 cm b = 100 cm

As = 10,39 cm2
a = 2,28 cm
1,2 1,2*fr*Ig/yt = 1,2*1,98*raiz(225)*100*22*22/6/1000/100
1,2 Mcr = 10,98 Ton-m/m
Usar As calc 10,39 cm2/m si usamos Var # ***6***
USAR 3,65 #6 @ 27,4 Horizontales cara del relleno
21,95

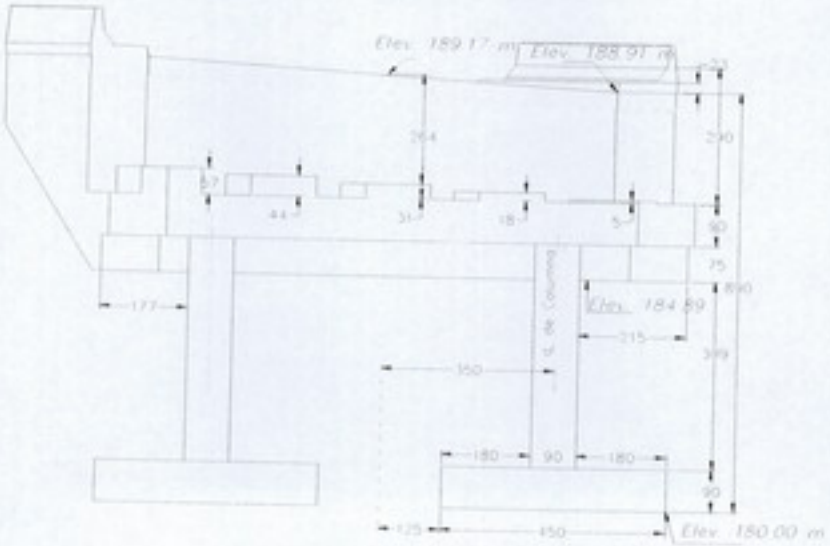
2,28

0,601224159

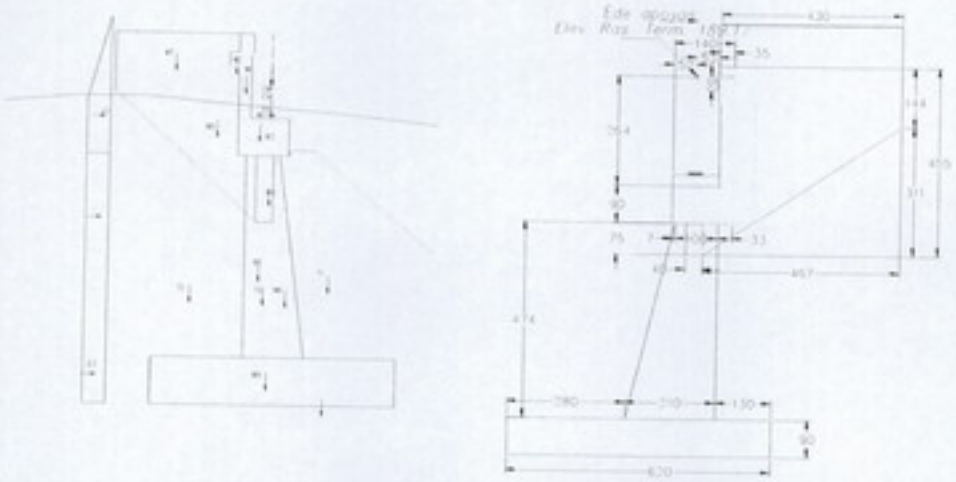
BASTIÓN NO 2 (FIJO)



PLANTA



ELEVACION



SECCION TRANSVERSAL

Determinación de pesos por columna y por fundación

W1 =	0,3 *	2,64 *	12 * 2,4	/ 2 =	11,148	**ton.**
	0,38 *	0,05 *	12 * 2,4	/ 2 =	0,264	**ton.**
W2 =	(,23+,46)/2 *	0,23 *	9,5 * 2,4	/ 2 =	0,903	**ton.**
W3 =	1,4 *	0,9 *	12 * 2,4	/ 2 =	17,736	**ton.**
W4 =	0,75 *	0,4 *	9,1 * 2,4	/ 2 =	3,283	**ton.**
W5 =	1 *	4,74 *	0,9 * 2,4	=	10,238	**ton.**
W6 =	1,1 *	4,74 *	0,9 * 2,4	/ 2 =	5,631	**ton.**
W7 =	3,95 *	0,3 *	1,5 * 2,4	=	4,294	**ton.**
Acera	=1,64+ 0,23 *	1,3 *	4,3 * 2,4	=	4,726	**ton.**
W8 =	3,04 *	3,95 *	0,3 * 2,4	/ 2 =	4,323	**ton.**
W9 =	FUNDACION					

T1 =	4,84	*	2,8	*	4,5 *	1,9	= 117,1 **ton.**
T2 =	8,28	*	1,3	*	4,5 *	1,9	= 93,0 **ton.**
T3 =	4,84	*	2,1	*	3,6 *	1,9	= 70,25 **ton.**
E1 = (0,293	1,99)/		2	*	5,9 *	3,5	= 23,72 **ton.**
E2 =	1,99	*	0,75	*	5,9		= 8,76 **ton.**
E3 =	1,99	*	3,99	*	0,9		= 7,15 **ton.**
Fund E3 =	1,99	*	0,9	*	4,5		= 8,07 **ton.**

DETERMINACIÓN DE CARGA MUERTA CM SUPERESTRUCTURA

Del diseño de la superestructura obtenemos los siguientes pesos distribuidos

	Viga =	1,87	Ton/ml
	Coping =	0,13	Ton/ml
Losa =	Internas =	0,96	Ton/ml
	Externas =	0,63	Ton/ml
	Acera =	0,29	Ton/ml
	Asfalto =	0,12	Ton/ml
	Baranda =	0,16	Ton/ml
Diafragmas Centrales =		0,10	Ton/ml
TOTAL =	Internas =	3,61	Ton/ml
	Externas =	3,28	Ton/ml

Centroide cargas = 156 cm

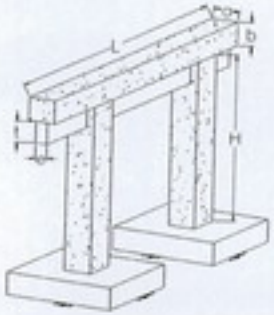
Tomando como base
la cara inferior de la viga

RCM Int = 75,9 Ton.
Rcm ext = 68,9 Ton.

TOTAL SUPER = 731 Ton.
Longitud = 42 m

DETERMINACIÓN DE CARGA VIVA CV

CV = 15.22*2*1.25 = 38.05 Ton / carril o por columna



MODELO DE BASTION

a =	1,40 m
b =	0,90 m
e =	0,40 m
t =	0,75 m
H =	4,74 m
L =	11,7 m

DETERMINACIÓN DE CARGA De SISMO EQ BASTION

	ELEMENTO		BRAZO Vert	Momento
W1 =	11,148	ton.	6,960	77,591
	0,264	ton.	8,093	2,136
W2 =	0,903	ton.	7,700	6,951
W3 =	17,736	ton.	5,190	92,049
W4 =	3,283	ton.	4,365	14,331
W5 =	10,238	**ton./2**	3,555	18,199
W6 =	5,631	**ton./2**	3,160	8,897
W7 =	4,294	ton.	7,525	32,316
Acera	4,726	ton.	8,395	39,672
W8 =	4,323	ton.	5,757	24,885
	54,61	ton.		317,03 Ton-m

Se toma como base la zona de contacto columna fundacion
Centroide del área expuesta del bastión 5,81 m.

SISMO

Todo el peso de la superestructura se aplica nivel de los apoyos y todo el peso de la subestructura.

El peso total será = Weql = 54,6 +(75,9 * 3 + 68,9 *2) = 420,1 Ton.

El punto de aplicación de dicha carga será : yc =

yc = 317 +(75,9 *3+ 68,9 *2)* 5,74

yc = 2415

Yc = 2415 / 420 = 5,75 m

Coeficiente sísmico

Para el análisis sísmico se determinaron lo modos de oscilación y los periodos predominantes son :

Tlong = 0,0896 seg

Ttrans = 0,0871 seg

Según CSCR $C = \frac{aef\ I\ FED}{SR}$

1. Ubicación del sitio San Carlos ZONA II

2. TIPO S2

3. aef = aceleración Aef = 0.26 según datos de Estudio de riesgo sísmico

4. SR = 1.2 voladizos

5. Objetivos de desempeño Tipo C

I = 1.00

6 FED Para suelos S2 en Zona II y U = 1.0

FED long = 1.8 Peso del Bastión, la super contribuye con 100 % de la reacción de superestructura

FED trans = 1.8

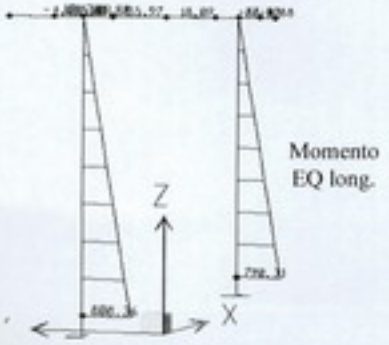
Clong = 1.8*0.26*1.00/1.2 = 0.39

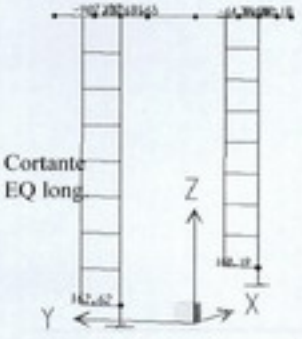
CTrans = 1.8*0.26*1.00/1.2 = 0.39

Cxx =	**0,39**		**=**	**0,390**		**W =**	**1 ***	**730,96**
Wlong =	**0,390**	*****	**54,61**	**+**	**365,48**	**)=**	**163,8**	**Ton por columna**
Cyy =	**0,39**		**=**	**0,390**		**W =**	**0,5 ***	**730,96**
***N* Transv =**	**0,39**	***(**	**109,22**	**+**	**365,48**	**) =**	**185,1**	**Ton por bastion**

EQL = = 163,83 Ton por columna
EQL = = 185,13 Ton por bastion

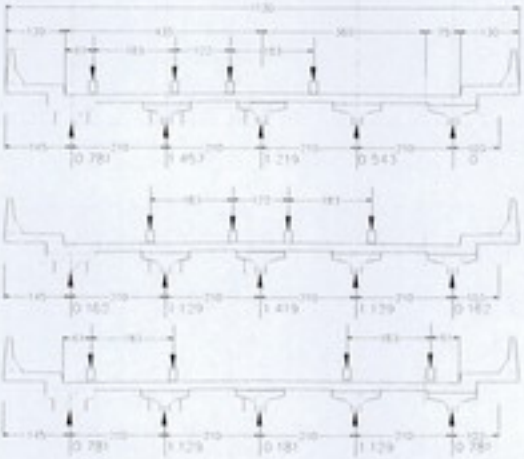
Estas son las cargas totales aplicadas, sin embargo en el análisis se aplican las cargas de super a nivel de apoyos y los coeficientes sísmicos al bastión como cargas gravitacionales , obteniéndose los siguientes resultados :





CARGA VIVA

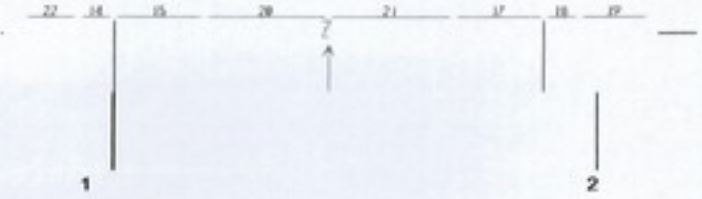
Para el análisis transversal se hizo una corrida del bastión combinando las diversas posibilidades que se dan para la ubicación de los carriles de carga



DISTRIBUCION DE CARGA VIVA

Se realiza una corrida para un valor de P = 19.03 Ton que es la mitad de la reacción de carga viva(pag. 23), e incorporando las reacciones de carga y peso propio para la pared de cabezal y la viga de cabezal asi como ubicando las cargas de la acera y baranda en aletones y realizando las combinaciones de carga de la AASHTO.

Los resultados obtenidos son :



	COLUMNA IZQ		COLUMNA DER		14	15	20	17	18
MCm	-9,20	16,69	7,10	-18,80	-136,0	-152,70	111,63	-133,94	-115,1
CV 1	-7,33	13,96	6,07	-15,22	-16,94	-30,90	39,99	-15,22	0,00
CV 2	-9,05	19,71	9,05	-19,71	-3,51	-23,22	49,38	-23,22	-3,51
CV3	-1,57	3,42	1,57	-3,42	-16,94	-20,36	11,01	-20,36	-16,94
Sismo	229,87	-184,60	229,87	-184,60	0,00	184,60	0,00	-184,60	0,00
G 1	-27,87	52,00	22,41	-57,48	-213,6	-265,59	231,94	-207,17	-149,7
G 2	-31,61	64,49	28,88	-67,23	-184,4	-248,92	252,32	-224,53	-157,3
G 3	-15,37	29,12	12,64	-31,86	-213,6	-242,71	169,02	-218,32	-186,5
Gvii	286,87	-218,28	308,06	-264,42	-176,8	41,47	145,12	-414,10	-149,7

Maximo Columna =	M =	308,06	Ton-m	P =	440,22	Ton-m	V = 118,09
Maximo viga Posit =	M =	252,32	Ton-m	V =	259,72	Ton	
Maximo viga Negat =	M =	-414,10	Ton-m				

CARGA AXIAL	COL IZQ	COL DER	V14	15	20	17	18
PCm	-249,3	-239,5	97,17	-135,27	-40,23	129,91	-92,73
P CV 1	-53,49	-22,62	14,86	-38,63	12,29	22,62	0,00
P CV 2	-38,06	-38,06	3,08	-34,98	13,50	34,98	-3,08
P CV 3	-38,06	-38,06	14,86	-23,20	1,72	23,20	-14,86
P Sismo	53,08	-53,08	0,00	52,74	52,74	52,74	0,00
P G 1	-440,2	-360,5	158,6	-259,72	-25,62	217,99	-120,5
P G 2	-406,7	-394,0	133,0	-251,79	-22,99	244,82	-127,2
P G 3	-406,7	-394,0	158,6	-226,22	-48,56	219,25	-152,8
P Gvii	-255,1	-380,4	126,3	-107,29	16,26	237,45	-120,5

CORTANTE	Col izq	Col der
VCm	-5,15	5,15
Vcv1	-4,23	4,23
Vcv2	-5,72	5,72
Vcv3	-0,99	0,99
Sismo	85,69	85,69
V G 1	-15,9	15,9
V G 2	-19,1	19,1
V G 3	-8,8	8,8
V Gvii	104,7	118,1

G1 = 1.3(CM + 1,67 CV)

Gvii = 1.3 (CM + EQ)

DISEÑO DE LA VIGA DE CABEZAL

ACERO VIGA CABEZAL

USAR M : Maximo viga Posit = 252,32 Ton. - m.
Maximo viga Negat = -414,10 Ton. - m.
V = 259,72 Ton.

Factores a utilizar 1./.9

Para M : 280,36 Ton-m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 160 cm b = 140 cm

As = 42,61 cm2
a = 6,68 cm
1,2 Mcr 1,2*fr*Ig/yt = 1,2*1,98*raiz(225)*140*160*160/6/1000/100
1,2 Mcr 212,89 Ton-m/m

Usar As calc = 42,6 cm2/m

USAR 9 # 8 abajo o
USAR 6 # 10 abajo

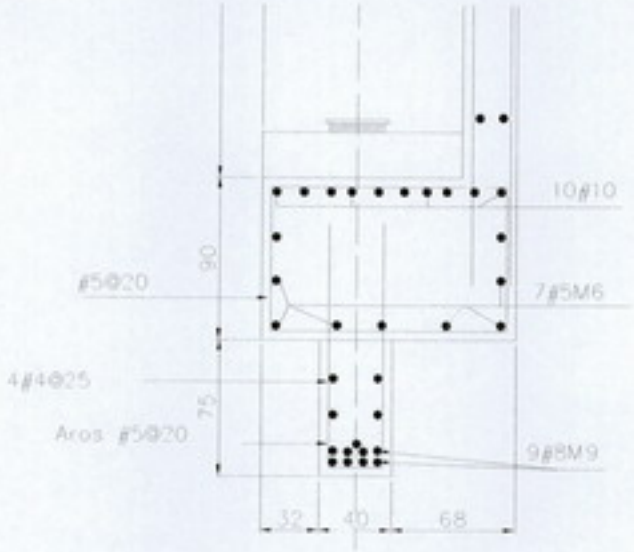
Para M : 460,11 Ton-m
f'c = 225 kg/ fy = 4200 kg/cm2
d = 160 cm b = 40 cm

As = 79,23 cm2
a = 43,50 cm
1,2 Mcr 1,2*fr*Ig/yt = 1,2*1,98*raiz(225)*40*160*160/6/1000/100
1,2 Mcr 60,83 Ton-m/m
Usar As calc = 79,2 cm2/m
USAR 16 # 8 arriba o
USAR 10 # 10 arriba

CORTANTE

Vci = $0.53*f'c^{1/2}*b*d$ = 50,88 Ton.
Vmax = 259,72 Ton.
VS = 208,84
Usando Aros #5 el esp, seria =
S = 1,98 *2*4200* 160 / 208,84
S = 12,74

USAR AROS # 5 @30 y en el primer metro @15 cm



VIGA DE CABEZAL

DISEÑO DE LA COLUMNA

Momentos

	ELEMENTO		BRAZO Hor	Momento
W1 =	11,148		-1,230	-13,71
	0,264		-1,055	-0,28
W2 =	0,903		-1,490	-1,35
W3 =	17,736		-0,680	-12,06
W4 =	3,283		-0,500	-1,64
W5 =	10,238	**ton.**	-0,550	-5,63
W6 =	5,631	**ton.**	0,317	1,78
W7 =	4,294		-3,355	-14,41
Acera	4,726		-3,355	-15,85
W8 =	4,323		-2,697	-11,66
	62,55	ton.		-74,81 T-m
CM =	182,74		-0,50	-91,37
CV =	38,06		-0,50	-19,03
E1 =	23,72		5,92	140,43
E2 =	8,76		4,37	38,25
E2 =	7,15		2,00	14,27
	39,64			192,94
Eql =	171,01			800,36
Eqt =	90,84			236,97

COMBINACIONES DE CARGA

GRUPO I P = 1.3*(62,55 + 182,7 +1,67* 38,1)= 401,49 Ton
M = 1.3*(-74,81 + -91,4 +1,67* -19,0 + 192,94)= -257,34 Ton-m

GRUPO VII P = 1.3*(62,55 + 182,7)= 318,9 Ton
M = 1.3*(-74,81 + -91,4 + 192,9 + 800,36)= 1075,27 Ton-m
M T = = 297,12 Ton-m
V = 1.3*(39,64 + 90,84)= 169,62 Ton

Se revisará cantidades de acero con graficos del Gónzalez Cuevas

						1	
	D=	202			T =	210	
	T =	210	D/T =	0,96			
	B =	90					
Grupo I							
Alfa =	401,49	/ 90	/	210 /,85 / 0,225			
Alfa =	0,111						
Beta =	25.734	/ 90	/	210^2/,85 / 0,225			
Beta =	0,0339						
Grupo VII							
Alfa =	318,87	/ 90	/	210 /,85 / 0,225			
Alfa =	0,088						
Beta =	107.527	/ 90	/	210^2/,85 / 0,225			
Beta =	0,1417						
eta Trans=	0,0913						

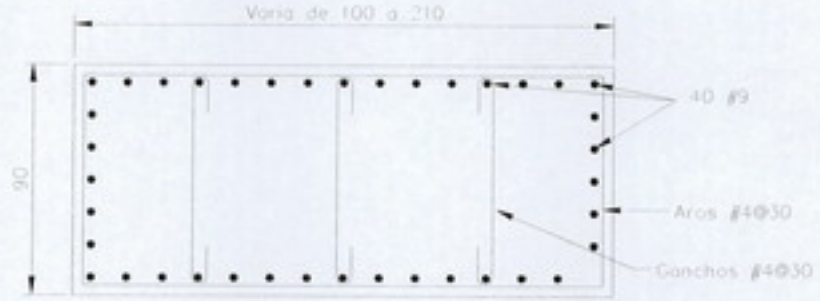
Con estos datos tenemos que :

		ω =	0,29		
	ρ = ω*,85*	0,23	/ 4,20		
	ρ <=	0,0132			
USAR	1,32%	As =	249,58	cm2	
	39 # 9				

CORTANTE

Vci = 0.53*f'c1/2*b*d =	150,3	Ton.	
Vmax = 169,62	Ton.		
Vs = 19,36			
Usando Aros #4 el esp, seria =			
S = 1,27	*2*4200* 202	*	19,4
S = 111,28			

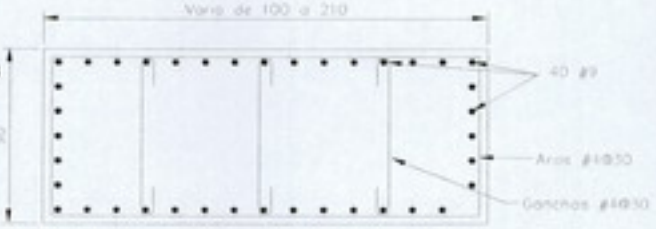
USAR AROS # 4 @30 y en el primer metro @10 cm



SECCION COLUMNA

COLUMNA BASTION 2 RIO CAÑO NEGRO

Ancho	**90** cm			
Largo	**210** cm	189	37,28	
Recubrimient	**5** cm			
Aros #	**4**	1,3		
Cant var cara	**7** #	9	2,9	
Cant var sec	**15**			
F´c =	**225** Kg/cm2			
Fy =	**4200** Kg/cm2			
Area Tota var	40 # 9 =	258		
Espaciamient	13,9 cm			



SECCION COLUMNA

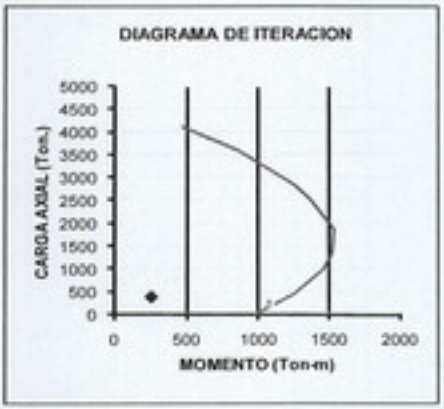
Solo carga axial

Po = (+,85* 90 * 210 * 225 + 1 * 4200 * 258 /1000=
Po = 4698,2 Ton
Mo = 0
e= 0

Balanceado

C b = 119,73 cm
Pb = 1866,06 Ton
Mb = 1538,4 Ton-m
e= 0,8244

	M	*P*	*e*
	0	4698,2	0
		4453,12	0,041
	473,4	4120,76	0,115
	860,5	3608,85	0,238
	1263	2825,97	0,447
	1382	2480,86	0,557
	1538	1866,06	0,824
	1531	1358,87	1,127
	1459,3	996,30	1,465
	1246	451,94	2,757
	980,4	9,53	102,9
Grupo I	256,2	399,28	0,642
Grupo VII	1076	316,66	3,399



c= 273,00 cm
P = 4453,12 Ton
M = 182,6 Ton-m
e= 0,041

c= 231,00 cm
P = 4120,8 Ton
M = 473,36 Ton-m
e= 0,1149

c= 202,30 cm
P = 3608,9 Ton
M = 860,49 Ton-m
e= 0,2384

c= 161,8 cm
P = 2826,0 Ton
M = 1262,9 Ton-m
e= 0,4

c= 145,66 cm
P = 2480,9 Ton
M = 1382,4 Ton-m
e= 0,5572

c= 97,10 cm
P = 1358,9 Ton
M = 1531 Ton-m
e= 1,127

c= 80,92 cm
P = 996,30 Ton
M = 1459,3 Ton-m
e= 1,4647

c= 56,64 cm
P = 451,9 Ton
M = 1246 Ton-m
e= 2,757

c= 37,02 cm
P = 9,5 Ton
M = 980,4 Ton-m
e= 102,9

DISEÑO DE LA FUNDACIÓN

Se toman como base los Momentos en columna

ELEMENTO	Mcol	P	M fund.
	+(	-166,17 / 245	+ 2,10 /2 + 1,3 - 6,20 /2)* 245,29
CM	-166,175	245,29	-350,14
CV	-19,029	38,06	-47,57
T1		117,09	199,05
T2		93,00	-227,85
T3		70,25	-52,69
		280,34	-81,49
		V	
E	192,94	47,70	232,25
Eql	800,36	171,01	800,36
Eqt			236,97
Placa	6,2 x 4,50	60,26	

Grupo VII

P =	245,29 +	60,3 +	280,34	=	585,89	Ton.	
Ml =	-350,14 +	232	-81,491	+	800,36	=	601
ML =	-999,74	Ton -.m	Hacia atrás;aquí el empuje activo aumenta 3 veces				
MT =	228,55	Ton -.m					

$\sigma = P/A +- Mc/I$

ESFUERZO PERMISIBLES

Del estudio de suelos tenemos G = 30 Ton /m2

AREA	27,9 M	6,2 x	4,5	
Inercia X =	89,37 X max =		3,1	
Inercia Y =	47,08 Y max =		2,3	
G =	21,00 + 20,85 =		41,8	Ton.
	21,00 - 20,85 =		0,15	Ton.
TRANSVERSAL				
G =	21,00 + 10,92 =		31,92	Ton.
	21,00 - 10,92 =		10,08	Ton.

G perm = G + Peso esp. *Altura de relleno

Para Grupo VII AASHTO3.32 permite aumentar los esf. Permibles un 33%

G perm = 1,33 * 30 + 1,9 * 3

G perm = 45,66 Ton.

CALCULO DEL ACERO SISMO

Maximo	41,85	Ton							
Cara pie	23,02	Ton							
PIE →	L =	2,8	m						
R1 =	290,01	Ton.	1,4	m,					
R2 =	118,62	Ton.	1,9	m,					
Wpl=	27,22	Tor	Wpl=	4,5	x	0,9	x 2.4		
T1 =	117,1	Ton.							
M =	-425,41	Ton. - m.	Hacia arriba						
V =	58,74	Ton./ m.							
Maximo	41,85	Ton							
Cara talon	8,90	Ton							
TALON →	L =	1,3	m						
R3 =	0,90	Ton.	0,7	m,					
R4 =	25,57	Ton.	0,4	m,					
Wpl=	12,64	Tor	Wpl=	4,5	x	0,9	x 2.4		
T1 =	93,00	Ton.							
M =	57,00	Ton. - m.	Hacia abajo						
V =	-17,6	Ton./ m.							
Maximo	31,92	Ton							
Cara colur	23,43	Ton							
TRANS →	L =	1,75	m						
R3 =	254,18	Ton.	0,9	m,					
R4 =	46,09	Ton.	0,6	m,					
Wpl=	23,44	Tor	Wpl=	6,2	x	0,9	x 2.4		
T1 =	35,13	Ton.							
M =	-198,05	Ton. - m.	Hacia arriba						
V =	38,98	Ton./ m.							

USAR M =	-425,41	Ton. - m.
	57,00	Ton. - m.
	-198,05	Ton. - m.
Vmax =	58,74	Ton./m.
Factores a utilizar	1.3/.9	

Para M = 614,49 Ton-m/m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 82 cm b 450 cm

As = 189,05 cm2
a = 9,23 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/ 1,2*1,98*raiz(225)*450*82*82/6/1000
1,2 Mcr = 179,73 Ton-m/m
Usar As calc = 42,01 cm2/m
USAR ***5,14 # 10 @ 19 abajo adelante***

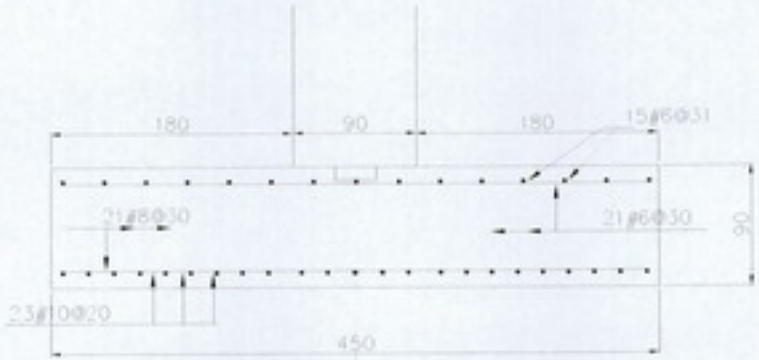
Para M = 82,33 Ton-m/m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 82 cm b 450 cm

As = 24,08 cm2
a = 1,18 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/ 1,2*1,98*raiz(225)*400*82*82/6/1000
1,2 Mcr = 179,73 Ton-m/m
Usar 1,33As calc = 7,12 cm2/m
USAR ***2,50 # 6 @ 40 arriba atrás***

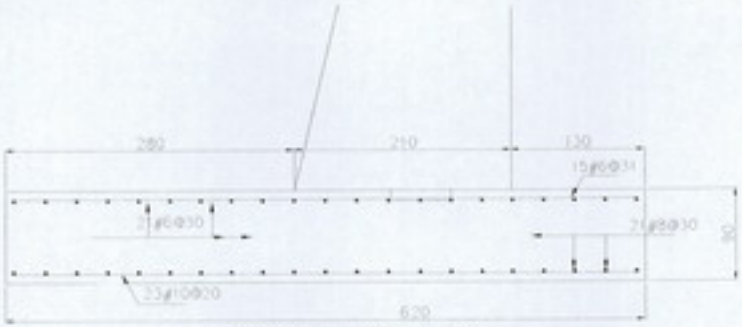
Para M = 286,07 Ton-m/m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 82 cm b 620 cm

As = 84,61 cm2
a = 3,00 cm
1,2 Mcr = 1,2*fr*Ig/ 1,2*1,98*raiz(225)*620*82*82/6/1000
1,2 Mcr = 247,63 Ton-m/m
Usar As calc = 13,65 cm2/m
USAR ***2,69 # 8 @ 37 abajo transversal***

Vc concreto = 7.95 *81*100 /1000 = 64.40 Ton /m OK
Vmax = 58,74 Ton.

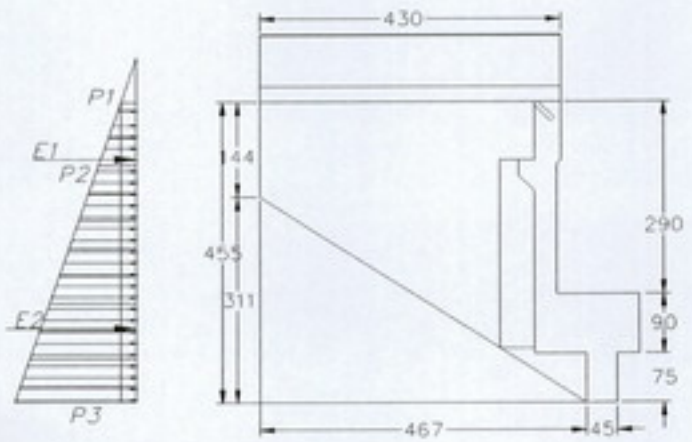


FUNDACION SECCION TRANSV



FUNDACION SECCION LONG

0,48



H = 144 cm
H2 = 311 cm
L = 395 cm
Esp = 30 cm

P1 = 0,29 Ton/m2
P2 = 0,98
P3 = 2,48

E1 = 3,63 Ton.
E2 = 10,6 Ton.
M A-A 5,36 Ton-m/m

Para M = 7,74 Ton-m
f'c = 225 kg/cm2 fy = 4200 kg/cm2
d = 23 cm b = 100 cm

As = 8,39 cm2 2,08
a = 1,84 cm
1,2 1,2*fr*Ig/yt = 1,2*1,98*raiz(225)*100*22*22/6/1000/100
1,2 Mcr = 3,14 Ton-m/m 0,405976906
Usar As calc = 8,39 cm2/m si usamos Var # ***6***
USAR 2,94 #6 @ 34,0 Horizontales cara del relleno
13,398

CALCULO DE CANTIDADES

PUENTE SOBRE EL

RIO CAÑO NEGRO

Proyecto Chilamate – Vuelta de Kooper

PUENTE RIO CAÑO NEGRO

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	BAST. No1	BAST. No2	SUPER 42 m	TOTAL
206(1)	EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS	M3	190	560	--	750
602 A(1)	HORMIGON ESTRUCTURAL CLASE A 225 Kg/cm2	M3	132	121	--	253
602 A(2)	HORMIGON ESTRUCTURAL CLASE B 280 Kg/cm2	M3	--	--	133.0	133.0
602 C(1)	VARILLA DE ACERO PARA REFUERZO GRADO 60	KG	11490	11770	10580	33840
602 B(1) I	MIEMBROS ESTRUCTURALES DE HORMIGON PRESFORZADO 42 M	UNIDAD	--	--	5	5
612 (1)a	BARANDA DE CONCRETO PARA PUENTES TIPO MEDIA NEW JERSEY	ML	16	11	86	113
618 B(1)	ESCOLLERA DE PIEDRA LIGADA CON MORTERO	M2	359	274	--	633

TABLA DE REFUERZO

CAOBA - Ing.A.Chinchilla J.

PUENTE RIO CAÑO NEGRO BASTION No1

8 0,4 7,6

02-Oct-07

	MARCA				Ø		CANTIDAD		LONGITUD			Long	Long Total	Varillas Diam.	Varillas Peso	Cant Total	Pes Tot
A	1	a	A	1	#	6	4	c/u	640	a	640	640	640	6	2,235	4	57,22
A	2	a	A	2	#	6	4	c/u	165	a	165	165	165	6	2,235	4	14,8
A	3	a	A	3	#	6	4	c/u	847	a	847	847	847	6	2,235	4	75,72
A	4	a	A	23	#	4	4	c/u	182	a	565	373,5	7470	4	0,994	80	297,01
A	24	a	A	24	#	4	4	c/u	270	a	270	270	270	4	0,994	4	10,74
A	25	a	A	25	#	4	7	c/u	635	a	635	635	635	4	0,994	7	44,18
A	26	a	A	30	#	4	2	c/u	610	a	430	520	2600	4	0,994	10	51,69
A	31	a	A	39	#	4	2	c/u	480	a	80	280	2520	4	0,994	18	50,10
A	40	a	A	40	#	6	7	c/u	635	a	635	635	635	6	2,235	7	99,35
A	41	a	A	45	#	6	2	c/u	610	a	430	520	2600	6	2,235	10	116,22
A	46	a	A	54	#	6	2	c/u	480	a	80	280	2520	6	2,235	18	112,64
A	55	a	A	55	#	6	4	c/u	100	a	100	100	100	6	2,235	4	8,94
A	56	a	A	56	#	5	18	c/u	210	a	210	210	210	5	1,552	18	58,67
A	57	a	A	57	#	6	4	c/u	1270	a	1270	1270	1270	6	2,235	4	113,54
A	58	a	A	58	#	4	45	c/u	74	a	74	74	74	4	0,994	45	33,10
C	1	a	C	1	#	9	64	c/u	585	a	585	585	585	9	5,060	64	1.894,5
C	2	a	C	33	#	5	2	c/u	338	a	514	426	13632	5	1,552	64	423,14
C	34	a	C	34	#	4	128	c/u	108	a	108	108	108	4	0,994	128	137,41
F	1	a	F	1	#	10	34	c/u	504	a	504	504	504	10	6,404	34	1.097,4
F	2	a	F	2	#	8	30	c/u	384	a	384	384	384	8	3,973	30	457,69
F	3	a	F	3	#	6	26	c/u	504	a	504	504	504	6	2,235	26	292,87
F	4	a	F	4	#	6	30	c/u	384	a	384	384	384	6	2,235	30	257,47
F	5	a	F	5	#	9	64	c/u	250	a	250	250	250	9	5,060	64	809,60
	0	a	M	0	#	4	20	c/u	365	a	365	365	365	4	0,994	20	72,56
M	1	a	M	1	#	6	2	c/u	1217	a	1217	1217	1217	6	2,235	2	54,40
M	2	a	M	2	#	4	14	c/u	1217	a	1217	1217	1217	4	0,994	14	169,36
M	3	a	M	3	#	4	35	c/u	665	a	665	665	665	4	0,994	35	231,35
M	4	a	M	4	#	4	35	c/u	143	a	143	143	143	4	0,994	35	49,75
M	5	a	M	5	#	8	5	c/u	1217	a	1217	1217	1217	8	3,973	5	241,76
M	6	a	M	6	#	5	9	c/u	1217	a	1217	1217	1217	5	1,552	9	169,99
M	7	a	M	7	#	4	12	c/u	1217	a	1217	1217	1217	4	0,994	12	145,16
M	8	a	M	8	#	4	44	c/u	569	a	569	569	569	4	0,994	44	248,86
M	9	a	M	9	#	8	7	c/u	1217	a	1217	1217	1217	8	3,973	7	338,46
M	10	a	M	10	#	4	2	c/u	970	a	970	970	970	4	0,994	2	19,28
M	11	a	M	11	#	4	43	c/u	446	a	446	446	446	4	0,994	43	190,63
M	12	a	M	12	#	3	35	c/u	124	a	124	124	124	3	0,560	35	24,30
P	1	a	P	1	#	4	5	c/u	113	a	113	113	113	4	0,994	5	5,62
P	2	a	P	2	#	4	5	c/u	126	a	126	126	126	4	0,994	5	6,26
P	3	a	P	3	#	5	20	c/u	283	a	283	283	283	5	1,552	20	87,84
P	4	a	P	4	#	5	20	c/u	296	a	296	296	296	5	1,552	20	91,88
S	1	a	S	1	#	4	20	c/u	113	a	113	113	113	4	0,994	20	22,46
S	2	a	S	2	#	4	10	c/u	353	a	353	353	353	4	0,994	10	35,09
S	3	a	S	3	#	4	16	c/u	75	a	75	75	75	4	0,994	16	11,93
S	4	a	S	4	#	4	4	c/u	340	a	340	340	340	4	0,994	4	13,52
S	5	a	S	5	#	6	20	c/u	255	a	255	255	255	6	2,235	20	113,99
R	1	a	R	1	#	4	12	c/u	640	a	640	640	640	4	0,994	12	76,34
R	2	a	R	2	#	4	4	c/u	670	a	670	670	670	4	0,994	4	26,64
	3	a	R	3	#	6	42	c/u	210	a	210	210	210	6	2,235	42	197,13
												0					
L	1	a	L	1	#	8	54	c/u	605	a	605	605	605	8	3,973	54	1.298,0
L	2	a	L	2	#	4	96	c/u	80	a	80	80	80	4	0,994	96	76,34
L	3	a	L	3	#	6	31	c/u	897	a	897	897	897	6	2,235	31	621,49
													Total KG				11.154

PUENTE RIO CAÑO NEGRO BASTION No1

02-Oct-07

Usar ===> **11.154** Kg

VOLUMEN DE CONCRETO

Fundacion				**Columna**				
L =	5,20			Alt	5,10			
b =	4			b	0,9			
h =	0,9			t1	0,9			
Car	2			t2	1,60			
Vol =		**37,44**	M3	Cant	2	**11,48**	M3	48,9
Pantalla				**Viga cab**				
L =	10,47			L =	12,27			
b =	0,4			b =	1,40			
h =	2,25			h =	0,90			
Vol =		**9,42**	M3	**Vol =**		**15,46**	M3	24,88
Pared cabezal				**Pared cabezal**				
L =	12,27			L =	12,27			
b =	0,3			b =	0,05			
h =	2,70			h =	0,38			
Vol =		**9,94**	M3	**Vol =**		**0,23**	M3	10,17
Mensula				**Acera**				
L =	9,67	9,67		L =	6,50			
b =	0,2			b =	0,4			
h =	0,35			h =	1,30			
				Cant	2			
Vol =		**0,77**	M3	**Vol =**		**7,27**		8,03
Aletones 1				**Aletones 2**				
L =	6,2			L =	6,2			
b =	1,23			b =	4,61			
h =	0,40			h =	0,40			
Car	2			Cant	2			
Vol =		**6,03**	M3	**Vol =**		**11,34**	M3	17,37
						1,5500	0,9400	
Filetes				**Pedestales**		0,0500	0,1500	
L =	5,49			L =	1,05	0,1800	0,2000	
b =	0,5			b =	1,3	0,3100	0,2600	
h =	0,50			h =	0,31	0,4400	0,3300	
Car	2			Cant	5	0,5700	0,2767	
Vol =		**1,37**	M3	**Vol =**		**2,15**	M3	3,52
				llave sismica =		***0,69***		
Losa aprox		5,48		sesgo	27	0,471	0,57	0,14
		9,73					19,195344	
		0,22			11,73	6,15	36,8704	34,54 14,4
				TOTAL LOSA		**14,36** m3	32,214	4,836
TOTAL VOL CONCRETO =			***132 M3***					
Acero refuerzo			***11490 Kg***					
			84,5 Kg/m					

Excavacion
Fundacion

L =	5,2	6,2			
b =	4	5			
h =	0,9	3,0			
Cant	2		2	**186 M3**	***USAR =*** **190 *M3***

TABLA DE REFUERZO

CACIBA - Ing.A.Chinchilla J.

PUENTE RIO CAÑO NEGRO BASTION No2

8 -0,2 8,2

02-Oct-07

	MARCA				Q	CANTIDAD		LONGITUD			Long	Long Total	Varillas Diam.	Peso	Cant Tot	Pes Tot
A	1	a	A	1	# 6	4	c/u	420	a	420	420	420	6	2,235	4	37,55
A	2	a	A	2	# 6	4	c/u	176	a	176	176	176	6	2,235	4	15,73
A	3	a	A	3	# 6	4	c/u	580	a	580	580	580	6	2,235	4	51,85
A	4	a	A	15	# 4	4	c/u	190	a	405	297,5	3570	4	0,994	48	141,94
A	16	a	A	16	# 4	16	c/u	125	a	125	125	125	4	0,994	16	19,88
A	17	a	A	17	# 4	7	c/u	415	a	415	415	415	4	0,994	7	28,88
A	18	a	A	22	# 4	2	c/u	390	a	210	300	1500	4	0,994	10	29,82
A	23	a	A	27	# 4	2	c/u	250	a	75	162,5	812,5	4	0,994	10	16,15
A	28	a	A	28	# 6	7	c/u	415	a	415	415	415	6	2,235	7	64,93
A	29	a	A	31	# 6	2	c/u	390	a	210	300	900	6	2,235	6	40,23
A	32	a	A	36	# 6	2	c/u	250	a	75	162,5	812,5	6	2,235	10	36,32
A	37	a	A	37	# 6	4	c/u	100	a	100	100	100	6	2,235	4	8,94
A	38	a	A	38	# 5	24	c/u	170	a	170	170	170	5	1,552	24	63,32
C	1	a	C	1	# 9	80	c/u	540	a	540	540	540	9	5,060	80	2.185,9
C	2	a	C	31	# 4	2	c/u	364	a	624	494	14820	4	0,994	60	294,62
C	32	a	C	32	# 4	180	c/u	108	a	108	108	108	4	0,994	180	193,23
F	1	a	F	1	# 10	46	c/u	604	a	604	604	604	10	6,404	46	1.779,29
F	2	a	F	2	# 6	42	c/u	404	a	404	404	404	6	2,235	42	379,23
F	3	a	F	3	# 6	30	c/u	604	a	604	604	604	6	2,235	30	404,98
F	4	a	F	4	# 6	42	c/u	404	a	404	404	404	6	2,235	42	379,23
F	5	a	F	5	# 9	80	c/u	250	a	250	250	250	9	5,060	80	1.012,00
M	0	a	M	0	# 4	20	c/u	365	a	365	365	365	4	0,994	20	72,56
M	1	a	M	1	# 6	2	c/u	1192	a	1192	1192	1192	6	2,235	2	53,28
M	2	a	M	2	# 4	14	c/u	1192	a	1192	1192	1192	4	0,994	14	165,88
M	3	a	M	3	# 4	35	c/u	705	a	705	705	705	4	0,994	35	245,27
M	4	a	M	4	# 4	35	c/u	143	a	143	143	143	4	0,994	35	49,75
M	5	a	M	5	# 10	10	c/u	1192	a	1192	1192	1192	10	6,404	10	763,36
M	6	a	M	6	# 5	9	c/u	1192	a	1192	1192	1192	5	1,552	9	166,50
M	7	a	M	7	# 4	4	c/u	1192	a	1192	1192	1192	4	0,994	4	47,39
M	8	a	M	8	# 4	48	c/u	289	a	289	289	289	4	0,994	48	137,89
M	9	a	M	9	# 8	9	c/u	1192	a	1192	1192	1192	8	3,973	9	426,22
M	10	a	M	10	# 4	2	c/u	970	a	970	970	970	4	0,994	2	19,28
M	11	a	M	11	# 4	48	c/u	446	a	446	446	446	4	0,994	48	212,80
M	12	a	M	12	# 3	35	c/u	124	a	124	124	124	3	0,560	35	24,30
P	1	a	P	1	# 4	5	c/u	113	a	113	113	113	4	0,994	5	5,62
P	2	a	P	2	# 4	5	c/u	126	a	126	126	126	4	0,994	5	6,26
P	3	a	P	3	# 5	20	c/u	283	a	283	283	283	5	1,552	20	87,84
P	4	a	P	4	# 5	20	c/u	296	a	296	296	296	5	1,552	20	91,88
S	1	a	S	1	# 4	20	c/u	113	a	113	113	113	4	0,994	20	22,46
S	2	a	S	2	# 4	10	c/u	353	a	353	353	353	4	0,994	10	35,09
S	3	a	S	3	# 4	16	c/u	75	a	75	75	75	4	0,994	16	11,93
S	4	a	S	4	# 4	4	c/u	340	a	340	340	340	4	0,994	4	13,52
S	5	a	S	5	# 6	20	c/u	255	a	255	255	255	6	2,235	20	113,99
R	1	a	R	1	# 4	12	c/u	420	a	420	420	420	4	0,994	12	50,10
R	2	a	R	2	# 4	4	c/u	470	a	470	470	470	4	0,994	4	18,69
R	3	a	R	3	# 6	30	c/u	210	a	210	210	210	6	2,235	30	140,81
L	1	a	L	1	# 8	52	c/u	378	a	378	378	378	8	3,973	52	780,93
L	2	a	L	2	# 4	83	c/u	80	a	80	80	80	4	0,994	83	66,00
L	3	a	L	3	# 6	21	c/u	868	a	868	868	868	6	2,235	21	407,40
												Total KG				11.421,0

PUENTE RIO CAÑO NEGRO BASTION No2

02-Oct-07

Usar ===> 11.421 Kg

VOLUMEN DE CONCRETO

Fundacion				**Columna**					
L =	6,20			Alt	4,67				
b =	4,5			b	0,9				
h =	0,9			t1	0,9				
Car	2			t2	2,10				
Vol =		**50,22**	M3	Cant	2	**12,61**	M3		62,8
Pantalla				**Viga cab**					
L =	10,22			L =	12,02				
b =	0,4			b =	1,40				
h =	0,75			h =	0,90				
Vol =		**3,07**	M3	**Vol =**			**15,15**	M3	18,21
Pared cabezal				**Pared cabezal**					
L =	12,02			L =	12,02				
b =	0,3			b =	0,05				
h =	2,70			h =	0,38				
Vol =		**9,74**	M3	**Vol =**			**0,23**	M3	9,96
Mensula				**Acera**					
L =	9,42	9,42		L =	4,30				
b =	0,2			b =	0,4				
h =	0,35			h =	1,30				
				Cant	2				
Vol =		**0,75**	M3	**Vol =**			**4,81**		5,55
Aletones 1				**Aletones 2**					
L =	4			L =	4				
b =	1,30			b =	3,10				
h =	0,30			h =	0,30				
Car	2			Cant	2				
Vol =		**3,07**	M3	**Vol =**			**3,67**	M3	6,74
						1,5500	0,9400		
Filetes				**Pedestales**		0,0500	0,1500		
L =	4,05			L =	1,05	0,1800	0,2000		
b =	0,5			b =	1,3	0,3100	0,2600		
h =	0,50			h =	0,31	0,4400	0,3300		
Car	2			Cant	5	0,5700		0,2767	
Vol =		**1,01**	M3	**Vol =**			**2,15**	M3	3,16
				llave sismica =	***0,69***				
Losa aprox		3,61		sesgo	24 0,411		0,57	0,14	
		9,49					12,333204		
		0,22		7,54	3,94		20,8539	19,083	9,662
				TOTAL LOSA	**9,66** m3		17,3119	2,6716	
TOTAL VOL CONCRETO =			***121 M3***						
Acero refuerzo			***11770 Kg***						
			94,39 Kg/m						

Excavacion						
Fundacion						
L =	6,2	7,2				
b =	4,5	5,5				
h =	0,9	7,0				
Cant	2		2	**554,4 M3**	***USAR =***	***560 M3***

TABLA DE REFUERZO

CACIBA - Ing.A.Chinchilla J.

PUENTE RIO CAÑO NEGRO SUPER 42 m

02-Oct-07

	MARCA				Q	CANTIDAD		LONGITUD			Long	Long Total	Varillas Diam.	Peso	Cant Total	Pes Tot
D	1	a	D	1	#	4	72	c/u	189	a	189	189	189	4	0,994	72	135,26
D	2	a	D	2	#	6	24	c/u	189	a	189	189	189	6	2,235	24	101,38
D	3	a	D	3	#	4	60	c/u	348	a	348	348	348	4	0,994	60	207,55
D	4	a	D	4	#	6	18	c/u	90	a	90	90	90	6	2,235	18	36,21
D	5	a	D	5	#	4	48	c/u	137	a	137	137	137	4	0,994	48	65,37
D	6	a	D	6	#	6	16	c/u	137	a	137	137	137	6	2,235	16	48,99
D	7	a	D	7	#	4	32	c/u	322	a	322	322	322	4	0,994	32	102,42
D	8	a	D	8	#	6	12	c/u	164	a	164	164	164	6	2,235	12	43,98

L	1	a	L	1	#	5	94	c/u	978	a	978	978	978	5	1,552	94	1.426,78
L	2	a	L	2	#	5	93	c/u	1002	a	1002	1002	1002	5	1,552	93	1.446,25
L	3	a	L	3	#	5	94	c/u	1000	a	1000	1000	1000	5	1,552	94	1.458,88
L	4	a	L	4	#	4	68	c/u	4305	a	4305	4305	4305	4	0,994	68	2.909,84
L	5	a	L	5	#	6	288	c/u	254	a	254	254	254	6	2,235	288	1.634,95
L	6	a	L	26	#	5	4	c/u	90	a	905	497,5	10447,5	5	1,552	84	648,58
													Total KG				10.266,4

Usar ===> **10.266** Kg

VOLUMEN DE CONCRETO

Losa =

Largo	43,15
ancho	9,48
espesor	0,19

77,7

Coping

Largo	43,15
ancho	1,067
espesor	0,057
cant	5

13,1

Final losa

9,67
0,4
0,09
2 **0,7 M3**

acera

Largo	43,15
ancho	1,3
espesor	0,23

2 **25,8**

diafragmas int

Largo	1,9
alto	1,5
espesor	0,25
cant	12

8,55

diafragmas final

Largo	1,389
alto	1,2
espesor	0,25
cant	8

3,33

Filetes

0,1
0,1
12
1,9
0,228 M3

diafragmas pilas

Largo	
alto	
espesor	
cant	

129,46 **0,00**

TOTAL VOL CONC = ***133,00 M3***
ACERO REF ***10580 Kg***