



RÓTULO IDENTIFICACIÓN CARPETAS

Versión: 1

Fecha: 10-10

Página 1 de 1

FONDO: ALCALDÍA DE PEREIRA

SECCIÓN: SECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA

SUBSECCIÓN: SUBPROCESO ESTUDIOS, DISEÑOS, Y EJECUCIÓN DE OBRA DE INFRAESTRUCTURA

CÓDIGO: 4.02.05

SERIE: EJECUCIÓN DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA

SUBSERIE: CONTRATO DIRECTA O MINIMA CUANTIA

NOMBRE: ESTUDIO DIAGNOSTICO PARA OBRAS REMEDIALES DE LOS PUENTES SOBRE EL RIO CONSOTA (POBLADO EL DORADO EL TIGRE Y GAMMA) (Proceso 050 /2014 – Contrato 1654 - 2014) **(Informe N1)**

No. DE FOLIOS: 200

FECHAS EXTREMAS:

FECHA INICIO: 01/08/2014 **FECHA FINAL:** 01/09/2014

UBICACIÓN	SUBPROCESO ESTUDIOS, DISEÑOS Y EJECUCIÓN DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA.
CAJA	1
TOMO	1 de 2



ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3
Fecha: 08-10
Página

CONTENIDO

- 1- INTRODUCCIÓN.
- 2- LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.
- 3- ESTUDIO, DIAGNÓSTICO, DISEÑOS, RECOMENDACIONES Y COMENTARIOS ÁREA HIDRÁULICA E HIDROLÓGICA.
- 4- ESTUDIO, DIAGNÓSTICO, RECOMENDACIONES Y COMENTARIOS ÁREA GEOTÉCNICA Y PRUEBAS DE LABORATORIO.
- 5- ESTUDIO, DIAGNÓSTICO, ANÁLISIS Y DISEÑOS PARA COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.
- 6- COMPONENTE EN GESTIÓN DE LA CALIDAD.
- 7- PRESUPUESTOS.
- 8- ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCIÓN.
- 9- MANUAL DE USO Y MANTENIMIENTO.
- 10- CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN DE OBRA.
- 11- ANEXOS



ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3
Fecha: 08-10
Página

1. INTRODUCCIÓN

La Alcaldía de Pereira a través de la Secretaría de Infraestructura, realizó los estudios previos para el proceso de contratación de mínima cuantía N° 050-2014, cuyo objeto fue: "ESTUDIO, DIAGNÓSTICO Y DISEÑOS PARA OBRAS REMEDIALES DE LOS PUENTES SOBRE EL RIO CONSOTA (POBLADO, EL DORADO, EL TIGRE Y GAMMA).", del que derivó el contrato de Mínima cuantía N° 1654-2014, objeto de este documento.

Esta consultoría, pretende ser un documento de consulta y base para desarrollar las actividades y obras de mejoramiento, reparación o refuerzo de los puentes sobre el río Consota incluidos en el objeto contractual, con el fin de asegurar su óptimo funcionamiento, durabilidad, y seguridad.

El procedimiento consistió, primero, en realizar un levantamiento topográfico de cada puente, sus accesos, las condiciones hidráulicas e hidrológicas del sector y del río; después una descripción visual del estado general del puente, desde todos los puntos de vista, superestructura, infraestructura, acabados, barandas de seguridad, aproximaciones, etc.

A continuación se realizaron ensayos de extracción de núcleos para conocer la resistencia del concreto, regatas y mapeos para aproximarse al estado, tipo de acero, diámetros y disposición dentro de los elementos; después un análisis de su comportamiento estructural ante cargas presentes y previstas en los códigos, y por último, las recomendaciones de intervención, según sea el caso, para protección de elementos estructurales, funcionalidad, comodidad, seguridad, durabilidad y capacidad resistente.



ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3
Fecha: 08-10
Página

NORMATIVIDAD, DOCUMENTACIÓN APLICABLE Y CONSULTADA

- CÓDIGO COLOMBIANOS SÍSMICO DE PUENTES
- CCDSP-95
- *Bridge Engineering Handbook.*
- AASHTO LRFD
- MANUAL PARA LA INSPECCIÓN VISUAL DE PUENTES Y PONTONES. INVIAS 2006
- "Obras de drenaje y protección para carreteras" Departamento de Risaralda, Secretaría de Obras públicas, División técnica.

EQUIPO DE TRABAJO

- Ing. Edgar Augusto Giraldo G. Asesor y especialista en área hidráulica y ambiental.
- Ing. Beatriz Gómez B. Asesora y especialista en estructuras
- Ing. MAGDA LORENA COCUY PATIÑO, Asesora y especialista en suelos y cimentaciones.
- Ing. Alfredo Millan , ALVARO MILLAN A. & CIA. LTDA. laboratorio.
- Ing. Lina María Perdomo Morales Ingeniera de apoyo.
- Ing. Industrial Marcela Maria Morales Chavez. Asesor en gestión de calidad
- Topógrafo Humberto Bedoya.
- Ing. Wilfort A. Salazar C. Director de Consultoría y asesor estructural



ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página

2- LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

INFORME DE LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014 ESTUDIO, DIAGNÓSTICO Y DISEÑOS PARA OBRAS REMEDIALES DE LOS PUENTES SOBRE EL RIO CONSOTA (POBLADO, EL DORADO, EL TIGRE Y GAMMA).

Con esta presento informe de las diferentes actividades relacionadas con el levantamiento topográfico de las estructuras, su obras de arte, fuentes hídricas, de los puentes objetos del contrato rio Consota, en los sectores El Tigre, Corales, El Dorado y El Poblado del Municipio de Pereira, con el sistema GNSS EPOCH 50 de 220 canales que hace uso afectivo de las señales GPS L1/L2/L2C/L5 así como las señales GLONASS L1/L2, GALILEO GIOVE-A, GIOVE-B, SBAS, WAAS, EGNOS para una excelente cobertura satelital y posicionamiento preciso, donde se ubicó la base en el Δ , además de la utilización de la Estación total GTS235W, para el topográfico del área boscosa, donde se determinó la localización de cada puente, su geometría, sus accesos, y todas las restantes obras de arte, cabezales de los descoles, gaviones, muros de contención de diferentes tipos, así como el urbanismo y cámaras del sector; estas actividades se llevaron a cabo durante 6 días de campo con la asistencia de un vigilante, un auxiliar, dos cadeneros, un dibujante y dos topógrafos.

Atentamente,


JOSÉ HUMBERTO BEDOYA PÉREZ
RUBEN DARIO BEDOYA PÉREZ
CC. No. 16'207.860



ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3
Fecha: 08-10
Página

**3- ESTUDIO, DIAGNÓSTICO, DISEÑOS, RECOMENDACIONES Y
COMENTARIOS ÁREA HIDRÁULICA E HIDROLÓGICA.**

El informe que se presenta a continuación, contiene los aspectos más relevantes de diagnóstico y diseño de cada uno de los puentes objeto del estudio, de carácter hidrológico e hidráulica que tienen o pueden tener influencia en el buen comportamiento final de las estructuras.

Se presentan primero algunos datos geomorfológicos de la zona de influencia del río Consota, se hace un revisión y diagnóstico de obras hidráulicas existentes, y se plantea el diseño de las que se consideran necesarias para mejorar el comportamiento y la vida útil de toda la estructura de los puentes



ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL
 CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014
 ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA Y
 AMBIENTAL

Versión: 3
Fecha: 08-10
Página

INFORME HIDRAULICO

El Municipio de Pereira es atravesado por dos corrientes que determinan el paisaje y el aspecto urbano de esta ciudad. El río Otún y el río Consota presentan todas las características de las corrientes de influencia urbana, tales como asentamientos subnormales, contaminación de aguas residuales, tanto industriales, como domésticas y de lavado por escorrentía¹.

➤ ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS

El río Consota nace cerca del Alto Morroazul, a unos 2.200 m.s.n.m. inicialmente su recorrido es paralelo al Río Otún pasando por el costado sur de Pereira, luego gira hacia el suroccidente para desembocar en el Río La Vieja, entre Cerritos y Cartago. Tiene un recorrido de aproximadamente 45 km., y sus tributarios por ambos márgenes son numerosos. En la Tabla 1 se presentan los parámetros morfo métricos del Río Consota hasta el sitio de aforo realizados en el Estudio de Oferta y Demanda Hídrica en la Subregión 1 del Departamento de Risaralda.

Tabla 1: Parámetros morfo métricos del Río Consota

PARÁMETRO	VALOR
Área (Km ²)	129.6
Perímetro (Km.)	65.90
Longitud (Km.)	45.0
Factor de forma -Ff	0.11

¹ DETERMINACIÓN DE LOS CAUDALES DE ESCORRENTÍA Y EVALUACIÓN HIDROLÓGICA DEL RÍO CONSOTA. Ing. Juan Carlos Pulecio Moreno. CARDER. 2008.



ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014
ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA Y
AMBIENTAL

Versión: 3
Fecha: 08-10
Página

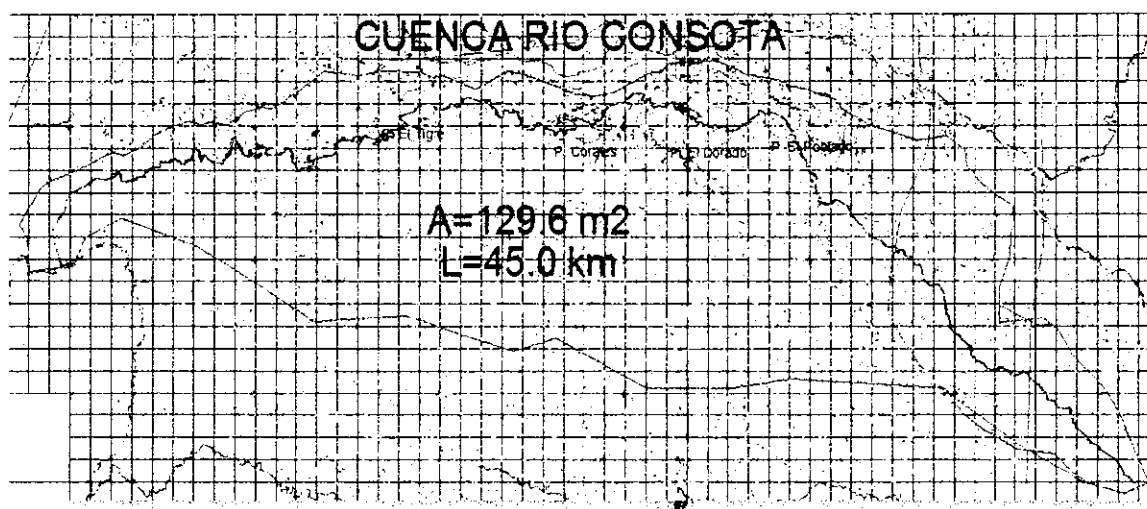


Ilustración 1. Vista en planta río Consota

Según el parámetro Coeficiente de Compacidad igual a 1.85, la cuenca del Río Consota, se encuentra en el rango de oval oblonga o rectangular oblonga, que indica que las probabilidades de que se presenten crecientes o avenidas torrenciales son muy pocas, ya que el tiempo de concentración es largo. El parámetro morfométrico Factor de Forma igual a 0.11, indica que la cuenca puede presentar muy baja concentración de agua, lo que se traduce en una muy baja probabilidad de crecientes torrenciales².

El perfil longitudinal del río Consota (Figura 2) presenta un cambio importante en la cota 2100, muy cercano a su nacimiento; esto se interpreta como un control estructural de las fallas NS cartografiadas para la región. Presenta un perfil convexo entre las cotas 1900 y 1300. El cambio en la pendiente entre las cotas 1300 y 1200 coincide con un cambio litológico o una zona de levantamiento que sería la

² DIAGNÓSTICO DE RISGOS AMBIENTALES MUNICIPIO DE PEREIRA, RISARALDA. Corporación Autónoma Regional de Risaralda CARDER.



continuación norte de las rocas del Grupo Diabásico propuesto por Ardoná y Ortiz (1994); en esta zona se da el máximo acercamiento entre los ríos Otún y Consota. Entre las cotas 1200 y 1150 se adquiere un perfil más plano donde el río presenta meandros y un cauce amplio.

Esto se interpreta como un levantamiento del terreno generado por la actividad de la Falla Alcalá (bloque descendido hacia el oeste). A partir de la cota 1150 el río Consota presenta un perfil empinado donde se tiene un cambio litológico, afloran ignimbritas y las rocas de la Formación Cinta de Piedra; éste cambio litológico no explica el cambio en el perfil del río pues se está pasando de materiales de dureza menor a otros de mayor dureza, pero los movimientos tectónicos de la Falla Alcalá y la posible afectación por la Falla Cuba, al igual que el nivel base del río La Vieja facilitan este poder erosivo de la corriente. En cuanto a la amplitud del cauce, se encuentran tramos de cauce más amplio entre las cotas 1700-1500 y entre 1400-1200.³

Tabla 2: Tabla del perfil longitudinal Río Consota

msnm	Distancia (Km)
1825	0
1757	2
1626	4
1580	6
1452	8
1387	10
1338	12
1311	14
1282	16

³ Cambios ambientales en perspectiva histórica. CARDER. 2004



ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014
ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA Y
AMBIENTAL

Versión: 3
Fecha: 08-10
Página

1272	18
1256	20
1230	22
1216	24
1188	26
1168	28
1160	30
1156	32
1154	34
1153	36
1140	38
1079	40
1000	42
916	44

La zona de los estudios se encuentra a una longitud desde el nacimiento a 14 km al puente El Poblado hasta y al menos 25 km hasta el puente del Tigre.

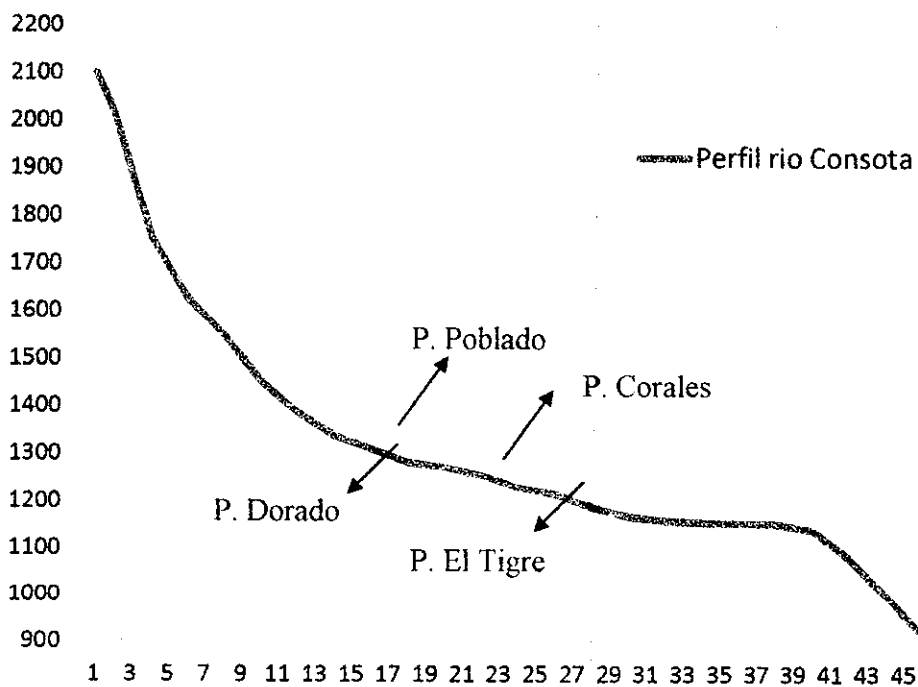


Ilustración 2. Perfil longitudinal río Consota

Después de realizar visitas de campo a cada uno de los puentes del estudio y revisar los planos con la topografía se puede hacer las siguientes recomendaciones para contribuir a un mejor manejo hidráulico de las aguas lluvias y de posibles crecientes en el cauce del río Consota que se pudieran afectar la estabilidad de los puentes.

➤ RECOMENDACIONES

1. *Puente El Poblado:*



Ilustración 3. Localización Puente El Poblado

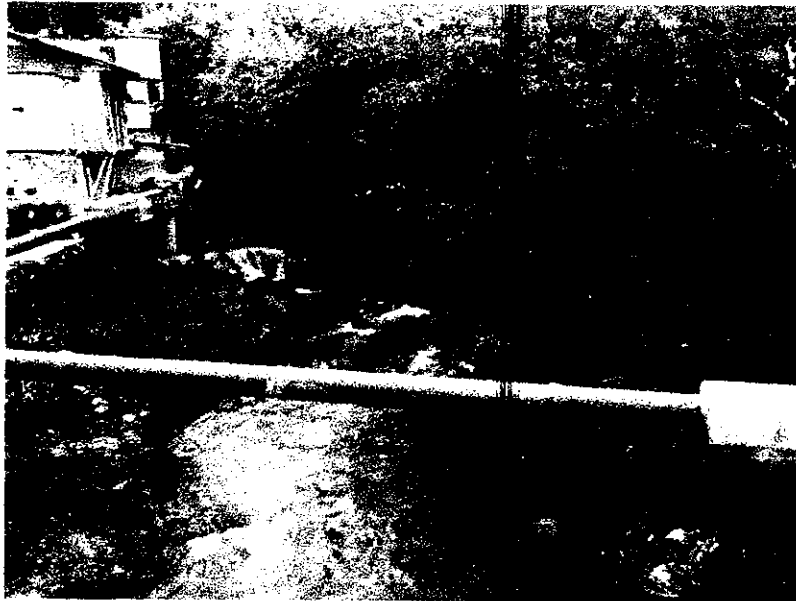


ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014
ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA Y
AMBIENTAL

Versión: 3
Fecha: 08-10
Página

Aguas arriba se observa como el flujo del rio llega en un ángulo casi de 90° encontrándose con un descole de aguas residuales domesticas

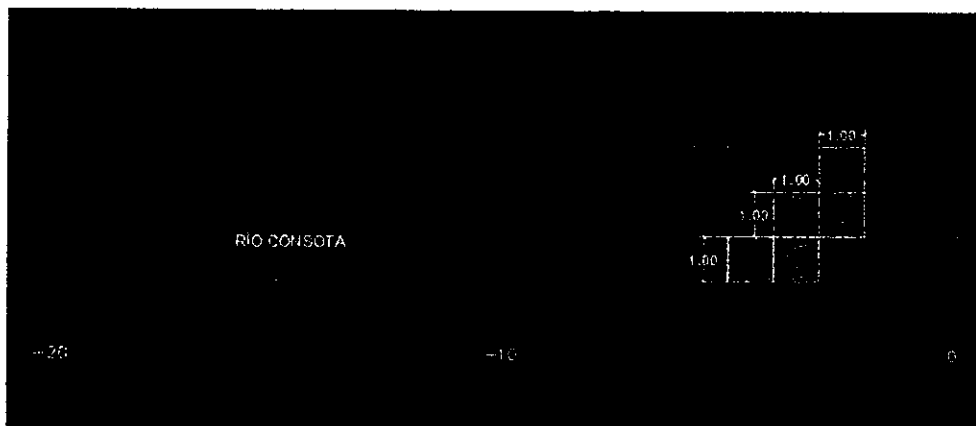


Que con el tiempo y en épocas de alta pluviosidad pueden generar socavación en esta zona, lo que podría generar alguna afectación en la estabilidad de soporte del

puente en su costado derecho, además se aprecian unas obras nuevas de tubería de alcantarillado que podrían afectarse también.



Dada la posible socavación del lecho del río en la margen derecha se recomienda, se construyan gaviones con un cuerpo como mínimo por debajo del nivel del río, y al menos dos niveles de gaviones por encima del nivel del agua.



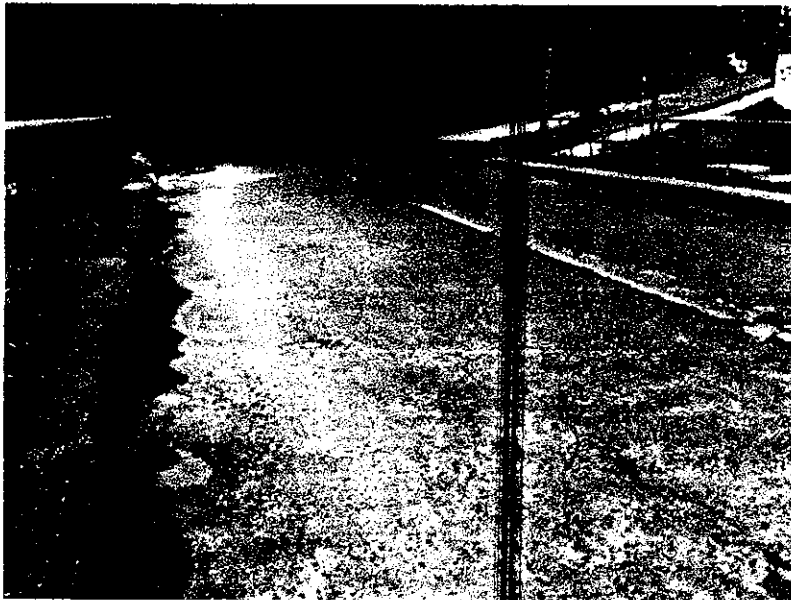


ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014
ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA Y
AMBIENTAL

Versión: 3
Fecha: 08-10
Página

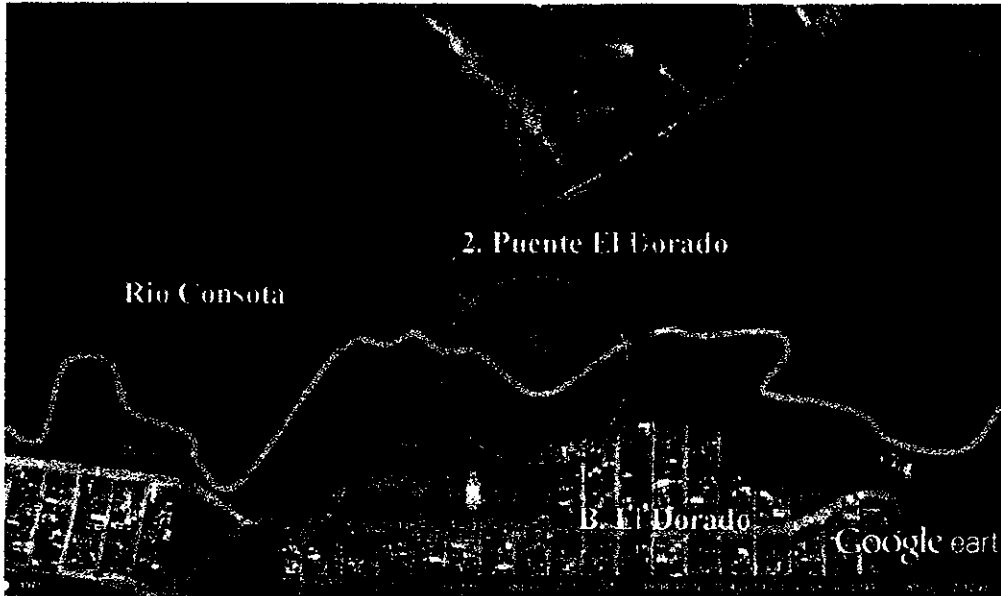
En la superficie no se apreciaron sumideros pero si en el costado derecha bajando por el puente se identificaron al menos 7 desagües en tubería de 3" para evacuar las aguas superficiales que pasan por el puente. Es de anotar que estos deben mantenerse libres de objetos que puedan afectar su función. En el momento de la visita se apreciaron varios con piedras y palos



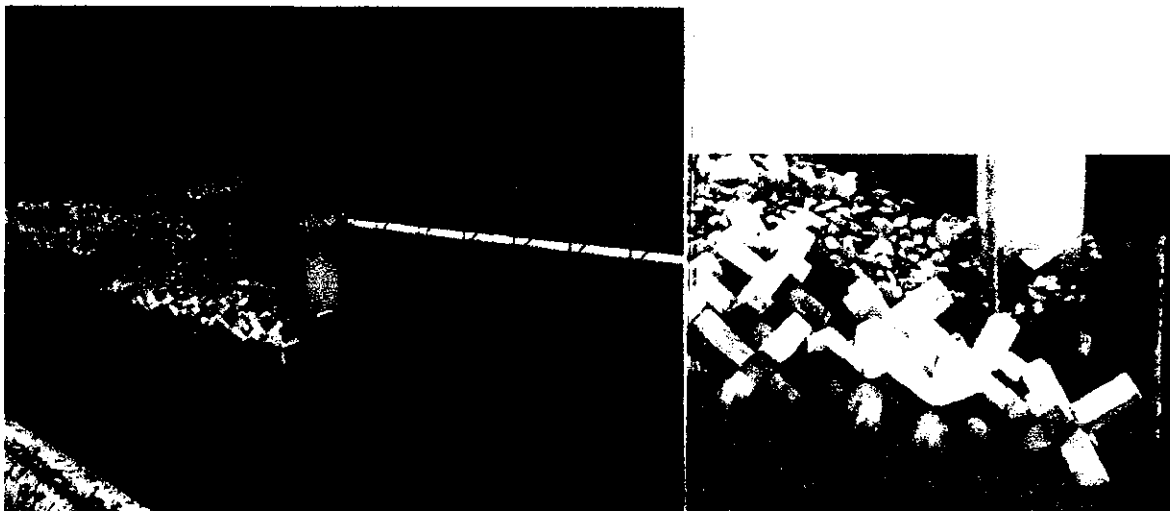
Se recomienda que si se instala una carpeta asfáltica esta quede con pendiente hacia esta zona y así los desagües puedan evacuar las aguas lluvias eficientemente.



2. *Puente del Dorado:*



Actualmente se encuentra en ejecución la instalación de unos hexápodos sobre el costado derecho del cauce el rio donde se aprecia una zona de socavación, la cual con esta estructura protegerá y garantizara que allí se depositen sedimentos que evitaran a futuro posibles problemas de pérdida de la banca del rio.





ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014
ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA Y
AMBIENTAL

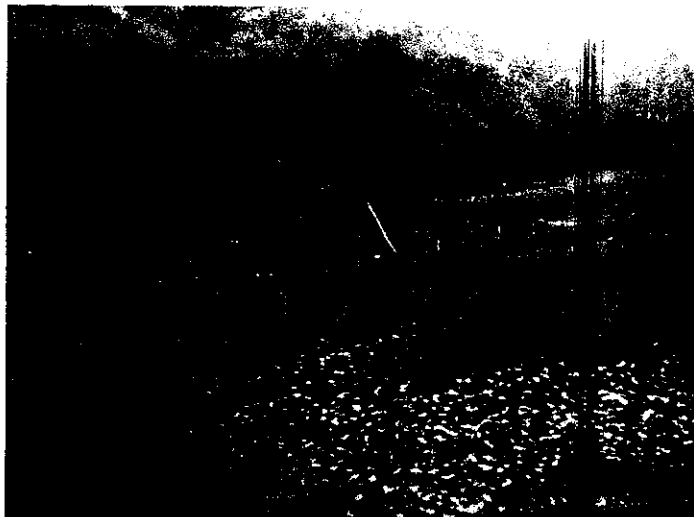
Versión: 3
Fecha: 08-10
Página

En la superficie se apreciaron un sumideros en el costado derecha entrando a el Barrio EL Dorado, el cual presenta un descole directo a un potrero. Es de anotar que los sumideros deben de estar libres de materiales que puedan afectar su función de evacuar rápidamente las aguas lluvias.

Sumidero obstruido, requiere limpieza frecuente



Descole directo y sin protección a un terreno utilizado para ganado



Playa amplia bajo cerca de los estribos, que reciben las avenidas del río y las aguas drenadas por la superficie del puente



ALCALDIA DE PEREIRA

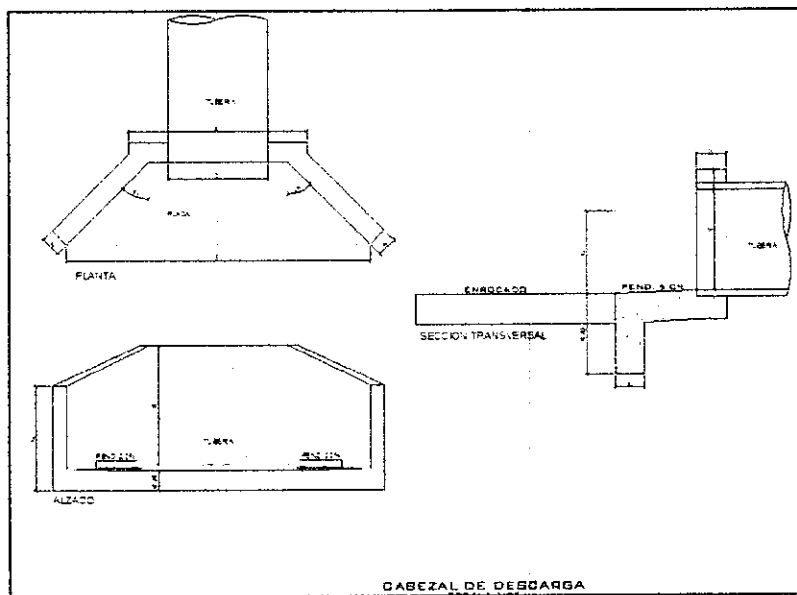
INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014
ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA Y
AMBIENTAL

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página

Se recomienda recoger estas aguas lluvias, transportarlas y entregarlas directamente al río con una estructura de descarga, para así no afectar en el tiempo la estructura del puente.



Sobre la estructura del puente se identificaron al menos 5 desagües en tubería de 3" a cada lado para evacuar las aguas superficiales. Es de anotar que estos deben mantenerse libres de objetos que puedan afectar su función. En el momento de la visita se apreciaron libres de obstáculos.



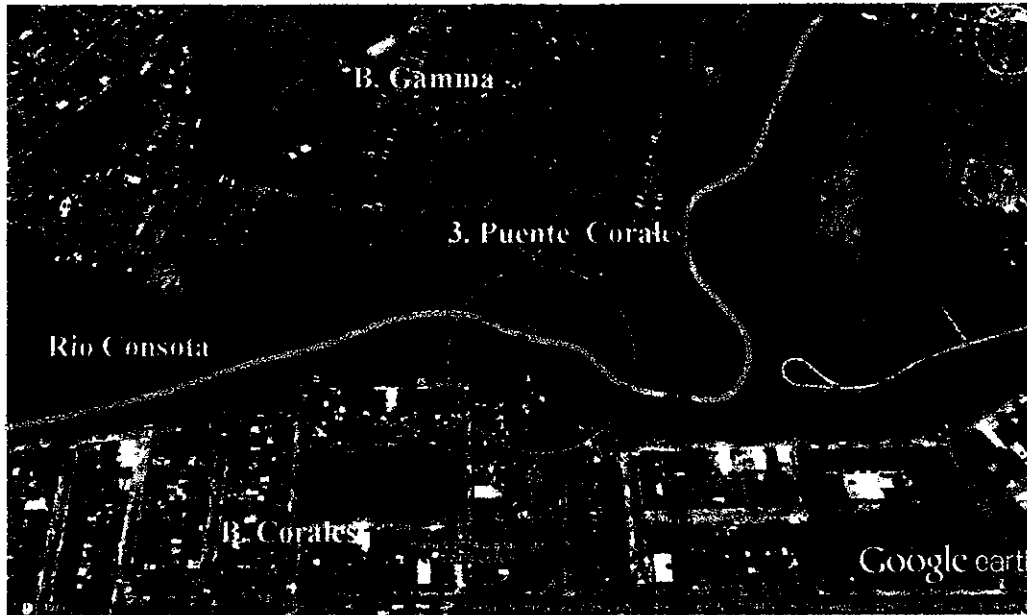


ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014
ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA Y
AMBIENTAL

Versión: 3
Fecha: 08-10
Página

3. Puente de Corales:



Aguas arriba se observa como el flujo del rio llega en un ángulo relativamente suave encontrándose con unas estructuras de gaviones protegiendo la ladera en este costado.





ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014
ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA Y
AMBIENTAL

Versión: 3
Fecha: 08-10
Página



Es de anotar que sobre esta ladera se encuentra un descole de sumidero que se requiere mejorar y así poder garantizar que tanto las estructuras de los gaviones como la del puente puedan continuar trabajando sin inconvenientes.

Del otro lado del puente se observan 2 sumideros uno a cada lado, los cuales están descargando las aguas lluvias al río cercano a las estructuras de cimentación del puente.

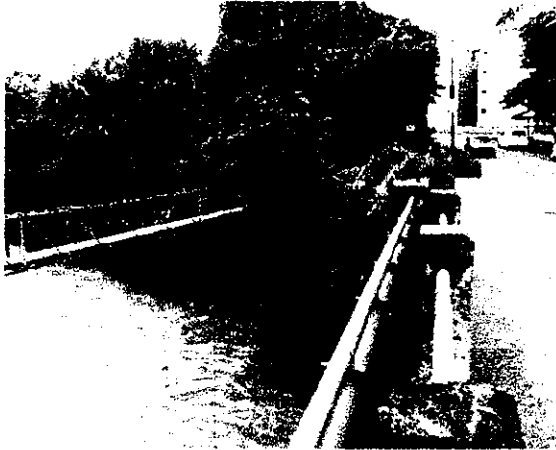




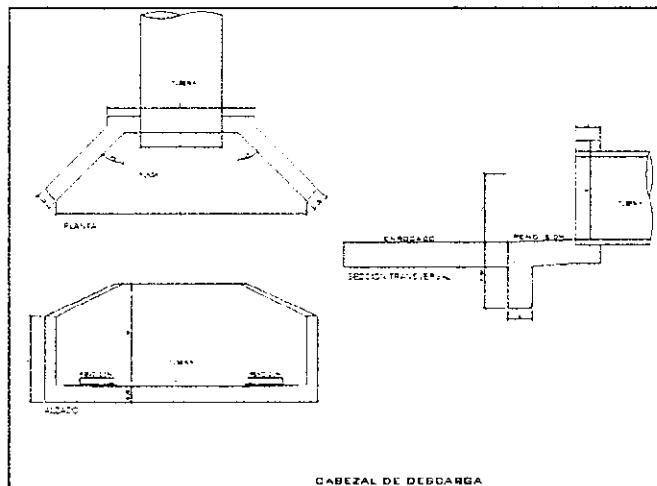
ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014
ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA Y
AMBIENTAL

Versión: 3
Fecha: 08-10
Página



En ambas descargas se observó gran vegetación que afectan la evacuación rápida de las aguas superficiales, se recomienda mantenimientos preventivos en cuanto rocería, además de construcción de estructuras de descarga (descole), apropiados para la entrega al río.



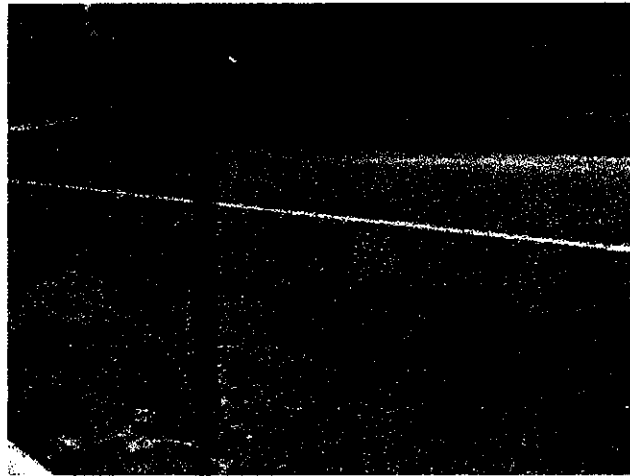


ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014
ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA Y
AMBIENTAL

Versión: 3
Fecha: 08-10
Página

Sobre la estructura del puente se identificaron al menos 12 desagües para evacuar las aguas superficiales, a cada lado de a 4 y en el centro otros 4 todos en tubería de 3". En el momento de la visita se apreciaron algunos tapados sobre todo los de los lados. Es de anotar que estos deben mantenerse libres de cualquier material que pueda afectar su función.

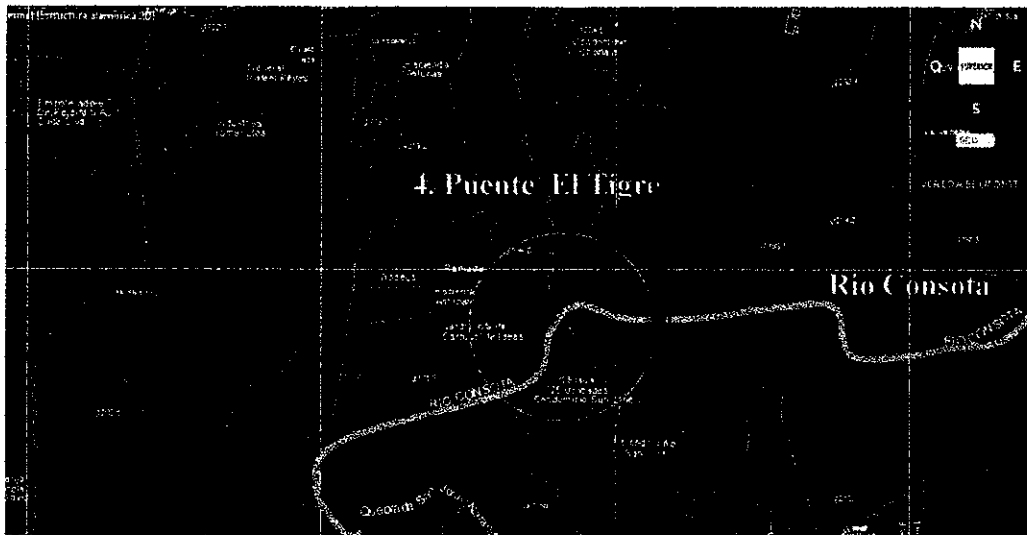




INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014
ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA Y
AMBIENTAL

Versión: 3
Fecha: 08-10
Página

4. Puente del Tigre:



Aguas arriba del puente a unos 50 metros costado derecha, se pudo evidenciar como la corriente del rio ha venido socavando la ladera, lo que podría a futuro poner en peligro la estabilidad del puente.

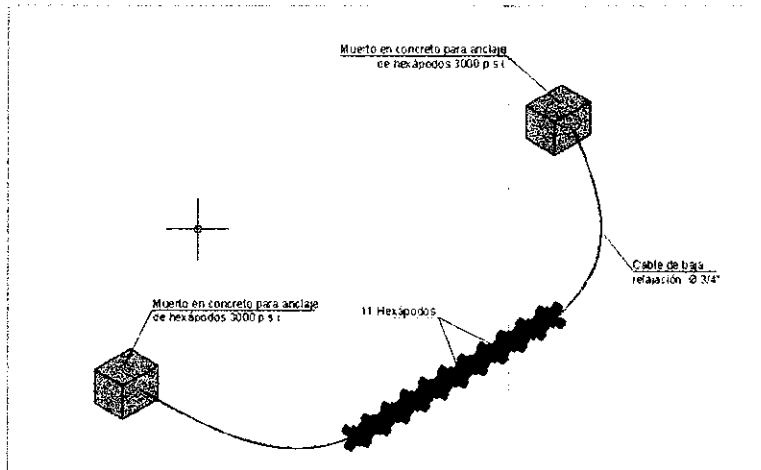




ALCALDIA DE PEREIRA

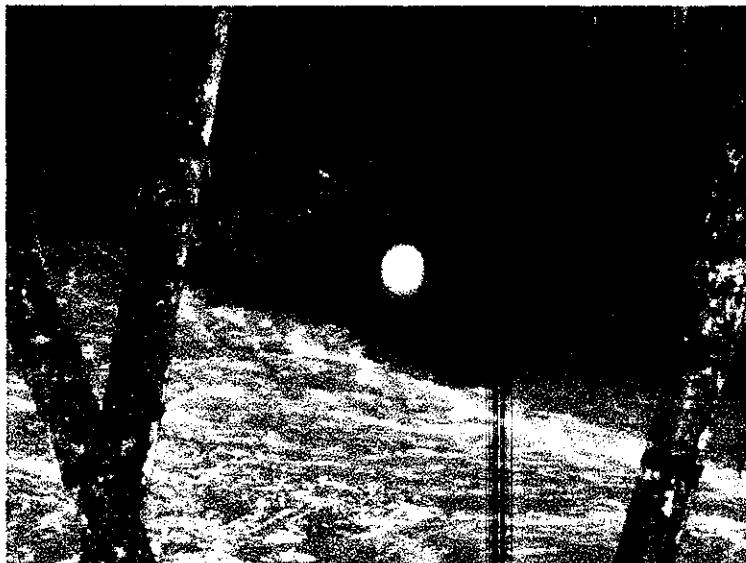
INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014
ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA Y
AMBIENTAL

Versión: 3
Fecha: 08-10
Página



Para solucionar el posible problema observado anteriormente, recomienda instalar unas protecciones (hexápodos), que encaucen su curso y en épocas de crecidas no generen más socavación además de retener sólidos que llenen de nuevo esta zona.

Por el otro costado, el izquierdo se apreció una descarga de agua que entrega de manera adecuada al río Consota.





ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014
ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA Y
AMBIENTAL

Versión: 3
Fecha: 08-10
Página

Es de anotar que después de este descole, se aprecia una entrega sin el descole apropiado lo que podría afectar esta zona de la ladera y la estructura del puente a largo plazo, aguas lluvias que son transportadas por una cuneta que son entregadas antes de llegar al puente.



Por ello se recomienda la construcción de una caja que recoja las aguas provenientes de la cuneta y la construcción de una estructuras de descarga (descole), apropiados para la entrega al río.



ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014
ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA Y
AMBIENTAL

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página

Del otro lado por donde atravesamos el río de norte a sur, sobre la superficie se apreciaron unas zanjas naturales por donde se transporta el agua lluvia y es descargada al río de una manera no controlada lo que genera socavación en las laderas y posibles problemas en la estructura del puente





ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014
ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA Y
AMBIENTAL

Versión: 3
Fecha: 08-10
Página

Dado que la presencia de agua es el principal factor de inestabilidad en la gran mayoría de las pendientes de suelo, por ello es fundamental la construcción de unas canales o zanjas colectoras que puedan transportar y evacuar de manera controlada las aguas lluvias. Se construirán al menos 10 metros de zanja colectora de 30 centímetros de ancho, a cada lado que recogerán las aguas lluvias para ser conducidas por unas zanjas con disipadores de energía, que será recibida por una estructura de descarga y así entregarlas directamente al río.





ALCALDÍA DE PEREIRA

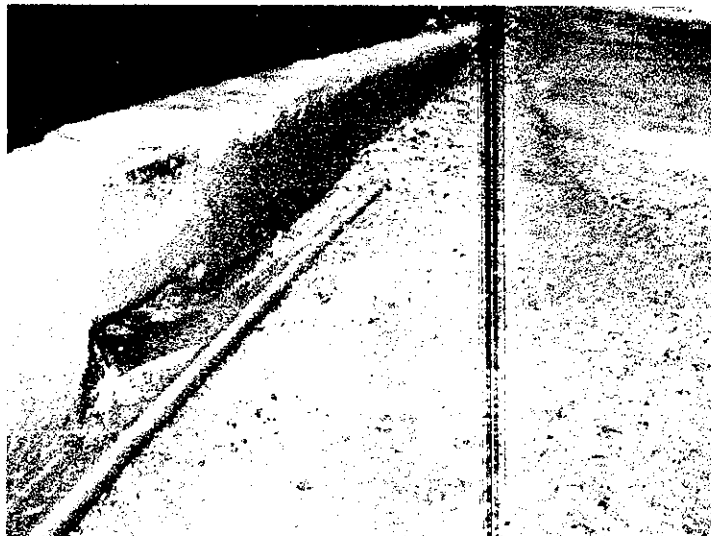
INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014
ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA Y
AMBIENTAL

Versión: 3
Fecha: 08-10
Página

Se observa un desgaste en la carpeta superficial del puente donde se aprecia charcos de agua por su falta de peralte, que facilite la evacuación rápida de las aguas superficiales



Solo se pudo observar que la losa del puente superficialmente posea un desagüe horizontal, una ventana a una altura de unos 10 centímetros de la losa lo que podría generar unas sobrecargas en su estructura además de los problemas de estancamiento de las aguas.





ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014
ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA Y
AMBIENTAL

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página

Es de anotar que la vía carretable para llegar a esta zona se encuentra sin pavimentar, lo que genera arrastre de material hacia esta zona. De igual manera se recomienda construir unos orificios sobre la losa para generar unos desagües al menos cada 3 metros en cada lado, con un diámetro mínimo de 3", antes de reponer la carpeta asfáltica, además de la ventana horizontal para evacuar los sedimentos más grandes que se puedan presentar a la hora de una fuerte precipitación. Se debe de hacer mantenimientos preventivos a estos desagües para evitar taponamientos más aun en épocas de altas lluvias.



Ing. EDGAR GIRALDO

Especialista en Hidraulica y ambiental



ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página

4- ESTUDIO, DIAGNÓSTICO, RECOMENDACIONES Y COMENTARIOS ÁREA
GEOTÉCNICA Y PRUEBAS DE LABORATORIO.

4.1 PUENTE EL TIGRE

1. ESTUDIOS Y ENSAYOS: EN CAMPO Y LABORATORIO



Foto A Mapeo Tablero, para determinar localización

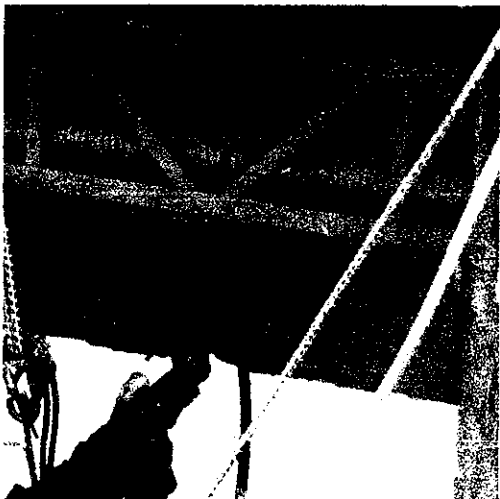


Foto B Regata, diámetros, localización, geometría



ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página



Foto C Extracción de núcleos



Foto D Extracción de núcleos



Foto E Núcleo extraído, nótese tamaño agregado



Foto F Perforación



Foto G solución de fenolftaleína



Foto H Prueba de carbonatación, hormigón con susceptible a la corrosión.



4.2 PUENTE CORALES-GAMMA

1. ESTUDIOS Y ENSAYOS: EN CAMPO Y LABORATORIO



Foto A Extracción de núcleos



Foto B Extracción de núcleos



Foto C Núcleo extraído



Foto D Perforación

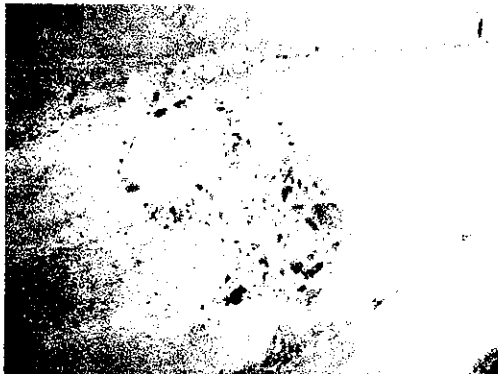


Foto E preparación prueba de carbonatación

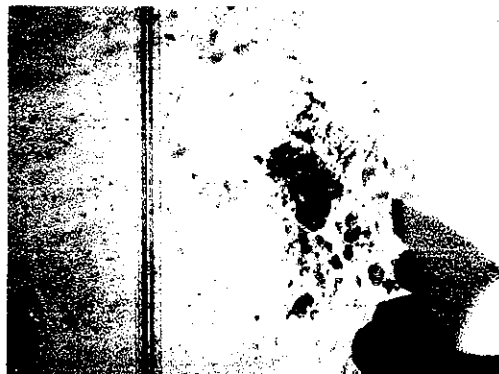


Foto F Prueba de carbonatación, hormigón no carbonatado



4.3 PUENTE EL DORADO

1. ESTUDIOS Y ENSAYOS: EN CAMPO Y LABORATORIO



Foto A Ubicación para extracción de núcleos

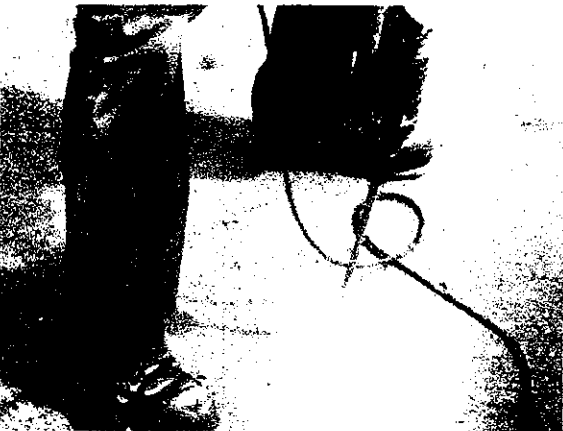


Foto B Perforación para ubicación de aparato de extracción



ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página



Foto C Extracción de núcleos



Foto D Extracción de núcleos



Foto E Núcleo extraído, nótese tamaño agregado

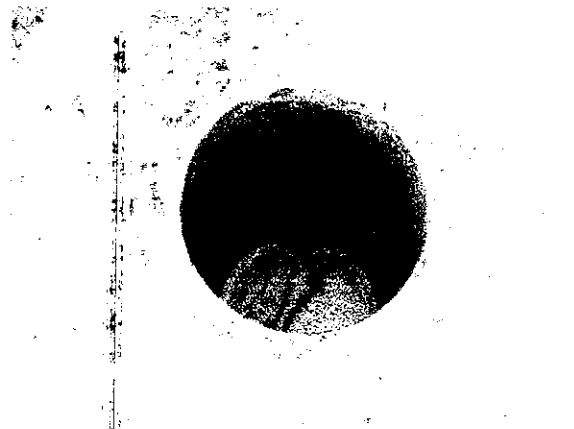


Foto F Perforación

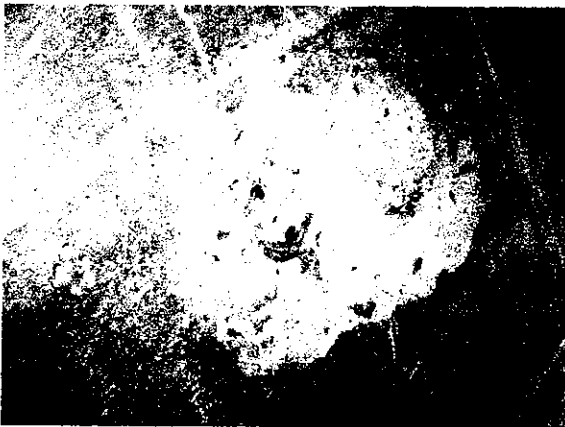


Foto G Preparación superficie, regata y prueba carbonatación

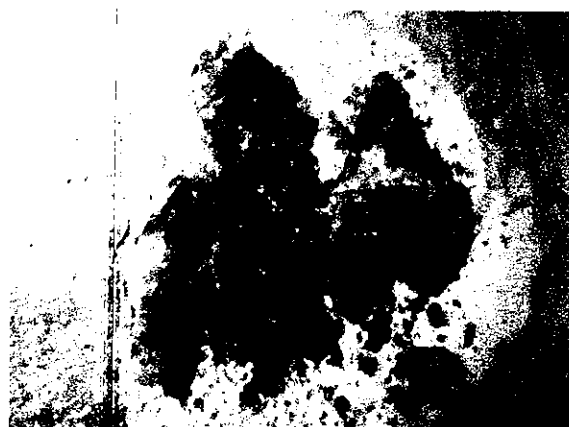


Foto H Prueba de carbonatación, hormigón en buen estado, el refuerzo no es susceptible a corrosión.



ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página

4.4 PUENTE EL POBLADO

1. ESTUDIOS Y ENSAYOS: EN CAMPO Y LABORATORIO



Foto A Mapeo Tablero, para determinar localización refuerzo y zona para perforar



Foto B Inicio Regata, diámetros, localización, geometría refuerzo



ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página

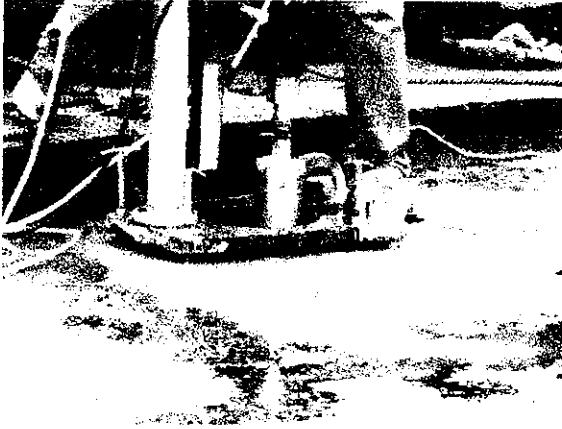


Foto C Extracción de núcleos



Foto D Extracción de núcleos

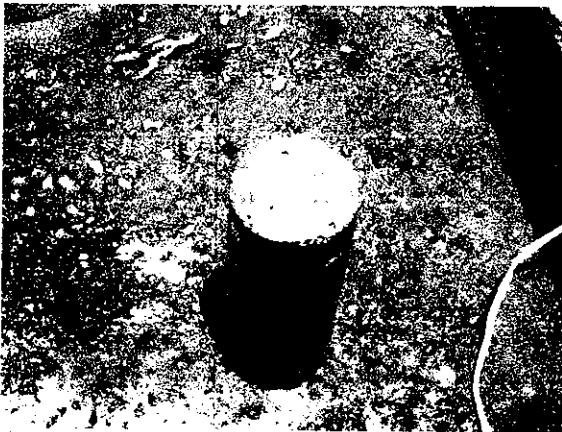


Foto E Núcleo extraído, nótese tamaño agregado

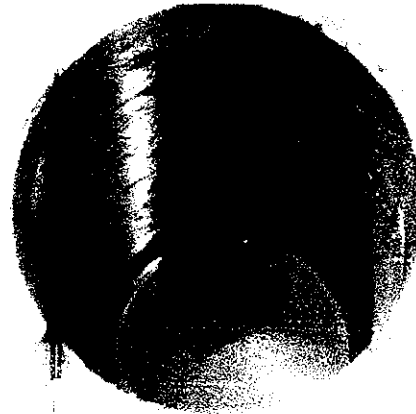


Foto F Perforación



Foto G solución de fenolftaleína

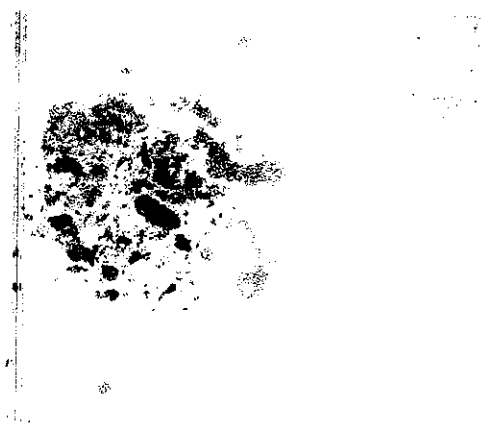
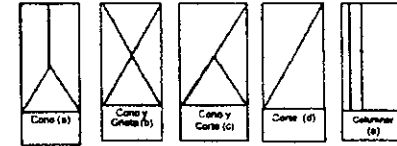


Foto H Prueba de carbonatación, hormigón con susceptible a la corrosión.



LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS
RESISTENCIA A LA COMPRESION DE CILINDROS DE CONCRETO
NTC 673



OBRA:
CLIENTE:
FECHA:

CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1664-2014 ESTUDIO, DIAGNÓSTICO Y DISEÑOS PARA OBRAS REMEDIALES DE LOS PUENTES SOBRE EL RIO CONSOTA (POBLADO, EL DORADO, EL TIGRE Y GAMMA).
WILFORT ALEXANDRO SALAZAR CARMONA
MAYO DE 2014

CR. N°	ELEMENTO	No. Int.	TIPO DE FALLA	PESO KGS	FECHA VACIADO 2014	FECHA PRUEBA 2014	DIAMETRO		ALTURA		PESO UNITARIO KG / M ³	AREA		DIAS	CARGA ROTURA		RESISTENCIA			PROYECCION 28 DIAS		
							CM	PULG.	CM	PULG.		CM ²	PULG ²		KG.	LBS.	KG / CM ²	LBS	Mpa	KG / CM ²	LBS	Mpa
1	PUENTE EL TIGRE PLACA	1		3.42		May-15	10.0	3.9	18.0	7.1	2419	78.5	12.2		23835	52500	303.5	4313	29.7			
2	PUENTE EL TIGRE VIGA	1		2.18		May-15	10.0	3.9	12.2	4.8	2275	78.5	12.2		22473	49500	286.1	4066	28.0			
3	PUENTE EL TIGRE PLACA	2		3.48		May-15	10.0	3.9	18.2	7.2	2435	78.5	12.2		28602	63000	364.2	5176	35.7			
4	PUENTE EL TIGRE PLACA	2		3.62		May-15	10.0	3.9	20.0	7.9	2305	78.5	12.2		28602	63000	364.2	5176	35.7			
5	PUENTE CORALES PLACA	1		3.24		May-15	10.0	3.9	18.5	7.3	2230	78.5	12.2		22927	50500	291.9	4148	28.6			
6	PUENTE CORALES VIGA	1		3.14		May-15	10.0	3.9	19.0	7.5	2104	78.5	12.2		17252	38000	219.7	3121	21.5			
7	PUENTE DORADO PLACA	1		3.62		May-15	10.0	3.9	19.8	7.8	2328	78.5	12.2		44265	97500		>6500				
8	PUENTE DORADO VIGA	1		2.84		May-15	10.0	3.9	16.0	6.3	2260	78.5	12.2		41087	90500		>6500				
9	PUENTE DORADO PLACA	2		3.64		May-15	10.0	3.9	20.0	7.9	2317	78.5	12.2		35185	77500	448.0	6366	43.9			
10	PUENTE DORADO VIGA	2		2.24		May-15	10.0	3.9	10.8	4.3	2641	78.5	12.2		43811	96500		>6500				
11	PUENTE POBLADO PLACA	1		3.80		May-15	10.0	3.9	20.0	7.9	2419	78.5	12.2		31099	68500	396.0	5627	38.8			
12	PUENTE POBLADO VIGA	1		3.14		May-15	10.0	3.9	18.0	7.1	2221	78.5	12.2		27467	60500	349.7	4970	34.3			
13	PUENTE POBLADO PLACA	2		2.76		May-15	10.0	3.9	15.6	6.1	2253	78.5	12.2		31780	70000	404.6	5760	39.7			
14	PUENTE POBLADO VIGA	2		2.86		May-15	10.0	3.9	16.0	6.3	2276	78.5	12.2		25197	55500	320.8	4559	31.4			

Ana C. Vásquez A.



ALVARO MILLAN ANGEL
INGENIERO CIVIL Y DE SUELOS

Jefe de Laboratorio

Ingeniero



5-ESTUDIO, DIAGNÓSTICO, ANÁLISIS Y DISEÑOS PARA
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.

PUENTE EL TIGRE

DESCRIPCIÓN GENERAL

El puente se clasifica como Isostático, de una sola luz de aprox 14,04 m.

Su gálibo aprox es de 3,12 m



Foto N° 1. Vista general del puente.

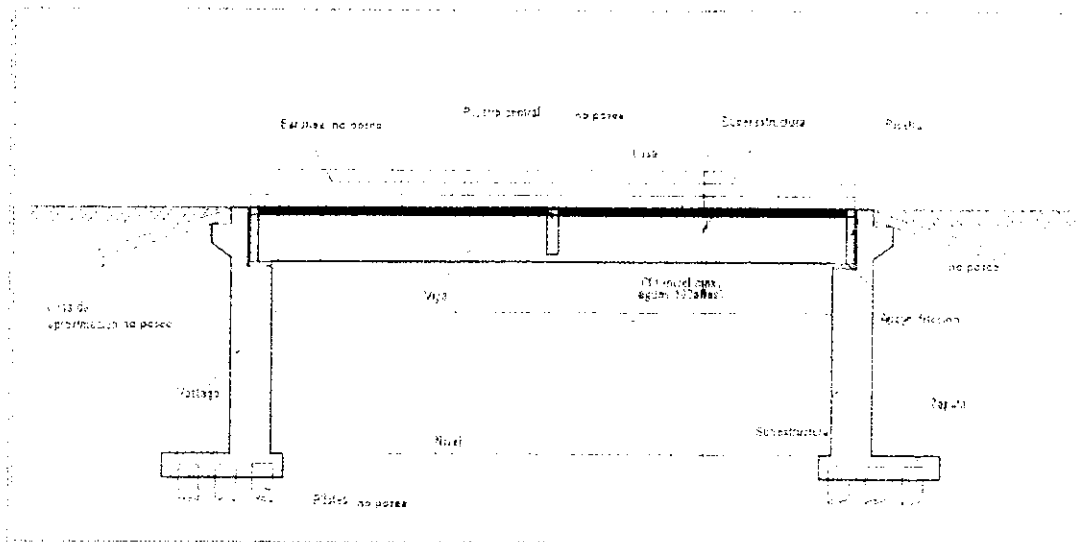


Figura N°1 Esquema general partes de un puente



SUPERESTRUCTURA

Corresponde en su **superestructura** a un puente del tipo: T-beams o de vigas en T, en concreto reforzado, son útiles para sobrepasar obstáculos de longitudes entre 5 m y 20m aprox. Sus Ventajas: Son más rígidos y tienen menos vibraciones. Los puentes de concreto no requieren de mayor conservación. Utilizan los materiales de la región y no tienen problemas de transporte de vigas y de montaje en caso de ser necesario. Sus desventajas: Su principal desventaja, puede ser que requiere obra falsa o cimbra, la cual debe permanecer en el sitio hasta que el concreto alcance su fraguado.

La estructura en cuestión está conformado por tres vigas longitudinales que salvan el obstáculo natural, con sección transversal de 0,42 m x 0,85 m, y con base en algunos ensayos efectuados, comprobaciones y consulta de diseños de este tipo de obras en la región, su flejes tiene ϕ N° 4 (1/2") cada 8 cm cerca de los apoyos, y con 8 varillas de refuerzo N°7 (7/8") en la cara inferior puestas en dos niveles y con un tablero o placa superior en concreto reforzado con varillas N° 5 (5/8") cada 18 cm en el sentido transversal tanto en momento positivo como negativo, las varillas longitudinales también N° 5 cada 20, No posee vigas de arriostramiento, lo que afecta un poco el control de vibraciones y deflexiones, sin consecuencias visibles. (ver planos y geometría).

SUBESTRUCTURA

Está compuesta por estribos en concreto, de espesores variables no menor en su parte superior a 60 cm, las aletas también son en concreto de no menos de 30 cm de espesor.

CIMENTACIÓN

Su cimentación es superficial, desconociéndose su geometría, se hace proyección de la misma con base en "Obras de drenaje y protección para carreteras" Departamento de Risaralda, Secretaría de Obras públicas, División técnica. Su comportamiento ha sido bueno.

SECCIÓN TRANSVERSAL

- Carretera terciaria
- Terreno ondulado y velocidad de diseño de 30 km/h



- Para un ancho libre de la calzada de 3.72 m
- Sin Bermas
- Ancho del bordillo 0.15 m
- Total de la sección transversal es de 4,02 m
- Espesor de la placa en concreto 0,15 + 10 de carpeta asfáltica m

PROCESO CONSTRUCTIVO

Para este puente, su proceso constructivo fue "in situ".

Según lo observado en este puente se respetaron en general, las buenas prácticas para su construcción, siguiendo estos pasos: el montaje de los elementos de apoyo, la construcción del encofrado, el armado del acero de refuerzo, cimentación, estribos, superestructura; no se realizó desencofrado lo que es inconveniente para la durabilidad y protección del concreto, sin barandas y pocos desagües superiores en el tablero

INSPECCION VISUAL DEL PUENTE POSIBLES AFECTACIONES EN SU CAPACIDAD RESISTENTE Y FUNCIONAL

El puente se encuentra salvando un obstáculo sobre el río Consota de aprox 14,04 m, sobre una carretera de accesos sin pavimentar.



Foto N° 2 Estado actual superficie tablero y acceso



ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página

Los estribos se ven en buen estado de conservación, geometría, verticalidad, y sin fisuras aparentes. La zona del concreto en contacto con el río esta desgastada.

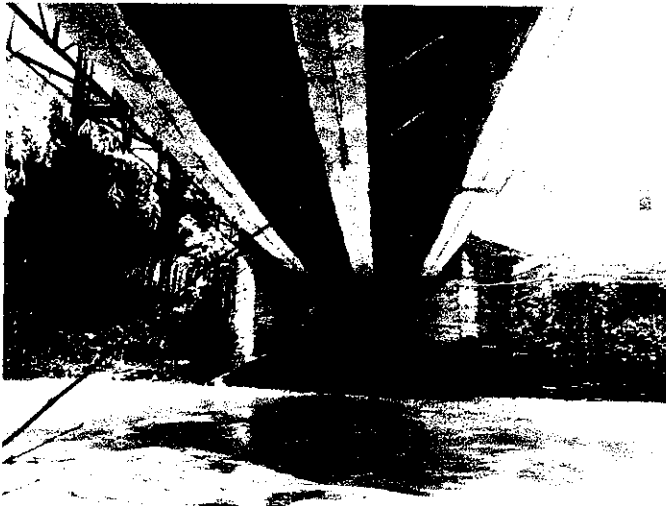


Foto N° 3 Estribo sur



Foto N° 4 Estribo norte



Foto N° 5 Cimentación, zona de protección estribo, sumergida



ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página



Foto N° 6 cuneta natural sin revestir



Foto N° 7 Tablero sin desagües, deterioro y sobrepeso innecesario

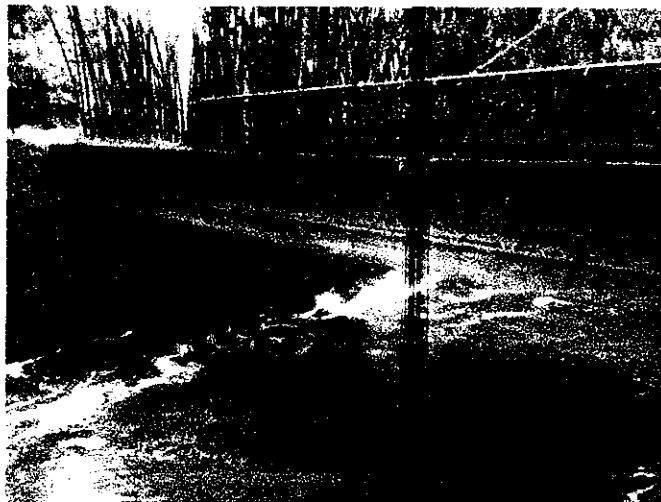


Foto N° 8 Nótese estribo lado norte (cuando se accede desde la av principal de cerritos) , sin empedrados, de protección en la parte baja, lo que a su vez promueve el crecimiento de especies vegetales.



ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3
Fecha: 08-10
Página

Daños por diseño: No se evidenciaron fisuras por efectos de cortante, flexión o torsión, aplastamiento local, asentamientos, volcamiento, ni vibración excesiva, que hagan pensar en la existencia de daños producto del proceso de diseño del puente.

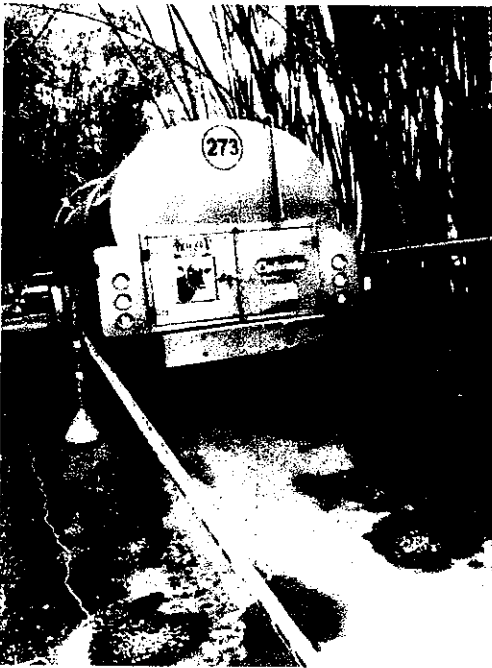


Foto N° 9 No se evidencia, fisuras, aplastamiento local. Al paso de un camión transportador de leche, aparentemente cargado, se percibieron vibraciones considerables

Daños por construcción: Se evidencia la poco conveniente práctica de encofrar con esterilla de guadua, que además entre las vigas fue dejado sin retirar.

También se perdió un poco de regularidad en las dimensiones, sin afectar la resistencia; es posible que esta calidad de terminados afecten las capas superficiales y provoquen mayor porosidad en el hormigón, que puede provocar vulnerabilidad a ataques biológicos o de otro origen. Se evidencian malos acabados en unas zonas, que deben ser reparadas; sin afectación estructural.



ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página



Foto N° 9-A Encofrado todavía sin retirar



Foto N° 9-B Formaleta sin lineamientos y regularidad



Foto N° 10 y 10 A. Algunos daños por construcción



Daños durante el funcionamiento: Se nota algunos daños en la carpeta asfáltica del tablero, además de las cargas recibidas de los vehículos, por la falta de desagües ,



Foto N° 11 Carpeta de rodadura en asfalto, deteriorada, sin desagües

En la subestructura del puente se evidencian varios sitios donde se manifiesta contaminación del concreto por presencia de microorganismos, hongo, además de otros agentes biológicos, lo que afecta el aspecto, la funcionalidad y la durabilidad. Lo anterior puede inducir y potenciar fallas físicas o químicas, hasta el momento no hay evidencia de daños importantes por esta causa, pero es muy importante solucionar lo presente y prevenir sus consecuencias.



Agentes biológicos

Foto N° 13 Presencia de agentes biológicos



ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página



Foto N° 14 Agentes biológicos potencialmente perjudiciales.



Foto N° 15 Falta mantenimiento, limpieza y retiro de vegetación



No posee barandas, que sirvan como obstáculo mínimo para evitar una caída, para los peatones y vehículos; además solo existe este puente con un solo carril para el tránsito de todo el sector.



Foto N° 16 Sin barandas

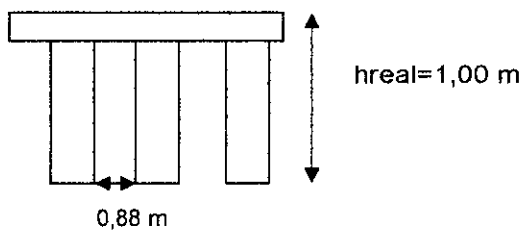


Foto N° 17 El acceso por el lado opuesto puede generar confusión, la baranda, serviría tanto para los peatones, como que los vehículos se guiaran.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE

Chequeo general de geometría existente

5.3.1.1 SUPERESTRUCTURA recomendaciones (AASHTO LRFD) (ver plano)





Tipo : T-beam (vigas t) vigas y losa en concreto

Más económico para luces entre 12-18 m → OK selección tipo de elementos.

Luz: L=14,04 m

Para luces simples la altura mínima $h > 0,070 L$

⇒ $h > 0,9828 \text{ m}$ $h \text{ real} = 1,00 \text{ m}$ → OK

Separación entre vigas S (1,8 m - 3,0 m) $S_{\text{real}} = 0,88 \text{ m}$ → OK

Altura del tablero (35-55 cm) $h \text{ tablero real} = 15 \text{ cm}$, es menor, pero ha mostrado buen comportamiento a flexión, falta recuperar recubrimiento y colocar una capara de rodadura adicional.

Análisis estructural de capacidad resistente puente actual.

Este puente, de no menos de 15 años de construido, es un puente simplemente apoyado de vigas y losa (T-beam) en concreto reforzado, la luz es de 14,04 m. Los datos de resistencia para el concreto de las vigas son según datos obtenidos en ensayos:

- promedio resistencia concreto para el concreto de la losa $f'c = 34,2 \text{ MPa}$ (4888 PSI, 342kg/cm²)
- Resistencia concreto vigas núcleos $f'c = 28,46 \text{ Mpa}$ (4066 PSI, 284,62 kg/cm²)

⇒ **Para efectos de chequeos, estructurales se tomaron los siguientes valores:**

- Vigas $f'c = 28 \text{ MPa}$ $E_c = 26\,750 \text{ Mpa}$; DENSIDAD CONCRETO= 240 KN/m³
- tablero $f'c = 34, \text{ Mpa}$, $E_c = 26\,750 \text{ Mpa}$; DENSIDAD CONCRETO= 240 KN/m³
- Acero $f_y = 420 \text{ Mpa}$. $E_s = 200,000 \text{ Mpa}$;

SOLICITACIONES

1- CARGAS MUERTAS O PERMANENTES:

⊕ Reposición capa de rodadura 10 cm (pavimento asfáltico): 210 kN x 0,1 x 0,88m
= 18,48 kN/m

$M_{DL} = 455,35 \text{ kN.m}$

⊕ Riostras a construir: 90 kN en L/3 = 90 kN

$M_{DL} = 180 \text{ kN.m}$



ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

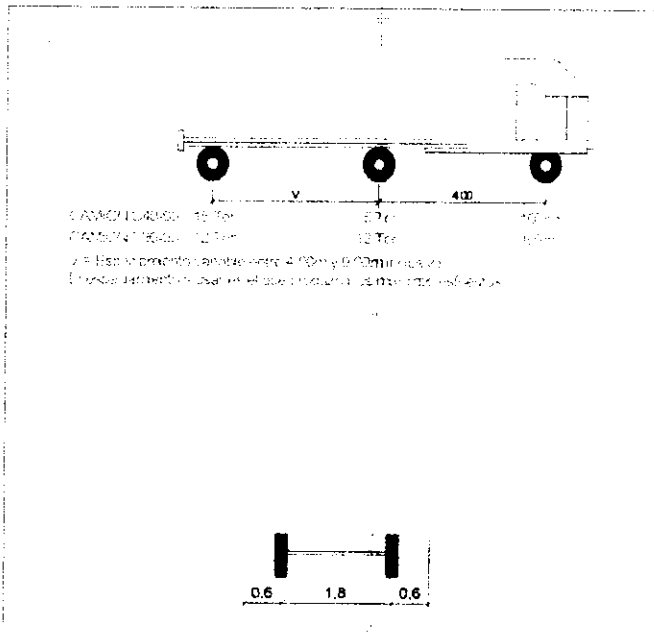
Fecha: 08-10

Página

- ↓ Placa de piso. $T_s = 150 \text{ cm} = 240 \text{ kN/m}^3 \times 0,15 \text{ m} \times 0,88 \text{ m} = 31,68 \text{ kN/m}$
- ↓ $M_{DL} = 780,6 \text{ kN.m}$
- ↓ Viga en concreto: $A = 0,42 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} = 0,42 \text{ m}^2 \rightarrow = 240 \text{ kN/m}^3 \times 0,42 \text{ m}^2 = 100,8 \text{ kN/m}$
- ↓ $M_{DL} = 2484 \text{ kN.m}$

2- CARGA DE SERVICIO

- ↓ Carga viva, camión estándar CCDSP-95 C32-95

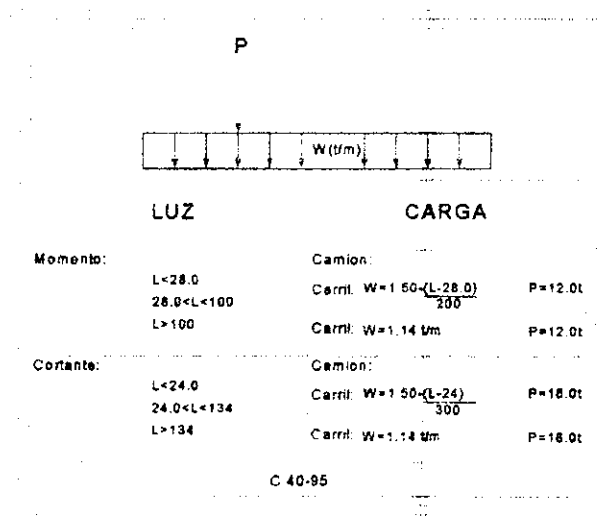


Fuente: Código Colombiano De Diseño Sísmico De Puentes

Figura N°2 Camión estándar de diseño

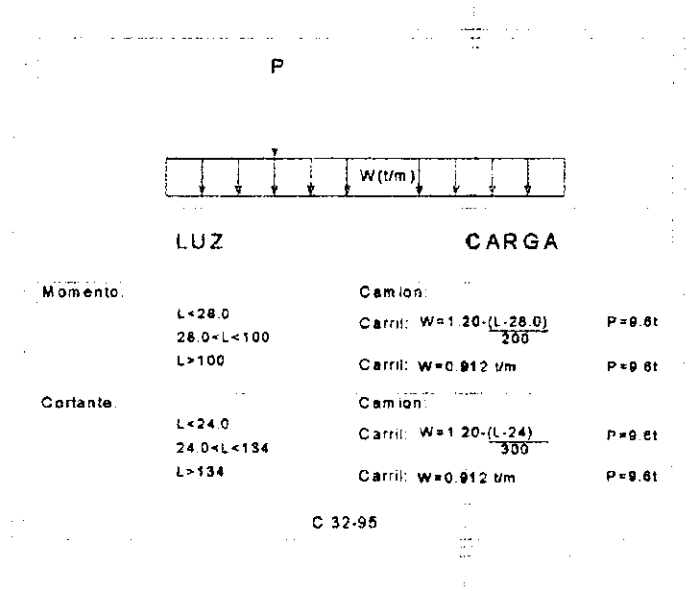


Figura 4: Líneas De Carga Camión C40-95



Fuente: Código Colombiano De Diseño Sísmico De Puentes Fig. A.3.4B

Figura 5: Líneas De Carga Camión C32-95



Fuente: Código Colombiano De Diseño Sísmico De Puentes Fig. A.3.4B



$$\text{Momento } L < 28 \text{ m} \quad w \text{ (carga distribuida)} \quad 1,2 - \frac{(14,04 - 28)}{200} = 1,2698 \text{ t/m} = 126,98 \text{ kN/m}$$

$$P \text{ (carga puntual)} = 960 \text{ kN}$$

$$M_{LL} = \frac{126,98 \text{ kN/m} \times (14,04 \text{ m})^2}{8} = 3128,81 \text{ kN.m}$$

$$\text{Cortante } L < 24 \quad w \text{ (carga distribuida)} \quad 1,2 - \frac{(14,04 - 24)}{300} = 1,2332 \text{ t/m} = 123,32 \text{ kN/m}$$

$$P \text{ (carga puntual)} = 960 \text{ kN}$$

Impacto

El CCDSP incluye los efectos dinámicos de las cargas móviles sobre los puentes como una fracción de la carga viva de acuerdo con la ecuación $I = 16 / (40+L) < 0,3$

factor de impacto $I = 0,296$

En el estribo $= 0,296 * 2960 \text{ kN} = 876,16 \text{ kN}$

Fuerzas longitudinales

Las fuerzas longitudinales se refieren a todas aquellas fuerzas que actúan en la dirección longitudinal del puente, específicamente, en la dirección del tráfico. Estas fuerzas se generan por el frenado repentino de los vehículos o una desaceleración súbita de los mismos.

$$LF = 187,5 \text{ kN}$$

Fuerzas centrifugas

Las estructuras curvas deben diseñarse para una fuerza horizontal radial equivalente a un porcentaje de la carga viva sin impacto, considerando todos los carriles llenos. En este caso no se tiene en cuenta la aproximación se hace lenta y en línea recta.

Cargas del viento en la superestructura que se transmite a los estribos:

El viento es una carga lateral del sobre los puentes. Su magnitud depende entre otros factores de velocidad del viento, del ángulo de ataque del mismo y de la forma del puente.



Las cargas del viento deben consistir en cargas móviles uniformemente distribuidas aplicadas al área expuesta de la estructura.

90kN

Fuerza de frote o fricción:

44,8 kN en el extremo sobre los apoyos en el estribo

Fuerza Sísmica:

$E_q = c (D_s)$ $z_c = z = 1,34$ Suelo capacidad portante $< 4 \text{ kg/cm}^2$ $c=0,04$ D_s Carga muerta

En un estribo $E_{qxx} = E_{qyy} = 0,04 \times 9627 \text{ kN} = 385,1 \text{ kN}$

FACTORES DE CAPACIDAD

a. Momento resistente en la mitad de la luz

Área total de acero : $31,036 \text{ cm}^2 = 0,9 \times 0,0062 \times 420 \left(1,17 - \frac{0,05}{2} \right)$

$$u = \frac{A_s f_y}{0,05 f'_c b_{eff}} = \frac{1,3035}{23,8} = 0,054$$

$$M_u = 0,9 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \times 0,0031036 \times 420 (0,95 - 0,054/2) = 1083 \text{ kN-m}$$

b. Capacidad a Cortante en el apoyo

$V_c = 309 \text{ kN}$ Lo que aporta en concreto

$V_s = 432 \text{ kN}$ Lo que aporta el acero de refuerzo



c. Cálculos de factores

Rating factor = $\frac{\phi R_n - \gamma L D}{\gamma L \beta L L (\pm T)}$ $\gamma D = 1,3$

$\gamma L = 1,3$

$\beta L = 1,00$ para nivel de operación

Localización	Descripción	factor en operación
Centro de la luz	Momento	1,33
En el apoyo	Cortante	1,14

Lo anterior indica que con relación a momentos y cortantes, su operación es satisfactoria dentro de los parámetros de este chequeo.

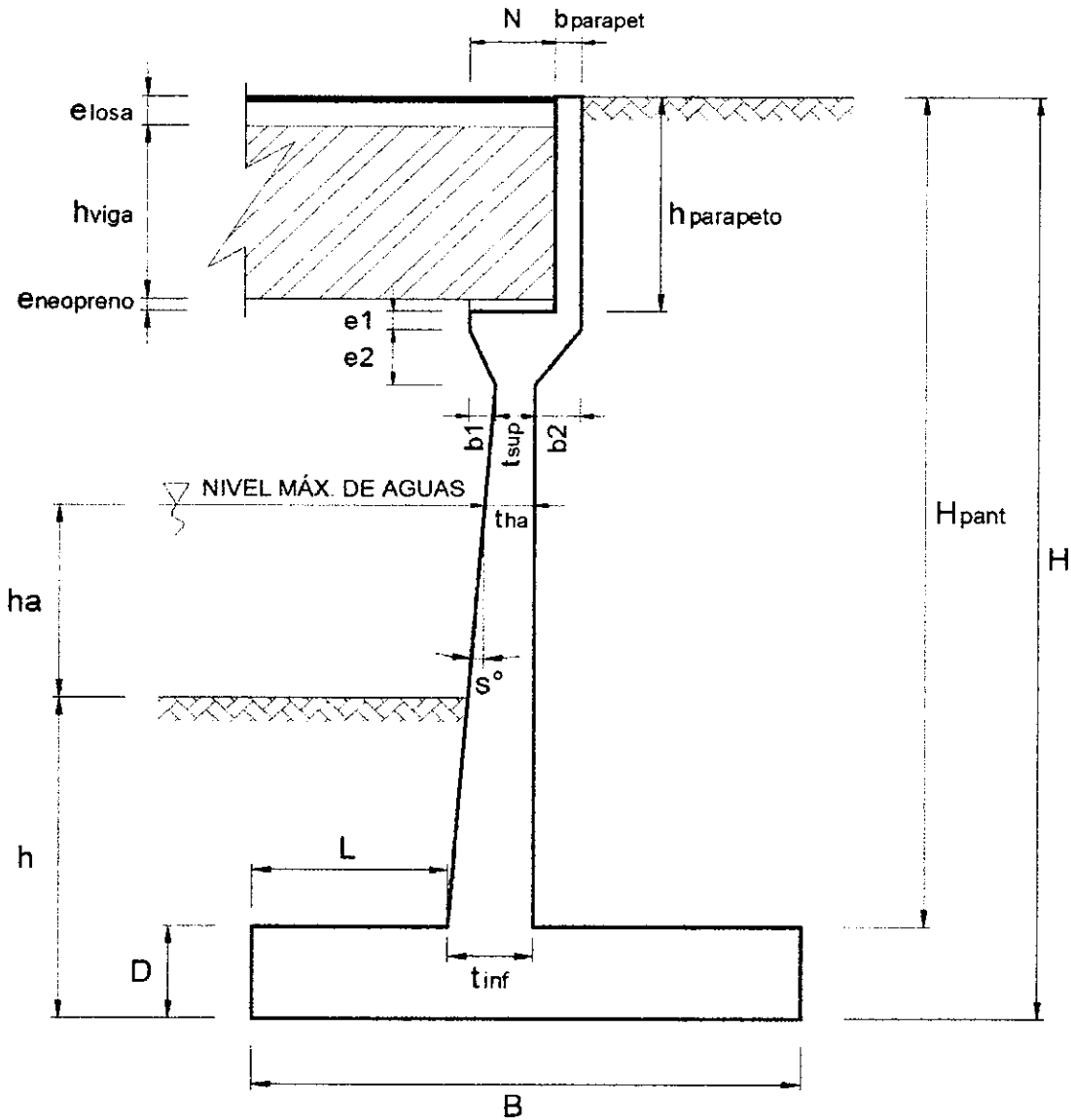
De otra forma, para un vehículo de diseño C32-95, que transmite en los dos ejes traseros cada uno de 1200 kN (12 ton) y en el frontal 800 kN (8 ton); y sus formas de aplicación, el desempeño actual es satisfactorio.

VER ANEXOS ANÁLISIS Y CÁLCULO

NOTA: ES IMPORTANTE RESALTAR QUE AUNQUE ESTE PUENTE SE ENCUENTRA EN BUENAS CONDICIONES, LA NECESIDAD DE OTRO PUENTE PARA BRINDAR CIRCULACIÓN CONTINUA EN AMBAS DIRECCIONES ES IGUAL DE RELEVANTE; LAS PREDIMENSIONES PARA UN PUENTE EN ESTE SECTOR PUEDEN SER CON VIGAS DE 1,2 m, TABLERO DE 0,25 m, CON ANDEN DE 1,2 m A UN LADO, DARIA SECCIÓN TRANSVERSAL 4,8 m, Y SU COSTO SE PUEDE ESTIMAR EN \$ 300 MILLONES.

CHEQUEO DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBO

PROYECTO: PUENTE EL TIGRE
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 38,55 m
ANCHO TOTAL: 4,02 m
FECHA: 19/05/2014



CHEQUEO DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBO

PROYECTO: PUENTE EL TIGRE
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 38,55 m
ANCHO TOTAL: 4,02 m
FECHA: 19/05/2014

DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
H	6,50 m	6,50 m	Dato
h	1,70 m	1,70 m	Dato
(1) B=0.6H	3,90 m	6,20 m	Criterio
(1) D=0.1H	0,65 m	1,70 m	Criterio
t _{sup}	0,30 m	0,30 m	Valor mínimo
(1) t _{inf} =0.1H	0,65 m	1,08 m	Criterio
(1) L=B/3	1,30 m	3,10 m	Criterio
e _{losa}	0,15 m	0,15 m	Dato
h _{viga}	0,85 m	0,85 m	Dato
e _{neopreno}	0,00 m	0,00 m	Dato
h _{parapeto}	1,00 m	1,00 m	e _{losa} +h _{viga} +e _{neopreno}
b _{parapeto}	0,40 m	0,40 m	Asumido
e ₁	0,15 m	0,15 m	Asumido
e ₂	0,45 m	0,45 m	Asumido
DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
b ₁	0,00 m	0,00 m	Asumido
b ₂	0,00 m	0,00 m	Asumido
s°	14,57°	14,57°	Calculado
(2) N _{mínimo}	0,27 m	--	Según Norma MTC
N	-0,10 m	-0,10 m	Calculado
h _a	1,50 m	1,50 m	Dato
t _{ha}	0,69 m	0,69 m	Calculado
H _{pant}	4,80 m	4,80 m	Calculado

DEFINICION DE CARGAS

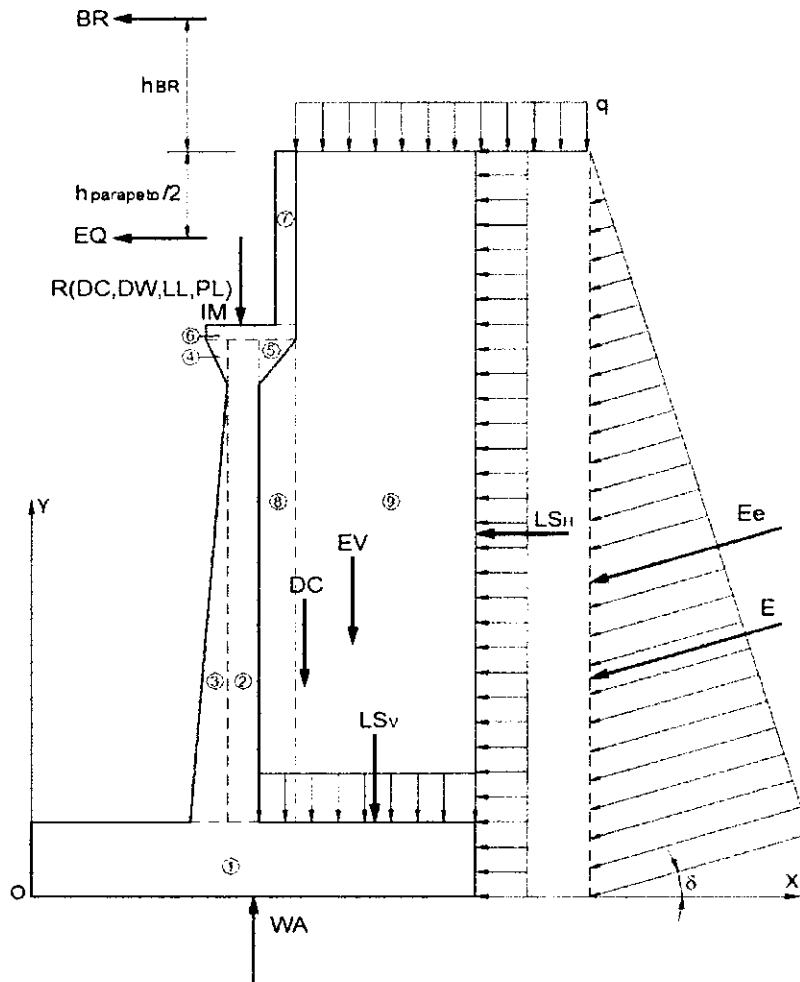
PROYECTO: PUENTE EL TIGRE
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 4,02 m (Ancho de via + veredas)
FECHA: 19/05/2014

1. DATOS PREVIOS

$\gamma_{\text{concreto}} = 2,40 \text{ Ton/m}^3$
 $\gamma_m = 1,80 \text{ Ton/m}^3$
 $\phi = 27^\circ$
 (1) $A = 0,25$
 (2) % Impacto = 20,00%
 (3) $q = 0,96 \text{ Ton/m}$

Reacciones debido a:

$R(\text{DC}) = 69,10 \text{ Ton}$
 $R(\text{DW}) = 54,40 \text{ Ton}$
 $R(\text{LL}) = 124,50 \text{ Ton}$
 $R(\text{PL}) = 9,70 \text{ Ton}$



DEFINICION DE CARGAS

PROYECTO: PUENTE EL TIGRE
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 4,02 m (Ancho de vía + veredas)
FECHA: 19/05/2014

2. PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	10,54	25,30	3,10	78,42
2	1,10	2,63	4,03	10,59
3	1,25	3,00	3,62	10,84
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
4	0,00	0,00	3,88	0,00
5	0,00	0,00	4,18	0,00
6	0,05	0,11	4,03	0,44
7	0,40	0,96	3,98	3,82
Σ	--	31,99	--	104,11
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
8	0,00	0,00	4,18	0,00
9	9,70	17,45	5,19	90,58
Σ	--	17,45	--	90,58

DC= 31,99 Ton EV= 17,45 Ton
 x= 3,25 m x= 5,19 m

3. PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC):

DC= 17,19 Ton/m
 x= 3,83 m

4. CARGA MUERTA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DW):

DW= 13,53 Ton/m
 x= 3,83 m

5. PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH Y EV):

$\delta = \phi/2 = 13,5^\circ$
 $\gamma_m = 1,80 \text{ g/cm}^3$
 (4) $K_a = 0,3395$
 $k_1 = A/2 = 0,13$
 $\theta = 7,13^\circ$
 (5) $K_e = 0,4314$

Empuje estático:

E= 12,91 Ton
 EH= 12,55 Ton
 EV= 3,01 Ton
 y= 2,17 m
 x= 6,20 m

Empuje dinámico:

Ee= 16,41 Ton
 EH_e= 15,95 Ton
 EV_e= 3,83 Ton
 $\Delta E_e = 3,49 \text{ Ton}$
 (6) y= 2,54 m
 x= 6,20 m

DEFINICION DE CARGAS

PROYECTO: PUENTE EL TIGRE
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 4,02 m (Ancho de vía + veredas)
FECHA: 19/05/2014

6. CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (LL):

LL= 30,97 Ton/m
x= 3,83 m

7. CARGA DE IMPACTO (IM):

IM= 6,19 Ton/m
x= 3,83 m

8. FUERZA DE FRENADO Y ACELERACION (BR):

BR=5%LL= 1,55 Ton
(7) hBR= 1,80 m
y= 8,30 m

9. SOBRECARGA PEATONAL PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA

PL= 2,41 Ton/m
x= 3,83 m

10. SOBRECARGA SUPERFICIAL Y DE TRAFICO (LS):

pH= 0,33 Ton/m
LSH= 2,12 Ton
y= 3,25 m
LSv= 1,94 Ton
x= 5,19 m

11. SUBPRESION DE AGUA (WA):

WA= -11,87 Ton
x= 3,10 m

12. FUERZA SISMICA (EQ):

EQ=10%DC= 1,72 Ton
y= 6,00 m

DEFINICION DE CARGAS

PROYECTO: PUENTE EL TIGRE
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 4,02 m (Ancho de vía + veredas)
FECHA: 19/05/2014

13. COMBINACION DE CARGAS

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
RESISTENCIA 1	0,90	0,65	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	0,90	1,50	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	1,25	0,65	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
EV. EXTREMO 1	0,90	0,65	1,50	1,00	0	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	0,90	1,50	1,50	1,00	0	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	1,25	0,65	1,50	1,00	0	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	1,25	1,50	1,50	1,00	0	1,00	1,00	1,00

VERIFICACION DE ESTABILIDAD

PROYECTO: PUENTE EL TIGRE
DESCRIPCION: ESTRIBO NORTE
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 4,02 m (Ancho de vía + veredas)
FECHA: 19/05/2014

1. DATOS PREVIOS

F.S.D.= 1,50 μ = 0,60
 F.S.V.= 2,00 σ = 5,20 Kg/cm²

2. FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (Ton)					
COMBINACIÓN	E _H	L _{SH}	BR	EQ	nΣF
RESISTENCIA 1	18,83	3,71	2,71	0,00	26,51
RESISTENCIA 1	18,83	3,71	2,71	0,00	26,51
RESISTENCIA 1	18,83	3,71	2,71	0,00	26,51
RESISTENCIA 1	18,83	3,71	2,71	0,00	26,51
EV. EXTREMO 1	23,93	0,00	0,00	1,72	25,65
EV. EXTREMO 1	23,93	0,00	0,00	1,72	25,65
EV. EXTREMO 1	23,93	0,00	0,00	1,72	25,65
EV. EXTREMO 1	23,93	0,00	0,00	1,72	25,65

MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)					
COMBINACIÓN	E _H	L _{SH}	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	40,80	12,05	22,49	0,00	79,11
RESISTENCIA 1	40,80	12,05	22,49	0,00	79,11
RESISTENCIA 1	40,80	12,05	22,49	0,00	79,11
RESISTENCIA 1	40,80	12,05	22,49	0,00	79,11
EV. EXTREMO 1	60,68	0,00	0,00	10,31	70,99
EV. EXTREMO 1	60,68	0,00	0,00	10,31	70,99
EV. EXTREMO 1	60,68	0,00	0,00	10,31	70,99
EV. EXTREMO 1	60,68	0,00	0,00	10,31	70,99

3. FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	44,26	8,80	54,20	10,84	4,22	27,63	3,39	-11,87	148,54
RESISTENCIA 1	44,26	20,30	54,20	10,84	4,22	27,63	3,39	-11,87	160,62
RESISTENCIA 1	61,47	8,80	54,20	10,84	4,22	27,63	3,39	-11,87	166,62
RESISTENCIA 1	61,47	20,30	54,20	10,84	4,22	27,63	3,39	-11,87	178,69
EV. EXTREMO 1	44,26	8,80	0,00	0,00	0,00	21,28	0,00	-11,87	62,47
EV. EXTREMO 1	44,26	20,30	0,00	0,00	0,00	21,28	0,00	-11,87	73,97
EV. EXTREMO 1	61,47	8,80	0,00	0,00	0,00	21,28	0,00	-11,87	79,68
EV. EXTREMO 1	61,47	20,30	0,00	0,00	0,00	21,28	0,00	-11,87	91,18

VERIFICACION DE ESTABILIDAD

PROYECTO: PUENTE EL TIGRE
DESCRIPCION: ESTRIBO NORTE
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 4,02 m (Ancho de vía + veredas)
FECHA: 19/05/2014

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣM
RESISTENCIA 1	152,95	33,69	207,58	41,52	16,17	147,51	17,61	-36,79	609,25
RESISTENCIA 1	152,95	77,74	207,58	41,52	16,17	147,51	17,61	-36,79	655,50
RESISTENCIA 1	212,43	33,69	207,58	41,52	16,17	147,51	17,61	-36,79	671,70
RESISTENCIA 1	212,43	77,74	207,58	41,52	16,17	147,51	17,61	-36,79	717,96
EV. EXTREMO 1	152,95	33,69	0,00	0,00	0,00	114,33	0,00	-36,79	264,17
EV. EXTREMO 1	152,95	77,74	0,00	0,00	0,00	114,33	0,00	-36,79	308,23
EV. EXTREMO 1	212,43	33,69	0,00	0,00	0,00	114,33	0,00	-36,79	323,65
EV. EXTREMO 1	212,43	77,74	0,00	0,00	0,00	114,33	0,00	-36,79	367,71

4. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

COMBINACION	$\mu\Sigma Fv/\Sigma Fh$	
RESISTENCIA 1	3,362	OK!
RESISTENCIA 1	3,635	OK!
RESISTENCIA 1	3,771	OK!
RESISTENCIA 1	4,044	OK!
EV. EXTREMO 1	1,461	FALLA!
EV. EXTREMO 1	1,731	OK!
EV. EXTREMO 1	1,864	OK!
EV. EXTREMO 1	2,133	OK!

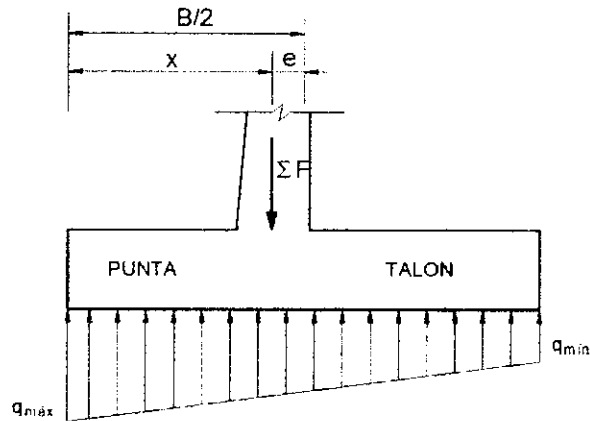
5. ESTABILIDAD AL VOLTEO

COMBINACION	$\Sigma Mr/\Sigma Ma$	
RESISTENCIA 1	7,701	OK!
RESISTENCIA 1	8,286	OK!
RESISTENCIA 1	8,491	OK!
RESISTENCIA 1	9,075	OK!
EV. EXTREMO 1	3,721	OK!
EV. EXTREMO 1	4,342	OK!
EV. EXTREMO 1	4,559	OK!
EV. EXTREMO 1	5,179	OK!

VERIFICACION DE ESTABILIDAD

PROYECTO: PUENTE EL TIGRE
DESCRIPCION: ESTRIBO NORTE
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 4,02 m (Ancho de vía + veredas)
FECHA: 19/05/2014

6. PRESIONES SOBRE EL SUELO

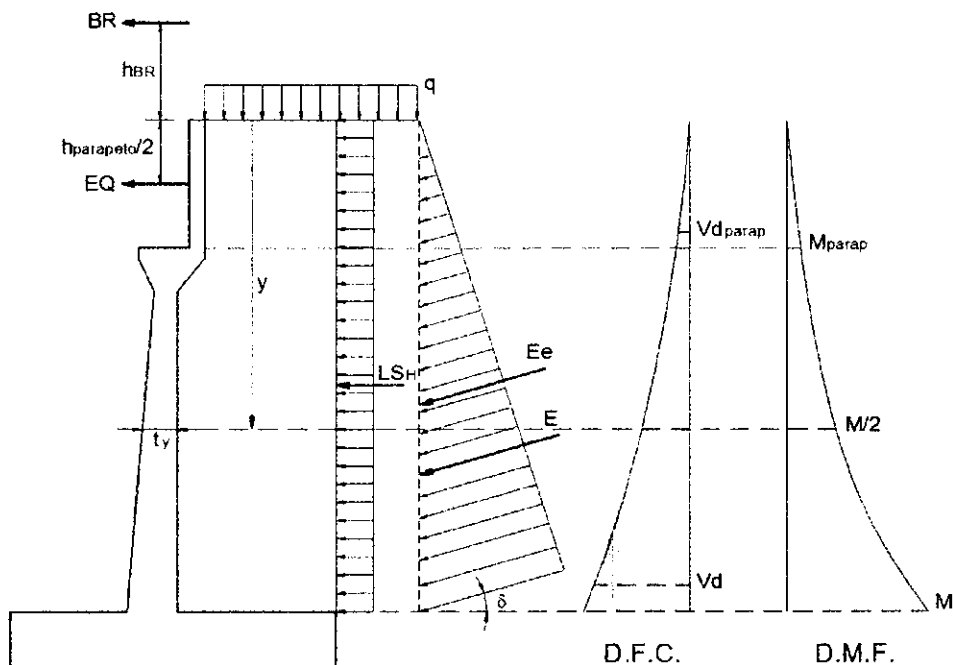


$B/6 = 1,03 \text{ m}$

COMBINACIÓN	x (m)	e (m)		qmax (Ton/m)		qmin (Ton/m)	
RESISTENCIA 1	3,569	0,469	OK!	34,83	OK!	13,09	OK!
RESISTENCIA 1	3,589	0,489	OK!	38,15	OK!	13,66	OK!
RESISTENCIA 1	3,557	0,457	OK!	38,75	OK!	15,00	OK!
RESISTENCIA 1	3,575	0,475	OK!	42,07	OK!	15,57	OK!
EV. EXTREMO 1	3,092	0,008	OK!	10,15	OK!	10,00	OK!
EV. EXTREMO 1	3,207	0,107	OK!	13,17	OK!	10,70	OK!
EV. EXTREMO 1	3,171	0,071	OK!	13,73	OK!	11,97	OK!
EV. EXTREMO 1	3,254	0,154	OK!	16,90	OK!	12,52	OK!

ANALISIS ESTRUCTURAL

PROYECTO: PUENTE EL TIGRE
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 4,02 m
FECHA: 19/05/2014



1. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO DE DISEÑO (EN LA BASE DE LA PANTALLA)

$y = 4,80 \text{ m}$

COMBINACIÓN	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	E _H	L _{S_H}	BR	EQ	nΣVd
RESISTENCIA 1	9,97	2,70	2,71	0,00	16,15
RESISTENCIA 1	9,97	2,70	2,71	0,00	16,15
RESISTENCIA 1	9,97	2,70	2,71	0,00	16,15
RESISTENCIA 1	9,97	2,70	2,71	0,00	16,15
EV. EXTREMO 1	12,67	0,00	0,00	1,72	14,39
EV. EXTREMO 1	12,67	0,00	0,00	1,72	14,39
EV. EXTREMO 1	12,67	0,00	0,00	1,72	14,39
EV. EXTREMO 1	12,67	0,00	0,00	1,72	14,39

COMBINACIÓN	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
	E _H	L _{S_H}	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	16,43	6,57	17,89	0,00	42,93
RESISTENCIA 1	16,43	6,57	17,89	0,00	42,93
RESISTENCIA 1	16,43	6,57	17,89	0,00	42,93
RESISTENCIA 1	16,43	6,57	17,89	0,00	42,93
EV. EXTREMO 1	24,44	0,00	0,00	6,53	30,97
EV. EXTREMO 1	24,44	0,00	0,00	6,53	30,97
EV. EXTREMO 1	24,44	0,00	0,00	6,53	30,97
EV. EXTREMO 1	24,44	0,00	0,00	6,53	30,97

ANALISIS ESTRUCTURAL

PROYECTO: PUENTE EL TIGRE
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 4,02 m
FECHA: 19/05/2014

2. UBICACIÓN DE M/2 PARA EL CORTE DEL ACERO:

$y = 2,820$ m
 $t_y = 0,597$ m
 $M_u = 42,93$ Ton-m
 $M_u/2 = 21,48$ Ton-m OK!

COMBINACIÓN	MOMENTO M/2 (Ton-m)				
	E _H	L _S H	BR	EQ	nΣ(M/2)
RESISTENCIA 1	5,67	2,27	12,52	0,00	21,48
RESISTENCIA 1	5,67	2,27	12,52	0,00	21,48
RESISTENCIA 1	5,67	2,27	12,52	0,00	21,48
RESISTENCIA 1	5,67	2,27	12,52	0,00	21,48
EV. EXTREMO 1	8,43	0,00	0,00	3,13	11,56
EV. EXTREMO 1	8,43	0,00	0,00	3,13	11,56
EV. EXTREMO 1	8,43	0,00	0,00	3,13	11,56
EV. EXTREMO 1	8,43	0,00	0,00	3,13	11,56

3. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE DEL PARAPETO

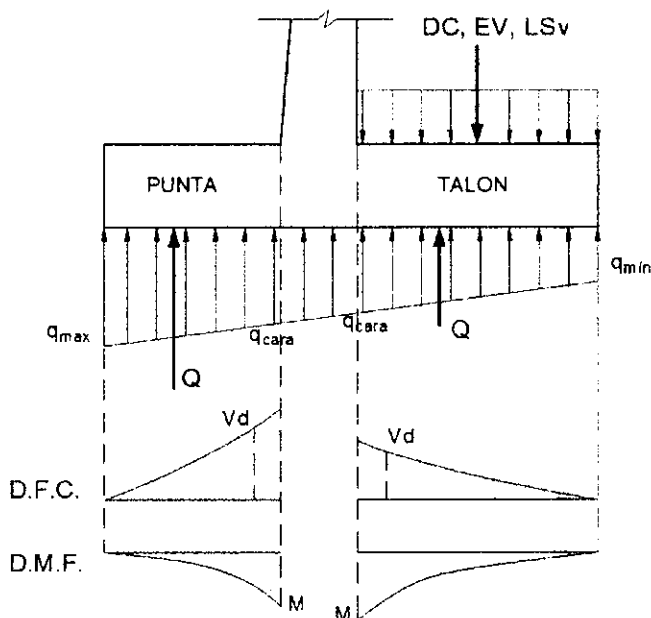
COMBINACIÓN	CORTANTE V _{dparap} (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	E _H	L _S H	BR	EQ	nΣV _d
RESISTENCIA 1	0,39	0,53	2,71	0,00	3,81
RESISTENCIA 1	0,39	0,53	2,71	0,00	3,81
RESISTENCIA 1	0,39	0,53	2,71	0,00	3,81
RESISTENCIA 1	0,39	0,53	2,71	0,00	3,81
EV. EXTREMO 1	0,49	0,00	0,00	1,72	2,21
EV. EXTREMO 1	0,49	0,00	0,00	1,72	2,21
EV. EXTREMO 1	0,49	0,00	0,00	1,72	2,21
EV. EXTREMO 1	0,49	0,00	0,00	1,72	2,21

COMBINACIÓN	MOMENTO M _{parap} (Ton-m) - MÁXIMO				
	E _H	L _S H	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	0,71	0,29	7,59	0,00	9,02
RESISTENCIA 1	0,71	0,29	7,59	0,00	9,02
RESISTENCIA 1	0,71	0,29	7,59	0,00	9,02
RESISTENCIA 1	0,71	0,29	7,59	0,00	9,02
EV. EXTREMO 1	1,06	0,00	0,00	0,86	1,92
EV. EXTREMO 1	1,06	0,00	0,00	0,86	1,92
EV. EXTREMO 1	1,06	0,00	0,00	0,86	1,92
EV. EXTREMO 1	1,06	0,00	0,00	0,86	1,92

ANALISIS ESTRUCTURAL

PROYECTO: PUENTE EL TIGRE
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 4,02 m
FECHA: 19/05/2014

4. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALON DE LA ZAPATA



COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	CORTANTE V_d (Ton) - A "d" DE LA CARA				
		DC	LSv	EV	Q	$n\Sigma V_d$
RESISTENCIA 1	20,171	-7,16	-3,39	-23,56	53,63	20,49
RESISTENCIA 1	21,640	-7,16	-3,39	-23,56	58,30	25,39
RESISTENCIA 1	22,737	-9,95	-3,39	-23,56	59,95	24,20
RESISTENCIA 1	24,205	-9,95	-3,39	-23,56	64,62	29,11
EV. EXTREMO 1	10,050	-7,16	0,00	-17,45	19,70	-4,92
EV. EXTREMO 1	11,500	-7,16	0,00	-17,45	24,05	-0,56
EV. EXTREMO 1	12,545	-9,95	0,00	-17,45	25,62	-1,78
EV. EXTREMO 1	13,944	-9,95	0,00	-17,45	30,07	2,67

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
		DC	LSv	EV	Q	$n\Sigma M$
RESISTENCIA 1	20,171	-7,49	-3,43	-23,80	61,09	27,69
RESISTENCIA 1	21,640	-7,49	-3,43	-23,80	66,61	33,49
RESISTENCIA 1	22,737	-10,41	-3,43	-23,80	68,17	32,06
RESISTENCIA 1	24,205	-10,41	-3,43	-23,80	73,69	37,86
EV. EXTREMO 1	10,050	-7,49	0,00	-17,63	20,64	-4,48
EV. EXTREMO 1	11,500	-7,49	0,00	-17,63	25,73	0,61
EV. EXTREMO 1	12,545	-10,41	0,00	-17,63	27,21	-0,82
EV. EXTREMO 1	13,944	-10,41	0,00	-17,63	32,47	4,43

ANALISIS ESTRUCTURAL

PROYECTO: PUENTE EL TIGRE
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 4,02 m
FECHA: 19/05/2014

5. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA PUNTA DE LA ZAPATA

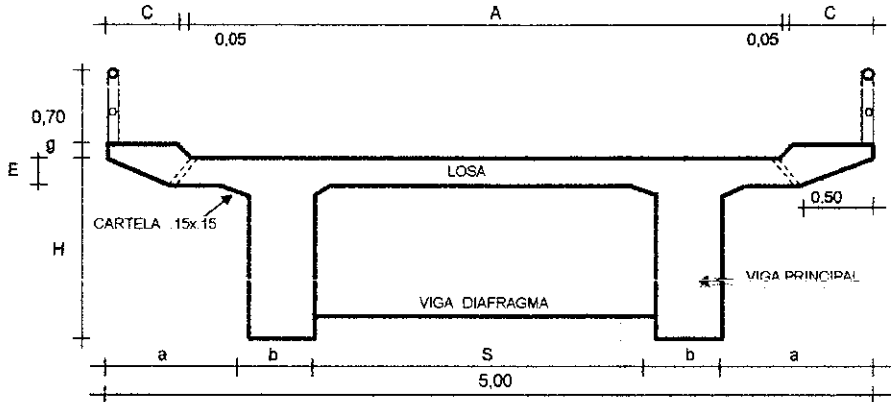
COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA		
		DC	Q	nΣV
RESISTENCIA 1	23,959	-11,13	89,06	81,84
RESISTENCIA 1	25,907	-11,13	97,05	90,22
RESISTENCIA 1	26,874	-15,45	99,42	88,16
RESISTENCIA 1	28,822	-15,45	107,40	96,55
EV. EXTREMO 1	10,076	-11,13	30,64	19,52
EV. EXTREMO 1	11,931	-11,13	38,02	26,90
EV. EXTREMO 1	12,852	-15,45	40,28	24,82
EV. EXTREMO 1	14,707	-15,45	47,88	32,43

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO		
		DC	Q	nΣM
RESISTENCIA 1	23,959	-17,64	184,77	175,48
RESISTENCIA 1	25,907	-17,64	202,95	194,57
RESISTENCIA 1	26,874	-24,51	205,20	189,73
RESISTENCIA 1	28,822	-24,51	223,38	208,82
EV. EXTREMO 1	10,076	-17,64	48,89	31,25
EV. EXTREMO 1	11,931	-17,64	65,25	47,60
EV. EXTREMO 1	12,852	-24,51	67,40	42,89
EV. EXTREMO 1	14,707	-24,51	84,71	60,20

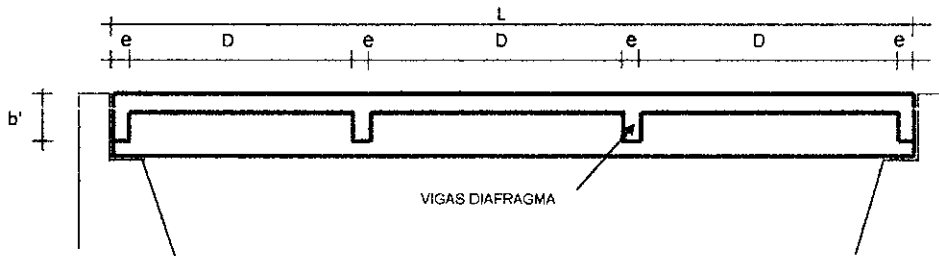
COMPROBACIÓN DE DISEÑO PUENTE VIGA-LOSA EL TIGRE

I.- PREDIMENSIONAMIENTO : Puente simplemente apoyado

SECCION TIPICA:



Longitud Total del Puente	Lt (m) =	14,80	Número Vigas Diafragma	N =	4	
Ancho de Cajuela		0,60	Peralte Vigas Diafragma	b' =	0,50	
Luz de Cálculo del Puente	L (m) =	10,40	Ancho Vigas Diafragma	e =	0,20	
Ancho de Vía	4,04	A (m) =	4,04	Dist. entre Vigas Diafrag.	D =	4,21
Peralte Viga Princ.	0,9408	H (m) =	1,00			
Ancho Viga Princ.	0,4-0,6	b (m) =	0,40			
Separación Vigas Princ.		S (m) =	0,88	TREN DE CARGAS		C3295
Espesor Losa	0,18	E (m) =	0,18	Concreto	f _c =	285 kg/cm ²
Ancho Vereda	0,60	C (m) =	0,50	Acero	f _y =	4200 kg/cm ²
Espesor Vereda	0,20	g (m) =	0,15	Luz Libre del Puente:		12,84 m.
Longitud Volado		a (m) =	0,50			



II.- DISEÑO DE LA LOSA :

La armadura principal de la Losa será en sentido perpendicular al tránsito.

2.1. ARMADURA PRINCIPAL TRAMO INTERIOR

Momento por Peso Propio (Md) :

- Metrado de Cargas (para 1 m. de ancho):

$$\begin{aligned} P. \text{ propio} &= (1m.) \cdot (E) \cdot (2.4 \text{ T/m}^3) && 0,36 \\ \text{Asfalto} &= (1m.) \cdot (0.05) \cdot (2.0 \text{ T/m}^3) && 0,10 \\ \hline Wd &= && 0,46 \text{ T/m} \end{aligned}$$

- Suponiendo un coeficiente 1/10 para los momentos (+) y (-):

$$Md = [Wd \cdot (S)^2 / 10] \implies Md = 0,035622 \text{ T.m} \quad +/-$$

Momento por Sobrecarga (MI) :

- Como es una losa armada perpendicularmente al sentido del tráfico:

$$MI = (S+0.61) P / 9.74 \quad (P: \text{Carga de rueda más pesada} : \text{HS-20} \quad 9,8 \text{ T.})$$

$$MI = 1,4686 \text{ T.m}$$

- Como existe continuidad entre losa y viga se recomienda afectar al momento de factores:

$$\begin{aligned} \text{Mom. positivo} &= 0.80 MI && \implies + MI = 1,174867 \text{ T.m} \\ \text{Mom. negativo} &= 0.90 MI && \implies - MI = 1,321725 \text{ T.m} \end{aligned}$$

Momento por Impacto (Mi) :

- Coeficiente de Impacto :

$$I = 15.24 / (S+38) = 0,39$$

$$I <= 0,30 \quad \text{Menor Valor} \implies I = 0,30$$

- Momentos :

$$\begin{aligned} \text{Mom. positivo} &= I MI+ && \implies + MI = 0,35246 \text{ T.m} \\ \text{Mom. negativo} &= I MI- && \implies - MI = 0,396517 \text{ T.m} \end{aligned}$$

Verificación del peralte : (Diseño por Servicio o Esfuerzos de Trabajo)

- Momentos por Servicio:

$$M = Md + MI + Mi \quad (\text{Momento flector})$$

$$\begin{aligned} \text{Mom. positivo} &= && \implies + M = 1,562949 \text{ T.m} \\ \text{Mom. negativo} &= && \implies - M = 1,753865 \text{ T.m} \end{aligned}$$

- Peralte mínimo : $d = [(2 \cdot M) / (F_c \cdot K \cdot J \cdot b)]^{1/2}$

donde:

$$\begin{aligned} b &= 1 \text{ m.} && = && 100 \text{ cm} \\ F_c &= 0.4 f_c && = && 0.40 \times 284.62 = 113.848 \text{ Kg/cm}^2 \\ F_s &= 0.4 f_y && = && 0.40 \times 4200 = 1680 \text{ Kg/cm}^2 \\ E_s &= && && 2100000 \text{ Kg/cm}^2 \\ E_c &= 15000 \text{ Raiz}(f_c) && = && 253060 \text{ Kg/cm}^2 \\ n &= E_s / E_c && = && 8 > 6 \text{ O.K.} \\ r &= F_s / F_c && = && 15 \\ K &= n / (n+r) && = && 0,3599 \\ J &= 1 - K/3 && = && 0,8800 \\ \implies d &= && 9,31 \text{ cm.} &< & E = 15,00 \text{ cm} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

Admitiendo un recubrimiento de 2" (5 cm) y suponiendo el empleo de fierro de 5/8" = 1,59 cm

$$\begin{aligned} \text{el Peralte sería:} & E - 5.00 - 1,59 / 2 = 9,21 \text{ cm} \\ \text{Consideremos para el diseño} & \quad \quad \quad \boxed{d = 9,00 \text{ cm}} \end{aligned}$$

Diseño por Rotura :

- Momento Ultimo Resistente :

$$Mu = 1.30 [Md + 1.67(MI + Mi)]$$

$$\begin{aligned} \text{Mom. positivo} &= && \implies + Mu = 3,362135 \text{ T.m} \\ \text{Mom. negativo} &= && \implies - Mu = 3,776613 \text{ T.m} \end{aligned}$$

- Acero :

$$Mu = \phi \cdot As \cdot f_y \cdot [d - (\phi \cdot f_y) / (1.70 \cdot f_c \cdot b)]$$

$$\implies As = (f_c \cdot b \cdot d) / f_y [0.85 - \text{Raiz}(0.7225 - 1.70 \cdot (Mu) / (\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2))]$$

- Acero positivo : (por 1 m. de ancho de losa)

$$+As = 11,06 \text{ cm}^2$$

Verificando la cantidad mínima por cuantía:

$$As_{min} = 14 / f_y \cdot b \cdot d \implies As_{min} = 3,00000 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} < +As \quad \text{O.K.}$$

Considerando acero de 5/8" = 0,625 cm, el espaciamiento de las barras será:

$$s = (A_v \cdot b) / As \implies s = 18,08 \text{ cm}$$

$$\text{Acero positivo :} \quad \boxed{5/8" @ 18 \text{ cm}}$$

- Acero negativo : (por 1 m. de ancho de losa)

$$-As = 12,64 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} < -As \quad \text{O.K.}$$

Considerando acero de 5/8" = 0,625 cm, el espaciamiento de las barras será:

$$s = (A_v \cdot b) / As \implies s = 15,82 \text{ cm}$$

$$\text{Acero negativo :} \quad \boxed{5/8" @ 16 \text{ cm}}$$

2.2. ARMADURA PRINCIPAL TRAMO EN VOLADIZO

Momento por Peso Propio (Md) :		Por metro de longitud.		
Sección	Carga (T)	Dist. (m)	Momento (T.m)	
1	(C)(0.20)(1)(2.4)	0,240	0,250	0,060
2	(0.05/2)(0.20)(1)(2.40)	0,012	-0,017	0,000
3	(0.50)(E/2)(1)(2.40)	0,090	0,167	0,015
4	(a-0.50)(E)(1)(2.40)	0,000	0,000	0,000
5	(0.15)(0.15)(1)(2.40)	0,054	0,050	0,003
Asfalto	(a-C-0.05)(0.05)(1)(2.00)	-0,005	-0,025	0,000
Baranda	0,150	0,150	0,425	0,064
====>			Md =	0,141 T.m

Momento por Sobrecarga (Mi) :

- Como es una losa armada perpendicularmente al sentido del tráfico:

Ancho Efectivo : $E = (0.80)(X) + 1.143$ $E =$ 0,86 m.

(distancia cara Viga a Rueda : $X =$ -0,35 m)

Momento resultante : $Mi = (P)(X) / E$ $Mi =$ -3,893 T.m

(P: Carga de rueda más pesada : HS-20 $9,6 T.$)

Momento por Impacto (Mi) :

$Mi = (I)(Mi)$ ====> $Mi =$ -1,188 T.m

Diseño por Rotura :

- Momento Ultimo Resistente :

$Mu = 1.30 [Md + 1.67(Mi + Mi)]$ ====> $Mu =$ -10,805 T.m

- Acero :

Resolviendo ====> $As =$ -25,492 cm²

$As_{min} = 14/fy b.d =$ 3,000 cm² ====> $As =$ 3,000 cm²

Considerando acero de Falso ====> $As =$ 3,000 cm²

$s = (Av. b) / As$ ====> $s =$ 66,67 cm el espaciamiento de las barras será.

Acero : ====> $s =$ 66,67 cm

5/8 " @ 67 cm

2.3. ACERO DE REPARTICION :

Como el Acero principal es perpendicular al tráfico:

$\% Asr = 121 / (L)^{0.5} < 67 \% As$ ====> $\% Asr =$ 33,77 \% As

$\% Asr < 67 \% As$ O.K.

====> Acero de Repartición : ====> $Asr =$ 4,289 cm²

Considerando acero de Falso ====> $Asr =$ 4,289 cm² el espaciamiento de las barras será.

$s = (Av. b) / As$ ====> $s =$ 30,22 cm

1/2 " @ 30 cm

2.4. ACERO DE TEMPERATURA :

$Ast = 0.0018 b E > 2.64 cm^2$ ====> $Ast =$ 2,700 cm²

$Ast > 2.64 cm^2$ O.K.

Considerando acero de Falso ====> $Ast =$ 2,700 cm² el espaciamiento de las barras será.

$s = (Av. b) / As$ ====> $s =$ 26,30 cm

3/8 " @ 26 cm

III.- DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES.

Se tiene dos Vigas Principales en el sentido del tráfico.

3.1. ARMADURA PRINCIPAL VIGA EXTERIOR

Momento por Peso Propio (Md) :

- Metrado de Cargas (por metro de losa y viga).

pp losa = $(E)(a-0.5+S/2+b)(2.4 T/m^3)$ 0,310

pp viga = $[(H-E)(b)+0.15^2](2.4 T/m^3)$ 0,911

Asfalto = $(0.05)(A/2)(2.0 T/m^3)$ 0,202

Acera = $(0.65)(0.4 T/m^2)$ 0,260

Volado = $(0.20^2 C + 0.005 + 0.25^2 E)(2.4 T/m^3)$ 0,342

$Wd =$ **2,024 T/m**

- Aporte de las Vigas Diafragma
pp Viga Diafrag. (b)(e)(S/2)(2.4 T/m3) ==> Wv = 0,1056 T.
Número de Vigas Diafragma: N = 4
- Cálculo del Md para la sección al centro de la luz (sección crítica)
Según Diag. de Línea de Influencia de momentos en el caso de 4 Vigas Diafrag. se tiene:
Md = Wd(L^2/8) + Wv(2L/6) ==> Md = 46,182 T.m

Momento por Sobrecarga (MI) :

- Coeficiente de Concentración de carga (Cc) :
Para este caso de Puente de un carril y cargas HS-20 se tiene:
 $R = [1 + 0.70/(S+b)] P$
==> $Cc = [1 + 0.70/(S+b)]$ ==> Cc = 1,538
- Momento máximo por eje de rueda en la sección crítica (a 0.70 m. del centro)
Según Diagrama de Línea de Influencia de momentos para este caso se tiene:
 $Ms/c = Cc [P/2 (2.25L^2 - 10.5L + 4.41) / L]$
donde : P = 3,629 T. ==> Ms/c = 56,021 T.m (Por Viga)
- Momento por Sobrecarga Equivalente
Considerando la Sobrecarga del Reglamento, situando la carga de cuchilla en la posición crítica (a la mitad de la long. del puente)
 $Meq = [9/4L + 0.96 (L^2)/8] / 2$ ==> Meq = 25,958 T.m (Por Viga)
- Momento por Sobrecarga (Mi):
Tomamos el mayor ==> Mi = 56,021 T.m

Momento por Impacto (Mi) :

- Coeficiente de Impacto :
 $I = 15.24/(L+38) = 0.30$
 $I \leq 0.30$ ==> I = 0,30
==> Mi = 16,597 T.m

DISEÑO VIGA T

Verificación del peralte : (Diseño por Servicio o Esfuerzos de Trabajo)

- Momento por Servicio:
 $M = Md + MI + Mi$ ==> M = 118,801 T.m

- Peralte mínimo :

$$d = [(2.M)/(F_c.K.J.b)]^{1/2}$$

donde:

b = Menor valor de las siguientes expresiones:

$$b \leq L/4 \implies b \leq 3,36 \text{ m}$$

$$(b-bw) \leq 16 hf \implies b \leq 2,82 \text{ m}$$

$$b \leq bw + S \implies b \leq 1,30 \text{ m}$$

Asumiendo b = 1,30 m Suponiendo que el eje neutro se halla dentro del ala (C < E) realizamos los cálculos como si fuera una viga rectangular de ancho b = 130 cm

Peralte :

$$d = 71,19 \text{ cm.} < H = 100,00 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

$$d = 90,00 \text{ cm}$$

Consideremos para el diseño

- Area del Acero : (Por servicio)

$$As = M/(Fs.J.d) \implies As = 89,28413 \text{ cm}^2$$

- Verificamos la cuantía :

Cuantía balanceada:

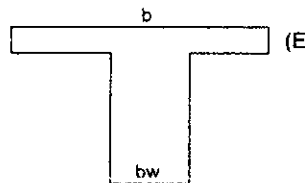
$$pb = (0.85 f_c \beta_s) / f_y \cdot (0.003 Es) / (0.003 Es + f_y) \implies pb = 0,0294$$

$$\beta_s = 0.85$$

$$\text{Cuantía máxima: } p_{max} = 0.75 pb \implies p_{max} = 0,0220$$

$$\text{Cuantía de la Viga: } p = As/(b.d) \implies p = 0,0076$$

$$\implies p < p_{max} \quad \text{O.K.}$$



Diseño por Rotura :

- Momento Último Resistente :

$$Mu = 1.30 [Md + 1.67(MI + Mi)] \implies Mu = 217,6911 \text{ T.m}$$

- Acero :

$$Mu = \phi \cdot As \cdot f_y \cdot [d - (As \cdot f_y) / (1.70 f_c \cdot b)] \quad \phi = 0,90$$

$$\implies As = (f_c \cdot b \cdot d) / f_y [0.85 - \text{Raiz}(0.7225 - 1.70(Mu) / (\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2))]$$

Resolviendo:

$$As = 67,35 \text{ cm}^2$$

En este caso la Cuantía de la Viga estará indicada como:

$$p = As/(b.d) \implies p = 0,0058 < p_{max} \quad \text{O.K.}$$

Para no verificar deflexiones:

$$p_{max} = 0.18 f_c / f_y \implies p_{max} = 0,0122 > p \quad \text{O.K.}$$

Verificación del Eje Neutro:

$$a = (As \cdot f_y) / (0.85 f_c \cdot d) = \implies a = 8,96478 \text{ cm.} < E = 15,00 \text{ O.K.}$$

Es correcto el diseño de la Viga como Rectangular pues el Eje neutro se halla en el ala de la Viga

Verificación por Fatiga en Servicio:

Momento por servicio máximo: $M = M_d + M_l + M_i = 118,801 \text{ T.m}$
 $f_s \text{ max} = M / (A_s \cdot J \cdot d) \implies f_s \text{ max} = 2226,968 \text{ Kg/cm}^2$
 Momento por servicio mínimo: $M_{\text{min}} = M_d = 46,182 \text{ T.m}$
 $f_s \text{ min} = M_{\text{min}} / (A_s \cdot J \cdot d) \implies f_s \text{ min} = 865,710 \text{ Kg/cm}^2$
 Rango de Esfuerzos actuantes: $f_{ac} = (f_s \text{ max}) - (f_s \text{ min}) \implies f_{ac} = 1361,259 \text{ Kg/cm}^2$
 Rango de Esfuerzos admisibles: $f_{ad} = 1635,36 - 0,36(f_s \text{ min}) \implies f_{ad} = 1323,705 \text{ Kg/cm}^2$
 $\implies f_{ad} < f_{ac} \dots\dots \text{FALSO}$

Distribución del Acero:

Si consideramos barras de $\varnothing = 1 \text{ "}$ cm2 entonces el número de barras será:

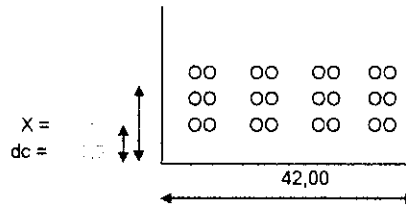
N° varillas	1 "	=	14
-------------	-----	---	----

En este caso el acero se distribuirá en capas y se considerará

2x	Varillas \varnothing	1 "
As = (122,40 cm2)		

Verificación por Agrietamiento:

Para condiciones severas de exposición:
 $Z = 23000 \text{ Kg/cm}^2$
 El valor de A es: $A = 2 \cdot X \cdot b / (N^\circ \text{ barras})$
 $A = 52,5$
 Máximo esfuerzo admisible: $F_s \text{ max} = Z / (d \cdot c \cdot A)^{1/3}$
 $F_s \text{ max adm} = 3138,01 \text{ kg/cm}^2$
 Máximo esfuerzo actuante: $F_s \text{ max} = M / (A_s \cdot d \cdot J)$
 $F_s \text{ max act} = 1225,47 \text{ kg/cm}^2$
 $\implies F_s \text{ max act} < F_s \text{ max adm} \dots\dots \text{O.K.}$



3.2. VERIFICACION POR CORTE.

Por Peso propio:

El Esfuerzo Cortante por Peso Propio (V_d) para este caso de 4 Diafragmas será:
 $V_d = W_d \cdot L / 2 + W_v \cdot (1 + 2/3 + 1/3) \implies V_d = 13,815 \text{ T.}$

Por Sobrecarga de HS-20 :

El Esfuerzo Cortante por Sobrecarga (V_l) está dado por la siguiente relación:
 $V_l = C_c \{ 4 \cdot P + 4 \cdot P \cdot (L - 4 \cdot 20) / L + P \cdot (L - 8 \cdot 40) / L \}$
 P : Carga por rueda de eje delantero = $3,629 / 2 \text{ Kg} \implies > P = 1,8145 \text{ T.}$
 $\implies V_l = 19,889712 \text{ T.}$

Por Impacto:

El Esfuerzo Cortante por Impacto (V_i) será:
 $V_i = I \cdot V_l \implies V_i = 5,892675 \text{ T.}$

Diseño por Rotura :

Esfuerzo Cortante total (V_u):
 $V_u = 1,30 [V_d + 1,67(V_l + V_i)] \implies V_u = 73,93328 \text{ T.}$
 Esfuerzo Cortante Nominal (V'_u):
 $V'_u = V_u / (\varnothing \cdot b \cdot d) \implies V'_u = 7,434 \text{ kg/cm}^2$
 Esfuerzo Cortante Resistente del Concreto (V_c):
 $V_c = \varnothing [0,5 (f_c)^{0,5} + 175 \cdot p \cdot V_u \cdot d / M_u]$
 para Esfuerzo cortante: $\varnothing = 0,85 \implies V_c = 7,173 \text{ kg/cm}^2$
 $\implies V_c > V'_u \dots\dots \text{O.K.}$

Como $V'_u < V_c$, teóricamente no se requiere refuerzo en el Alma, pese a ello colocaremos acero mínimo con estribos de $\varnothing = 1 \text{ "}$ cm2 haciendo un área de:
 $A_v = 2 \times a_s = 2,54 \text{ cm}^2$
 siendo el espaciamiento:
 $S = (A_v \cdot f_y) / [(V_u - V_c) \cdot b] \implies S = -971 \text{ cm.}$

3.3. ACERO LATERAL

Como la Viga tiene más de dos pies (0.61 m.), será conveniente colocar Acero lateral en una cantidad de :

$$As \text{ lat.} = 0.10 (As) \quad ==> \quad As \text{ lat} = 6,735 \text{ cm}^2.$$

El espaciamiento entre barras deberá cumplir:

$$S \leq 30 \text{ cm.} \quad ; \quad S \leq bw = 42 \text{ cm}$$

escogeremos $S = 30 \text{ cm.}$

La altura libre del nervio es : **85,00** cm., estimando 10 cm. en la parte superior e inferior nos resta **65** cm. lo cual hace: **3** fierros

Como se dispondrá a ambos lados, la cantidad total de fierros es $n = 6$ por lo que cada uno será:

$$Av = (As \text{ lat}) / n = 1,123 \text{ cm}^2 = 1 \emptyset = \text{cm}^2$$

Entonces dispondremos, a ambos lados del nervio de la Viga : **3** fierros de **1/2"**

IV.- DISEÑO DE VIGAS DIAFRAGMA

4.1. ACERO PRINCIPAL

El Momento flector que deben soportar los Diafragmas es igual al Momento Torsor que deben soportar las Vigas principales a lo largo del area de influencia de cada diafragma.

El Momento torsor en las Vigas principales es una fracción del Momento Flector negativo que se genera en la losa en sus apoyos en las vigas.

El Momento flector con el que debe diseñarse cada Diafragma es el siguiente:

$$M = T + Mpp$$

donde:

T : Momento flector en las vigas principales a lo largo del área de influencia

$$T = 0.70 \{ (-) \text{Mom max losa} \} D$$

Mom max losa : Momento flector negativo máximo de diseño de la losa /m de ancho

Mpp: Momento por peso propio de la Viga diafragma.

$$Wpp = (b')(e)(2.40 \text{ T/m}^3) = 0,240 \text{ T/m}$$

$$Mpp = Wpp(S^2/10) \quad ==> \quad Mpp = 0,01859 \text{ T.m}$$

entonces:

$$M = T + Mpp \quad ; \quad T = 11,6672 \text{ T.m} \quad ==> \quad M = 11,686 \text{ T.m}$$

$$As = (fc \cdot b \cdot d) / fy [0.85 - \text{Raiz}(0.7225 - 1.70(Mi) / (\emptyset \cdot fc \cdot b \cdot d^2))]$$

$$b = 20,00 \text{ cm.} \quad ; \quad d = 44 \text{ cm.}$$

$$As = 7,60 \text{ cm}^2$$

Considerando acero de $\emptyset = 5/8"$ cm2

N° varillas	5/8"	=	4
-------------	------	---	---



ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página

RESUMEN Y CONCLUSIONES PUENTE EL TIGRE

El puente que permite el paso en el sector EL TIGRE, sobre el río Consota, se encuentra en **BUEN ESTADO ESTRUCTURAL**; no obstante su análisis de patología, hidráulico y demás disciplinas que intervinieron en este estudio, dieron como resultado la necesidad de intervenirlo con algunas actividades y obras que se presentan y se plasman en planos, presupuestos y otros documentos, para mejorar su estado, extender su vida útil, y hacer más seguro su uso; todo lo anterior sin perjuicio de la necesidad de construir otro puente paralelo y adyacente a este para permitir el flujo constante de vehículos en dos sentidos.



ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página

PUENTE CORALES-GAMMA

DESCRIPCIÓN GENERAL

El puente se clasifica como isostático, de una sola luz de aprox 16,3 m.

Su gálibo aprox es de 3,90 m



Foto N° 1. Vista general del puente.

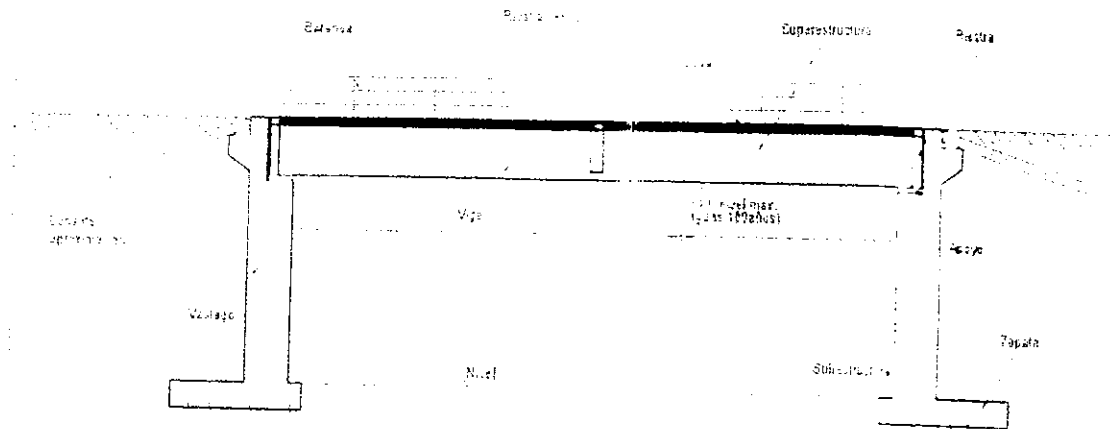


Figura N°1 Esquema general partes de un puente



SUPERESTRUCTURA

Corresponde en su **superestructura** a un puente del tipo: T-beams o de vigas en T, en concreto reforzado, son útiles para sobrepasar obstáculos de longitudes entre 5 m y 20m aprox. Sus Ventajas: Son más rígidos y tienen menos vibraciones. Los puentes de concreto no requieren de mayor conservación. Utilizan los materiales de la región y no tienen problemas de transporte de vigas y de montaje en caso de ser necesario. Sus desventajas: Su principal desventaja, puede ser que requiere obra falsa o cimbra, la cual debe permanecer en el sitio hasta que el concreto alcance su fraguado.

La estructura en cuestión está conformado por TRES vigas longitudinales que salvan el obstáculo natural, con sección transversal de 0,42 m x 1,1 m, separadas 2,74 m, y con base en algunos ensayos efectuados, comprobaciones y consulta de diseños de este tipo de obras en la región, su flejes tiene ϕ N° 4 (1/2") cada 7 cm cerca de los apoyos, y con 8 varillas de refuerzo N°7 (7/8") en la cara inferior puestas en dos niveles y con un tablero o placa superior en concreto reforzado con varillas N° 5 (5/8") cada 15 cm en el sentido transversal tanto en momento positivo como negativo, las varillas longitudinales también N° 5 cada 20, Posee vigas de arriostamiento de 0,2 *0,8 diviendo la luz en tercios. (ver planos y geometría).

SUBESTRUCTURA

Está compuesta por estribos en concreto, de espesores variables no menor en su parte superior a 60 cm, las aletas también son en concreto de no menos de 30 cm de espesor.

CIMENTACIÓN

Su cimentación es superficial, desconociéndose su geometría, se hace proyección de la misma con base en "Obras de drenaje y protección para carreteras" Departamento de Risaralda, Secretaría de Obras públicas, División técnica. Su comportamiento ha sido bueno.

SECCIÓN TRANSVERSAL

- Carretera secundaria
- Terreno ondulado y vel de diseño de 40 km/h



ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página

- Para un ancho libre de la calzada de 7.3 m
- Sin Bermas, con andén de 1,5m sector Occidental y pasarela metálica lado oriental de 1.1m
- Ancho del bordillo 0.2 m
- Total de la sección transversal es de 9,11 m
- Espesor de la placa en concreto 0,2 m

PROCESO CONSTRUCTIVO

Para este puente, su proceso constructivo fue "in situ".

Según lo observado en este puente se respetaron en general, las buenas prácticas para su construcción, siguiendo estos pasos: el montaje de los elementos de apoyo, la construcción del encofrado, el armado del acero de refuerzo, cimentación, estribos, superestructura; se realizó desencofrado, con barandas costado occidental y oriental con columnas en concreto y pasamanos metálicos que requieren ambos mantenimiento; los desagües verticales superiores en el tablero deben ser protegidos y alargarlos un poco más para que no sean fuente de constante arrastre por la superficie del tablero antes de caer al río.

INSPECCION VISUAL DEL PUENTE POSIBLES AFECTACIONES EN SU CAPACIDAD RESISTENTE Y FUNCIONAL

El puente se encuentra salvando un obstáculo sobre el río Consota de aprox 16,30 m, sobre una carretera de acceso pavimentado en concreto hidráulico rígido, con aproximaciones un poco irregulares.



Foto N° 2 Estado actual superficie tablero y acceso



ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página

Los estribos se ven en buen estado de conservación, geometría, verticalidad, y sin fisuras aparentes, con seguridad la zona en contacto con el río esta desgastada.

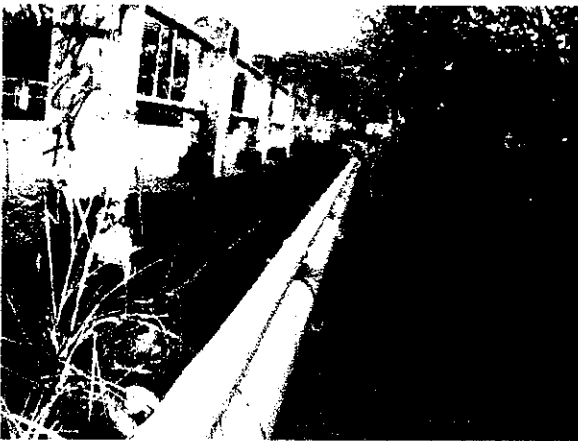


Foto N° 3 Estribo sur



Foto N° 4 Estribo norte



Foto N° 5 Cimentación, zona de protección estribo, sumergida



ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página



Foto N° 6 Desagües próximos al puente, requieren mantenimiento

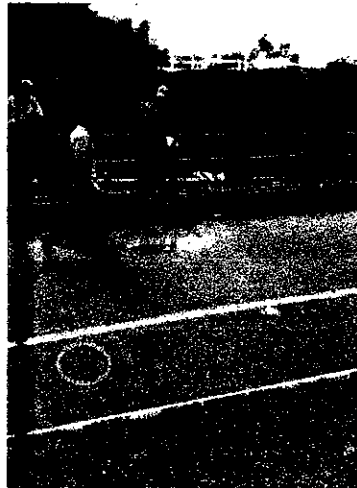


Foto N° 7 los desagües verticales superiores en el tablero deben ser protegidos y alargarlos un poco mas para que no sean fuente de constante arrastre por la superficie del tablero antes de caer al rio.



Foto N° 8 Nótese estribo lado Sur, situación generalizada de invasión de especies vegetales contra las estructuras de hormigón, general problemas de funcionalidad y durabilidad



Daños por diseño: Sí se evidenciaron fisuras por efectos de cortante y flexión, aplastamiento local en la viga oriental y occidental, no así en la central, la vibración es representativa.

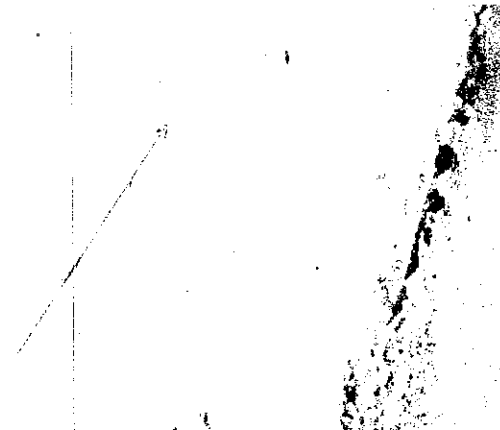
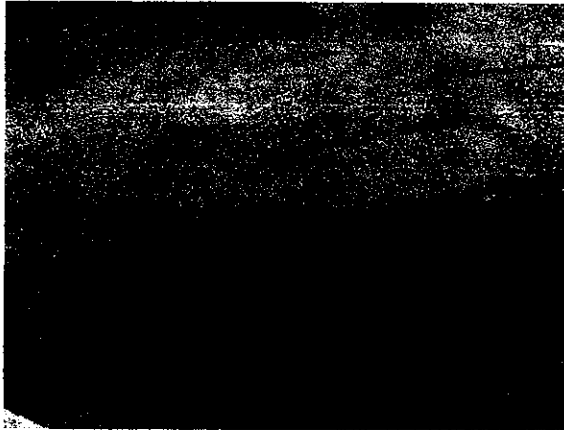


Foto N° 9 Se evidencian fisuras, aplastamiento local, algunas por flexión y otras por cortante

Daños por construcción: Se retiró todo el encofrado con el que se construyó, conveniente para evitar ataques biológicos provenientes de él. Se observa buena calidad del encofrado, lineamientos bien definidos, buen vibrado, sin hormigueros, sin acero expuesto por falta de recubrimiento inicial. En los apoyos algunas pequeñas zonas no uniformes, que se pueden mejorar relativamente fácil. La superficie de rodadura se conserva en buen estado, con algunas fisuras en los accesos que se pueden intervenir sin dificultad.



Foto N° 9-A Buen acabado de vaciado



Foto N° 9-B Regularidad en formas de los elementos



ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página



Foto N° 10 . Algunos daños por construcción

Daños durante el funcionamiento: Se nota algunos daños en la superficie de rodadura, sobre todo en las rampas de acceso y en las juntas.



Foto N° 11 y 11 Daños en superficie de aproximación y juntas.



En la subestructura y superestructura del puente se evidencian varios sitios donde se manifiesta contaminación del concreto por presencia de microorganismos, hongo, además de otros agentes biológicos, lo que afecta el aspecto, la funcionalidad y la durabilidad. Lo anterior puede inducir y potenciar fallas físicas o químicas, hasta el momento no hay evidencia de daños importantes por esta causa, pero es muy importante solucionar lo presente y prevenir sus consecuencias.



Agentes
biológicos

Foto N° 13 Presencia de agentes biológicos



Foto N° 14 Agentes biológicos potencialmente perjudiciales, eflorescencias



ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página



Foto N° 15 Falta mantenimiento, limpieza y retiro de vegetación



Foto N° 16 y 16 A Pasarela metálica, requiere mantenimiento de soldaduras y protección pinturas en estructura y zona de tránsito



Posee barandas, construidas en concreto y acero tubular, que requieren mantenimiento



Foto N° 17 Baranda metálica sobre pasarela Y en concreto hacia la vía

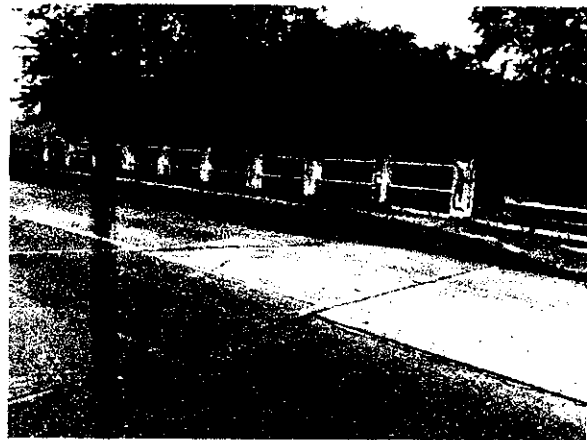
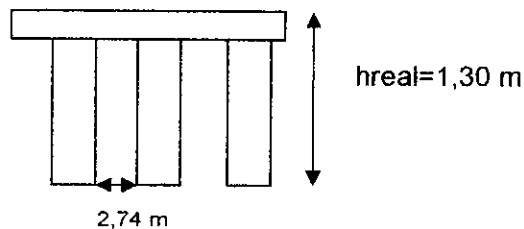


Foto N° 18 Con baranda concreto y pasamanos metálico, sin otra baranda hacia la vía

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE

Chequeo general de geometría existente

SUPERESTRUCTURA recomendaciones (AASHTO LRFD) (ver plano)



Tipo : T-beam (vigas t) vigas y losa en concreto

Más económico para luces entre 12-18 m → OK selección tipo de elementos.

Luz: $L = 16,3 \text{ m}$



Para luces simples la altura mínima $h > 0,070 L$

⇒ $h > 1,141 \text{ m}$ $h_{\text{real}} = 1,30 \text{ m}$ → OK

Separación entre vigas S (1,8 m - 3,0 m) $S_{\text{real}} = 2,74 \text{ m}$ → OK

Altura del tablero (35-55 cm) $h_{\text{tablero real}} = 20 \text{ cm}$, es menor, pero ha mostrado buen comportamiento a flexión.

Análisis estructural de capacidad resistente puente actual.

Este puente, de no menos de 15 años de construido, es un puente simplemente apoyado de vigas y losa (T-beam) en concreto reforzado, la luz es de 16,30 m. Los datos de resistencia para el concreto de las vigas son según datos obtenidos en ensayos:

- promedio resistencia concreto para el concreto de la losa $f'c = 29,3 \text{ MPa}$ (4148 PSI, 293,6kg/cm²)
- ~~Resistencia concreto y acero de las vigas~~ $f'c = 21,85 \text{ MPa}$ (3134 PSI, 156,7kg/cm²)

⇒ **Para efectos de chequeos, estructurales se tomaron los siguientes valores:**

- Vigas $f'c = 21,85 \text{ MPa}$ $E_c = 26\,750 \text{ Mpa}$; DENSIDAD CONCRETO = 240 KN/m³
- tablero $f'c = 29,3 \text{ MPa}$, $E_c = 26\,750 \text{ Mpa}$; DENSIDAD CONCRETO = 240 KN/m³
- Acero $f_y = 420 \text{ Mpa}$. $E_s = 200,000 \text{ Mpa}$;

SOLICITACIONES

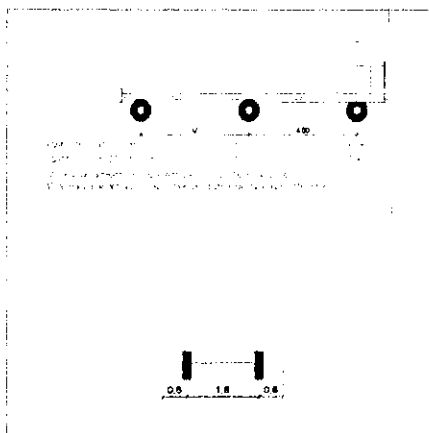
3- CARGAS MUERTAS O PERMANENTES:

- ↓ Placa de piso. $T_s = 150 \text{ cm}$ = $240 \text{ kN/m}^3 \times 0,2 \text{ m} \times 2,74 \text{ m} = 131,52 \text{ kN/m}$
- ↓ $M_{DL} = 4367,9 \text{ kN.m}$
- ↓ Viga en concreto: $A = 0,41 \text{ m} \times 1,1 \text{ m} = 0,41 \text{ m}^2$ → = $240 \text{ kN/m}^3 \times 0,41 \text{ m}^2 = 98,4 \text{ kN/m}$
- ↓ $M_{DL} = 3267,99 \text{ kN.m}$



4- CARGA DE SERVICIO

↳ Carga viva, camión estándar CCDSP-95 C32-95



Fuente: Código Colombiano De Diseño Sísmico De Puentes

Figura N°2 Camión estándar de diseño

Figura 4: Líneas De Carga Camión C40-95

P		
LÍNEAS DE CARGA		
LUZ	CARGA	
MEMBRAS	CAMION	
1-250	CARGA: 141.500 (25.0)	141.500
2500-100	CARGA: 141.500 (25.0)	141.500
1-150	CARGA: 141.500 (25.0)	141.500
CAMION	CAMION	
1-250	CARGA: 141.500 (25.0)	141.500
2500-100	CARGA: 141.500 (25.0)	141.500
1-150	CARGA: 141.500 (25.0)	141.500

Fuente: Código Colombiano De Diseño Sísmico De Puentes Fig. A.3.4B

Figura 5: Líneas De Carga Camión C32-95

P		
LÍNEAS DE CARGA		
LUZ	CARGA	
MEMBRAS	CAMION	
1-250	CARGA: 141.500 (25.0)	141.500
2500-100	CARGA: 141.500 (25.0)	141.500
1-150	CARGA: 141.500 (25.0)	141.500
CAMION	CAMION	
1-250	CARGA: 141.500 (25.0)	141.500
2500-100	CARGA: 141.500 (25.0)	141.500
1-150	CARGA: 141.500 (25.0)	141.500

Fuente: Código Colombiano De Diseño Sísmico De Puentes Fig. A.3.4B

Figura N° 3 Líneas de carga camiones de diseño.



$$\text{Momento } L < 28 \text{ m} \quad w \text{ (carga distribuida)} \quad 1,2 - \frac{(16,30 - 28)}{200} = 1,2585 \text{ t/m} = 125,85 \text{ kN/m}$$

$$P \text{ (carga puntual)} = 960 \text{ kN}$$

$$M_{LL} = \frac{125,85 \text{ kN/m} \times (16,3\text{m})^2}{8} = 4179,61 \text{ kN.m}$$

$$\text{Cortante } L < 24 \quad w \text{ (carga distribuida)} \quad 1,2 - \frac{(16,30 - 24)}{300} = 1,2257 \text{ t/m} = 122,57 \text{ kN/m}$$

$$P \text{ (carga puntual)} = 960 \text{ kN}$$

Impacto

El CCDSP incluye los efectos dinámicos de las cargas móviles sobre los puentes como una fracción de la carga viva de acuerdo con la ecuación $I = 16 / (40+L) < 0,3$

factor de impacto $I = 0,296$

En el estribo = $0,296 * 2960 \text{ kN} = 876,16 \text{ kN}$

Fuerzas longitudinales

Las fuerzas longitudinales se refieren a todas aquellas fuerzas que actúan en la dirección longitudinal del puente, específicamente, en la dirección del tráfico. Estas fuerzas se generan por el frenado repentino de los vehículos o una desaceleración súbita de los mismos.

$$LF = 207,5 \text{ kN}$$

Fuerzas centrifugas

Las estructuras curvas deben diseñarse para una fuerza horizontal radial equivalente a un porcentaje de la carga viva sin impacto, considerando todos los carriles llenos. En este caso no se tiene en cuenta la aproximación se hace lenta y en línea recta.

Cargas del viento en la superestructura que se transmite a los estribos:

El viento es una carga lateral del sobre los puentes. Su magnitud depende entre otros factores de velocidad del viento, del ángulo de ataque del mismo y de la forma del puente.



Las cargas del viento deben consistir en cargas móviles uniformemente distribuidas aplicadas al área expuesta de la estructura.

90kN

Fuerza de frote o fricción:

74,8 kN en el extremo sobre los apoyos en el estribo

Fuerza Sísmica:

$E_q = c (D_s)$ $z_c = z = 1,34$ Suelo capacidad portante $< 4 \text{ kg/cm}^2$ $c=0,04$ D_s Carga muerta

En un estribo $E_{qxx} = E_{qyy} = 0,04 \times 11550 \text{ kN} = 462 \text{ kN}$

FACTORES DE CAPACIDAD

d. Momento resistente en la mitad de la luz

Área total de acero : $40,537 \text{ cm}^2$ $0,9 \times 0,0062 \times 420 \left(1,17 - \frac{0,05}{2}\right)$

$$u = \frac{A_s j_y}{0,05 f'_c b_{eff}} = 1,7 / 22,29 = 0,076$$

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0,9 \times 0,0040537 \times 420 (0,95 - 0,076/2) = 1397,45 \text{ kN-m}$$

e. Capacidad a Cortante en el apoyo

$V_c = 302 \text{ kN}$ Lo que aporta en concreto

$V_s = 364 \text{ kN}$ Lo que aporta el acero de refuerzo



f. Cálculos de factores

Rating factor = $\frac{\delta R_n - \gamma L D}{\gamma L \beta L L (-F)}$ $\gamma D = 1,3$

$\gamma L = 1,3$

$\beta L = 1,00$ para nivel de operación

Localización	Descripción	factor en operación
Centro de la luz	Momento	1,1
En el apoyo	Cortante	0,99

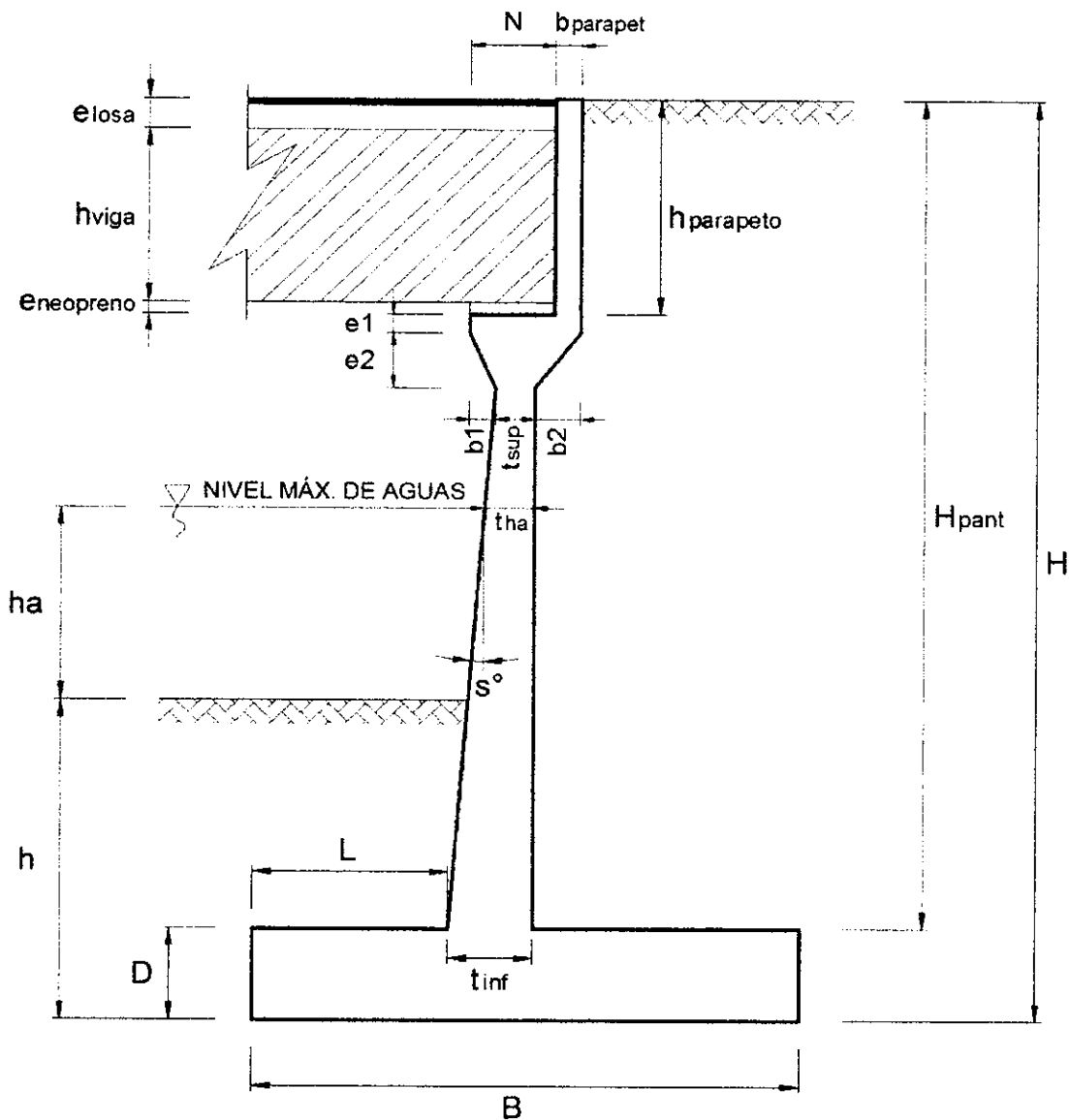
Lo anterior indica que con relación a momentos y cortantes, su operación se encuentra en el límite, lo que quizás indique las fisuras presentadas y la necesidad de refuerzo.

De otra forma, para un vehículo de diseño C32-95, que transmite en los dos ejes traseros cada uno de 1200 kN (12 ton) y en el frontal 800 kN (8 ton); y sus formas de aplicación, el desempeño actual no es satisfactorio. Se requiere ejecutar el refuerzo propuesto con SISTEMA DE REFORZAMIENTO CON LAMINAS DE CFRP DE ALTA RESISTENCIA.

VER ANEXOS ANÁLISIS, CÁLCULO Y PLANOS

CHEQUEO DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBO

PROYECTO: PUENTE CORALES
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,11 m
FECHA: 19/05/2014



CHEQUEO DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBO

PROYECTO: PUENTE CORALES
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,11 m
FECHA: 19/05/2014

	DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
	H	8,00 m	8,00 m	Dato
	h	1,50 m	1,50 m	Dato
(1)	$B=0.6H$	4,80 m	6,00 m	Criterio
(1)	$D=0.1H$	0,80 m	0,85 m	Criterio
	t_{sup}	0,30 m	0,30 m	Valor mínimo
(1)	$t_{inf}=0.1H$	0,80 m	0,85 m	Criterio
(1)	$L=B/3$	1,60 m	1,70 m	Criterio
	e _{losa}	0,20 m	0,20 m	Dato
	h _{viga}	1,10 m	1,10 m	Dato
	Eneopreno	0,00 m	0,00 m	Dato
	h _{parapeto}	1,30 m	1,30 m	e _{losa} +h _{viga} +Eneopreno
	b _{parapeto}	0,30 m	0,30 m	Asumido
	e ₁	0,15 m	0,15 m	Asumido
	e ₂	0,50 m	0,50 m	Asumido
	DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
	b ₁	0,25 m	0,25 m	Asumido
	b ₂	0,25 m	0,25 m	Asumido
	s°	6,22°	6,22°	Calculado
(2)	N _{mínimo}	0,22 m	--	Según Norma
	N	0,50 m	0,50 m	Calculado
	h _a	1,80 m	1,80 m	Dato
	t _{ha}	0,58 m	0,58 m	Calculado
	H _{pant}	7,15 m	7,15 m	Calculado

DEFINICION DE CARGAS

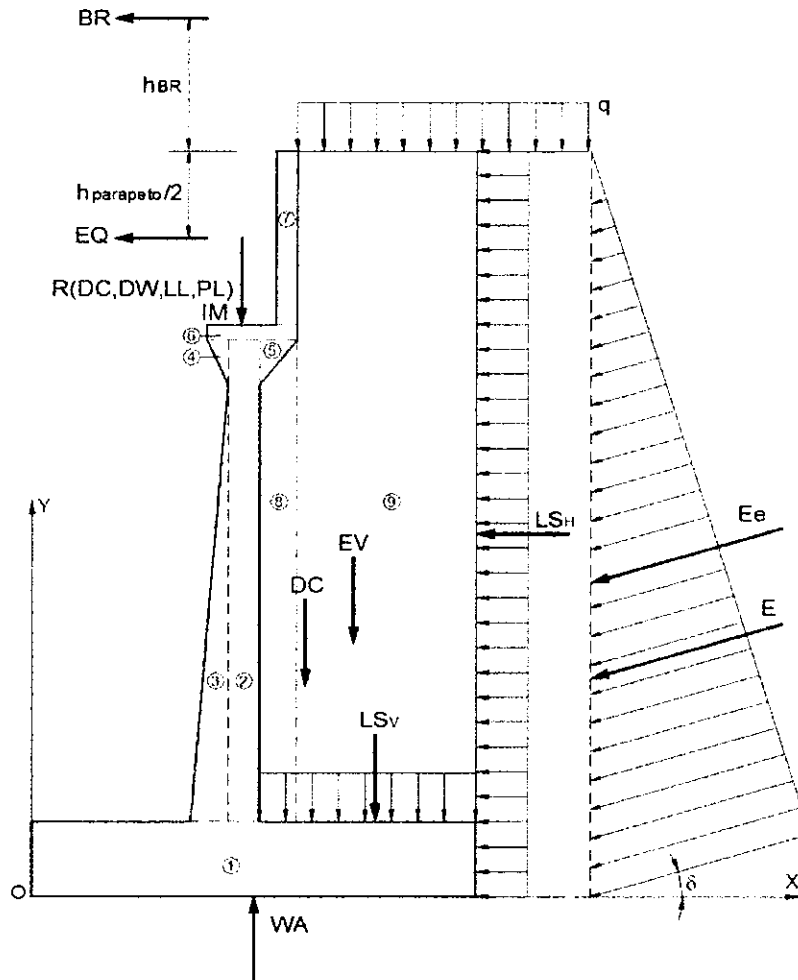
PROYECTO: PUENTE CORALES
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,11 m
FECHA: 19/05/2014

1. DATOS PREVIOS

$\gamma_{\text{concreto}} = 2,40 \text{ Ton/m}^3$
 $\gamma_m = 1,80 \text{ Ton/m}^3$
 $\phi = 30^\circ$
 (1) $A = 0,25$
 (2) % Impacto = 20,00%
 (3) $q = 0,96 \text{ Ton/m}$

Reacciones debido a:

$R(\text{DC}) = 105,00 \text{ Ton}$
 $R(\text{DW}) = 164,40 \text{ Ton}$
 $R(\text{LL}) = 101,00 \text{ Ton}$
 $R(\text{PL}) = 29,80 \text{ Ton}$



DEFINICION DE CARGAS

PROYECTO: PUENTE CORALES
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,11 m
FECHA: 19/05/2014

2. PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	5,10	12,24	3,00	36,72
2	1,71	4,10	2,40	9,85
3	1,43	3,43	2,07	7,09
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
4	0,06	0,15	2,17	0,33
5	0,06	0,15	2,63	0,40
6	0,12	0,29	2,40	0,69
7	0,39	0,94	2,65	2,48
Σ	--	21,30	--	57,55
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
8	1,36	2,45	2,68	6,56
9	22,88	41,18	4,40	181,21
Σ	--	43,64	--	187,77

DC= 21,30 Ton EV= 43,64 Ton
 x= 2,70 m x= 4,30 m

3. PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC):

DC= 11,53 Ton/m
 x= 2,25 m

4. CARGA MUERTA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DW):

DW= 18,05 Ton/m
 x= 2,25 m

5. PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH Y EV):

$$\begin{aligned} \delta &= \phi/2 = 15^\circ \\ \gamma_m &= 1,80 \text{ g/cm}^3 \\ (4) \quad K_a &= 0,3014 \\ K_{r1} &= A/2 = 0,13 \\ \theta &= 7,13^\circ \\ (5) \quad K_e &= 0,3870 \end{aligned}$$

Empuje estático:

E= 17,36 Ton
 EH= 16,77 Ton
 EV= 4,49 Ton
 y= 2,67 m
 x= 6,00 m

Empuje dinámico:

Ee= 22,29 Ton
 EHe= 21,53 Ton
 EVe= 5,77 Ton
 ΔEe= 4,93 Ton
 (6) y= 3,14 m
 x= 6,00 m

DEFINICION DE CARGAS

PROYECTO: PUENTE CORALES
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,11 m
FECHA: 19/05/2014

6. CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (LL):

LL= 11,09 Ton/m
x= 2,25 m

7. CARGA DE IMPACTO (IM):

IM= 2,22 Ton/m
x= 2,25 m

8. FUERZA DE FRENADO Y ACELERACION (BR):

BR=5%LL= 0,55 Ton
(7) hBR= 1,80 m
y= 9,80 m

9. SOBRECARGA PEATONAL PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA

PL= 3,27 Ton/m
x= 2,25 m

10. SOBRECARGA SUPERFICIAL Y DE TRAFICO (LS):

pH= 0,29 Ton/m
LSH= 2,31 Ton
y= 4,00 m

LSv= 3,31 Ton
x= 4,28 m

11. SUBPRESION DE AGUA (WA):

WA= -6,86 Ton
x= 3,00 m

12. FUERZA SISMICA (EQ):

EQ=10%DC= 1,15 Ton
y= 7,35 m

DEFINICION DE CARGAS

PROYECTO: PUENTE CORALES
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,11 m
FECHA: 19/05/2014

13. COMBINACION DE CARGAS

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
RESISTENCIA 1	0,90	0,65	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	0,90	1,50	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	1,25	0,65	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
EV. EXTREMO 1	0,90	0,65	1,50	1,00	0	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	0,90	1,50	1,50	1,00	0	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	1,25	0,65	1,50	1,00	0	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	1,25	1,50	1,50	1,00	0	1,00	1,00	1,00

VERIFICACION DE ESTABILIDAD

PROYECTO: PUENTE CORALES
DESCRIPCION: ESTRIBO NORTE
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,11 m
FECHA: 19/05/2014

1. DATOS PREVIOS

F.S.D.= 1,50 μ = 0,60
 F.S.V.= 2,00 σ = 5,20 Kg/cm²

2. FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (Ton)					
COMBINACIÓN	E _H	L _S H	BR	EQ	nΣF
RESISTENCIA 1	25,16	4,05	0,97	0,00	31,68
RESISTENCIA 1	25,16	4,05	0,97	0,00	31,68
RESISTENCIA 1	25,16	4,05	0,97	0,00	31,68
RESISTENCIA 1	25,16	4,05	0,97	0,00	31,68
EV. EXTREMO 1	32,30	0,00	0,00	1,15	33,45
EV. EXTREMO 1	32,30	0,00	0,00	1,15	33,45
EV. EXTREMO 1	32,30	0,00	0,00	1,15	33,45
EV. EXTREMO 1	32,30	0,00	0,00	1,15	33,45

MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)					
COMBINACIÓN	E _H	L _S H	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	67,08	16,20	9,51	0,00	97,43
RESISTENCIA 1	67,08	16,20	9,51	0,00	97,43
RESISTENCIA 1	67,08	16,20	9,51	0,00	97,43
RESISTENCIA 1	67,08	16,20	9,51	0,00	97,43
EV. EXTREMO 1	101,37	0,00	0,00	8,47	109,85
EV. EXTREMO 1	101,37	0,00	0,00	8,47	109,85
EV. EXTREMO 1	101,37	0,00	0,00	8,47	109,85
EV. EXTREMO 1	101,37	0,00	0,00	8,47	109,85

3. FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	L _S v	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	29,54	11,73	19,40	3,88	5,72	64,98	5,80	-6,86	140,91
RESISTENCIA 1	29,54	27,07	19,40	3,88	5,72	64,98	5,80	-6,86	157,01
RESISTENCIA 1	41,03	11,73	19,40	3,88	5,72	64,98	5,80	-6,86	152,97
RESISTENCIA 1	41,03	27,07	19,40	3,88	5,72	64,98	5,80	-6,86	169,08
EV. EXTREMO 1	29,54	11,73	0,00	0,00	0,00	49,41	0,00	-6,86	83,82
EV. EXTREMO 1	29,54	27,07	0,00	0,00	0,00	49,41	0,00	-6,86	99,16
EV. EXTREMO 1	41,03	11,73	0,00	0,00	0,00	49,41	0,00	-6,86	95,31
EV. EXTREMO 1	41,03	27,07	0,00	0,00	0,00	49,41	0,00	-6,86	110,65

VERIFICACION DE ESTABILIDAD

PROYECTO: PUENTE CORALES
DESCRIPCION: ESTRIBO NORTE
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,11 m
FECHA: 19/05/2014

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣM
RESISTENCIA 1	75,14	26,39	43,65	8,73	12,88	289,89	24,78	-20,57	483,94
RESISTENCIA 1	75,14	60,91	43,65	8,73	12,88	289,89	24,78	-20,57	520,18
RESISTENCIA 1	104,36	26,39	43,65	8,73	12,88	289,89	24,78	-20,57	514,62
RESISTENCIA 1	104,36	60,91	43,65	8,73	12,88	289,89	24,78	-20,57	550,86
EV. EXTREMO 1	75,14	26,39	0,00	0,00	0,00	222,39	0,00	-20,57	303,35
EV. EXTREMO 1	75,14	60,91	0,00	0,00	0,00	222,39	0,00	-20,57	337,87
EV. EXTREMO 1	104,36	26,39	0,00	0,00	0,00	222,39	0,00	-20,57	332,57
EV. EXTREMO 1	104,36	60,91	0,00	0,00	0,00	222,39	0,00	-20,57	367,09

4. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

COMBINACION	$\mu\Sigma Fv/\Sigma Fh$	
RESISTENCIA 1	2,668	OK!
RESISTENCIA 1	2,973	OK!
RESISTENCIA 1	2,897	OK!
RESISTENCIA 1	3,202	OK!
EV. EXTREMO 1	1,503	OK!
EV. EXTREMO 1	1,779	OK!
EV. EXTREMO 1	1,710	OK!
EV. EXTREMO 1	1,985	OK!

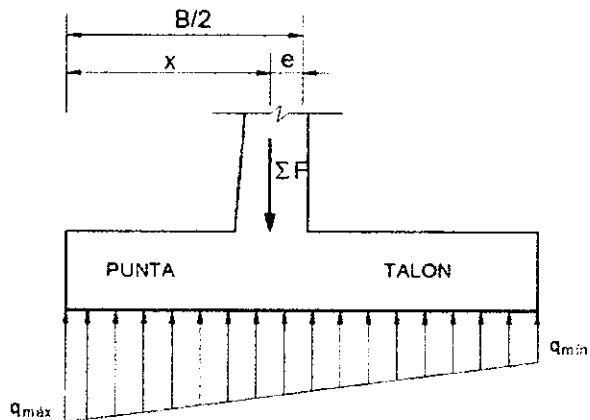
5. ESTABILIDAD AL VOLTEO

COMBINACION	$\Sigma Mr/\Sigma Ma$	
RESISTENCIA 1	4,967	OK!
RESISTENCIA 1	5,339	OK!
RESISTENCIA 1	5,282	OK!
RESISTENCIA 1	5,654	OK!
EV. EXTREMO 1	2,762	OK!
EV. EXTREMO 1	3,076	OK!
EV. EXTREMO 1	3,028	OK!
EV. EXTREMO 1	3,342	OK!

VERIFICACION DE ESTABILIDAD

PROYECTO: PUENTE CORALES
DESCRIPCION: ESTRIBO NORTE
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,11 m
FECHA: 19/05/2014

6. PRESIONES SOBRE EL SUELO

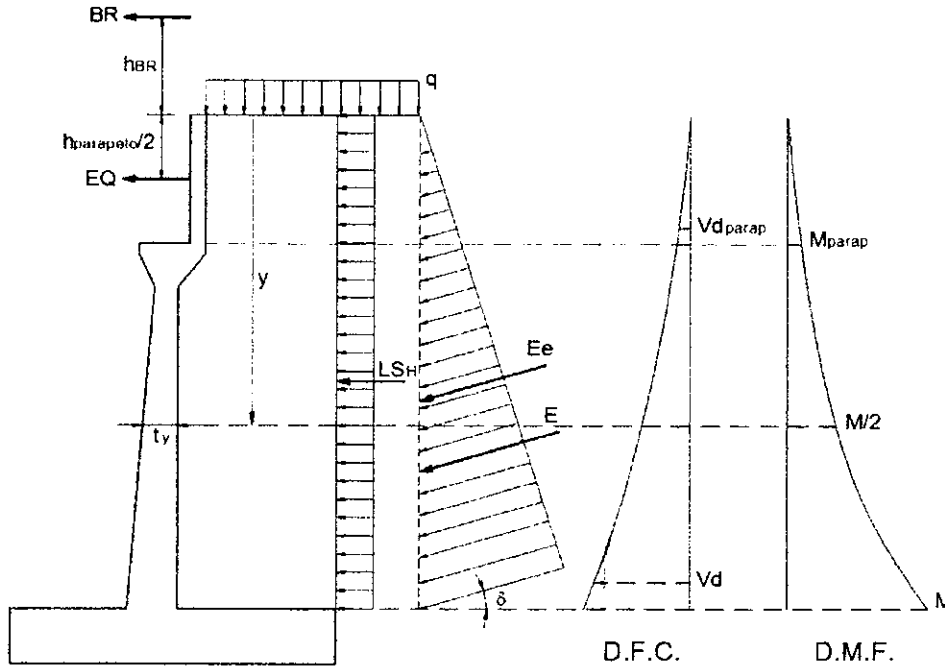


$B/6 = 1,00 \text{ m}$

COMBINACIÓN	x (m)	e (m)		qmax (Ton/m)		qmin (Ton/m)	
RESISTENCIA 1	2,743	0,257	OK!	29,52	OK!	17,45	OK!
RESISTENCIA 1	2,692	0,308	OK!	34,22	OK!	18,12	OK!
RESISTENCIA 1	2,727	0,273	OK!	32,45	OK!	18,54	OK!
RESISTENCIA 1	2,682	0,318	OK!	37,15	OK!	19,21	OK!
EV. EXTREMO 1	2,308	0,692	OK!	23,63	OK!	4,31	OK!
EV. EXTREMO 1	2,299	0,701	OK!	28,11	OK!	4,95	OK!
EV. EXTREMO 1	2,337	0,663	OK!	26,42	OK!	5,35	OK!
EV. EXTREMO 1	2,325	0,675	OK!	30,89	OK!	5,99	OK!

ANALISIS ESTRUCTURAL

PROYECTO: PUENTE CORALES
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,11 m
FECHA: 19/05/2014



1. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO DE DISEÑO (EN LA BASE DE LA PANTALLA)

$y = 7,15 \text{ m}$

COMBINACIÓN	CORTANTE V_d (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	E_H	LS_H	BR	EQ	$n \sum V_d$
RESISTENCIA 1	19,70	3,59	0,97	0,00	25,47
RESISTENCIA 1	19,70	3,59	0,97	0,00	25,47
RESISTENCIA 1	19,70	3,59	0,97	0,00	25,47
RESISTENCIA 1	19,70	3,59	0,97	0,00	25,47
EV. EXTREMO 1	25,30	0,00	0,00	1,15	26,45
EV. EXTREMO 1	25,30	0,00	0,00	1,15	26,45
EV. EXTREMO 1	25,30	0,00	0,00	1,15	26,45
EV. EXTREMO 1	25,30	0,00	0,00	1,15	26,45

COMBINACIÓN	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
	E_H	LS_H	BR	EQ	$n \sum M$
RESISTENCIA 1	47,89	12,94	8,68	0,00	72,99
RESISTENCIA 1	47,89	12,94	8,68	0,00	72,99
RESISTENCIA 1	47,89	12,94	8,68	0,00	72,99
RESISTENCIA 1	47,89	12,94	8,68	0,00	72,99
EV. EXTREMO 1	72,37	0,00	0,00	6,74	79,12
EV. EXTREMO 1	72,37	0,00	0,00	6,74	79,12
EV. EXTREMO 1	72,37	0,00	0,00	6,74	79,12
EV. EXTREMO 1	72,37	0,00	0,00	6,74	79,12

ANALISIS ESTRUCTURAL

PROYECTO: PUENTE CORALES
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,11 m
FECHA: 19/05/2014

2. UBICACIÓN DE M/2 PARA EL CORTE DEL ACERO:

$y = 4,995 \text{ m}$
 $t_y = 0,622 \text{ m}$
 $M_u = 79,12 \text{ Ton-m}$
 $M_u/2 = 39,58 \text{ Ton-m}$ OK!

COMBINACIÓN	MOMENTO M/2 (Ton-m)				
	E _H	L _S H	BR	EQ	nΣ(M/2)
RESISTENCIA 1	23,37	6,32	6,59	0,00	38,10
RESISTENCIA 1	23,37	6,32	6,59	0,00	38,10
RESISTENCIA 1	23,37	6,32	6,59	0,00	38,10
RESISTENCIA 1	23,37	6,32	6,59	0,00	38,10
EV. EXTREMO 1	35,32	0,00	0,00	4,26	39,58
EV. EXTREMO 1	35,32	0,00	0,00	4,26	39,58
EV. EXTREMO 1	35,32	0,00	0,00	4,26	39,58
EV. EXTREMO 1	35,32	0,00	0,00	4,26	39,58

3. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE DEL PARAPETO

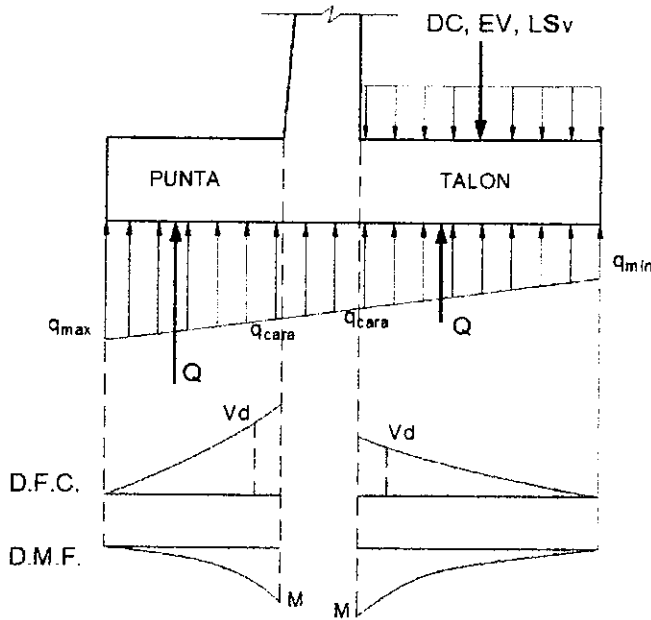
COMBINACIÓN	CORTANTE V _{dparap} (Ton) - A "σ" DE LA CARA				
	E _H	L _S H	BR	EQ	nΣV _d
RESISTENCIA 1	0,59	0,62	0,97	0,00	2,30
RESISTENCIA 1	0,59	0,62	0,97	0,00	2,30
RESISTENCIA 1	0,59	0,62	0,97	0,00	2,30
RESISTENCIA 1	0,59	0,62	0,97	0,00	2,30
EV. EXTREMO 1	0,76	0,00	0,00	1,15	1,92
EV. EXTREMO 1	0,76	0,00	0,00	1,15	1,92
EV. EXTREMO 1	0,76	0,00	0,00	1,15	1,92
EV. EXTREMO 1	0,76	0,00	0,00	1,15	1,92

COMBINACIÓN	MOMENTO M _{parap} (Ton-m) - MÁXIMO				
	E _H	L _S H	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	1,58	0,43	3,01	0,00	5,27
RESISTENCIA 1	1,58	0,43	3,01	0,00	5,27
RESISTENCIA 1	1,58	0,43	3,01	0,00	5,27
RESISTENCIA 1	1,58	0,43	3,01	0,00	5,27
EV. EXTREMO 1	2,39	0,00	0,00	0,75	3,14
EV. EXTREMO 1	2,39	0,00	0,00	0,75	3,14
EV. EXTREMO 1	2,39	0,00	0,00	0,75	3,14
EV. EXTREMO 1	2,39	0,00	0,00	0,75	3,14

ANALISIS ESTRUCTURAL

PROYECTO: PUENTE CORALES
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,11 m
FECHA: 19/05/2014

4. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALON DE LA ZAPATA



COMBINACIÓN	q _{cara} (Ton/m)	CORTANTE V _d (Ton) - A "d" DE LA CARA				
		DC	LSv	EV	Q	nΣV _d
RESISTENCIA 1	24,389	-6,21	-5,80	-58,91	91,11	21,20
RESISTENCIA 1	27,376	-6,21	-5,80	-58,91	104,09	34,84
RESISTENCIA 1	26,538	-8,62	-5,80	-58,91	99,69	27,68
RESISTENCIA 1	29,524	-8,62	-5,80	-58,91	112,67	41,31
EV. EXTREMO 1	15,420	-6,21	0,00	-43,64	66,00	16,15
EV. EXTREMO 1	18,264	-6,21	0,00	-43,64	78,36	28,52
EV. EXTREMO 1	17,466	-8,62	0,00	-43,64	74,17	21,91
EV. EXTREMO 1	20,310	-8,62	0,00	-43,64	86,54	34,28

COMBINACIÓN	q _{cara} (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
		DC	LSv	EV	Q	nΣM
RESISTENCIA 1	24,389	-10,93	-10,00	-101,62	165,50	45,10
RESISTENCIA 1	27,376	-10,93	-10,00	-101,62	190,06	70,89
RESISTENCIA 1	26,538	-15,18	-10,00	-101,62	181,38	57,32
RESISTENCIA 1	29,524	-15,18	-10,00	-101,62	205,94	83,11
EV. EXTREMO 1	15,420	-10,93	0,00	-75,27	124,35	38,15
EV. EXTREMO 1	18,264	-10,93	0,00	-75,27	147,74	61,54
EV. EXTREMO 1	17,466	-15,18	0,00	-75,27	139,47	49,02
EV. EXTREMO 1	20,310	-15,18	0,00	-75,27	162,86	72,42

ANALISIS ESTRUCTURAL

PROYECTO: PUENTE CORALES
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,11 m
FECHA: 19/05/2014

5. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA PUNTA DE LA ZAPATA

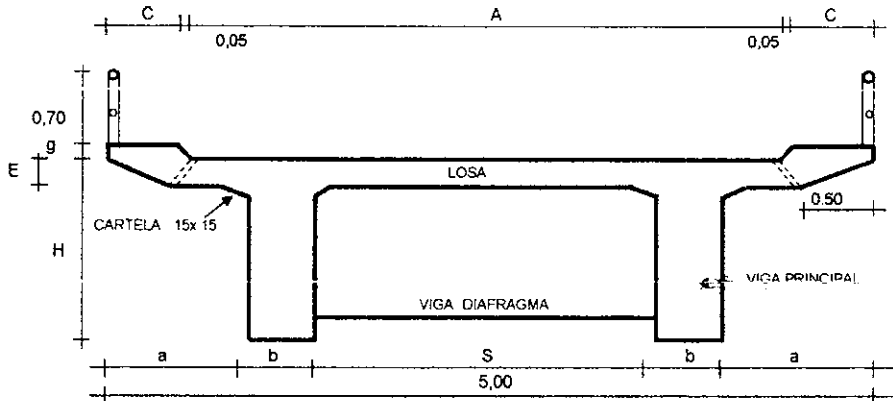
COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA		
		CARA		
		DC	Q	nΣV
RESISTENCIA 1	26,099	-2,99	45,33	44,45
RESISTENCIA 1	29,656	-2,99	52,06	51,52
RESISTENCIA 1	28,508	-4,16	49,68	47,80
RESISTENCIA 1	32,065	-4,16	56,41	54,86
EV. EXTREMO 1	18,157	-2,99	34,06	31,06
EV. EXTREMO 1	21,544	-2,99	40,46	37,47
EV. EXTREMO 1	20,451	-4,16	38,20	34,04
EV. EXTREMO 1	23,838	-4,16	44,61	40,45

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO		
		CARA		
		DC	Q	nΣM
RESISTENCIA 1	26,099	-2,65	44,30	43,73
RESISTENCIA 1	29,656	-2,65	51,64	51,44
RESISTENCIA 1	28,508	-3,68	48,78	47,36
RESISTENCIA 1	32,065	-3,68	56,12	55,06
EV. EXTREMO 1	18,157	-2,65	36,78	34,13
EV. EXTREMO 1	21,544	-2,65	43,77	41,12
EV. EXTREMO 1	20,451	-3,68	41,05	37,37
EV. EXTREMO 1	23,838	-3,68	48,04	44,36

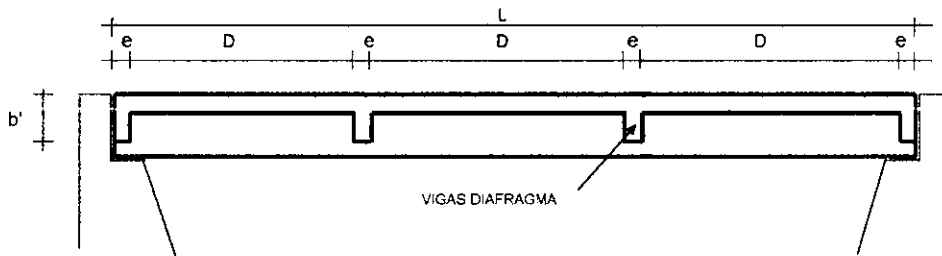
COMPROBACIÓN DE DISEÑO PUENTE VIGA-LOSA CORALES

I.- PREDIMENSIONAMIENTO :
Puente simplemente apoyado

SECCION TIPICA:



Longitud Total del Puente	Lt (m) =	15,20	Número Vigas Diafragma	N =	4	
Ancho de Cajuela		7,30	Peralte Vigas Diafragma	b' =	0,80	
Luz de Cálculo del Puente	L (m) =	5,00	Ancho Vigas Diafragma	e =	0,20	
Ancho de Vía	4,04	A (m) =	7,30	Dist. entre Vigas Diafrag.	D =	4,97
Peralte Viga Princ.	1,099	H (m) =	1,10	TREN DE CARGAS		C3295
Ancho Viga Princ.	0,4~0,6	b (m) =	0,4	Concreto	f _c =	218 kg/cm ²
Separación Vigas Princ.		S (m) =	2,74	Acero	f _y =	4200 kg/cm ²
Espesor Losa	0,18	E (m) =	0,18	Luz Libre del Puente:		15,10 m.
Ancho Vereda	0,60	C (m) =	1,50			
Espesor Vereda	0,20	g (m) =	0,15			
Longitud Volado		a (m) =	1,00			



II.- DISEÑO DE LA LOSA :

La armadura principal de la Losa será en sentido perpendicular al tránsito.

2.1. ARMADURA PRINCIPAL TRAMO INTERIOR

Momento por Peso Propio (Md) :

- Metrado de Cargas (para 1 m. de ancho):

$$\begin{aligned} P. \text{ propio} &= (1\text{m.})(E)(2.4 \text{ T/m}^3) && 0,48 \\ \text{Asfalto} &= (1\text{m.})(0,05)(2,0 \text{ T/m}^3) && 0,10 \\ \hline \text{Wd} &= && 0,58 \text{ T/m} \end{aligned}$$

- Suponiendo un coeficiente 1/10 para los momentos (+) y (-):

$$\text{Md} = [\text{Wd} \cdot (S)^2] / 10 \quad \text{====>} \quad \text{Md} = 0,435441 \text{ T.m} \quad \text{+/-}$$

Momento por Sobrecarga (Mi) :

- Como es una losa armada perpendicularmente al sentido del tráfico:

$$\text{Mi} = (S+0.61) P / 9.74 \quad (P: \text{Carga de rueda más pesada : HS-20} \quad 9,6 \text{ T.})$$

$$\text{Mi} = 3,3018 \text{ T.m}$$

- Como existe continuidad entre losa y viga se recomienda afectar al momento de factores:

$$\text{Mom. positivo} = 0.80 \text{ Mi} \quad \text{====>} \quad + \text{Mi} = 2,641478 \text{ T.m}$$

$$\text{Mom. negativo} = 0.90 \text{ Mi} \quad \text{====>} \quad - \text{Mi} = 2,971663 \text{ T.m}$$

Momento por Impacto (Mi) :

- Coeficiente de impacto :

$$\begin{aligned} I &= 15.24 / (S+38) = 0,37 \\ I &\leq 0,30 \quad \text{Menor Valor} \quad \text{====>} \quad I = 0,30 \end{aligned}$$

- Momentos :

$$\text{Mom. positivo} = I \text{ Mi} \quad \text{====>} \quad + \text{Mi} = 0,792444 \text{ T.m}$$

$$\text{Mom. negativo} = I \text{ Mi} \quad \text{====>} \quad - \text{Mi} = 0,891499 \text{ T.m}$$

Verificación del peralte : (Diseño por Servicio o Esfuerzos de Trabajo)

- Momentos por Servicio:

$$M = \text{Md} + \text{Mi} + \text{Mi} \quad (\text{Momento flector})$$

$$\text{Mom. positivo} = \quad \text{====>} \quad + M = 3,869363 \text{ T.m}$$

$$\text{Mom. negativo} = \quad \text{====>} \quad - M = 4,298803 \text{ T.m}$$

- Peralte mínimo : $d = \{ (2.M) / (F_c \cdot K \cdot J \cdot b) \}^{1/2}$

donde:

$$\begin{aligned} b &= 1 \text{ m.} = 100 \text{ cm} \\ F_c &= 0.4 f_c = 0.40 \times 218,47 = 87,388 \text{ Kg/cm}^2 \\ F_s &= 0.4 f_y = 0.40 \times 4200 = 1680 \text{ Kg/cm}^2 \\ E_s &= 2100000 \text{ Kg/cm}^2 \\ E_c &= 15000 \text{ Raiz}(f_c) = 221711 \text{ Kg/cm}^2 \\ n &= E_s / E_c = 9 > 6 \text{ O.K.} \\ r &= F_s / F_c = 19 \\ K &= n / (n+r) = 0,3301 \\ J &= 1 - K/3 = 0,8900 \\ \text{====>} \quad d &= 17,36 \text{ cm.} < E = 20,00 \text{ cm} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

Admitiendo un recubrimiento de 2" (5 cm) y suponiendo el empleo de fierro de 5/8" = 1,59 cm

el Peralte sería: $E - 5.00 - 1,59 / 2 = 14,21 \text{ cm}$

Consideremos para el diseño $d = 14,00 \text{ cm}$

Diseño por Rotura :

- Momento Último Resistente :

$$\text{Mu} = 1.30 [\text{Md} + 1.67(\text{Mi} + \text{Mi})]$$

$$\text{Mom. positivo} = \quad \text{====>} \quad + \text{Mu} = 8,021118 \text{ T.m}$$

$$\text{Mom. negativo} = \quad \text{====>} \quad - \text{Mu} = 8,952998 \text{ T.m}$$

- Acero :

$$\text{Mu} = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot [d - (\phi \cdot A_s \cdot f_y) / (1.70 \cdot f_c \cdot b)] \quad \phi = 0.9$$

$$\text{====>} \quad A_s = (f_c \cdot b \cdot d) / f_y [0.85 - \text{Raiz}(0.7225 - 1.70(\text{Mu}) / (\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2))]$$

- Acero positivo : (por 1 m. de ancho de losa)

$$+A_s = 17,88 \text{ cm}^2$$

Verificando la cantidad mínima por cuantía:

$$A_s \text{ min} = 14 / f_y \cdot b \cdot d \quad \text{====>} \quad A_s \text{ min} = 4,66667 \text{ cm}^2$$

$A_s \text{ min} < +A_s$ O.K.

Considerando acero de $5/8$ " = 1,59 cm, el espaciamiento de las barras será:

$$s = (A_v \cdot b) / A_s \quad \text{====>} \quad s = 11,31 \text{ cm}$$

Acero positivo : $5/8$ " @ 11 cm

- Acero negativo : (por 1 m. de ancho de losa)

$$-A_s = 20,22 \text{ cm}^2$$

$A_s \text{ min} < -A_s$ O.K.

Considerando acero de $5/8$ " = 1,59 cm, el espaciamiento de las barras será:

$$s = (A_v \cdot b) / A_s \quad \text{====>} \quad s = 9,89 \text{ cm}$$

Acero negativo : $5/8$ " @ 10 cm

2.2. ARMADURA PRINCIPAL TRAMO EN VOLADIZO

Momento por Peso Propio (Md) :		Por metro de longitud.		
Sección	Carga (T)	Dist.(m)	Momento (T.m)	
1	(C)(0.20)(1)(2.4)	0,720	0,250	0,180
2	(0.05/2)(0.20)(1)(2.40)	0,012	-0,517	-0,006
3	(0.50)(E/2)(1)(2.40)	0,120	0,667	0,080
4	(a-0.50)(E)(1)(2.40)	0,240	0,250	0,060
5	(0.15)(0.15)(1)(2.40)	0,054	0,050	0,003
Asfalto	(a-C-0.05)(0.05)(1)(2.00)	-0,055	-0,275	0,015
Baranda	0,150	0,150	0,925	0,139
		====>	Md =	0,470 T.m

Momento por Sobrecarga (Mi) :

- Como es una losa armada perpendicularmente al sentido del tráfico:

$$\text{Ancho Efectivo : } E = (0.80)(X)+1.143 \quad E = 0,46 \text{ m.}$$

$$(\text{distancia cara Viga a Rueda: } X = -0,85 \text{ m})$$

$$\text{Momento resultante: } Mi = (P)(X) / E \quad Mi = -17,624 \text{ T.m}$$

$$(P: \text{Carga de rueda más pesada : HS-20 } 9,6 \text{ T.})$$

Momento por Impacto (Mi) :

$$Mi = (I) (Mi) \quad Mi = -5,287 \text{ T.m}$$

Diseño por Rotura :

- Momento Último Resistente :

$$Mu = 1.30 [Md+1.67(Mi+Mi)] \quad Mu = -49,129 \text{ T.m}$$

- Acero :

$$\text{Resolviendo} \quad As = -61,893 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} = 14/fy \text{ b.d} = 4,667 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} < As \quad \text{Falso} \quad As = 4,667 \text{ cm}^2$$

Considerando acero de $5/8"$ = 100 cm^2 , el espaciamiento de las barras será:

$$s = (Av. b) / As \quad s = 42,86 \text{ cm}$$

$$\text{Acero : } \boxed{5/8" @ 43 \text{ cm}}$$

2.3. ACERO DE REPARTICION :

Como el Acero principal es perpendicular al tráfico:

$$\% Asr = 121 / (L)^{0.5} < 67 \% As \quad \% Asr = 31,14 \% As$$

$$\% Asr < 67 \% As \quad \text{O.K.}$$

$$\text{====> Acero de Repartición : } Asr = 6,296 \text{ cm}^2$$

Considerando acero de $1/2"$ = 100 cm^2 , el espaciamiento de las barras será:

$$s = (Av. b) / As \quad s = 20,49 \text{ cm}$$

$$\text{Acero de Repartición : } \boxed{1/2" @ 20 \text{ cm}}$$

2.4. ACERO DE TEMPERATURA :

$$Ast = 0.0018 \text{ b E} > 2.64 \text{ cm}^2 \quad Ast = 3,600 \text{ cm}^2$$

$$Ast > 2.64 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

Considerando acero de $3/8"$ = 100 cm^2 , el espaciamiento de las barras será:

$$s = (Av. b) / As \quad s = 19,72 \text{ cm}$$

$$\text{Acero de Temperatura : } \boxed{3/8" @ 20 \text{ cm}}$$

III.- DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES.

Se tiene dos Vigas Principales en el sentido del tráfico.

3.1. ARMADURA PRINCIPAL VIGA EXTERIOR

Momento por Peso Propio (Md) :

- Métrado de Cargas (por metro de losa y viga).

$$pp \text{ losa} = (E)(a-0.5+S/2+b)(2.4 \text{ T/m}^3) \quad 1,094$$

$$pp \text{ viga} = [(H-E)(b)+0.15^2](2.4 \text{ T/m}^3) \quad 0,940$$

$$\text{Asfalto} = (0.05)(A/2)(2.0 \text{ T/m}^3) \quad 0,365$$

$$\text{Acera} = (0.65)(0.4 \text{ T/m}^2) \quad 0,260$$

$$\text{Volado} = (0.20^2C+0.005+0.25^2E)(2.4 \text{ T/m}^3) \quad 0,852$$

$$Wd = 3,511 \text{ T/m}$$

- Aporte de las Vigas Diafragma
pp Viga Diafrag. $(b')(e)(S/2)(2.4 \text{ T/m}^3) \implies Wv = 0,52608 \text{ T.}$
Número de Vigas Diafragma: $N = 4$
- Cálculo del M_d para la sección al centro de la luz (sección crítica)
Según Diag. de Línea de Influencia de momentos en el caso de 4 Vigas Diafrag. se tiene:
 $M_d = Wd(L^2/8) + Wv(2L/6) \implies M_d = 110,931 \text{ T.m}$

Momento por Sobrecarga (MI) :

- Coeficiente de Concentración de carga (Cc) :
Para este caso de Puente de un carril y cargas HS-20 se tiene:
 $R = [1 + 0.70(S+b)] P_f \implies Cc = [1 + 0.70(S+b)] \implies Cc = 1,222$
- Momento máximo por eje de rueda en la sección crítica (a 0.70 m. del centro)
Según Diagrama de Línea de Influencia de momentos para este caso se tiene:
 $M_{s/c} = Cc [P/2 (2.25L^2 - 10.5L + 4.41) / L]$
donde : $P = 3,629 \text{ T.} \implies M_{s/c} = 55,678 \text{ T.m (Por Viga)}$
- Momento por Sobrecarga Equivalente
Considerando la Sobrecarga del Reglamento, situando la carga de cuchilla en la posición crítica (a la mitad de la long. del puente)
 $M_{eq} = [9/4L + 0.96 (L^2)/8] / 2 \implies M_{eq} = 32,452 \text{ T.m (Por Viga)}$
- Momento por Sobrecarga (MI):
Tomamos el mayor $\implies MI = 55,678 \text{ T.m}$

Momento por Impacto (MI) :

- Coeficiente de Impacto :
 $I = 15.24/(L+38) = 0,28$
 $I \leq 0,30 \implies I = 0,28$
 $\implies MI = 15,801 \text{ T.m}$

DISEÑO VIGA T

Verificación del peralte : (Diseño por Servicio o Esfuerzos de Trabajo)

- Momento por Servicio:
 $M = M_d + MI + Mi \implies M = 182,411 \text{ T.m}$

- Peralte mínimo :

$$d = [(2.M)/(F_c.K.J.b)]^{1/2}$$

donde:

$b =$ Menor valor de las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} b &\leq L/4 &\implies b &\leq 3,93 \text{ m} \\ (b-b_w) &\leq 16 hf &\implies b &\leq 3,61 \text{ m} \\ b &\leq b_w + S &\implies b &\leq 3,15 \text{ m} \end{aligned}$$

Asumiendo $b = 3,15 \text{ m}$ Suponiendo que el eje neutro se halla dentro del ala ($C < E$) realizamos los cálculos como si fuera una viga rectangular de ancho $b = 315 \text{ cm}$

Peralte :

$$d = 67,17 \text{ cm.} < H = 110,00 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

$$d = 100,00 \text{ cm}$$

Consideremos para el diseño

- Area del Acero : (Por servicio)

$$A_s = M/(F_s.J.d) \implies A_s = 122,0007 \text{ cm}^2$$

- Verificamos la cuantía :

Cuantía balanceada:

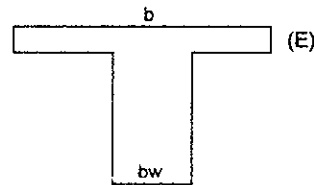
$$pb = (0.85 f_c \beta) / f_y \cdot (0.003 E_s) / (0.003 E_s + f_y) \implies pb = 0,0225$$

$$\beta = 0.85$$

$$\text{Cuantía máxima: } p_{max} = 0.75 pb \implies p_{max} = 0,0169$$

$$\text{Cuantía de la Viga: } p = A_s / (b.d) \implies p = 0,0039$$

$$\implies p < p_{max} \quad \text{O.K.}$$



Diseño por Rotura :

- Momento Ultimo Resistente :

$$M_u = 1.30 [M_d + 1.67(MI + Mi)] \implies M_u = 299,39227 \text{ T.m}$$

- Acero :

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot [d - (A_s \cdot f_y) / (1.70 f_c \cdot b)] \quad \phi = 0,90$$

$$\implies A_s = (f_c \cdot b \cdot d) / f_y [0.85 - \text{Raiz}(0.7225 - 1.70(M_u) / (\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2))]$$

Resolviendo:

$$A_s = 81,59 \text{ cm}^2$$

En este caso la Cuantía de la Viga estará indicada como:

$$p = A_s / (b.d) \implies p = 0,0026 < p_{max} \quad \text{O.K.}$$

Para no verificar deflexiones:

$$p_{max} = 0.18 f_c / f_y \implies p_{max} = 0,0094 > p \quad \text{O.K.}$$

Verificación del Eje Neutro:

$$a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 f_c \cdot d) = \implies a = 5,65653 \text{ cm.} < E = 20,00 \text{ O.K.}$$

Es correcto el diseño de la Viga como Rectangular pues el Eje neutro se halla en el ala de la Viga

Verificación por Fatiga en Servicio:

Momento por servicio máximo: $M = M_d + M_l + M_i = 182,411$ T.m
 $f_s \text{ max} = M / (A_s \cdot J \cdot d) \implies f_s \text{ max} = 2511,950$ Kg/cm²
 Momento por servicio mínimo: $M_{\text{min}} = M_d = 110,931$ T.m
 $f_s \text{ min} = M_{\text{min}} / (A_s \cdot J \cdot d) \implies f_s \text{ min} = 1527,620$ Kg/cm²
 Rango de Esfuerzos actuantes: $f_{ac} = (f_s \text{ max}) - (f_s \text{ min}) \implies f_{ac} = 984,330$ Kg/cm²
 Rango de Esfuerzos admisibles: $f_{ad} = 1635,36 - 0,36(f_s \text{ min}) \implies f_{ad} = 1085,417$ Kg/cm²
 $\implies f_{ad} < f_{ac} \dots\dots \text{O.K.}$

Distribución del Acero:

Si consideramos barras de 1" = cm² entonces el número de barras será:

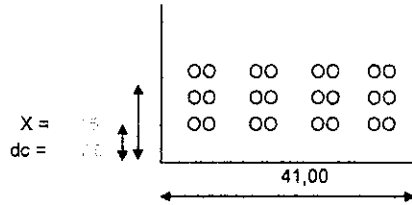
N° varillas	1"	=	16
-------------	----	---	----

En este caso el acero se distribuirá en capas y se considerará

4	Varillas Ø	1"
As = (122,40 cm ²)		

Verificación por Agrietamiento:

Para condiciones severas de exposición:
 $Z = 23000$ Kg/cm²
 El valor de A es: $A = 2 \cdot X \cdot b / (N^\circ \text{ barras})$
 $A = 51,25$
 Máximo esfuerzo admisible: $F_s \text{ max} = Z / (d \cdot A)^{1/3}$
 $F_s \text{ max adm} = 3163,32$ kg/cm²
 Máximo esfuerzo actuante: $F_s \text{ max} = M / (A_s \cdot d \cdot J)$
 $F_s \text{ max act} = 1674,52$ kg/cm²
 $\implies F_s \text{ max act} < F_s \text{ max adm} \dots\dots \text{O.K.}$



3.2. VERIFICACION POR CORTE.

Por Peso propio:

El Esfuerzo Cortante por Peso Propio (V_d) para este caso de 4 Diafragmas será:
 $V_d = W_d \cdot L/2 + W_w \cdot (1/2 + 3/4) \implies V_d = 28,614$ T.

Por Sobrecarga de HS-20 :

El Esfuerzo Cortante por Sobrecarga (V_l) está dado por la siguiente relación:
 $V_l = C_c [4 \cdot P + 4 \cdot P \cdot (L - 4,20) / L + P \cdot (L - 8,40) / L]$
 P : Carga por rueda de eje delantero = $3,629 / 2$ Kg $\implies P = 1,8145$ T.
 $\implies V_l = 18,399844$ T.

Por Impacto:

El Esfuerzo Cortante por impacto (V_i) será.
 $V_i = I \cdot V_l \implies V_i = 4,6542574$ T.

Diseño por Rotura :

Esfuerzo Cortante total (V_u):
 $V_u = 1,30 [V_d + 1,67(V_l + V_i)] \implies V_u = 82,906017$ T.
 Esfuerzo Cortante Nominal (V'_u):
 $V'_u = V_u / (\phi \cdot b \cdot d) \implies V'_u = 3,096$ kg/cm²
 Esfuerzo Cortante Resistente del Concreto (V_c):
 $V_c = \phi [0,5 (f'c)^{0,5} + 175 \cdot p \cdot V_u \cdot d / \mu_u]$
 para Esfuerzo cortante: $\phi = 0,85 \implies V_c = 6,283$ kg/cm²
 $\implies V_c > V'_u \dots\dots \text{O.K.}$

Como $V'_u < V_c$, teóricamente no se requiere refuerzo en el Alma, pese a ello colocaremos acero mínimo con estribos de 1" = cm² haciendo un área de:
 $A_v = 2 \cdot a_s = 2,54$ cm²
 siendo el espaciamiento:
 $S = (A_v \cdot f_y) / [(V'_u - V_c) \cdot b] \implies S = 82$ cm.

3.3. ACERO LATERAL

Como la Viga tiene más de dos pies (0.61 m.), será conveniente colocar Acero lateral en una cantidad de :

$$As \text{ lat.} = 0.10 (As) \implies As \text{ lat} = 8,159 \text{ cm}^2.$$

El espaciamiento entre barras deberá cumplir:

$$S \leq 30 \text{ cm.} \quad ; \quad S \leq bw = 41 \text{ cm}$$

escogeremos $S = 30 \text{ cm.}$

La altura libre del nervio es : $90,00 \text{ cm.}$, estimando 10 cm. en la parte superior e inferior nos resta 70 cm. lo cual hace: 3 fierros

Como se dispondrá a ambos lados, la cantidad total de fierros es $n = 6$ por lo que cada uno será:

$$Av = (As \text{ lat}) / n = 1,360 \text{ cm}^2 = 1 \emptyset \quad ; \quad = \quad ; \quad \text{cm}^2$$

Entonces dispondremos, a ambos lados del nervio de la Viga : 3 fierros de $1/2''$

IV.- DISEÑO DE VIGAS DIAFRAGMA

4.1. ACERO PRINCIPAL

El Momento flector que deben soportar los Diafragmas es igual al Momento Torsor que deben soportar las Vigas principales a lo largo del area de influencia de cada diafragma.

El Momento torsor en las Vigas principales es una fracción del Momento Flector negativo que se genera en la losa en sus apoyos en las vigas.

El Momento flector con el que debe diseñarse cada Diafragma es el siguiente:

$$M = T + M_{pp}$$

donde:

T : Momento flector en las vigas principales a lo largo del área de influencia

$$T = 0.70 [(-) \text{Mom max losa}] D$$

Mom max losa : Momento flector negativo máximo de diseño de la losa /m de ancho

Mpp: Momento por peso propio de la Viga diafragma.

$$W_{pp} = (b')(e)(2.40 \text{ T/m}^3) = 0,384 \text{ T/m}$$

$$M_{pp} = W_{pp}(S^2/10) \implies M_{pp} = 0,28829 \text{ T.m}$$

entonces:

$$M = T + M_{pp} \quad ; \quad T = 32,38 \text{ T.m} \implies M = 32,668 \text{ T.m}$$

$$As = (f_c \cdot b \cdot d) / f_y [0.85 - \text{Raiz}(0.7225 - 1.70(M) / (\emptyset \cdot f_c \cdot b \cdot d^2))]$$

$$b = 20,00 \text{ cm.} \quad ; \quad d = 74 \text{ cm.}$$

$$As = 12,96 \text{ cm}^2$$

Considerando acero de $5/8'' = 1,57 \text{ cm}^2$

N° varillas	5/8''	=	7
-------------	-------	---	---



ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página

RESUMEN Y CONCLUSIONES PUENTE CORALES-GAMMA

El puente que permite el paso entre los barrios CORALES Y GAMMA (SECTOR OLIMPICO, HACIA LA VILLA), sobre el río Consota, se encuentra en **UN ACEPTABLE ESTADO ESTRUCTURAL**; no obstante su análisis estructural, de patología, hidráulico y demás disciplinas que intervinieron en este estudio, dieron como resultado la necesidad de realizar un **REFUERZO** a sus vigas, encontrando el sistema óptimo para este caso **REFORZAMIENTO CON LAMINAS DE CFRP DE ALTA RESISTENCIA**.

Se presentan en planos, especificaciones, y presupuestos las obras planteadas para su mejoramiento y refuerzo, así como otras de funcionamiento y extensión de vida útil.



PUENTE EL DORADO

DESCRIPCIÓN GENERAL

El puente se clasifica como isostático, de una sola luz de aprox 25,59 m.

Su gálibo aprox es de 4,86 m

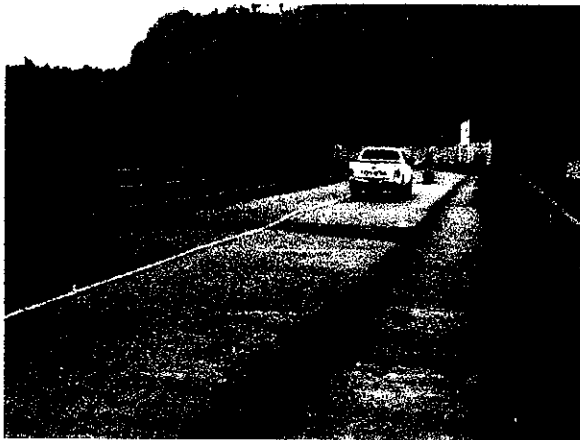


Foto N° 1. Vista general del puente.

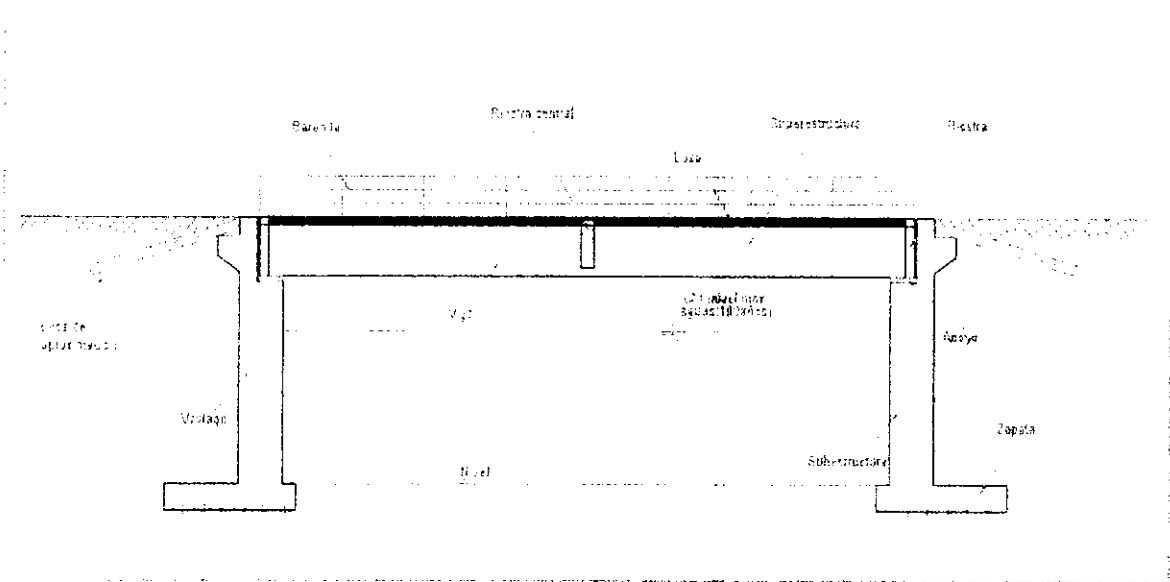


Figura N°1 Esquema general partes de un puente



SUPERESTRUCTURA

Corresponde en su **superestructura** a un puente del tipo: T-beams o de vigas en T, en concreto reforzado. Sus Ventajas: Son más rígidos y tienen menos vibraciones. Los puentes de concreto no requieren de mayor conservación. Utilizan los materiales de la región y no tienen problemas de transporte de vigas y de montaje en caso de ser necesario. Sus desventajas La estructura en cuestión está conformado por TRES vigas longitudinales que salvan el obstáculo natural, con sección transversal de 0,54 m x 1,7 m, separadas 2,30 m, y con base en algunos ensayos efectuados, comprobaciones y consulta de diseños de este tipo de obras en la región, su flejes tiene ϕ N° 4 (1/2") cada 7 cm cerca de los apoyos, y con 4 varillas de refuerzo N°8 (1 ") y 8 N°7(7/8 ") en la cara inferior puestas en dos niveles y con un tablero o placa superior en concreto reforzado con varillas N° 6 (3/4") cada 15 cm en el sentido transversal tanto en momento positivo como negativo, las varillas longitudinales también N° 6 cada 20, Posee vigas de arriostramiento de 0,2 *1,2 diviendo la luz en tercios. (ver planos y geometría).

SUBESTRUCTURA

Está compuesta por estribos en concreto, de espesores variables no menor en su parte superior a 60 cm, las aletas también son en concreto de no menos de 30 cm de espesor.

CIMENTACIÓN

Su cimentación pudo ser profunda, desconociéndose su geometría, se hace proyección de la misma con base en "Obras de drenaje y protección para carreteras" Departamento de Risaralda, Secretaría de Obras públicas, División técnica. Su comportamiento ha sido muy bueno

SECCIÓN TRANSVERSAL

- Carretera secundaria
- Terreno ondulado y vel de diseño de 40 km/h
- Para un ancho libre de la calzada de 6,02 m
- Sin Bermas, con andén de 1,5m sector Occidental y 1,7 m oriental.
- Ancho del bordillo 0.15 m



- Total de la sección transversal es de 9,22 m
- Espesor de la placa en concreto 0,32 m

PROCESO CONSTRUCTIVO

Para este puente, su proceso constructivo fue "in situ".

Según lo observado en este puente se respetaron en general, las buenas prácticas para su construcción, siguiendo estos pasos: el montaje de los elementos de apoyo, la construcción del encofrado, el armado del acero de refuerzo, cimentación, estribos, superestructura; se realizó desencofrado, con barandas costado occidental y oriental con columnas en concreto y pasamanos metálicos que requieren ambos mantenimiento; los desagües verticales superiores en el tablero deben ser protegidos y alargarlos un poco más para que no sean fuente de constante arrastre por la superficie del tablero antes de caer al río.

INSPECCION VISUAL DEL PUENTE POSIBLES AFECTACIONES EN SU CAPACIDAD RESISTENTE Y FUNCIONAL

El puente se encuentra salvando un obstáculo sobre el río Consota de aprox 25,59 m, sobre una carretera de acceso pavimentado en concreto hidráulico rígido, con aproximaciones irregulares.



Foto N° 2 Estado actual superficie tablero y acceso

Los estribos se ven en buen estado de conservación, geometría, verticalidad, y sin fisuras aparentes, con seguridad la zona en contacto con el río esta desgastada.



ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página



Foto N° 3 Estribo sur



Foto N° 4 Estribo norte



Foto N° 5 y 5ª Zonas de apoyo



ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página

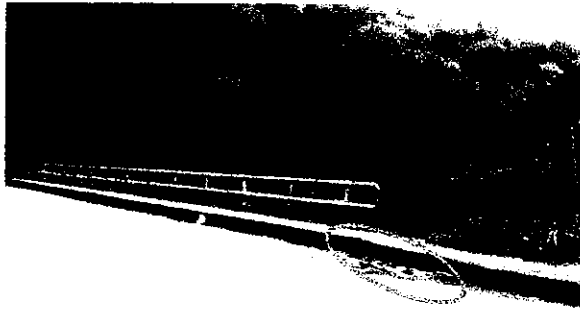


Foto N° 6 Desagües próximos al puente, requieren mantenimiento



Foto N° 7 los desagües verticales superiores en el tablero deben ser protegidos y alargados un poco mas para que no sean fuente de constante arrastre por la superficie del tablero antes de caer al rio.



Foto N° 8 Se puede proteger y separar la zona de contacto de los estribos con el suelo, para evitar deterioro y ataque biológicos o químicos.



INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página

Daños por diseño: No se evidenciaron fisuras por efectos de cortante, flexión o torsión, aplastamiento local, asentamientos, volcamiento, ni vibración excesiva, que hagan pensar en la existencia de daños producto del proceso de diseño del puente.

Daños por construcción: Se retiró todo el encofrado con el que se construyó, conveniente para evitar ataques biológicos provenientes de él. Se observa buena calidad del encofrado, lineamientos bien definidos, buen vibrado, sin hormigueros, sin acero expuesto por falta de recubrimiento inicial. Apoyos uniformes con neoprenos. La superficie de rodadura se conserva en buen estado, con algunas fisuras en las rampas de acceso que se pueden intervenir sin dificultad. Pero las salidas de estas requieren mejorar la curvatura haciendo llenos en asfalto, para evitar golpeteo innecesario de los vehículos.



Foto N° 9- Buen acabado en el vaciado, vibrado, desencofrado



Foto N° 10 Regularidad en formas de los elementos



Daños durante el funcionamiento: Se nota algunos daños en la superficie de rodadura, sobre todo en las rampas de acceso y en las juntas. Se debe mejorar la salida del puente en el sentido hacia el Dorado, pues se genera golpeteo por mala geometría de la placa de aproximación.

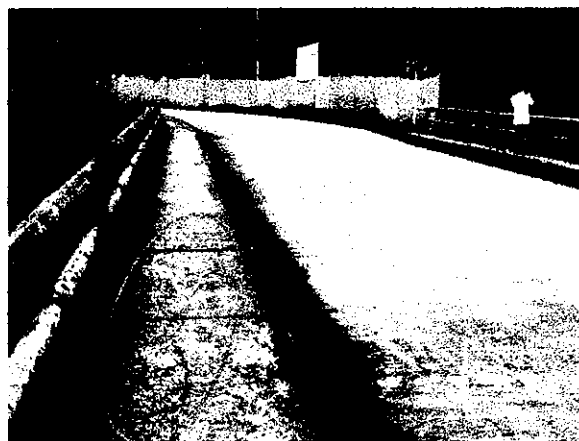


Foto N° 11 y 12 Daños en superficie de aproximación y juntas. Andenes



Foto N° 13. Barandas metálicas en pésimo estado, corrosión y oxidación avanzada.

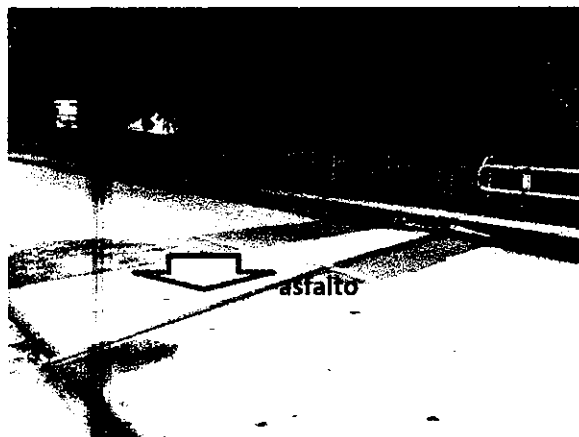


Foto N° 14. Se recomienda nivelar la superficie, golpeteo



En la subestructura y superestructura del puente se evidencian varios sitios donde se podría contaminar el concreto por presencia de microorganismos, hongo, además de otros agentes biológicos, lo que afecta el aspecto, la funcionalidad y la durabilidad. Lo anterior puede inducir y potenciar fallas físicas o químicas, hasta el momento no hay evidencia de daños, pero es muy importante solucionar lo presente y prevenir sus consecuencias.



Desagües que no están afectando el aspecto de las vigas.

Foto N° 15 Presencia de agentes biológicos



Foto N° 16 Agentes biológicos potencialmente perjudiciales, Eflorescencias



Posee barandas, Metálicas en muy mal estado, requieren mantenimiento por lo menos de esta manera: Preparación de superficie: limpieza con chorro abrasivo humedo (Wet Blasting), Recubrimiento base o Imprimante Aplicar Imprimante Epóxico, Barrera de protección, Recubrimiento de Acabado: Aplicar una capa de Esmalte Uretano.



Foto N° 17 Baranda metálica mal estado

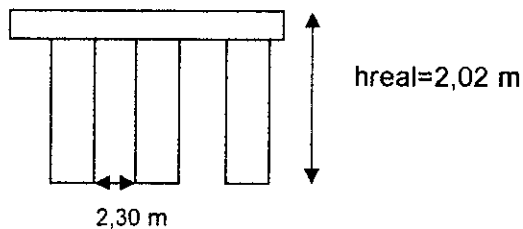


Foto N° 18 barandas en mal estado

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE

Chequeo general de geometría existente

SUPERESTRUCTURA recomendaciones (AASHTO LRFD) (ver plano)



Tipo : T-beam (vigas t) vigas y losa en concreto

Luz: $L=25,59\text{ m}$



Para luces simples la altura mínima $h > 0,070 L$

⇒ $h > 1,8 \text{ m}$ $h_{\text{real}} = 2,02 \text{ m}$ → OK

Separación entre vigas S (1,8 m - 3,0 m) $S_{\text{real}} = 2,30 \text{ m}$ → OK

Altura del tablero (35-55 cm) $h_{\text{tablero real}} = 32 \text{ cm}$, es menor, pero ha mostrado buen comportamiento a flexión.

Análisis estructural de capacidad resistente puente actual.

De edad no mayor a 15, es un puente simplemente apoyado de vigas y losa (T-beam) en concreto reforzado, la luz es de 25,59 m. Los datos de resistencia para el concreto de las vigas son según datos obtenidos en ensayos:

- promedio resistencia concreto para el concreto de la losa $f'c = 45,03 \text{ MPa}$ (6433 PSI, 450,31 kg/cm²)
- Resistencia concreto vigas núcleos $f'c = 45,5 \text{ Mpa}$ (6500 PSI, 455 kg/cm²)

⇒ **Para efectos de chequeos, estructurales se tomaron los siguientes valores:**

- Vigas $f'c = 45,5 \text{ MPa}$ $E_c = 26\,750 \text{ Mpa}$; DENSIDAD CONCRETO = 240 KN/m³
- tablero $f'c = 45,03 \text{ Mpa}$, $E_c = 26\,750 \text{ Mpa}$; DENSIDAD CONCRETO = 240 KN/m³
- Acero $f_y = 420 \text{ Mpa}$. $E_s = 200,000 \text{ Mpa}$;

SOLICITACIONES

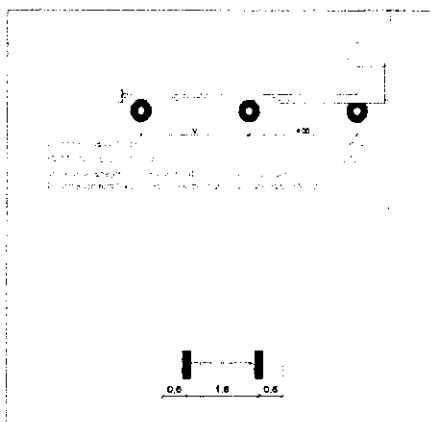
5- CARGAS MUERTAS O PERMANENTES:

- ↓ Placa de piso. $T_s = 320 \text{ cm}$ = $240 \text{ kN/m}^3 \times 0,32 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} = 153,6 \text{ kN/m}$
- ↓ $M_{DL} = 12573 \text{ kN.m}$
- ↓ Viga en concreto: $A = 0,45 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} = 0,675 \text{ m}^2$ → = $240 \text{ kN/m}^3 \times 0,675 \text{ m}^2 = 162 \text{ kN/m}$
- ↓ $M_{DL} = 13260 \text{ kN.m}$



6- CARGA DE SERVICIO

4 Carga viva, camión estándar CCDSP-95 C32-95



Fuente: Código Colombiano De Diseño Sísmico De Puentes

Figura N°2 Camión estándar de diseño

Figura 4: Líneas De Carga Camión C40-95

Módulo	CARGA	
	LUZ	CARGA
Módulo	12.00	CARR. W1170 (L.28.5)
	24.00 (120)	CARR. W1170 (L.28.5)
	1.750	CARR. W1170 (L.28.5)
Cortante	12.00	CARR. W1170 (L.28.5)
	24.00 (120)	CARR. W1170 (L.28.5)
	1.750	CARR. W1170 (L.28.5)

Fuente: Código Colombiano De Diseño Sísmico De Puentes Fig. A.3.4B

Figura 5: Líneas De Carga Camión C32-95

Módulo	CARGA	
	LUZ	CARGA
Módulo	12.00	CARR. W1170 (L.28.5)
	24.00 (120)	CARR. W1170 (L.28.5)
	1.750	CARR. W1170 (L.28.5)
Cortante	12.00	CARR. W1170 (L.28.5)
	24.00 (120)	CARR. W1170 (L.28.5)
	1.750	CARR. W1170 (L.28.5)

Fuente: Código Colombiano De Diseño Sísmico De Puentes Fig. A.3.4B

Figura N° 3 Líneas de carga camiones de diseño.



$$\text{Momento } L < 28 \text{ m} \quad w \text{ (carga distribuida)} \quad 1,2 - \frac{(25,59 - 28)}{200} = 1,212 \text{ t/m} = 121,2 \text{ kN/m}$$

$$P \text{ (carga puntual)} = 960 \text{ kN}$$

$$M_{LL} = \frac{121,2 \text{ kN/m} \times (25,59 \text{ m})^2}{8} = 9920,9 \text{ kN.m}$$

$$\text{Cortante } L < 24 \quad w \text{ (carga distribuida)} \quad 1,2 - \frac{(25,59 - 24)}{300} = 1,1947 \text{ t/m} = 119,47 \text{ kN/m}$$

$$P \text{ (carga puntual)} = 960 \text{ kN}$$

Impacto

El CCDSP incluye los efectos dinámicos de las cargas móviles sobre los puentes como una fracción de la carga viva de acuerdo con la ecuación $I = 16 / (40+L) < 0,3$

factor de impacto $I = 0,296$

En el estribo = $0,296 * 6500 \text{ kN} = 1924 \text{ kN}$

Fuerzas longitudinales

Las fuerzas longitudinales se refieren a todas aquellas fuerzas que actúan en la dirección longitudinal del puente, específicamente, en la dirección del tráfico. Estas fuerzas se generan por el frenado repentino de los vehículos o una desaceleración súbita de los mismos.

$LF = 207,5 \text{ kN}$

Fuerzas centrífugas

Las estructuras curvas deben diseñarse para una fuerza horizontal radial equivalente a un porcentaje de la carga viva sin impacto, considerando todos los carriles llenos. En este caso no se tiene en cuenta la aproximación se hace lenta y en línea recta.

Cargas del viento en la superestructura que se transmite a los estribos:

El viento es una carga lateral del sobre los puentes. Su magnitud depende entre otros factores de velocidad del viento, del ángulo de ataque del mismo y de la forma del puente.



Las cargas del viento deben consistir en cargas móviles uniformemente distribuidas aplicadas al área expuesta de la estructura.

90kN

Fuerza de frote o fricción:

74,8 kN en el extremo sobre los apoyos en el estribo :

Fuerza Sísmica:

$E_q = c (D_s)$ $z_c = z = 1,34$ Suelo capacidad portante $< 4 \text{ kg /cm}^2$ $c=0,04$ D_s Carga muerta

En un estribo $E_{qxx} = E_{qyy} = 0,04 \times 25500 \text{ kN} = 1020 \text{ kN}$

FACTORES DE CAPACIDAD

g. Momento resistente en la mitad de la luz

Área total de acero : 81 cm^2 $0,9 \times 0,0062 \times 420 \left(1,17 - \frac{0,65}{2}\right)$

$$u = \frac{A_s f_y}{0,05 f'_c b_{eff}} = \frac{3,42}{58,01} = 0,0589$$

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0,9 \times 0,0081 \times 420 (0,95 - 0,0589/2) = 28185,4 \text{ kN-m}$$

h. Capacidad a Cortante en el apoyo

$V_c = 902 \text{ kN}$ Lo que aporta en concreto

$V_s = 764 \text{ kN}$ Lo que aporta el acero de refuerzo



i. Cálculos de factores

$$\text{Rating factor} = \frac{\delta R_n - \gamma L D}{\gamma L \beta L L (z + f)} \quad \gamma D = 1,3$$

$$\gamma L = 1,3$$

$$\beta L = 1,00 \text{ para nivel de operación}$$

Localización	Descripción	factor en operación
Centro de la luz	Momento	1,1
En el apoyo	Cortante	1,6

Lo anterior indica que con relación a momentos y cortantes, su operación es satisfactoria

De otra forma, para un vehículo de diseño C32-95, que transmite en los dos ejes traseros cada uno de 1200 kN (12 ton) y en el frontal 800 kN (8 ton); y sus formas de aplicación, el desempeño actual es satisfactorio. No requiere refuerzo.

VER ANEXOS ANÁLISIS, CÁLCULO Y PLANOS

ANALISIS ESTRUCTURAL

PROYECTO: PUENTE EL DORADO
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,22 m
FECHA: 19/05/2014

5. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA PUNTA DE LA ZAPATA

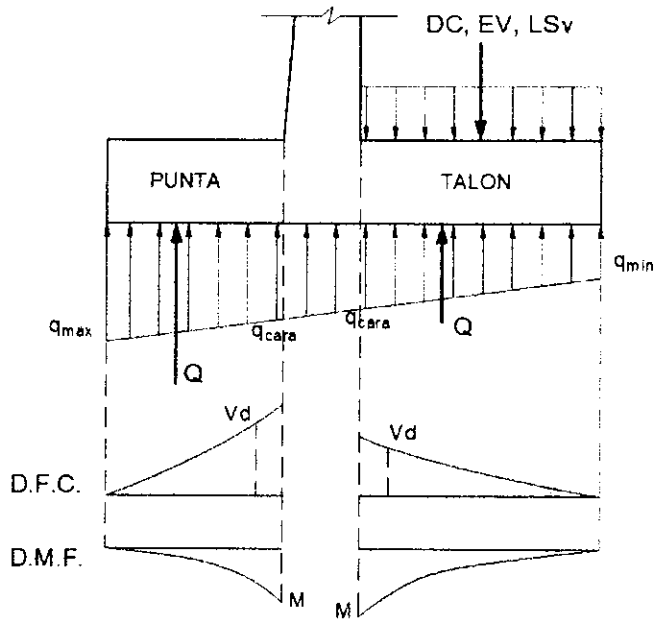
COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA		
		CARA		
		DC	Q	nΣV
RESISTENCIA 1	37,736	-5,04	83,08	81,94
RESISTENCIA 1	43,293	-5,04	95,55	95,03
RESISTENCIA 1	41,644	-7,00	91,61	88,84
RESISTENCIA 1	47,200	-7,00	104,08	101,93
EV. EXTREMO 1	26,450	-5,04	65,78	60,73
EV. EXTREMO 1	31,742	-5,04	77,65	72,61
EV. EXTREMO 1	30,171	-7,00	73,90	66,90
EV. EXTREMO 1	35,463	-7,00	85,78	78,78

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO		
		DC	Q	nΣM
RESISTENCIA 1	37,736	-5,48	101,97	101,31
RESISTENCIA 1	43,293	-5,48	117,67	117,80
RESISTENCIA 1	41,644	-7,61	112,32	109,95
RESISTENCIA 1	47,200	-7,61	128,02	126,44
EV. EXTREMO 1	26,450	-5,48	93,32	87,84
EV. EXTREMO 1	31,742	-5,48	108,27	102,79
EV. EXTREMO 1	30,171	-7,61	103,18	95,58
EV. EXTREMO 1	35,463	-7,61	118,14	110,53

ANALISIS ESTRUCTURAL

PROYECTO: PUENTE EL DORADO
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,22 m
FECHA: 19/05/2014

4. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALON DE LA ZAPATA



COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	CORTANTE V_d (Ton) - A "d" DE LA CARA				
		DC	LSv	EV	Q	$n\Sigma V_d$
RESISTENCIA 1	34,394	-8,02	-5,54	-67,86	126,79	47,63
RESISTENCIA 1	39,336	-8,02	-5,54	-67,86	145,64	67,42
RESISTENCIA 1	37,991	-11,14	-5,54	-67,86	139,87	58,09
RESISTENCIA 1	42,934	-11,14	-5,54	-67,86	158,72	77,88
EV. EXTREMO 1	20,215	-8,02	0,00	-50,27	94,59	36,30
EV. EXTREMO 1	24,922	-8,02	0,00	-50,27	112,54	54,25
EV. EXTREMO 1	23,641	-11,14	0,00	-50,27	107,04	45,63
EV. EXTREMO 1	28,348	-11,14	0,00	-50,27	124,99	63,58

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
		DC	LSv	EV	Q	$n\Sigma M$
RESISTENCIA 1	34,394	-13,53	-9,15	-111,98	222,57	92,32
RESISTENCIA 1	39,336	-13,53	-9,15	-111,98	255,96	127,38
RESISTENCIA 1	37,991	-18,79	-9,15	-111,98	245,43	110,80
RESISTENCIA 1	42,934	-18,79	-9,15	-111,98	278,83	145,87
EV. EXTREMO 1	20,215	-13,53	0,00	-82,94	175,91	79,44
EV. EXTREMO 1	24,922	-13,53	0,00	-82,94	207,72	111,25
EV. EXTREMO 1	23,641	-18,79	0,00	-82,94	197,69	95,96
EV. EXTREMO 1	28,348	-18,79	0,00	-82,94	229,50	127,77

ANALISIS ESTRUCTURAL

PROYECTO: PUENTE EL DORADO
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,22 m
FECHA: 19/05/2014

2. UBICACIÓN DE M/2 PARA EL CORTE DEL ACERO:

$y = 6,015 \text{ m}$
 $t_y = 0,745 \text{ m}$
 $M_u = 149,56 \text{ Ton-m}$
 $M_u/2 = 74,80 \text{ Ton-m}$ OK!

COMBINACIÓN	MOMENTO M/2 (Ton-m)				
	E _H	L _S H	BR	EQ	nΣ(M/2)
RESISTENCIA 1	41,00	9,16	12,98	0,00	66,30
RESISTENCIA 1	41,00	9,16	12,98	0,00	66,30
RESISTENCIA 1	41,00	9,16	12,98	0,00	66,30
RESISTENCIA 1	41,00	9,16	12,98	0,00	66,30
EV. EXTREMO 1	61,97	0,00	0,00	12,84	74,80
EV. EXTREMO 1	61,97	0,00	0,00	12,84	74,80
EV. EXTREMO 1	61,97	0,00	0,00	12,84	74,80
EV. EXTREMO 1	61,97	0,00	0,00	12,84	74,80

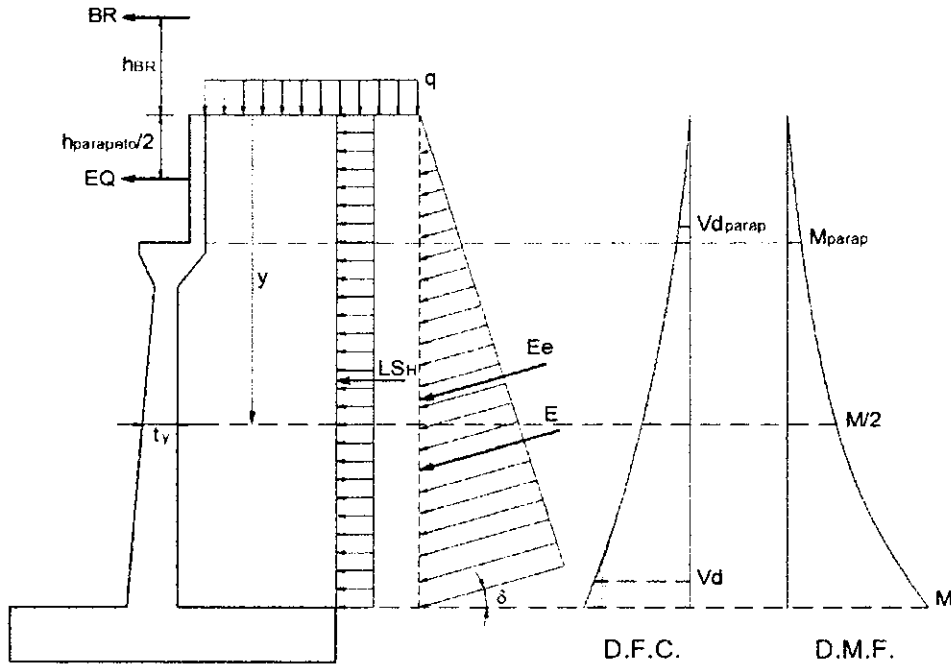
3. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE DEL PARAPETO

COMBINACIÓN	CORTANTE V _{dparap} (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	E _H	L _S H	BR	EQ	nΣV _d
RESISTENCIA 1	1,57	1,01	1,66	0,00	4,46
RESISTENCIA 1	1,57	1,01	1,66	0,00	4,46
RESISTENCIA 1	1,57	1,01	1,66	0,00	4,46
RESISTENCIA 1	1,57	1,01	1,66	0,00	4,46
EV. EXTREMO 1	2,02	0,00	0,00	3,25	5,27
EV. EXTREMO 1	2,02	0,00	0,00	3,25	5,27
EV. EXTREMO 1	2,02	0,00	0,00	3,25	5,27
EV. EXTREMO 1	2,02	0,00	0,00	3,25	5,27

COMBINACIÓN	MOMENTO M _{parap} (Ton-m) - MÁXIMO				
	E _H	L _S H	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	4,86	1,08	6,43	0,00	12,99
RESISTENCIA 1	4,86	1,08	6,43	0,00	12,99
RESISTENCIA 1	4,86	1,08	6,43	0,00	12,99
RESISTENCIA 1	4,86	1,08	6,43	0,00	12,99
EV. EXTREMO 1	7,34	0,00	0,00	3,37	10,71
EV. EXTREMO 1	7,34	0,00	0,00	3,37	10,71
EV. EXTREMO 1	7,34	0,00	0,00	3,37	10,71
EV. EXTREMO 1	7,34	0,00	0,00	3,37	10,71

ANALISIS ESTRUCTURAL

PROYECTO: PUENTE EL DORADO
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,22 m
FECHA: 19/05/2014



1. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO DE DISEÑO (EN LA BASE DE LA PANTALLA)

$y = 8,65 \text{ m}$

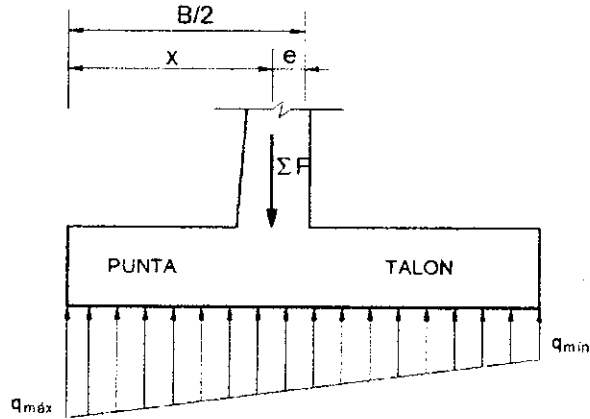
COMBINACIÓN	CORTANTE V_d (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	E_H	L_{SH}	BR	EQ	$n \sum V_d$
RESISTENCIA 1	28,93	4,34	1,66	0,00	36,69
RESISTENCIA 1	28,93	4,34	1,66	0,00	36,69
RESISTENCIA 1	28,93	4,34	1,66	0,00	36,69
RESISTENCIA 1	28,93	4,34	1,66	0,00	36,69
EV. EXTREMO 1	37,15	0,00	0,00	3,25	40,41
EV. EXTREMO 1	37,15	0,00	0,00	3,25	40,41
EV. EXTREMO 1	37,15	0,00	0,00	3,25	40,41
EV. EXTREMO 1	37,15	0,00	0,00	3,25	40,41

COMBINACIÓN	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
	E_H	L_{SH}	BR	EQ	$n \sum M$
RESISTENCIA 1	84,80	18,94	17,36	0,00	127,15
RESISTENCIA 1	84,80	18,94	17,36	0,00	127,15
RESISTENCIA 1	84,80	18,94	17,36	0,00	127,15
RESISTENCIA 1	84,80	18,94	17,36	0,00	127,15
EV. EXTREMO 1	128,15	0,00	0,00	21,41	149,56
EV. EXTREMO 1	128,15	0,00	0,00	21,41	149,56
EV. EXTREMO 1	128,15	0,00	0,00	21,41	149,56
EV. EXTREMO 1	128,15	0,00	0,00	21,41	149,56

VERIFICACION DE ESTABILIDAD

PROYECTO: PUEBTE CORALES
DESCRIPCION: ESTRIBO NORTE
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,11 m
FECHA: 19/05/2014

6. PRESIONES SOBRE EL SUELO



$B/6 = 1,08 \text{ m}$

COMBINACIÓN	x (m)	e (m)		qmax (Ton/m)		qmin (Ton/m)	
RESISTENCIA 1	2,938	0,312	OK!	44,12	OK!	24,37	OK!
RESISTENCIA 1	2,927	0,323	OK!	50,85	OK!	27,47	OK!
RESISTENCIA 1	2,941	0,309	OK!	48,62	OK!	27,03	OK!
RESISTENCIA 1	2,930	0,320	OK!	55,35	FALLA!	30,13	OK!
EV. EXTREMO 1	2,249	1,001	OK!	38,35	OK!	1,51	OK!
EV. EXTREMO 1	2,363	0,887	OK!	44,76	OK!	4,46	OK!
EV. EXTREMO 1	2,355	0,895	OK!	42,64	OK!	4,05	OK!
EV. EXTREMO 1	2,437	0,813	OK!	49,05	OK!	7,00	OK!

VERIFICACION DE ESTABILIDAD

PROYECTO: PUENTE CORALES
DESCRIPCION: ESTRIBO NORTE
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,11 m
FECHA: 19/05/2014

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣM
RESISTENCIA 1	169,56	66,30	94,67	18,93	54,09	390,60	26,89	-31,45	829,07
RESISTENCIA 1	169,56	153,01	94,67	18,93	54,09	390,60	26,89	-31,45	920,11
RESISTENCIA 1	235,50	66,30	94,67	18,93	54,09	390,60	26,89	-31,45	898,31
RESISTENCIA 1	235,50	153,01	94,67	18,93	54,09	390,60	26,89	-31,45	989,35
EV. EXTREMO 1	169,56	66,30	0,00	0,00	0,00	301,78	0,00	-31,45	506,19
EV. EXTREMO 1	169,56	153,01	0,00	0,00	0,00	301,78	0,00	-31,45	592,90
EV. EXTREMO 1	235,50	66,30	0,00	0,00	0,00	301,78	0,00	-31,45	572,13
EV. EXTREMO 1	235,50	153,01	0,00	0,00	0,00	301,78	0,00	-31,45	658,84

4. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

COMBINACION	$\mu\Sigma Fv/\Sigma Fh$	
RESISTENCIA 1	2,866	OK!
RESISTENCIA 1	3,278	OK!
RESISTENCIA 1	3,166	OK!
RESISTENCIA 1	3,578	OK!
EV. EXTREMO 1	1,503	OK!
EV. EXTREMO 1	1,856	OK!
EV. EXTREMO 1	1,760	OK!
EV. EXTREMO 1	2,113	OK!

5. ESTABILIDAD AL VOLTEO

COMBINACION	$\Sigma Mr/\Sigma Ma$	
RESISTENCIA 1	4,731	OK!
RESISTENCIA 1	5,251	OK!
RESISTENCIA 1	5,126	OK!
RESISTENCIA 1	5,646	OK!
EV. EXTREMO 1	2,356	OK!
EV. EXTREMO 1	2,759	OK!
EV. EXTREMO 1	2,663	OK!
EV. EXTREMO 1	3,066	OK!

VERIFICACION DE ESTABILIDAD

PROYECTO: PUENTE CORALES
DESCRIPCION: ESTRIBO NORTE
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,11 m
FECHA: 19/05/2014

1. DATOS PREVIOS

F.S.D.= 1,50 μ = 0,60
 F.S.V.= 2,00 σ = 5,20 Kg/cm²

2. FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (Ton)					
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	EQ	nΣF
RESISTENCIA 1	37,75	4,96	1,66	0,00	46,59
RESISTENCIA 1	37,75	4,96	1,66	0,00	46,59
RESISTENCIA 1	37,75	4,96	1,66	0,00	46,59
RESISTENCIA 1	37,75	4,96	1,66	0,00	46,59
EV. EXTREMO 1	48,47	0,00	0,00	3,25	51,72
EV. EXTREMO 1	48,47	0,00	0,00	3,25	51,72
EV. EXTREMO 1	48,47	0,00	0,00	3,25	51,72
EV. EXTREMO 1	48,47	0,00	0,00	3,25	51,72

MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)					
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	123,31	24,32	19,27	0,00	175,24
RESISTENCIA 1	123,31	24,32	19,27	0,00	175,24
RESISTENCIA 1	123,31	24,32	19,27	0,00	175,24
RESISTENCIA 1	123,31	24,32	19,27	0,00	175,24
EV. EXTREMO 1	186,35	0,00	0,00	28,52	214,87
EV. EXTREMO 1	186,35	0,00	0,00	28,52	214,87
EV. EXTREMO 1	186,35	0,00	0,00	28,52	214,87
EV. EXTREMO 1	186,35	0,00	0,00	28,52	214,87

3. FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LS _v	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	57,04	23,26	33,22	6,64	18,98	76,97	5,54	-9,68	222,57
RESISTENCIA 1	57,04	53,69	33,22	6,64	18,98	76,97	5,54	-9,68	254,52
RESISTENCIA 1	79,22	23,26	33,22	6,64	18,98	76,97	5,54	-9,68	245,86
RESISTENCIA 1	79,22	53,69	33,22	6,64	18,98	76,97	5,54	-9,68	277,81
EV. EXTREMO 1	57,04	23,26	0,00	0,00	0,00	58,93	0,00	-9,68	129,55
EV. EXTREMO 1	57,04	53,69	0,00	0,00	0,00	58,93	0,00	-9,68	159,98
EV. EXTREMO 1	79,22	23,26	0,00	0,00	0,00	58,93	0,00	-9,68	151,73
EV. EXTREMO 1	79,22	53,69	0,00	0,00	0,00	58,93	0,00	-9,68	182,16

DEFINICION DE CARGAS

PROYECTO: PUENTE EL DORADO
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,22 m
FECHA: 19/05/2014

13. COMBINACION DE CARGAS

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
RESISTENCIA 1	0,90	0,65	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	0,90	1,50	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	1,25	0,65	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
EV. EXTREMO 1	0,90	0,65	1,50	1,00	0	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	0,90	1,50	1,50	1,00	0	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	1,25	0,65	1,50	1,00	0	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	1,25	1,50	1,50	1,00	0	1,00	1,00	1,00

DEFINICION DE CARGAS

PROYECTO: PUENTE EL DORADO
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,22 m
FECHA: 19/05/2014

6. CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (LL):

LL= 18,98 Ton/m
x= 2,85 m

7. CARGA DE IMPACTO (IM):

IM= 3,80 Ton/m
x= 2,85 m

8. FUERZA DE FRENADO Y ACELERACION (BR):

BR=5%LL= 0,95 Ton
(7) hBR= 1,80 m
y= 11,60 m

9. SOBRECARGA PEATONAL PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA

PL= 10,85 Ton/m
x= 2,85 m

10. SOBRECARGA SUPERFICIAL Y DE TRAFICO (LS):

pH= 0,29 Ton/m
LSH= 2,84 Ton
y= 4,90 m
LSv= 3,17 Ton
x= 4,85 m

11. SUBPRESION DE AGUA (WA):

WA= -9,68 Ton
x= 3,25 m

12. FUERZA SISMICA (EQ):

EQ=10%DC= 3,25 Ton
y= 8,77 m

DEFINICION DE CARGAS

PROYECTO: PUENTE EL DORADO
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,22 m
FECHA: 19/05/2014

2. PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	7,48	17,94	3,25	58,31
2	1,93	4,63	3,05	14,12
3	2,37	5,69	2,63	14,99
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
4	0,06	0,15	2,82	0,42
5	0,06	0,15	3,28	0,49
6	0,12	0,29	3,05	0,88
7	0,83	1,99	3,25	6,46
Σ	--	30,84	--	95,67
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
8	1,55	2,78	3,33	9,25
9	26,38	47,49	4,98	236,26
Σ	--	50,27	--	245,50

DC= 30,84 Ton EV= 50,27 Ton
 x= 3,10 m x= 4,88 m

3. PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC):

DC= 32,54 Ton/m
 x= 2,85 m

4. CARGA MUERTA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DW):

DW= 35,79 Ton/m
 x= 2,85 m

5. PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH Y EV):

$\delta = \phi/2 = 15^\circ$
 $\gamma_m = 1,80 \text{ g/cm}^3$
 (4) $K_a = 0,3014$
 $k_h = A/2 = 0,13$
 $\theta = 7,13^\circ$
 (5) $K_e = 0,3870$

Empuje estático:

E= 26,05 Ton
 EH= 25,17 Ton
 EV= 6,74 Ton
 y= 3,27 m
 x= 6,50 m

Empuje dinámico:

Ee= 33,45 Ton
 EHe= 32,31 Ton
 EVe= 8,66 Ton
 $\Delta Ee = 7,40 \text{ Ton}$
 (6) y= 3,84 m
 x= 6,50 m

DEFINICION DE CARGAS

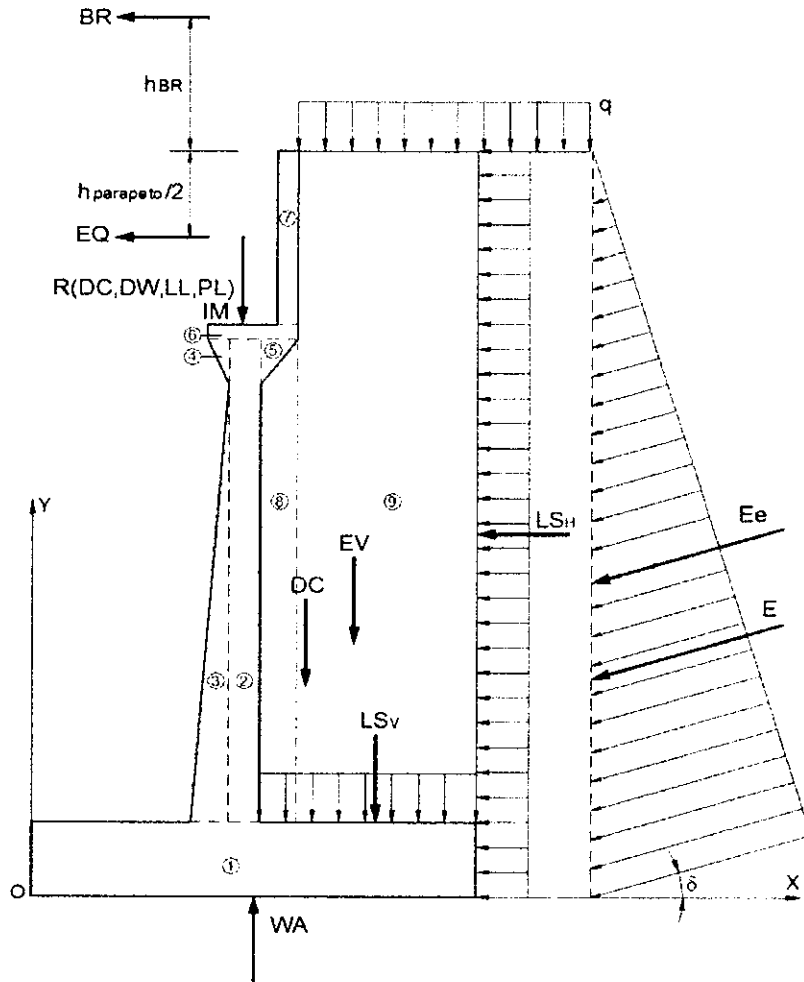
PROYECTO: PUENTE EL DORADO
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,22 m
FECHA: 19/05/2014

1. DATOS PREVIOS

- $\gamma_{concreto} = 2,40 \text{ Ton/m}^3$
- $\gamma_m = 1,80 \text{ Ton/m}^3$
- $\phi = 30^\circ$
- (1) $A = 0,25$
- (2) % Impacto = 20,00%
- (3) $q = 0,96 \text{ Ton/m}$

Reacciones debido a:

- $R(DC) = 300,00 \text{ Ton}$
- $R(DW) = 330,00 \text{ Ton}$
- $R(LL) = 175,00 \text{ Ton}$
- $R(PL) = 100,00 \text{ Ton}$



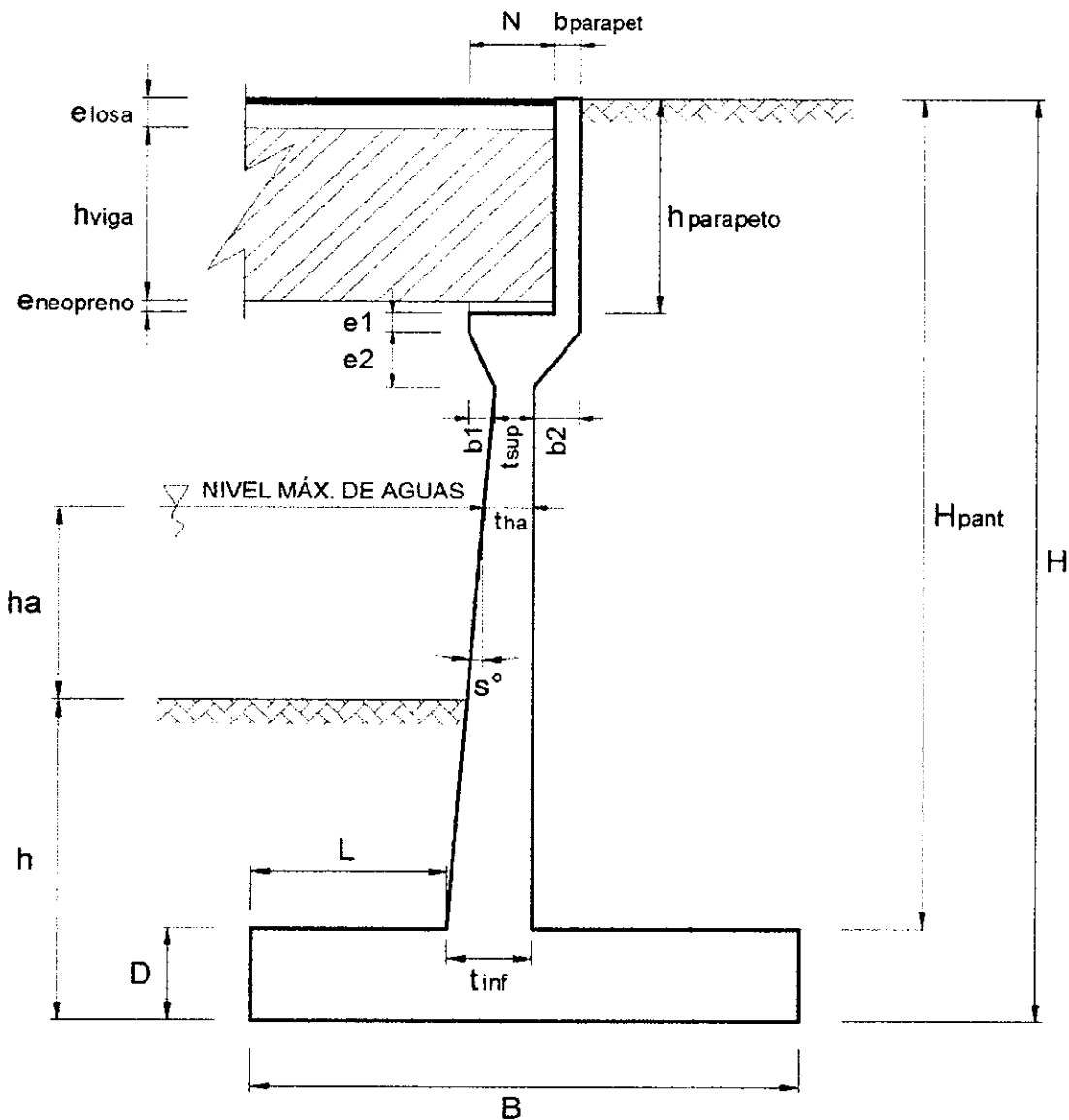
CHEQUEO DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBO

PROYECTO: PUENTE EL DORADO
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,22 m
FECHA: 19/05/2014

	DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
	H	9,80 m	9,80 m	Dato
	h	2,00 m	2,00 m	Dato
(1)	$B=0.6H$	5,88 m	6,50 m	Criterio
(1)	$D=0.1H$	0,98 m	1,15 m	Criterio
	t_{sup}	0,30 m	0,30 m	Valor mínimo
(1)	$t_{inf}=0.1H$	0,98 m	1,10 m	Criterio
(1)	$L=B/3$	1,96 m	2,10 m	Criterio
	e_{losa}	0,32 m	0,32 m	Dato
	h_{viga}	1,70 m	1,70 m	Dato
	$e_{neopreno}$	0,05 m	0,05 m	Dato
	$h_{parapeto}$	2,07 m	2,07 m	$e_{losa}+h_{viga}+e_{neopreno}$
	$b_{parapeto}$	0,40 m	0,40 m	Asumido
	e_1	0,15 m	0,15 m	Asumido
	e_2	0,50 m	0,50 m	Asumido
	DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
	b_1	0,25 m	0,25 m	Asumido
	b_2	0,25 m	0,25 m	Asumido
	s°	7,88°	7,88°	Calculado
(2)	$N_{mínimo}$	0,22 m	--	Según Norma
	N	0,40 m	0,40 m	Calculado
	h_a	1,50 m	1,50 m	Dato
	t_{ha}	0,77 m	0,77 m	Calculado
	H_{pant}	8,65 m	8,65 m	Calculado

CHEQUEO DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBO

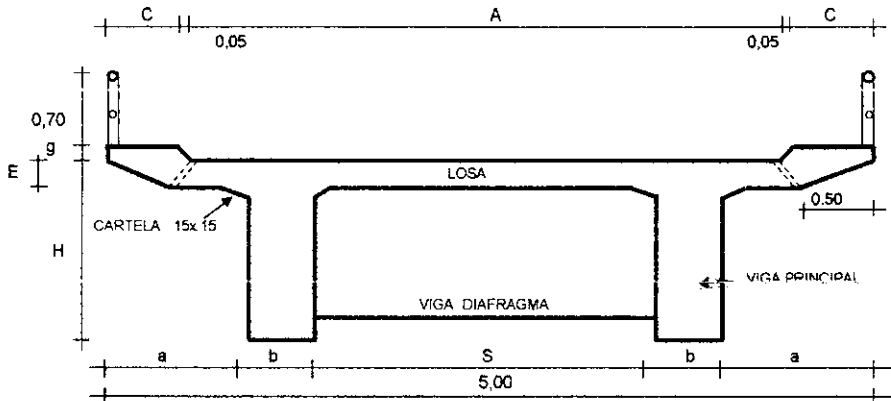
PROYECTO: PUENTE EL DORADO
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,22 m
FECHA: 19/05/2014



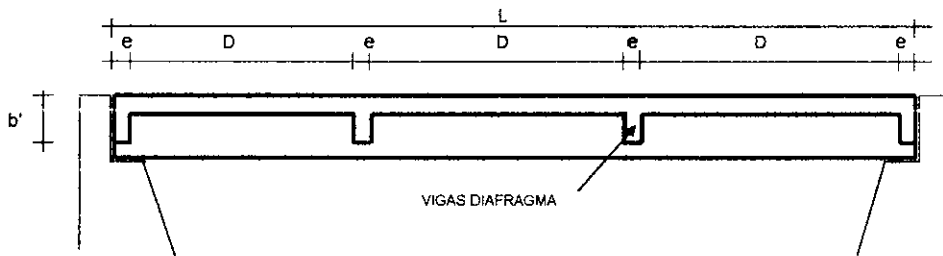
COMPROBACIÓN DE DISEÑO PUENTE VIGA-LOSA EL DORADO

I- PREDIMENSIONAMIENTO : Puente simplemente apoyado

SECCION TIPICA:



Longitud Total del Puente	Lt (m) =	25,70	Número Vigas Diafragma	N =	1	
Ancho de Cajuela		0,60	Peralte Vigas Diafragma	b' =	0,80	
Luz de Cálculo del Puente	L (m) =	24,39	Ancho Vigas Diafragma	e =	0,20	
Ancho de Vía	4,04	A (m) =	6,02	Dist. entre Vigas Diafrag.	D =	8,06
Peralte Viga Princ.	1,7493	H (m) =	1,7493	TREN DE CARGAS		C3295
Ancho Viga Princ.	0,4-0,6	b (m) =	0,4-0,6	Concreto	f _c =	455 kg/cm ²
Separación Vigas Princ.		S (m) =	2,30	Acero	f _y =	4200 kg/cm ²
Espesor Losa	0,18	E (m) =	0,18	Luz Libre del Puente:		24,39 m.
Ancho Vereda	0,60	C (m) =	1,50			
Espesor Vereda	0,20	g (m) =	0,18			
Longitud Volado		a (m) =	1,30			



II.- DISEÑO DE LA LOSA :

La armadura principal de la Losa será en sentido perpendicular al tránsito.

2.1. ARMADURA PRINCIPAL TRAMO INTERIOR

Momento por Peso Propio (Md) :

- Metrado de Cargas (para 1 m. de ancho):

$$\begin{aligned} P. \text{ propio} &= (1\text{m.})(E)(2.4 \text{ T/m}^3) && 0,77 \\ \text{Asfalto} &= (1\text{m.})(0,05)(2,0 \text{ T/m}^3) && 0,10 \\ \hline Wd &= && 0,87 \text{ T/m} \end{aligned}$$

- Suponiendo un coeficiente 1/10 para los momentos (+) y (-):

$$Md = [Wd.(S)^2]/10 \quad \implies \quad Md = 0,459172 \text{ T.m} \quad +/-$$

Momento por Sobrecarga (MI) :

- Como es una losa armada perpendicularmente al sentido del tráfico:

$$MI = (S+0.61) P/9.74 \quad (P: \text{Carga de rueda más pesada} : \text{HS-20} \quad 9,6 \text{ T.})$$

$$MI = 2,8682 \text{ T.m}$$

- Como existe continuidad entre losa y viga se recomienda afectar al momento de factores:

$$\begin{aligned} \text{Mom. positivo} &= 0.80 MI && \implies \quad + MI = 2,294538 \text{ T.m} \\ \text{Mom. negativo} &= 0.90 MI && \implies \quad - MI = 2,581355 \text{ T.m} \end{aligned}$$

Momento por Impacto (MI) :

- Coeficiente de Impacto :

$$I = 15.24/(S+38) = 0,38$$

$$I \leq 0,30 \quad \text{Menor Valor} \implies \quad I = 0,30$$

- Momentos :

$$\begin{aligned} \text{Mom. positivo} &= I MI+ && \implies \quad + MI = 0,688361 \text{ T.m} \\ \text{Mom. negativo} &= I MI- && \implies \quad - MI = 0,774407 \text{ T.m} \end{aligned}$$

Verificación del peralte : (Diseño por Servicio o Esfuerzos de Trabajo)

Momentos por Servicio:

$$M = Md + MI + MI \quad (\text{Momento flector})$$

$$\begin{aligned} \text{Mom. positivo} &= && \implies \quad + M = 3,442071 \text{ T.m} \\ \text{Mom. negativo} &= && \implies \quad - M = 3,814934 \text{ T.m} \end{aligned}$$

- Peralte mínimo : $d = [(2.M)/(F_c.K.J.b)]^{1/2}$

donde:

$$\begin{aligned} b &= 1 \text{ m.} = 100 \text{ cm} \\ F_c &= 0.4 f_c = 0.40 \times 455 = 182 \text{ Kg/cm}^2 \\ F_s &= 0.4 f_y = 0.40 \times 4200 = 1680 \text{ Kg/cm}^2 \\ E_s &= 2100000 \text{ Kg/cm}^2 \\ E_c &= 15000 \text{ Raiz}(f_c) = 319961 \text{ Kg/cm}^2 \\ n &= E_s / E_c = 7 > 6 \text{ O.K.} \\ r &= F_s / F_c = 9 \\ K &= n / (n+r) = 0,4156 \\ J &= 1 - K/3 = 0,8615 \\ \implies \quad d &= 10,28 \text{ cm.} < E = 32,00 \text{ cm} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

Admitiendo un recubrimiento de 2" (5 cm) y suponiendo el empleo de hierro de 5/8" = cm

$$\begin{aligned} \text{el Peralte sería:} \quad E - 5.00 - 1,59 / 2 &= 26,21 \text{ cm} \\ \text{Consideremos para el diseño} \quad \boxed{d = 28,00 \text{ cm}} \end{aligned}$$

Diseño por Rotura :

- Momento Último Resistente :

$$Mu = 1.30 [Md + 1.67(MI + MI)]$$

$$\begin{aligned} \text{Mom. positivo} &= && \implies \quad + Mu = 7,072798 \text{ T.m} \\ \text{Mom. negativo} &= && \implies \quad - Mu = 7,882282 \text{ T.m} \end{aligned}$$

- Acero :

$$Mu = \phi . As . fy . [d - (\phi . fy) / (1.70 f_c . b)] \quad \phi =$$

$$\implies \quad As = (f_c . b . d) / fy [0.85 - \text{Raiz}(0.7225 - 1.70(Mu) / (\phi . f_c . b . d^2))]$$

- Acero positivo : (por 1 m. de ancho de losa)

$$+As = 7,31 \text{ cm}^2$$

Verificando la cantidad mínima por cuantía:

$$As_{\text{min}} = 14/fy . b . d \implies As_{\text{min}} = 8,66667 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{min}} < +As \quad \text{Falso} \quad As = 8,66667$$

Considerando acero de cm², el espaciamiento de las barras será:

$$s = (Av . b) / As \implies s = 27,37 \text{ cm}$$

$$\text{Acero positivo : } \boxed{5/8 \text{ " } @ \quad 27 \text{ cm}}$$

- Acero negativo : (por 1 m. de ancho de losa)

$$-As = 8,16 \text{ cm}^2$$

As_{min} < -As Falso As = 8,66667

Considerando acero de cm², el espaciamiento de las barras será:

$$s = (Av . b) / As \implies s = 24,51 \text{ cm}$$

$$\text{Acero negativo : } \boxed{5/8 \text{ " } @ \quad 25 \text{ cm}}$$

2.2. ARMADURA PRINCIPAL TRAMO EN VOLADIZO

Momento por Peso Propio (Md) :		Por metro de longitud.		
Sección	Carga (T)	Dist.(m)	Momento (T.m)	
1	(C)(0.20)(1)(2.4)	0,720	0,550	0,396
2	(0.05/2)(0.20)(1)(2.40)	0,012	-0,217	-0,003
3	(0.50)(E/2)(1)(2.40)	0,192	0,967	0,186
4	(a-0.50)(E)(1)(2.40)	0,614	0,400	0,246
5	(0.15)(0.15)(1)(2.40)	0,054	0,050	0,003
Asfalto	(a-C-0.05)(0.05)(1)(2.00)	-0,025	-0,125	0,003
Baranda	0,150	0,150	1,225	0,184
====>			Md =	1,014 T.m

Momento por Sobrecarga (Mi) :

- Como es una losa armada perpendicularmente al sentido del tráfico:

Ancho Efectivo : $E = (0.80)(X)+1.143$ $E = 0,70$ m.

(distancia cara Viga a Rueda: $X = -0,55$ m)

Momento resultante: $Mi = (P)(X) / E$ $Mi = -7,511$ T.m

(P: Carga de rueda más pesada : HS-20 $9,6$ T.)

Momento por Impacto (Mi) :

$Mi = (I) (Mi)$ $Mi = -2,263$ T.m

Diseño por Rotura :

- Momento Ultimo Resistente :

$Mu = 1.30 [Md+1.67(Mi+Mi)]$ $Mu = -19,879$ T.m

- Acero :

Resolviendo $As = -19,438$ cm²

$As_{min} = 14/fy b.d = 8,667$ cm²

$As_{min} < As$ **Falso** $As = 8,667$ cm²

Considerando acero de $5/8$ " = $3,00$ cm², el espaciamiento de las barras será:

$s = (Av. b) / As$ $s = 23,08$ cm

Acero : **5/8 " @ 23 cm**

2.3. ACERO DE REPARTICION :

Como el Acero principal es perpendicular al tráfico:

$\% Asr = 121 / (L)^{0.5} < 67 \%$ $\% Asr = 24,50 \%$ $\% As$

$\% Asr < 67\% As$ **O.K.**

====> Acero de Repartición : $Asr = 1,999$ cm²

Considerando acero de $1/2$ " = $1,28$ cm², el espaciamiento de las barras será:

$s = (Av. b) / As$ $s = 64,53$ cm

Acero de Repartición : **1/2 " @ 65 cm**

2.4. ACERO DE TEMPERATURA :

$Ast = 0.0018 b E > 2.64$ cm² $Ast = 5,760$ cm²

$Ast > 2.64$ cm² **O.K.**

Considerando acero de $3/8$ " = $0,71$ cm², el espaciamiento de las barras será:

$s = (Av. b) / As$ $s = 12,33$ cm

Acero de Temperatura : **3/8 " @ 12 cm**

III.- DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES.

Se tiene dos Vigas Principales en el sentido del tráfico.

3.1. ARMADURA PRINCIPAL VIGA EXTERIOR

Momento por Peso Propio (Md) :

- Metrado de Cargas (por metro de losa y viga):

pp losa= $(E)(a-0.5+S/2+b)(2.4 T/m^3)$ $1,912$

pp viga= $[(H-E)(b)+0.15^2](2.4 T/m^3)$ $1,842$

Asfalto = $(0.05)(A/2)(2.0 T/m^3)$ $0,301$

Acera = $(0.65)(0.4 T/m^2)$ $0,260$

Volado = $(0.20^2 C+0.005+0.25^2 E)(2.4 T/m^3)$ $0,924$

Wd = 5,240 T/m

- Aporte de las Vigas Diafragma
pp Viga Diafrag. $(b')(e)(S/2)(2.4 T/m^3) ==> Wv = 0,4 \cdot 16 T.$
Número de Vigas Diafragma: $N = 4$
- Cálculo del M_d para la sección al centro de la luz (sección crítica)
Según Diag. de Línea de Influencia de momentos en el caso de 4 Vigas Diafrag. se tiene:
 $M_d = Wd(L^2/8) + Wv(2L/6) ==> M_d = 412,710 T.m$

Momento por Sobrecarga (Mi) :

- Coeficiente de Concentración de carga (Cc) :
Para este caso de Puente de un carril y cargas HS-20 se tiene:
 $R = [1 + 0.70/(S+b)] F_r$
 $==> Cc = [1 + 0.70/(S+b)] ==> Cc = 1,246$
- Momento máximo por eje de rueda en la sección crítica (a 0.70 m. del centro)
Según Diagrama de Línea de Influencia de momentos para este caso se tiene:
 $M_s/c = Cc [P/2 (2.25L^2 - 10.5L + 4.41) / L]$
donde : $P = 3,629 T. ==> M_s/c = 103,823 T.m$ (Por Viga)
- Momento por Sobrecarga Equivalente
Considerando la Sobrecarga del Reglamento, situando la carga de cuchilla en la posición crítica (a la mitad de la long. del puente)
 $Meq = [9/4L + 0.96 (L^2)/8] / 2 ==> Meq = 65,584 T.m$ (Por Viga)
- Momento por Sobrecarga (Mi):
Tomamos el mayor $==> MI = 103,823 T.m$

Momento por Impacto (Mi) :

- Coeficiente de Impacto :
 $I = 15.24/(L+38) = 0,24$
 $I <= 0,30 ==> I = 0,24$
 $==> Mi = 25,119 T.m$

DISEÑO VIGA T

Verificación del peralte : (Diseño por Servicio o Esfuerzos de Trabajo)

- Momento por Servicio:
 $M = M_d + Mi + Mi ==> M = 541,652 T.m$

- Peralte mínimo :

$$d = [(2.M)/(F_c.K.J.b)]^{(1/2)}$$

donde:

$b =$ Menor valor de las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} b <= L/4 & ==> b <= 6,25 \text{ m} \\ (b-b_w) <= 16 hf & ==> b <= 5,66 \text{ m} \\ b <= b_w + S & ==> b <= 2,84 \text{ m} \end{aligned}$$

Asumiendo $b = 2,84$ m. Suponiendo que el eje neutro se halla dentro del ala ($C < E$) realizamos los cálculos como si fuera una viga rectangular

de ancho $b = 284$ cm

Peralte :

$$d = 76,51 \text{ cm.} < H = 170,00 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

$$d = 160,00 \text{ cm}$$

Consideremos para el diseño

- Area del Acero : (Por servicio)

$$As = M/(F_s.J.d) ==> As = 233,9081 \text{ cm}^2$$

- Verificamos la cuantía :

Cuantía balanceada:

$$pb = (0.85 f_c \beta) / f_y \cdot (0.003 E_s) / (0.003 E_s + f_y) ==> pb = 0,0470$$

$$\beta = 0.85$$

$$\text{Cuantía máxima: } p_{max} = 0.75 pb ==> p_{max} = 0,0352$$

$$\text{Cuantía de la Viga: } p = As/(b.d) ==> p = 0,0051$$

$$==> p < p_{max} \quad \text{O.K.}$$

Diseño por Rotura :

- Momento Ultimo Resistente :

$$Mu = 1.30 [Md + 1.67(Mi + Mi)] ==> Mu = 816,45636 T.m$$

- Acero :

$$Mu = \phi \cdot As \cdot f_y \cdot [d - (\phi \cdot As \cdot f_y) / (1.70 f_c \cdot b)]$$

$$==> As = (f_c \cdot b \cdot d) / f_y [0.85 - \text{Raiz}(0.7225 - 1.70(Mu) / (\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2))]$$

$$\phi = 0,90$$

Resolviendo:

$$As = 137,25 \text{ cm}^2$$

En este caso la Cuantía de la Viga estará indicada como:

$$p = As/(b.d) ==> p = 0,0030 < p_{max} \quad \text{O.K.}$$

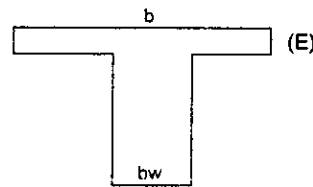
Para no verificar deflexiones:

$$p_{max} = 0.18 f_c / f_y ==> p_{max} = 0,0195 > p \quad \text{O.K.}$$

Verificación del Eje Neutro:

$$a = (As \cdot f_y) / (0.85 f_c \cdot d) = ==> a = 5,24812 \text{ cm.} < E = 32,00 \text{ O.K.}$$

Es correcto el diseño de la Viga como Rectangular pues el Eje neutro se halla en el ala de la Viga



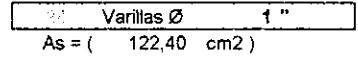
Verificación por Fatiga en Servicio:

Momento por servicio máximo: $M = M_d + M_i + M_{ii} = 541,652 \text{ T.m}$
 $f_s \text{ max} = M / (A_s \cdot J \cdot d) \implies f_s \text{ max} = 2863,200 \text{ Kg/cm}^2$
 Momento por servicio mínimo: $M_{\text{min}} = M_d = 412,710 \text{ T.m}$
 $f_s \text{ min} = M_{\text{min}} / (A_s \cdot J \cdot d) \implies f_s \text{ min} = 2181,607 \text{ Kg/cm}^2$
 Rango de Esfuerzos actuantes: $f_{ac} = (f_s \text{ max}) - (f_s \text{ min}) \implies f_{ac} = 681,593 \text{ Kg/cm}^2$
 Rango de Esfuerzos admisibles: $f_{ad} = 1635,36 - 0,36(f_s \text{ min}) \implies f_{ad} = 849,981 \text{ Kg/cm}^2$
 $\implies f_{ad} < f_{ac} \dots\dots \text{O.K.}$

Distribución del Acero:

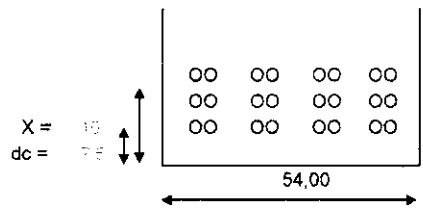
Si consideramos barras de $1'' = 2,54 \text{ cm}$ entonces el número de barras será:
 $N^\circ \text{ varillas } 1'' = 27$

En este caso el acero se distribuirá en capas y se considerará



Verificación por Agrietamiento:

Para condiciones severas de exposición:
 $Z = 23000 \text{ Kg/cm}^2$
 El valor de A es: $A = 2 \cdot X \cdot b / (N^\circ \text{ barras})$
 $A = 67,5$
 Máximo esfuerzo admisible: $f_s \text{ max} = Z / (d_c \cdot A)^{1/3}$
 $f_s \text{ max adm} = 2885,84 \text{ kg/cm}^2$
 Máximo esfuerzo actuante: $f_s \text{ max} = M / (A_s \cdot d \cdot J)$
 $f_s \text{ max act} = 3210,50 \text{ kg/cm}^2$
 $\implies f_s \text{ max act} < f_s \text{ max adm} \dots\dots \text{FALSO}$



3.2. VERIFICACION POR CORTE.

Por Peso propio:

El Esfuerzo Cortante por Peso Propio (V_d) para este caso de 4 Diafragmas será:
 $V_d = W_d \cdot L/2 + W_v \cdot (1+2/3+1/3) \implies V_d = 66,355 \text{ T.}$

Por Sobrecarga de HS-20 :

El Esfuerzo Cortante por Sobrecarga (V_i) está dado por la siguiente relación:
 $V_i = C_c [4 \cdot P + 4 \cdot P \cdot (L-4 \cdot 20)/L + P \cdot (L-8 \cdot 40)/L]$
 P : Carga por rueda de eje delantero = $3,629 / 2 \text{ Kg} \implies P = 1,8145 \text{ T.}$
 $\implies V_i = 18,074881 \text{ T.}$

Por Impacto:

El Esfuerzo Cortante por Impacto (V_i) será:
 $V_i = 1 \cdot V_i \implies V_i = 4,373094 \text{ T.}$

Diseño por Rotura :

Esfuerzo Cortante total (V_u):
 $V_u = 1,30 [V_d + 1,67(V_i + V_i)] \implies V_u = 134,99541 \text{ T.}$
 Esfuerzo Cortante Nominal (V_u):
 $V_u = V_u / (\phi \cdot b \cdot d) \implies V_u = 3,495 \text{ kg/cm}^2$
 Esfuerzo Cortante Resistente del Concreto (V_c):
 $V_c = \phi [0,5 (F_c)^{0,5} + 175 \cdot p \cdot V_u \cdot d / \mu]$
 para Esfuerzo cortante: $\phi = 0,85 \implies V_c = 9,067 \text{ kg/cm}^2$
 $\implies V_c > V_u \dots\dots \text{O.K.}$

Como $V_u < V_c$, teóricamente no se requiere refuerzo en el Alma, pese a ello colocaremos acero mínimo con estribos de $1'' = 2,54 \text{ cm}$ haciendo un área de:

$A_v = 2 \times a_s = 2,54 \text{ cm}^2$
 siendo el espaciamiento:
 $S = (A_v \cdot f_y) / [(V_u - V_c) \cdot b] \implies S = 35 \text{ cm.}$

3.3. ACERO LATERAL

Como la Viga tiene más de dos pies (0.61 m.), será conveniente colocar Acero lateral en una cantidad de :

$$As \text{ lat.} = 0.10 (As) \implies As \text{ lat} = 13,725 \text{ cm}^2.$$

El espaciamiento entre barras deberá cumplir:

$$S \leq 30 \text{ cm.} \quad ; \quad S \leq bw = 54 \text{ cm}$$

escogeremos $S = 30 \text{ cm.}$

La altura libre del nervio es : $138,00 \text{ cm.}$, estimando 10 cm. en la parte superior e inferior nos resta 118 cm. lo cual hace: 4 fierros

Como se dispondrá a ambos lados, la cantidad total de fierros es $n = 8$ por lo que cada uno será:

$$Av = (As \text{ lat}) / n = 1,716 \text{ cm}^2 = 1 \emptyset \quad ; \quad = 1 \emptyset = 1,07 \text{ cm}^2$$

Entonces dispondremos, a ambos lados del nervio de la Viga : 4 fierros de $1/2''$

IV.- DISEÑO DE VIGAS DIAFRAGMA

4.1. ACERO PRINCIPAL

El Momento flector que deben soportar los Diafragmas es igual al Momento Torsor que deben soportar las Vigas principales a lo largo del area de influencia de cada diafragma.

El Momento torsor en las Vigas principales es una fracción del Momento Flector negativo que se genera en la losa en sus apoyos en las vigas.

El Momento flector con el que debe diseñarse cada Diafragma es el siguiente:

$$M = T + M_{pp}$$

donde:

T : Momento flector en las vigas principales a lo largo del área de influencia

$$T = 0.70 [(-)Mom \text{ max losa}] D$$

Mom max losa : Momento flector negativo máximo de diseño de la losa /m de ancho

Mpp: Momento por peso propio de la Viga diafragma.

$$W_{pp} = (b')(e)(2.40 \text{ T/m}^3) = 0,384 \text{ T/m}$$

$$M_{pp} = W_{pp}(S^2/10) \implies M_{pp} = 0,20314 \text{ T.m}$$

entonces:

$$M = T + M_{pp} \quad ; \quad T = 45,5937 \text{ T.m} \implies M = 45,797 \text{ T.m}$$

$$As = (f'c.b.d)/fy [0.85-Raiz(0.7225-1.70(Mi)/(\emptyset.f'c.b.d^2))]$$

$$b = 20,00 \text{ cm.} \quad ; \quad d = 74 \text{ cm.}$$

$$As = 17,50 \text{ cm}^2$$

Considerando acero de $5/8'' = 1,27 \text{ cm}^2$

N° varillas	5/8''	=	9
-------------	-------	---	---



ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3
Fecha: 08-10
Página

RESUMEN Y CONCLUSIONES PUENTE EL DORADO

El puente que permite el paso en el sector BARRIO EL DORADO, sobre el río Consota, se encuentra en **EXCELENTE ESTADO ESTRUCTURAL**; no obstante su análisis de patología, hidráulico y demás disciplinas que intervinieron en este estudio, dieron como resultado la necesidad de intervenirlo con algunas actividades y obras que se presentan y se plasman en planos, presupuestos y otros documentos, para mejorar su estado, extender su vida útil, y hacer más seguro y cómodo su uso.

PUENTE EL POBLADO

DESCRIPCIÓN GENERAL

El puente se clasifica como isostático, de una sola luz, la mayor es de aprox 20,46 m.
Su gálibo aprox es de 4,44 m



Foto N° 1. Vista general del puente.

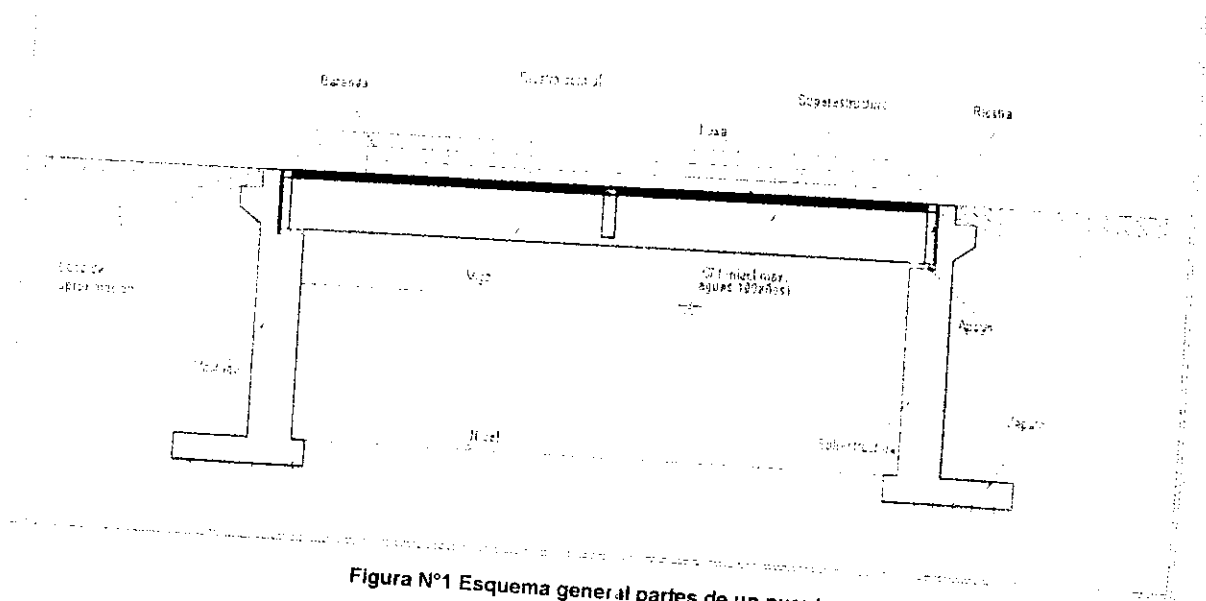


Figura N°1 Esquema general partes de un puente



SUPERESTRUCTURA

Corresponde en su **superestructura** a dos puentes adosados a lo largo de su luz del tipo: T-beams o de vigas en T, en concreto reforzado.

La estructura en cuestión está conformado por CUATRO vigas longitudinales que salvan el obstáculo natural, con sección transversal de 0,45 m x 1,05 m, separadas 2,30 m, y con base en algunos ensayos efectuados, comprobaciones y consulta de diseños de este tipo de obras en la región, su flejes tiene ϕ N° 4 (1/2") cada 8 cm cerca de los apoyos, y con 8 varillas de refuerzo N° 7 (7/8") en la cara inferior puestas en dos niveles y con un tablero o placa superior en concreto reforzado con varillas N° 5 (5/8") cada 20 cm en el sentido transversal tanto en momento positivo como negativo, las varillas longitudinales también N° 5 cada 20, Posee vigas de arriostamiento de 0,3 *1 diviendo la luz en tercios. (ver planos y geometría).

SUBESTRUCTURA

Está compuesta por estribos en concreto, de espesores variables no menor en su parte superior a 60 cm, las aletas también son en concreto de no menos de 30 cm de espesor.

CIMENTACIÓN

Su cimentación es superficial, desconociéndose su geometría, se hace proyección de la misma con base en "Obras de drenaje y protección para carreteras" Departamento de Risaralda, Secretaría de Obras públicas, División técnica. Su comportamiento ha sido bueno.

SECCIÓN TRANSVERSAL

- Carretera secundaria
- Terreno ondulado y vel de diseño de 30 km/h
- Para un ancho libre de la calzada de 7.58 m
- Sin Bermas, con andén de 0,7 m sector Occidental Y Oriental de 1 m y
- Ancho del bordillo 0.15 m
- Total de la sección transversal es de 9,56 m



- Espesor de la placa en concreto 0,25 m

PROCESO CONSTRUCTIVO

Para estos puentes, su proceso constructivo fue "in situ". Construyéndose primero el del sector Occidental.

Según lo observado en estos puentes se respetaron en general, las buenas prácticas para su construcción, siguiendo estos pasos: el montaje de los elementos de apoyo, la construcción del encofrado, el armado del acero de refuerzo, cimentación, estribos, superestructura; se realizó desencofrado, con barandas metálicas que requieren ambos mantenimiento; los desagües verticales superiores en el tablero deben ser protegidos y alargarlos un poco mas para que no sean fuente de constante arrastre por la superficie del tablero antes de caer al río.

INSPECCION VISUAL DEL PUENTE POSIBLES AFECTACIONES EN SU CAPACIDAD RESISTENTE Y FUNCIONAL

El puente se encuentra salvando un obstáculo sobre el río Consota de aprox 20,46 m, sobre una carretera de acceso pavimentado en concreto hidráulico rígido, con aproximaciones en curva y en bajada de fuerte pendiente.



Foto N° 2 Acceso



ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página

Los estribos se ven en buen estado de conservación, geometría, verticalidad, y sin fisuras aparentes, la zona de contacto de los estribos y el río están bien protegidos, debiéndose seguir unas recomendaciones que se exponen en el área hidráulica.



Foto N° 3 Estribo sur



Foto N° 4 Estribo norte



Foto N° 5 Cimentación, zona de protección estribo, sumergida



ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página

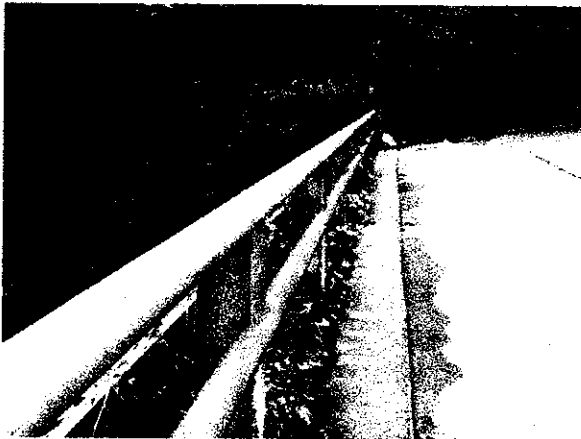


Foto N° 6 Desagües insuficientes

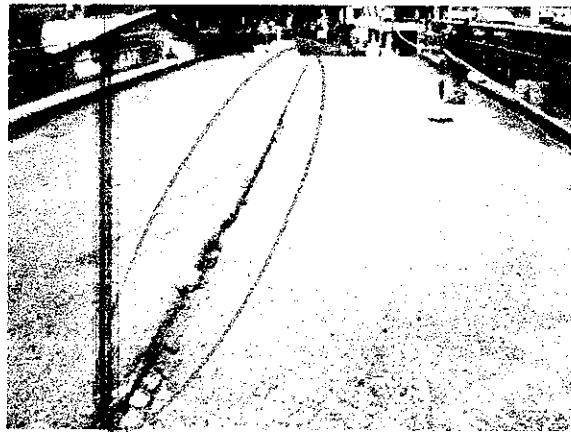


Foto N° 7 la junta fría de las diferentes etapas constructivas, crean una zona de filtración de aguas lluvias, se debe corregir.

Daños por diseño: Sí se evidenciaron fisuras por efectos de cortante y flexión, apiastamiento local en la viga oriental y occidental, no así en la central, la vibración es representativa.

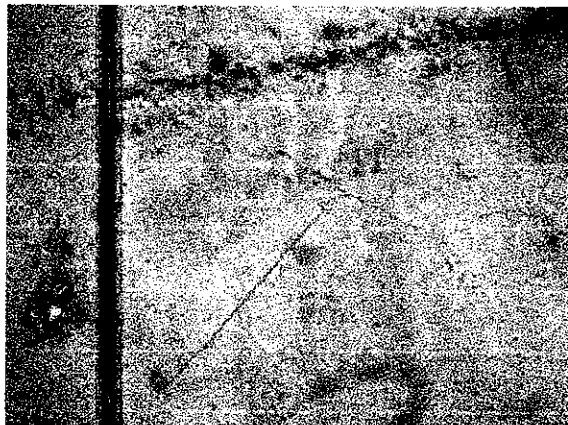
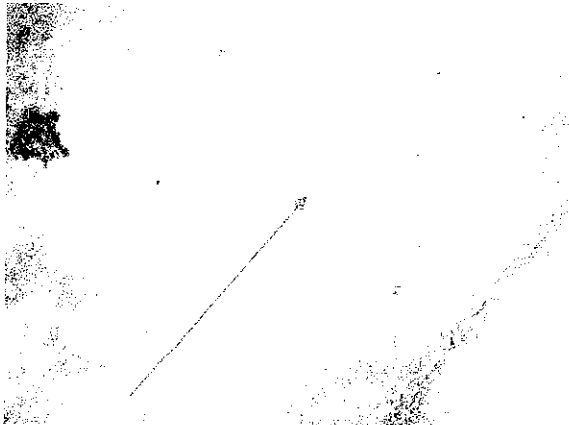


Foto N° 9 Se evidencian fisuras de esfuerzo cortante por tracción diagonal



Daños por construcción: Se retiró todo el encofrado con el que se construyó, conveniente para evitar ataques biológicos provenientes de él. Se observa buena calidad del encofrado, lineamientos bien definidos, buen vibrado, sin hormigueros, sin acero expuesto por falta de recubrimiento inicial. En los apoyos algunas pequeñas zonas no uniformes, que se pueden mejorar relativamente fácil. La superficie de rodadura se conserva en mal estado, con muchas fisuras en los accesos, la junta longitudinal en mal estado, que se pueden intervenir sin dificultad.

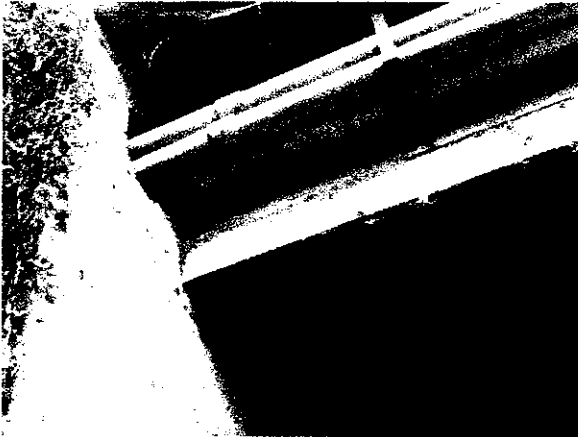


Foto N° 9-A Buen acabado de vaciado



Foto N° 9-B Regularidad en formas de los elementos



Foto N° 10 . Algunos daños por construcción, junta longitudinal, mal construida



Daños durante el funcionamiento: Se nota algunos daños en la superficie de rodadura, sobre todo en las rampas de acceso y en las juntas.

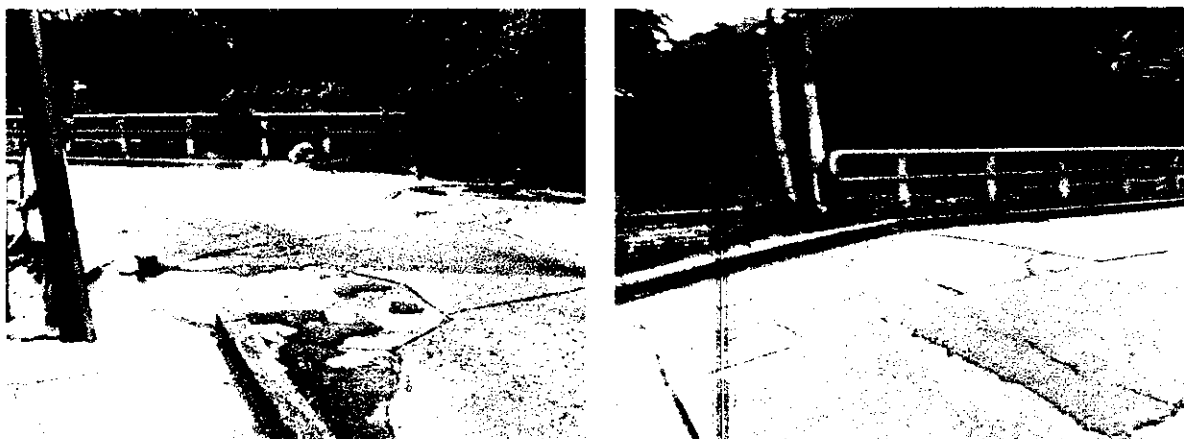


Foto N° 11 y 11 A Daños en superficie de aproximación y juntas.

En la subestructura y superestructura del puente se evidencian varios sitios donde se manifiesta contaminación del concreto por presencia de microorganismos, hongo, además de otros agentes biológicos, lo que afecta el aspecto, la funcionalidad y la durabilidad. Lo anterior puede inducir y potenciar fallas físicas o químicas, es muy importante solucionar esto y prevenir sus consecuencias.



Agentes biológicos

Foto N° 12 Presencia de agentes biológicos



ALCALDIA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página

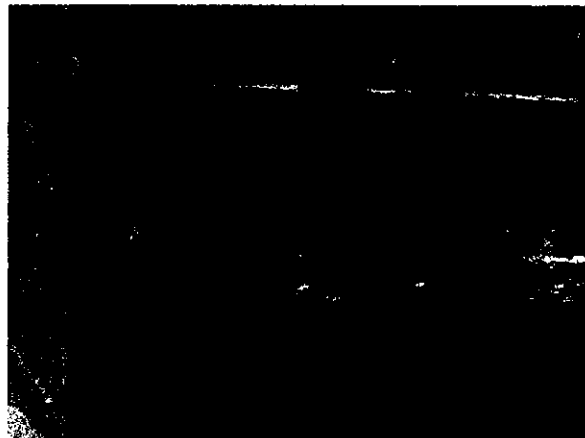


Foto N° 13 Agentes biológicos potencialmente perjudiciales, eflorescencias



Foto N° 14 Falta mantenimiento, limpieza y retiro de vegetación



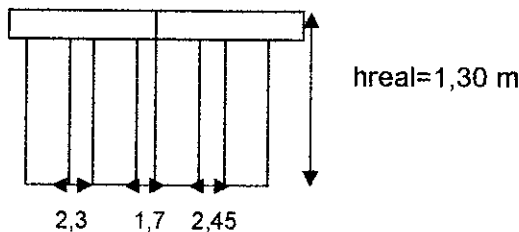
Foto N° 15 y 15 A Pasamanos, requiere mantenimiento



ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE

Chequeo general de geometría existente

SUPERESTRUCTURA recomendaciones (AASHTO LRFD) (ver plano)



Tipo : T-beam (vigas t) vigas y losa en concreto

Más económico para luces entre 12-18 m → OK selección tipo de elementos.

Luz: L=18,40 m

Para luces simples la altura mínima $h > 0,070 L$

⇒ $h > 1,228 \text{ m}$ $h \text{ real} = 1,30 \text{ m}$ → OK

Separación entre vigas S (1,8 m - 3,0 m) $S_{\text{real}} = 2,45 \text{ m}$ → OK

Altura del tablero (35-55 cm) $h \text{ tablero real} = 25 \text{ cm}$, es menor, pero ha mostrado buen comportamiento a flexión.

Análisis estructural de capacidad resistente puente actual.

Estos puentes entre 8 y más de 15 de construidos, son simplemente apoyados, de vigas y losa (T-beam) en concreto reforzado. Los datos de resistencia para el concreto de las vigas son según datos obtenidos en ensayos:

- promedio resistencia concreto para el concreto de la losa $f'c = 39,82 \text{ MPa}$ (5688,5 PSI, 398,2kg/cm²)
- Resistencia concreto vigas núcleos $f'c = 33,5 \text{ Mpa}$ (4764,5 PSI, 333,5 kg/cm²)

⇒ Para efectos de chequeos, estructurales se tomaron los siguientes valores:

- Vigas $f'c = 33,5 \text{ MPa}$ $E_c = 26\,750 \text{ Mpa}$; DENSIDAD CONCRETO= 240 KN/m³
- tablero $f'c = 39,82, \text{ Mpa}$, $E_c = 26\,750 \text{ Mpa}$; DENSIDAD CONCRETO= 240 KN/m³
- Acero $f_y = 420 \text{ Mpa}$. $E_s = 200,000 \text{ Mpa}$;



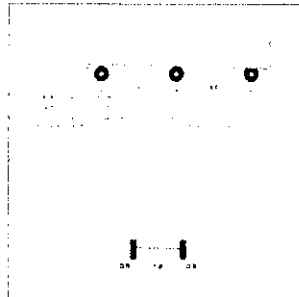
SOLICITACIONES

7- CARGAS MUERTAS O PERMANENTES:

- ↓ Placa de piso. $T_s = 250 \text{ cm} = 240 \text{ kN/m}^3 \times 0,25 \text{ m} \times 2,45 \text{ m} = 147 \text{ kN/m}$
- ↓ $M_{DL} = 4704 \text{ kN.m}$
- ↓ Viga en concreto: $A = 0,45 \text{ m} \times 1,05 \text{ m} = 0,4725 \text{ m}^2 \rightarrow = 240 \text{ kN/m}^3 \times 0,4725 \text{ m}^2 = 113,4 \text{ kN/m}$
- ↓ $M_{DL} = 3628,8 \text{ kN.m}$

8- CARGA DE SERVICIO

- ↓ Carga viva, camión estándar CCDSP-95 C32-95



Fuente: Código Colombiano De Diseño Sísmico De Puentes

Figura N°2 Camión estándar de diseño

Figura 4: Líneas De Carga Camión C40-95

Manera	LUZ		CARGA	
	LUZ	Manera	Manera	CARGA
Manera	L-240	Camión	Camión	147 kN/m
	L-240+240	Camión	Camión	147 kN/m
	L-720	Camión	Camión	147 kN/m
Camión	L-240	Camión	Camión	147 kN/m
	L-240+240	Camión	Camión	147 kN/m
	L-720	Camión	Camión	147 kN/m

Fuente: Código Colombiano De Diseño Sísmico De Puentes Fig. A.3.4B

Figura 5: Líneas De Carga Camión C32-95

Manera	LUZ		CARGA	
	LUZ	Manera	Manera	CARGA
Manera	L-240	Camión	Camión	147 kN/m
	L-240+240	Camión	Camión	147 kN/m
	L-720	Camión	Camión	147 kN/m
Camión	L-240	Camión	Camión	147 kN/m
	L-240+240	Camión	Camión	147 kN/m
	L-720	Camión	Camión	147 kN/m

Fuente: Código Colombiano De Diseño Sísmico De Puentes Fig. A.3.4B

Figura N° 3 Líneas de carga camiones de diseño.



$$\text{Momento } L < 28 \text{ m} \quad w \text{ (carga distribuida)} \quad 1,2 - \frac{(18,40 - 28)}{200} = 1,248 \text{ t/m} = 124,8 \text{ kN/m}$$

$$P \text{ (carga puntual)} = 960 \text{ kN}$$

$$M_{LL} = \frac{124,8 \text{ kN/m} \times (18,4 \text{ m})^2}{8} = 5281,5 \text{ kN.m}$$

$$\text{Cortante } L < 24 \quad w \text{ (carga distribuida)} \quad 1,2 - \frac{(18,4 - 24)}{300} = 1,2187 \text{ t/m} = 121,87 \text{ kN/m}$$

$$P \text{ (carga puntual)} = 960 \text{ kN}$$

Impacto

El CCDSP incluye los efectos dinámicos de las cargas móviles sobre los puentes como una fracción de la carga viva de acuerdo con la ecuación $I = 16 / (40+L) < 0,3$

factor de impacto $I = 0,296$

En el estribo = $0,296 * 2960 \text{ kN} = 876,16 \text{ kN}$

Fuerzas longitudinales

Las fuerzas longitudinales se refieren a todas aquellas fuerzas que actúan en la dirección longitudinal del puente, específicamente, en la dirección del tráfico. Estas fuerzas se generan por el frenado repentino de los vehículos o una desaceleración súbita de los mismos.

$LF = 207,5 \text{ kN}$

Fuerzas centrifugas

Las estructuras curvas deben diseñarse para una fuerza horizontal radial equivalente a un porcentaje de la carga viva sin impacto, considerando todos los carriles llenos. En este caso no se tiene en cuenta la aproximación se hace lenta y en línea recta.

Cargas del viento en la superestructura que se transmite a los estribos:

El viento es una carga lateral del sobre los puentes. Su magnitud depende entre otros factores de velocidad del viento, del ángulo de ataque del mismo y de la forma del puente.



Las cargas del viento deben consistir en cargas móviles uniformemente distribuidas aplicadas al área expuesta de la estructura.

90kN

Fuerza de frote o fricción:

74,8 kN en el extremo sobre los apoyos en el estribo

Fuerza Sísmica:

$E_q = c (D_s) \quad z_c = z = 1,34 \quad$ Suelo capacidad portante $< 4 \text{ kg/cm}^2 \quad c=0,04 \quad D_s$ Carga muerta

En un estribo $E_{qxx} = E_{qyy} = 0,04 \times 9550 \text{ kN} = 382 \text{ kN}$

FACTORES DE CAPACIDAD

j. Momento resistente en la mitad de la luz

Área total de acero : $40,537 \text{ cm}^2 \quad 0,9 \times 0,0062 \times 420 \left(1,17 - \frac{0,05}{2}\right)$

$$\alpha = \frac{A_s j_y}{0,85 f'_c b_{eff}} = 1,7 / 28,475 = 0,0597$$

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{\alpha}{2}\right) = 0,9 \times 0,0040537 \times 420 (0,95 - 0,0597/2) = 1409,9 \text{ kN-m}$$

k. Capacidad a Cortante en el apoyo

$V_c = 298 \text{ kN}$ Lo que aporta en concreto

$V_s = 364 \text{ kN}$ Lo que aporta el acero de refuerzo



I. Cálculos de factores

$$\text{Rating factor} = \frac{\phi R_n - \gamma L D}{\gamma L \beta L L (\pm I)} \quad \gamma D = 1,3$$

$$\gamma L = 1,3$$

$$\beta L = 1,00 \text{ para nivel de operación}$$

Localización	Descripción	factor en operación
Centro de la luz	Momento	1,0
En el apoyo	Cortante	0,98

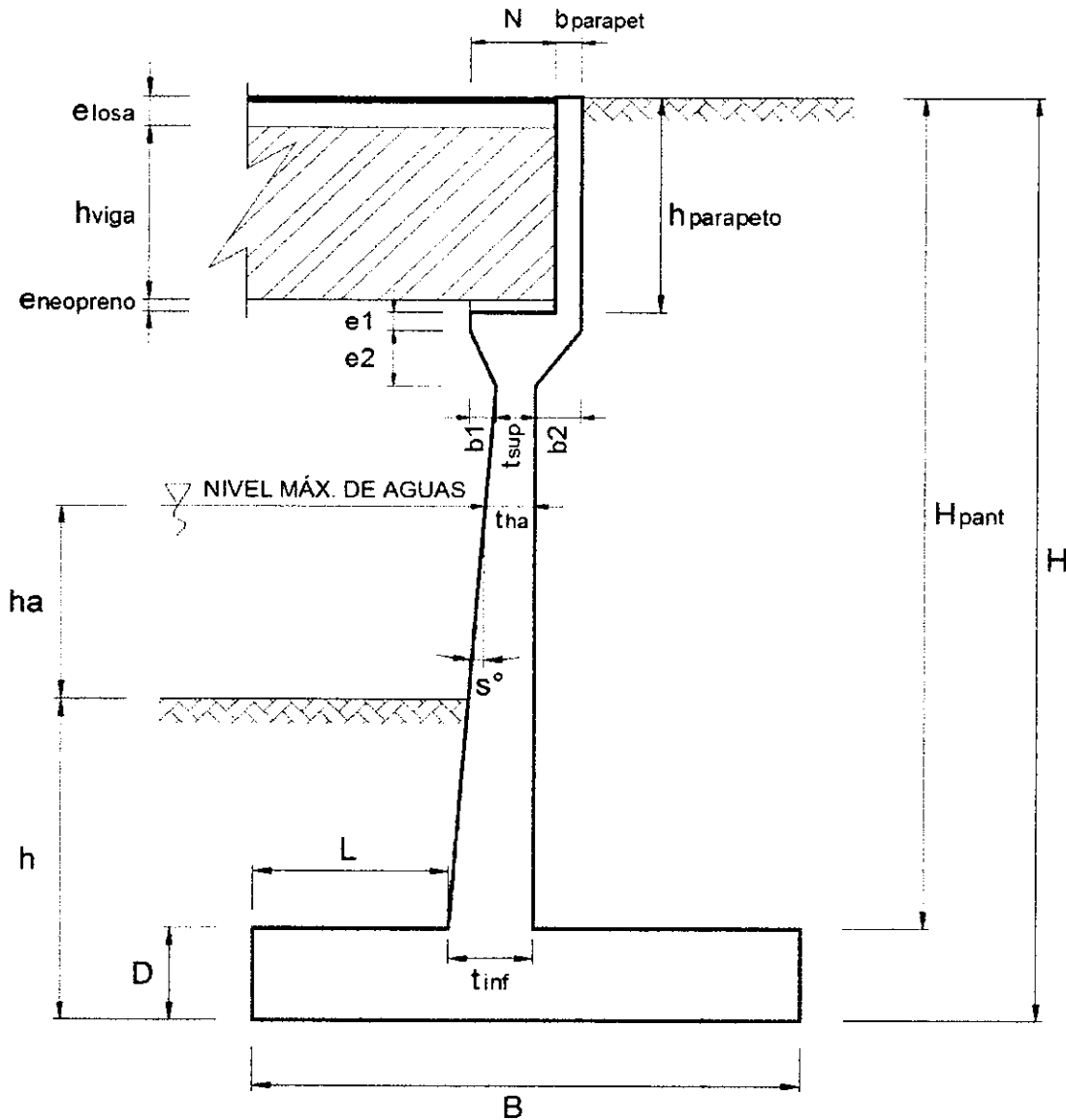
Lo anterior indica que con relación a momentos y cortantes, su operación se encuentra en el límite, lo que quizás indique las fisuras presentadas y la necesidad de refuerzo.

De otra forma, para un vehículo de diseño C32-95, que transmite en los dos ejes traseros cada uno de 1200 kN (12 ton) y en el frontal 800 kN (8 ton); y sus formas de aplicación, el desempeño actual no es plenamente satisfactorio, aunque no es de riesgo inminente, se debe ejecutar el refuerzo propuesto con SISTEMA DE REFORZAMIENTO CON LAMINAS DE CFRP DE ALTA RESISTENCIA.

VER ANEXOS ANÁLISIS, CÁLCULO Y PLANOS

CHEQUEO DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBO

PROYECTO: PUENTE EL POBLADO
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 20,46 m
ANCHO TOTAL: 9,56 m
FECHA: 19/05/2014



CHEQUEO DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBO

PROYECTO: PUENTE EL POBLADO
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 20,46 m
ANCHO TOTAL: 9,56 m
FECHA: 19/05/2014

	DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
	H	7,00 m	7,00 m	Dato
	h	1,50 m	1,50 m	Dato
(1)	$B=0.6H$	4,20 m	4,50 m	Criterio
(1)	$D=0.1H$	0,70 m	0,70 m	Criterio
	t_{sup}	0,30 m	0,30 m	Valor mínimo
(1)	$t_{inf}=0.1H$	0,70 m	0,70 m	Criterio
(1)	$L=B/3$	1,40 m	1,40 m	Criterio
	e_{losa}	0,25 m	0,25 m	Dato
	h_{viga}	1,05 m	1,05 m	Dato
	$e_{neopreno}$	0,00 m	0,00 m	Dato
	$h_{parapeto}$	1,30 m	1,30 m	$e_{losa}+h_{viga}+e_{neopreno}$
	$b_{parapeto}$	0,30 m	0,30 m	Asumido
	e_1	0,15 m	0,15 m	Asumido
	e_2	0,50 m	0,50 m	Asumido
	DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
	b_1	0,25 m	0,25 m	Asumido
	b_2	0,25 m	0,25 m	Asumido
	s°	5,44°	5,44°	Calculado
(2)	$N_{mínimo}$	0,24 m	--	Según Norma
	N	0,50 m	0,50 m	Calculado
	h_a	1,50 m	1,50 m	Dato
	t_{ha}	0,48 m	0,48 m	Calculado
	H_{pant}	6,30 m	6,30 m	Calculado

DEFINICION DE CARGAS

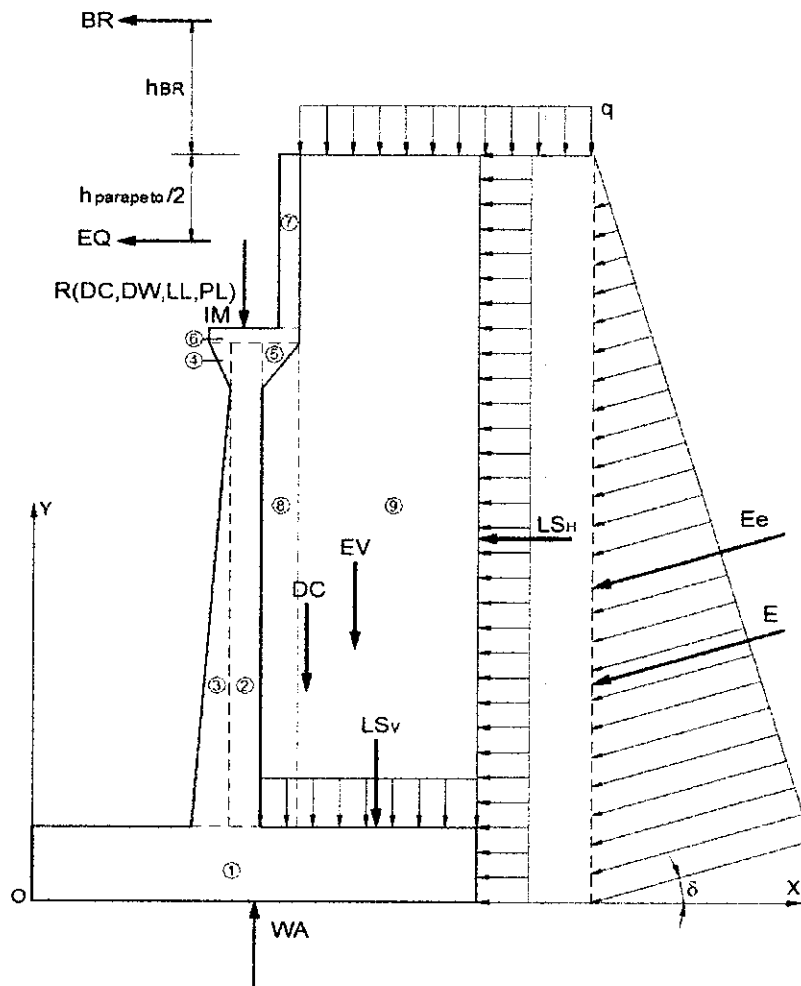
PROYECTO: PUENTE EL POBLADO
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 20,46 m
ANCHO TOTAL: 9,56 m
FECHA: 19/05/2014

1. DATOS PREVIOS

$\gamma_{concreto} = 2,40 \text{ Ton/m}^3$
 $\gamma_m = 1,80 \text{ Ton/m}^3$
 $\phi = 30^\circ$
 (1) $A = 0,25$
 (2) % Impacto = 20,00%
 (3) $q = 0,96 \text{ Ton/m}$

Reacciones debido a:

$R(DC) = 300,00 \text{ Ton}$
 $R(DW) = 330,00 \text{ Ton}$
 $R(LL) = 175,00 \text{ Ton}$
 $R(PL) = 100,00 \text{ Ton}$



DEFINICION DE CARGAS

PROYECTO: PUENTE EL POBLADO
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 20,46 m
ANCHO TOTAL: 9,56 m
FECHA: 19/05/2014

2. PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	3,15	7,56	2,25	17,01
2	1,46	3,49	1,95	6,81
3	0,87	2,09	1,67	3,48
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
4	0,06	0,15	1,72	0,26
5	0,06	0,15	2,18	0,33
6	0,12	0,29	1,95	0,56
7	0,39	0,94	2,20	2,06
Σ	—	14,66	—	30,51
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
8	1,15	2,07	2,23	4,61
9	13,55	24,38	3,43	83,50
Σ	—	26,45	—	88,11

DC= 14,66 Ton EV= 26,45 Ton
 x= 2,08 m x= 3,33 m

3. PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC):

DC= 31,38 Ton/m
 x= 1,80 m

4. CARGA MUERTA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DW):

DW= 34,52 Ton/m
 x= 1,80 m

5. PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH Y EV):

$$\delta = \phi/2 = 15^\circ$$

$$\gamma_m = 1,80 \text{ g/cm}^3$$

$$(4) \quad K_a = 0,3014$$

$$k_h = A/2 = 0,13$$

$$\theta = 7,13^\circ$$

$$(5) \quad K_e = 0,3870$$

Empuje estático:

E= 13,29 Ton
 EH= 12,84 Ton
 EV= 3,44 Ton
 y= 2,33 m
 x= 4,50 m

Empuje dinámico:

Ee= 17,07 Ton
 EHe= 16,49 Ton
 EVe= 4,42 Ton
 ΔEe= 3,78 Ton
 (6) y= 2,75 m
 x= 4,50 m

DEFINICION DE CARGAS

PROYECTO: PUENTE EL POBLADO
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 20,46 m
ANCHO TOTAL: 9,56 m
FECHA: 19/05/2014

6. CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (LL):

LL= 18,31 Ton/m
x= 1,80 m

7. CARGA DE IMPACTO (IM):

IM= 3,66 Ton/m
x= 1,80 m

8. FUERZA DE FRENADO Y ACCELERACION (BR):

BR=5%LL= 0,92 Ton
(7) hBR= 1,80 m
y= 8,80 m

9. SOBRECARGA PEATONAL PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA

PL= 10,46 Ton/m
x= 1,80 m

10. SOBRECARGA SUPERFICIAL Y DE TRAFICO (LS):

pH= 0,29 Ton/m
LSH= 2,03 Ton
y= 3,50 m
LSv= 2,30 Ton
x= 3,30 m

11. SUBPRESION DE AGUA (WA):

WA= -4,51 Ton
x= 2,25 m

12. FUERZA SISMICA (EQ):

EQ=10%DC= 3,14 Ton
y= 6,35 m

DEFINICION DE CARGAS

PROYECTO: PUENTE EL POBLADO
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 20,46 m
ANCHO TOTAL: 9,56 m
FECHA: 19/05/2014

13. COMBINACION DE CARGAS

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
<i>RESISTENCIA 1</i>	0,90	0,65	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
<i>RESISTENCIA 1</i>	0,90	1,50	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
<i>RESISTENCIA 1</i>	1,25	0,65	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
<i>RESISTENCIA 1</i>	1,25	1,50	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
<i>EV. EXTREMO 1</i>	0,90	0,65	1,50	1,00	0	1,00	1,00	1,00
<i>EV. EXTREMO 1</i>	0,90	1,50	1,50	1,00	0	1,00	1,00	1,00
<i>EV. EXTREMO 1</i>	1,25	0,65	1,50	1,00	0	1,00	1,00	1,00
<i>EV. EXTREMO 1</i>	1,25	1,50	1,50	1,00	0	1,00	1,00	1,00

VERIFICACION DE ESTABILIDAD

PROYECTO: PUENTE EL POBLADO
DESCRIPCION: ESTRIBO NORTE
LONGITUD: 20,46 m
ANCHO TOTAL: 9,56 m
FECHA: 19/05/2014

1. DATOS PREVIOS

F.S.D.= 1,50 μ = 0,60
 F.S.V.= 2,00 σ = 5,20 Kg/cm²

2. FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (Ton)					
COMBINACIÓN	E _H	L _{S_H}	BR	EQ	nΣF
RESISTENCIA 1	19,26	3,54	1,60	0,00	25,63
RESISTENCIA 1	19,26	3,54	1,60	0,00	25,63
RESISTENCIA 1	19,26	3,54	1,60	0,00	25,63
RESISTENCIA 1	19,26	3,54	1,60	0,00	25,63
EV. EXTREMO 1	24,73	0,00	0,00	3,14	27,87
EV. EXTREMO 1	24,73	0,00	0,00	3,14	27,87
EV. EXTREMO 1	24,73	0,00	0,00	3,14	27,87
EV. EXTREMO 1	24,73	0,00	0,00	3,14	27,87

MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)					
COMBINACIÓN	E _H	L _{S_H}	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	44,94	12,41	14,10	0,00	75,01
RESISTENCIA 1	44,94	12,41	14,10	0,00	75,01
RESISTENCIA 1	44,94	12,41	14,10	0,00	75,01
RESISTENCIA 1	44,94	12,41	14,10	0,00	75,01
EV. EXTREMO 1	67,91	0,00	0,00	19,93	87,84
EV. EXTREMO 1	67,91	0,00	0,00	19,93	87,84
EV. EXTREMO 1	67,91	0,00	0,00	19,93	87,84
EV. EXTREMO 1	67,91	0,00	0,00	19,93	87,84

3. FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LS _v	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	41,44	22,44	32,03	6,41	18,31	40,35	4,03	-4,51	168,53
RESISTENCIA 1	41,44	51,78	32,03	6,41	18,31	40,35	4,03	-4,51	199,33
RESISTENCIA 1	57,56	22,44	32,03	6,41	18,31	40,35	4,03	-4,51	185,45
RESISTENCIA 1	57,56	51,78	32,03	6,41	18,31	40,35	4,03	-4,51	216,26
EV. EXTREMO 1	41,44	22,44	0,00	0,00	0,00	30,87	0,00	-4,51	90,24
EV. EXTREMO 1	41,44	51,78	0,00	0,00	0,00	30,87	0,00	-4,51	119,58
EV. EXTREMO 1	57,56	22,44	0,00	0,00	0,00	30,87	0,00	-4,51	106,35
EV. EXTREMO 1	57,56	51,78	0,00	0,00	0,00	30,87	0,00	-4,51	135,69

VERIFICACION DE ESTABILIDAD

PROYECTO: PUENTE EL POBLADO
DESCRIPCION: ESTRIBO NORTE
LONGITUD: 20,46 m
ANCHO TOTAL: 9,56 m
FECHA: 19/05/2014

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣM
RESISTENCIA 1	78,29	40,39	57,66	11,53	32,95	139,85	13,31	-10,14	382,03
RESISTENCIA 1	78,29	93,20	57,66	11,53	32,95	139,85	13,31	-10,14	437,48
RESISTENCIA 1	108,74	40,39	57,66	11,53	32,95	139,85	13,31	-10,14	414,00
RESISTENCIA 1	108,74	93,20	57,66	11,53	32,95	139,85	13,31	-10,14	469,45
EV. EXTREMO 1	78,29	40,39	0,00	0,00	0,00	107,99	0,00	-10,14	216,52
EV. EXTREMO 1	78,29	93,20	0,00	0,00	0,00	107,99	0,00	-10,14	269,34
EV. EXTREMO 1	108,74	40,39	0,00	0,00	0,00	107,99	0,00	-10,14	246,97
EV. EXTREMO 1	108,74	93,20	0,00	0,00	0,00	107,99	0,00	-10,14	299,79

4. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

COMBINACION	$\mu\Sigma Fv/\Sigma Fh$	
RESISTENCIA 1	3,946	OK!
RESISTENCIA 1	4,667	OK!
RESISTENCIA 1	4,342	OK!
RESISTENCIA 1	5,063	OK!
EV. EXTREMO 1	1,943	OK!
EV. EXTREMO 1	2,575	OK!
EV. EXTREMO 1	2,290	OK!
EV. EXTREMO 1	2,922	OK!

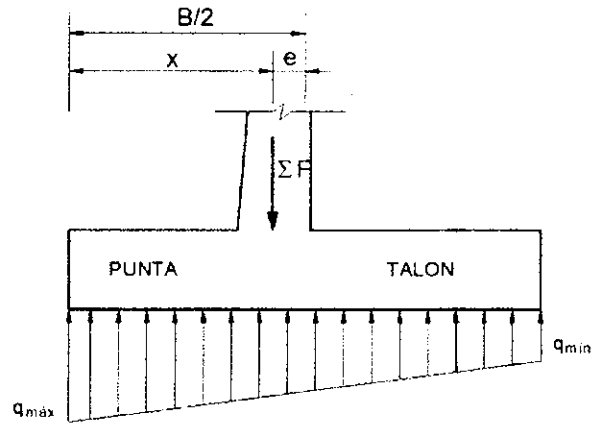
5. ESTABILIDAD AL VOLTEO

COMBINACION	$\Sigma Mr/\Sigma Ma$	
RESISTENCIA 1	5,093	OK!
RESISTENCIA 1	5,832	OK!
RESISTENCIA 1	5,519	OK!
RESISTENCIA 1	6,258	OK!
EV. EXTREMO 1	2,465	OK!
EV. EXTREMO 1	3,066	OK!
EV. EXTREMO 1	2,812	OK!
EV. EXTREMO 1	3,413	OK!

VERIFICACION DE ESTABILIDAD

PROYECTO: PUENTE EL POBLADO
DESCRIPCION: ESTRIBO NORTE
LONGITUD: 20,46 m
ANCHO TOTAL: 9,56 m
FECHA: 19/05/2014

6. PRESIONES SOBRE EL SUELO

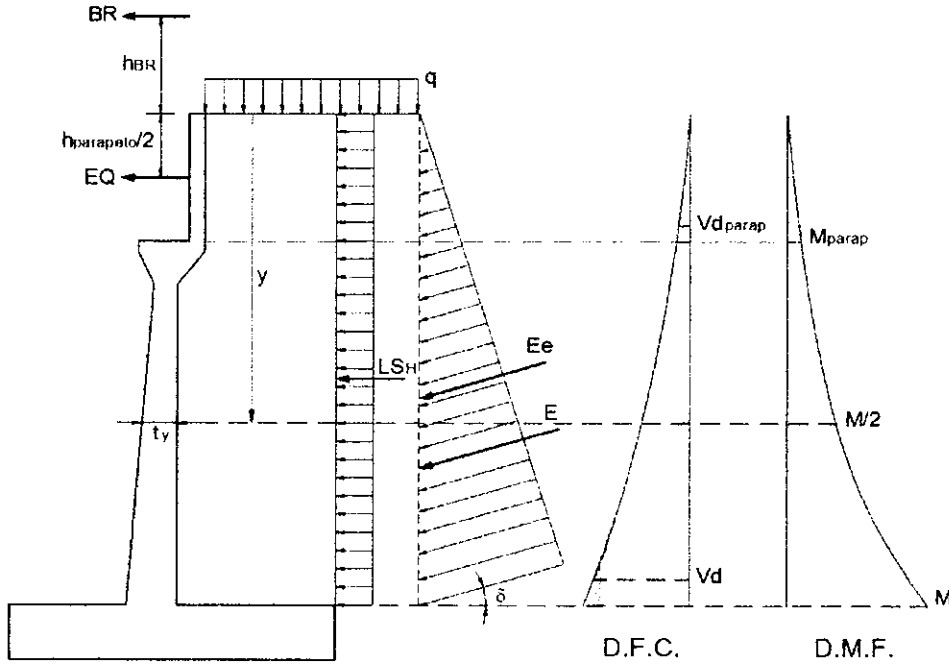


$B/6 = 0,75 \text{ m}$

COMBINACIÓN	x (m)	e (m)		qmax (Ton/m)		qmin (Ton/m)	
RESISTENCIA 1	1,822	0,428	OK!	58,83	FALLA!	16,07	OK!
RESISTENCIA 1	1,818	0,432	OK!	69,79	FALLA!	18,81	OK!
RESISTENCIA 1	1,828	0,422	OK!	64,40	FALLA!	18,02	OK!
RESISTENCIA 1	1,824	0,426	OK!	75,36	FALLA!	20,76	OK!
EV. EXTREMO 1	1,426	0,824	FALLA!	42,08	OK!	-1,98	OK!
EV. EXTREMO 1	1,518	0,732	OK!	52,51	FALLA!	0,63	OK!
EV. EXTREMO 1	1,496	0,754	FALLA!	47,39	OK!	-0,12	OK!
EV. EXTREMO 1	1,562	0,688	OK!	57,82	FALLA!	2,49	OK!

ANALISIS ESTRUCTURAL

PROYECTO: PUENTE EL POBLADO
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,56 m
FECHA: 19/05/2014



1. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO DE DISEÑO (EN LA BASE DE LA PANTALLA)

$$y = 6,30 \text{ m}$$

COMBINACIÓN	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	E _H	LS _H	BR	EQ	nΣVd
RESISTENCIA 1	15,26	3,15	1,60	0,00	21,01
RESISTENCIA 1	15,26	3,15	1,60	0,00	21,01
RESISTENCIA 1	15,26	3,15	1,60	0,00	21,01
RESISTENCIA 1	15,26	3,15	1,60	0,00	21,01
EV. EXTREMO 1	19,59	0,00	0,00	3,14	22,73
EV. EXTREMO 1	19,59	0,00	0,00	3,14	22,73
EV. EXTREMO 1	19,59	0,00	0,00	3,14	22,73
EV. EXTREMO 1	19,59	0,00	0,00	3,14	22,73

COMBINACIÓN	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
	E _H	LS _H	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	32,76	10,05	12,97	0,00	58,57
RESISTENCIA 1	32,76	10,05	12,97	0,00	58,57
RESISTENCIA 1	32,76	10,05	12,97	0,00	58,57
RESISTENCIA 1	32,76	10,05	12,97	0,00	58,57
EV. EXTREMO 1	49,51	0,00	0,00	15,69	65,20
EV. EXTREMO 1	49,51	0,00	0,00	15,69	65,20
EV. EXTREMO 1	49,51	0,00	0,00	15,69	65,20
EV. EXTREMO 1	49,51	0,00	0,00	15,69	65,20

ANALISIS ESTRUCTURAL

PROYECTO: PUENTE EL POBLADO
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,56 m
FECHA: 19/05/2014

2. UBICACIÓN DE M/2 PARA EL CORTE DEL ACERO:

$y = 6,015 \text{ m}$
 $t_y = 0,674 \text{ m}$
 $M_u = 65,20 \text{ Ton-m}$
 $M_u/2 = 59,93 \text{ Ton-m}$ DISMINUIR $y!$

COMBINACIÓN	MOMENTO M/2 (Ton-m)				
	E _H	LS _H	BR	EQ	nΣ(M/2)
RESISTENCIA 1	29,86	9,16	12,52	0,00	54,12
RESISTENCIA 1	29,86	9,16	12,52	0,00	54,12
RESISTENCIA 1	29,86	9,16	12,52	0,00	54,12
RESISTENCIA 1	29,86	9,16	12,52	0,00	54,12
EV. EXTREMO 1	45,13	0,00	0,00	14,80	59,93
EV. EXTREMO 1	45,13	0,00	0,00	14,80	59,93
EV. EXTREMO 1	45,13	0,00	0,00	14,80	59,93
EV. EXTREMO 1	45,13	0,00	0,00	14,80	59,93

3. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE DEL PARAPETO

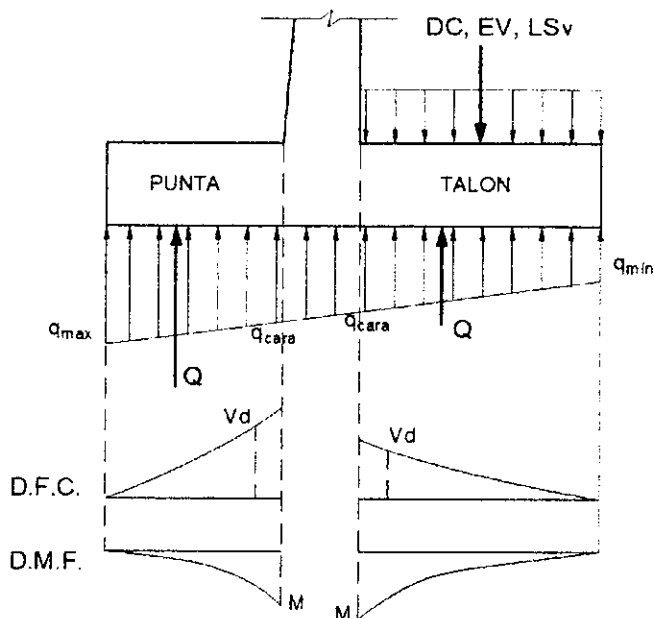
COMBINACIÓN	CORTANTE V _{dparap} (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	E _H	LS _H	BR	EQ	nΣV _d
RESISTENCIA 1	0,59	0,62	1,60	0,00	2,96
RESISTENCIA 1	0,59	0,62	1,60	0,00	2,96
RESISTENCIA 1	0,59	0,62	1,60	0,00	2,96
RESISTENCIA 1	0,59	0,62	1,60	0,00	2,96
EV. EXTREMO 1	0,76	0,00	0,00	3,14	3,90
EV. EXTREMO 1	0,76	0,00	0,00	3,14	3,90
EV. EXTREMO 1	0,76	0,00	0,00	3,14	3,90
EV. EXTREMO 1	0,76	0,00	0,00	3,14	3,90

COMBINACIÓN	MOMENTO M _{parap} (Ton-m) - MÁXIMO				
	E _H	LS _H	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	1,39	0,43	4,97	0,00	7,13
RESISTENCIA 1	1,39	0,43	4,97	0,00	7,13
RESISTENCIA 1	1,39	0,43	4,97	0,00	7,13
RESISTENCIA 1	1,39	0,43	4,97	0,00	7,13
EV. EXTREMO 1	2,11	0,00	0,00	2,04	4,15
EV. EXTREMO 1	2,11	0,00	0,00	2,04	4,15
EV. EXTREMO 1	2,11	0,00	0,00	2,04	4,15
EV. EXTREMO 1	2,11	0,00	0,00	2,04	4,15

ANALISIS ESTRUCTURAL

PROYECTO: PUENTE EL POBLADO
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,56 m
FECHA: 19/05/2014

4. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALON DE LA ZAPATA



COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA				
		DC	LSv	EV	Q	nΣVd
RESISTENCIA 1	38,876	-3,52	-4,03	-35,71	113,83	74,10
RESISTENCIA 1	45,996	-3,52	-4,03	-35,71	134,89	96,21
RESISTENCIA 1	42,757	-4,89	-4,03	-35,71	124,84	84,22
RESISTENCIA 1	49,877	-4,89	-4,03	-35,71	145,90	106,33
EV. EXTREMO 1	21,522	-3,52	0,00	-26,45	74,10	44,12
EV. EXTREMO 1	28,303	-3,52	0,00	-26,45	94,15	64,18
EV. EXTREMO 1	25,218	-4,89	0,00	-26,45	84,58	53,24
EV. EXTREMO 1	31,999	-4,89	0,00	-26,45	104,64	73,29

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
		DC	LSv	EV	Q	nΣM
RESISTENCIA 1	38,876	-4,35	-4,84	-42,85	150,28	103,15
RESISTENCIA 1	45,996	-4,35	-4,84	-42,85	178,15	132,41
RESISTENCIA 1	42,757	-6,05	-4,84	-42,85	164,70	116,51
RESISTENCIA 1	49,877	-6,05	-4,84	-42,85	192,57	145,77
EV. EXTREMO 1	21,522	-4,35	0,00	-31,74	101,46	65,36
EV. EXTREMO 1	28,303	-4,35	0,00	-31,74	128,00	91,90
EV. EXTREMO 1	25,218	-6,05	0,00	-31,74	115,19	77,40
EV. EXTREMO 1	31,999	-6,05	0,00	-31,74	141,73	103,94

ANALISIS ESTRUCTURAL

PROYECTO: PUENTE EL POBLADO
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 12,00 m
ANCHO TOTAL: 9,56 m
FECHA: 19/05/2014

5. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA PUNTA DE LA ZAPATA

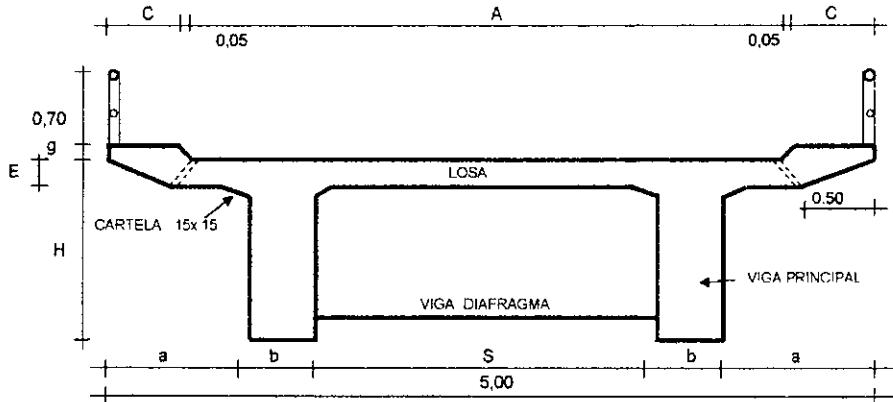
COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA		
		DC	Q	nΣV
RESISTENCIA 1	45,529	-2,01	69,40	70,76
RESISTENCIA 1	53,927	-2,01	82,27	84,27
RESISTENCIA 1	49,972	-2,79	76,06	76,93
RESISTENCIA 1	58,370	-2,79	88,93	90,44
EV. EXTREMO 1	28,375	-2,01	46,85	44,84
EV. EXTREMO 1	36,373	-2,01	59,11	57,10
EV. EXTREMO 1	32,607	-2,79	53,20	50,40
EV. EXTREMO 1	40,605	-2,79	65,45	62,66

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO		
		DC	Q	nΣM
RESISTENCIA 1	45,529	-1,48	62,00	63,55
RESISTENCIA 1	53,927	-1,48	73,57	75,70
RESISTENCIA 1	49,972	-2,06	67,83	69,06
RESISTENCIA 1	58,370	-2,06	79,40	81,21
EV. EXTREMO 1	28,375	-1,48	45,72	44,24
EV. EXTREMO 1	36,373	-1,48	56,74	55,26
EV. EXTREMO 1	32,607	-2,06	51,27	49,21
EV. EXTREMO 1	40,605	-2,06	62,29	60,23

COMPROBACIÓN DE DISEÑO PUENTE VIGA-LOSA EL POBLADO

I.- PREDIMENSIONAMIENTO :
Puente simplemente apoyado

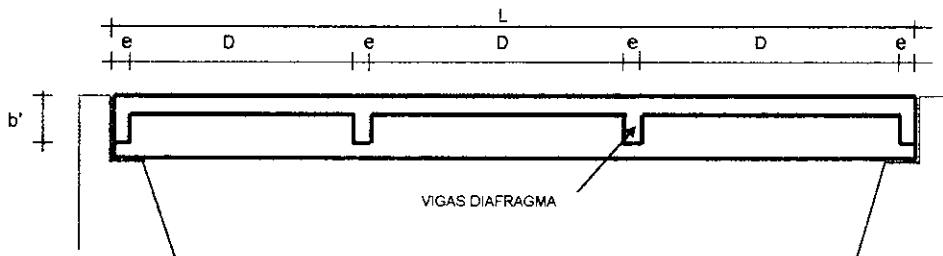
SECCION TIPICA:



Longitud Total del Puente	Lt (m) =	10,68
Ancho de Cajuela	L (m) =	6,60
Luz de Cálculo del Puente	A (m) =	7,58
Ancho de Vía	H (m) =	1,00
Peralte Viga Princ.	b (m) =	0,40
Ancho Viga Princ.	S (m) =	2,30
Separación Vigas Princ.	E (m) =	0,20
Espesor Losa	C (m) =	1,00
Ancho Vereda	g (m) =	0,15
Espesor Vereda	a (m) =	1,00
Longitud Volado		

Número Vigas Diafragma	N =	1
Peralte Vigas Diafragma	b' =	0,80
Ancho Vigas Diafragma	e =	0,20
Dist. entre Vigas Diafrag.	D =	6,35

TREN DE CARGAS	C3295
Concreto	$f_c = 334 \text{ kg/cm}^2$
Acero	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Luz Libre del Puente:	19,26 m.



II.- DISEÑO DE LA LOSA :

La armadura principal de la Losa será en sentido perpendicular al tránsito.

2.1. ARMADURA PRINCIPAL TRAMO INTERIOR

Momento por Peso Propio (Md) :

- Metrado de Cargas (para 1 m. de ancho):

$$\begin{array}{rcl} P. \text{ propio} & = & (1\text{m.})(E)(2.4 \text{ T/m}^3) & 0,60 \\ \text{Asfalto} & = & (1\text{m.})(0,05)(2,0 \text{ T/m}^3) & 0,10 \\ & & & \hline Wd & = & & 0,70 \text{ T/m} \end{array}$$

- Suponiendo un coeficiente 1/10 para los momentos (+) y (-):

$$Md = [Wd.(S)^2] / 10 \quad \implies \quad Md = 0,3703 \text{ T.m} \quad +/-$$

Momento por Sobrecarga (MI) :

- Como es una losa armada perpendicularmente al sentido del tráfico:

$$MI = (S+0.61) P / 9.74 \quad (P: \text{Carga de rueda más pesada} : \text{HS-20} \quad 9,6 \text{ T.})$$

$$MI = 2,8682 \text{ T.m}$$

- Como existe continuidad entre losa y viga se recomienda afectar al momento de factores:

$$\text{Mom. positivo} = 0.80 MI \quad \implies \quad + MI = 2,294538 \text{ T.m}$$

$$\text{Mom. negativo} = 0.90 MI \quad \implies \quad - MI = 2,581355 \text{ T.m}$$

Momento por Impacto (Mi) :

- Coeficiente de Impacto :

$$I = 15.24 / (S+38) = 0,38$$

$$I <= 0,30 \quad \text{Menor Valor} \implies I = 0,30$$

- Momentos :

$$\text{Mom. positivo} = I MI \quad \implies \quad + MI = 0,688361 \text{ T.m}$$

$$\text{Mom. negativo} = I MI \quad \implies \quad - MI = 0,774407 \text{ T.m}$$

Verificación del peralte : (Diseño por Servicio o Esfuerzos de Trabajo)

- Momentos por Servicio:

$$M = Md + MI + Mi \quad (\text{Momento flector})$$

$$\text{Mom. positivo} = \implies + M = 3,353199 \text{ T.m}$$

$$\text{Mom. negativo} = \implies - M = 3,726062 \text{ T.m}$$

- Peralte mínimo : $d = [(2.M) / (F_c.K.J.b)]^{1/2}$

donde:

$$\begin{array}{rcl} b = 1 \text{ m.} & = & 100 \text{ cm} \\ F_c = 0.4 f_c & = & 0.40 \times 333,5 = 133,4 \text{ Kg/cm}^2 \\ F_s = 0.4 f_y & = & 0.40 \times 4200 = 1680 \text{ Kg/cm}^2 \\ E_s & = & 2100000 \text{ Kg/cm}^2 \\ E_c = 15000 \text{ Raiz}(f_c) & = & 273930 \text{ Kg/cm}^2 \\ n = E_s / E_c & = & 8 > 6 \text{ O.K.} \\ r = F_s / F_c & = & 13 \\ K = n / (n+r) & = & 0,3784 \\ J = 1 - K/3 & = & 0,8739 \\ \implies & & d = 12,33 \text{ cm.} < E = 25,00 \text{ cm} \text{ O.K.} \end{array}$$

Admitiendo un recubrimiento de 2" (5 cm) y suponiendo el empleo de hierro de " " = " cm

$$\begin{array}{rcl} \text{el Peralte sería:} & E - 5.00 - & 1,59 / 2 = 19,21 \text{ cm} \\ \text{Consideremos para el diseño} & & \boxed{d = 19,00 \text{ cm}} \end{array}$$

Diseño por Rotura :

- Momento Ultimo Resistente :

$$Mu = 1.30 [Md + 1.67(MI + Mi)]$$

$$\text{Mom. positivo} = \implies + Mu = 6,957265 \text{ T.m}$$

$$\text{Mom. negativo} = \implies - Mu = 7,766749 \text{ T.m}$$

- Acero :

$$Mu = \emptyset . As . f_y . [d - (\emptyset . f_y) / (1.70 f_c . b)] \quad \emptyset = 0.9$$

$$\implies As = (f_c . b . d) / f_y [0.85 - \text{Raiz}(0.7225 - 1.70(Mu) / (\emptyset . f_c . b . d^2))]$$

- Acero positivo : (por 1 m. de ancho de losa)

$$+As = 10,08 \text{ cm}^2$$

Verificando la cantidad mínima por cuantía:

$$As_{\text{min}} = 14 / f_y \cdot b \cdot d \implies As_{\text{min}} = 6,33333 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{min}} < +As \quad \text{O.K.}$$

Considerando acero de " " = " cm², el espaciamiento de las barras será:

$$s = (Av . b) / As \implies s = 19,83 \text{ cm}$$

$$\text{Acero positivo : } \boxed{5/8 \text{ " } @ 20 \text{ cm}}$$

- Acero negativo : (por 1 m. de ancho de losa)

$$-As = 11,31 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{min}} < -As \quad \text{O.K.}$$

Considerando acero de " " = " cm², el espaciamiento de las barras será:

$$s = (Av . b) / As \implies s = 17,68 \text{ cm}$$

$$\text{Acero negativo : } \boxed{5/8 \text{ " } @ 18 \text{ cm}}$$

2.2. ARMADURA PRINCIPAL TRAMO EN VOLADIZO

Momento por Peso Propio (Md) :		Por metro de longitud.		
Sección	Carga (T)	Dist (m)	Momento (T.m)	
1	(C)(0.20)(1)(2.4)	0,480	0,500	0,240
2	(0.05/2)(0.20)(1)(2.40)	0,012	-0,017	0,000
3	(0.50)(E/2)(1)(2.40)	0,150	0,667	0,100
4	(a-0.50)(E)(1)(2.40)	0,300	0,250	0,075
5	(0.15)(0.15)(1)(2.40)	0,054	0,050	0,003
Asfalto	(a-C-0.05)(0.05)(1)(2.00)	-0,005	-0,025	0,000
Baranda	0,150	0,150	0,925	0,139
====>			Md =	0,556 T.m

Momento por Sobrecarga (MI) :

- Como es una losa armada perpendicularmente al sentido del tráfico:

Ancho Efectivo : $E = (0.80)(X)+1.143$ $E = 0.86 \text{ m.}$
 (distancia cara Viga a Rueda : $X = -0,35 \text{ m}$)
 Momento resultante: $MI = (P)(X) / E$ $MI = -3,893 \text{ T.m}$
 (P: Carga de rueda más pesada : HS-20 $9,6 \text{ T.}$)

Momento por Impacto (Mi) :

$Mi = (I) (MI)$ $MI = -1,168 \text{ T.m}$

Diseño por Rotura :

- Momento Ultimo Resistente :

$Mu = 1.30 \{Md+1.67(MI+Mi)\}$ $Mu = -10,265 \text{ T.m}$

- Acero :

Resolviendo $As = -13,574 \text{ cm}^2$

$As \text{ min} = 14/fy \text{ b.d} = 6,333 \text{ cm}^2$

$As \text{ min} < As$ Falso $As = 6,333 \text{ cm}^2$

Considerando acero de $5/8 \text{ "}$ = cm^2 , el espaciamiento de las barras será:

$s = (Av. b) / As$ $s = 31,58 \text{ cm}$

Acero : $5/8 \text{ " @ } 32 \text{ cm}$

2.3. ACERO DE REPARTICION :

Como el Acero principal es perpendicular al tráfico:

$\% Asr = 121 / (L)^{0.5} < 67 \% As$ $\% Asr = 27,57 \% As$

$\% Asr < 67 \% As$ O.K.

====> Acero de Repartición :

$Asr = 3,119 \text{ cm}^2$

Considerando acero de $1/2 \text{ "}$ = cm^2 , el espaciamiento de las barras será:

$s = (Av. b) / As$ $s = 41,36 \text{ cm}$

Acero de Repartición : $1/2 \text{ " @ } 41 \text{ cm}$

2.4. ACERO DE TEMPERATURA :

$Ast = 0.0018 \text{ b E} > 2.64 \text{ cm}^2$ $Ast = 4,500 \text{ cm}^2$

$Ast > 2.64 \text{ cm}^2$ O.K.

Considerando acero de $3/8 \text{ "}$ = cm^2 , el espaciamiento de las barras será:

$s = (Av. b) / As$ $s = 15,78 \text{ cm}$

Acero de Temperatura : $3/8 \text{ " @ } 16 \text{ cm}$

III.- DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES.

Se tiene dos Vigas Principales en el sentido del tráfico.

3.1. ARMADURA PRINCIPAL VIGA EXTERIOR

Momento por Peso Propio (Md) :

- Metrado de Cargas (por metro de losa y viga):

pp losa= $(E)(a-0.5+S/2+b)(2.4 \text{ T/m}^3)$ 1,260

pp viga= $[(H-E)(b)+0.15^2](2.4 \text{ T/m}^3)$ 0,918

Asfalto = $(0.05)(A/2)(2.0 \text{ T/m}^3)$ 0,379

Acera = $(0.65)(0.4 \text{ T/m}^2)$ 0,260

Volado = $(0.20^2C+0.005+0.25^2E)(2.4 \text{ T/m}^3)$ 0,642

$Wd = 3,459 \text{ T/m}$

- Aporte de las Vigas Diafragma
pp Viga Diafrag. (b')(e)(S/2)(2.4 T/m3) ==> Wv = **0,4416 T.**
Número de Vigas Diafragma: N = **4**
- Cálculo del Md para la sección al centro de la luz (sección crítica)
Según Diag. de Línea de Influencia de momentos en el caso de 4 Vigas Diafrag. se tiene:
Md = Wd(L^2/8) + Wv(2L/6) ==> Md = **173,461 T.m**

Momento por Sobrecarga (MI) :

- Coeficiente de Concentración de carga (Cc) :
Para este caso de Puente de un carril y cargas HS-20 se tiene:
R = [1 + 0.70/(S+b)] Pr
==> Cc = [1 + 0.70/(S+b)] ==> Cc = **1,255**
- Momento máximo por eje de rueda en la sección crítica (a 0.70 m. del centro)
Según Diagrama de Línea de Influencia de momentos para este caso se tiene:
Ms/c = Cc [P/2 (2.25L^2 - 10.5L + 4.41) / L]
donde : P = **3,629 T.** ==> Ms/c = **78,323 T.m** (Por Viga)
- Momento por Sobrecarga Equivalente
Considerando la Sobrecarga del Reglamento, situando la carga de cuchilla en la posición crítica (a la mitad de la long. del puente)
Meq = [9/4L + 0.96 (L^2)/8] / 2 ==> Meq = **46,008 T.m** (Por Viga)
- Momento por Sobrecarga (MI):
Tomamos el mayor ==> MI = **78,323 T.m**

Momento por Impacto (MI) :

- Coeficiente de Impacto :
I = 15.24/(L+38) = **0,26**
I <= **0,30** ==> I = **0,26**
==> MI = **20,630 T.m**

DISEÑO VIGA T

Verificación del peralte : (Diseño por Servicio o Esfuerzos de Trabajo)

- Momento por Servicio:
M = Md + MI + Mi ==> M = **272,414 T.m**

- Peralte mínimo :

$$d = [(2.M)/(F_c.K.J.b)]^{(1/2)}$$

donde:

b = Menor valor de las siguientes expresiones:

$$b \leq L/4 \quad \Rightarrow \quad b \leq 4,97 \text{ m}$$

$$(b-b_w) \leq 16 hf \quad \Rightarrow \quad b \leq 4,45 \text{ m}$$

$$b \leq b_w + S \quad \Rightarrow \quad b \leq 2,75 \text{ m}$$

Asumiendo b = **2,75 m.** Suponiendo que el eje neutro se halla dentro del ala (C < E) realizamos los cálculos como si fuera una viga rectangular de ancho b = **275 cm**

Peralte :

$$d = \mathbf{67,02 \text{ cm.}} < \quad H = \mathbf{105,00 \text{ cm}} \quad \mathbf{O.K.}$$

$$d = \mathbf{95,00 \text{ cm}}$$

Consideremos para el diseño

- Área del Acero : (Por servicio)

$$A_s = M/(F_s.J.d) \quad \Rightarrow \quad A_s = \mathbf{195,3214 \text{ cm}^2}$$

- Verificamos la cuantía :

Cuantía balanceada:

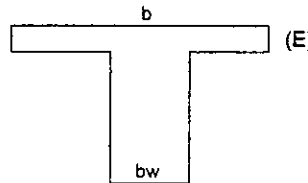
$$p_b = (0.85 f_c \beta) / f_y \cdot (0.003 E_s) / (0.003 E_s + f_y) \quad \Rightarrow \quad p_b = \mathbf{0,0344}$$

$$\beta = 0.85$$

$$\text{Cuantía máxima: } p_{max} = 0.75 p_b \quad \Rightarrow \quad p_{max} = \mathbf{0,0258}$$

$$\text{Cuantía de la Viga: } p = A_s / (b.d) \quad \Rightarrow \quad p = \mathbf{0,0075}$$

$$\Rightarrow \quad p < p_{max} \quad \mathbf{O.K.}$$



Diseño por Rotura :

- Momento Último Resistente :

$$M_u = 1.30 [M_d + 1.67(MI + MI)] \quad \Rightarrow \quad M_u = \mathbf{440,32612 \text{ T.m}}$$

- Acero :

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot [d - (A_s \cdot f_y) / (1.70 f_c \cdot b)] \quad \phi = \mathbf{0,90}$$

$$\Rightarrow \quad A_s = (f_c \cdot b \cdot d) / f_y [0.85 - \text{Raiz}(0.7225 - 1.70(M_u) / (\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2))]$$

Resolviendo:

$$A_s = \mathbf{127,21 \text{ cm}^2}$$

En este caso la Cuantía de la Viga estará indicada como:

$$p = A_s / (b.d) \quad \Rightarrow \quad p = \mathbf{0,0049} < p_{max} \quad \mathbf{O.K.}$$

Para no verificar deflexiones:

$$p_{max} = 0.18 f_c / f_y \quad \Rightarrow \quad p_{max} = \mathbf{0,0143} > p \quad \mathbf{O.K.}$$

Verificación del Eje Neutro:

$$a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 f_c \cdot d) = \Rightarrow a = \mathbf{6,85356 \text{ cm.}} < E = \mathbf{25,00 \text{ cm.}} \quad \mathbf{O.K.}$$

Es correcto el diseño de la Viga como Rectangular pues el Eje neutro se halla en el ala de la Viga

Verificación por Fatiga en Servicio:

Momento por servicio máximo: $M = M_d + M_l + M_i = 272,411 \text{ T.m}$
 $f_s \text{ max} = M / (A_s \cdot J \cdot d) \implies f_s \text{ max} = 2579,556 \text{ Kg/cm}^2$
 Momento por servicio mínimo: $M_{\text{min}} = M_d = 173,461 \text{ T.m}$
 $f_s \text{ min} = M_{\text{min}} / (A_s \cdot J \cdot d) \implies f_s \text{ min} = 1642,543 \text{ Kg/cm}^2$
 Rango de Esfuerzos actuantes: $f_{ac} = (f_s \text{ max}) - (f_s \text{ min}) \implies f_{ac} = 937,013 \text{ Kg/cm}^2$
 Rango de Esfuerzos admisibles: $f_{ad} = 1635,36 - 0,36(f_s \text{ min}) \implies f_{ad} = 1044,045 \text{ Kg/cm}^2$
 $\implies f_{ad} < f_{ac} \dots\dots \text{O.K.}$

Distribución del Acero:

Si consideramos barras de $1'' = 2,54 \text{ cm}$ entonces el número de barras será:

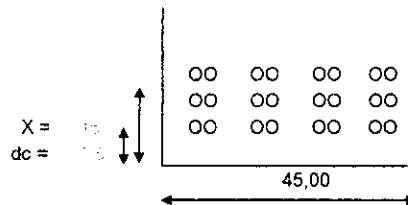
N° varillas	1''	=	25
-------------	-----	---	----

En este caso el acero se distribuirá en capas y se considerará

25 Varillas Ø 1''
$A_s = (122,40 \text{ cm}^2)$

Verificación por Agrietamiento:

Para condiciones severas de exposición:
 $Z = 23000 \text{ Kg/cm}^2$
 El valor de A es: $A = 2 \cdot X \cdot b / (N^\circ \text{ barras})$
 $A = 56,25$
 Máximo esfuerzo admisible: $F_s \text{ max} = Z / (d \cdot c \cdot A)^{1/3}$
 $F_s \text{ max adm} = 3066,67 \text{ kg/cm}^2$
 Máximo esfuerzo actuante: $F_s \text{ max} = M / (A_s \cdot d \cdot J)$
 $F_s \text{ max act} = 2680,88 \text{ kg/cm}^2$
 $\implies F_s \text{ max act} < F_s \text{ max adm} \dots\dots \text{O.K.}$



3.2. VERIFICACION POR CORTE.

Por Peso propio:

El Esfuerzo Cortante por Peso Propio (V_d) para este caso de 4 Diafragmas será:
 $V_d = W_d \cdot L / 2 + W_v \cdot (1 + 2/3 + 1/3) \implies V_d = 35,231 \text{ T.}$

Por Sobrecarga de HS-20 :

El Esfuerzo Cortante por Sobrecarga (V_l) está dado por la siguiente relación:
 $V_l = C_c [4 \cdot P + 4 \cdot P \cdot (L - 4,20) / L + P \cdot (L - 8,40) / L]$
 P : Carga por rueda de eje delantero = $3,629 / 2 \text{ Kg} \implies P = 1,8145 \text{ T.}$
 $\implies V_l = 17,598906 \text{ T.}$

Por impacto:

El Esfuerzo Cortante por Impacto (V_i) será:
 $V_i = I \cdot V_l \implies V_i = 4,6354532 \text{ T.}$

Diseño por Rotura :

Esfuerzo Cortante total (V_u):
 $V_u = 1,30 [V_d + 1,67(V_l + V_i)] \implies V_u = 94,071184 \text{ T.}$
 Esfuerzo Cortante Nominal (V_u):
 $V_u = V_u / (\phi \cdot b \cdot d) \implies V_u = 4,236 \text{ kg/cm}^2$
 Esfuerzo Cortante Resistente del Concreto (V_c):
 $V_c = \phi [0,5 (f'_c)^{0,5} + 175 \cdot p \cdot V_u \cdot d / M_u]$
 para Esfuerzo cortante: $\phi = 0,85 \implies V_c = 7,763 \text{ kg/cm}^2$
 $\implies V_c > V_u \dots\dots \text{O.K.}$

Como $V_u < V_c$, teóricamente no se requiere refuerzo en el Alma, pese a ello colocaremos acero mínimo con estribos de $2,54 \text{ cm}$ haciendo un área de:
 $A_v = 2 \times a_s = 2,54 \text{ cm}^2$
 siendo el espaciamiento:
 $S = (A_v \cdot f_y) / [(V_u - V_c) \cdot b] \implies S = 67 \text{ cm.}$

3.3. ACERO LATERAL

Como la Viga tiene más de dos pies (0.61 m.), será conveniente colocar Acero lateral en una cantidad de:

$$\text{As lat} = 0.10 (\text{As}) \implies \text{As lat} = 12,721 \text{ cm}^2.$$

El espaciamiento entre barras deberá cumplir:

$$S \leq 30 \text{ cm.} \quad ; \quad S \leq \quad \text{bw} = 45 \text{ cm}$$

escogeremos

$$S = 30 \text{ cm.}$$

La altura libre del nervio es: **80,00 cm.**, estimando 10 cm. en la parte superior e inferior

nos resta **60 cm.** lo cual hace: **2** fierros

Como se dispondrá a ambos lados, la cantidad total de fierros es $n = 4$ por lo que cada uno será:

$$A_v = (\text{As lat}) / n = 3,180 \text{ cm}^2 = 1 \emptyset \quad ; \quad = \quad \text{cm}^2$$

Entonces dispondremos, a ambos lados del nervio de la Viga: **2** fierros de **1/2"**

IV.- DISEÑO DE VIGAS DIAFRAGMA

4.1. ACERO PRINCIPAL

El Momento flector que deben soportar los Diafragmas es igual al Momento Torsor que deben soportar las Vigas principales a lo largo del area de influencia de cada diafragma.

El Momento torsor en las Vigas principales es una fracción del Momento Flector negativo que se genera en la losa en sus apoyos en las vigas.

El Momento flector con el que debe diseñarse cada Diafragma es el siguiente:

$$M = T + M_{pp}$$

donde:

T : Momento flector en las vigas principales a lo largo del área de influencia

$$T = 0.70 [(-) \text{Mom max losa}] D$$

Mom max losa : Momento flector negativo máximo de diseño de la losa /m de ancho

Mpp: Momento por peso propio de la Viga diafragma.

$$W_{pp} = (b')(e)(2.40 \text{ T/m}^3) = 0,384 \text{ T/m}$$

$$M_{pp} = W_{pp}(S^2/10) \implies M_{pp} = 0,20314 \text{ T.m}$$

entonces:

$$M = T + M_{pp} \quad ; \quad T = 35,6287 \text{ T.m} \implies M = 35,832 \text{ T.m}$$

$$A_s = (f_c \cdot b \cdot d) / f_y [0.85 - \text{Raiz}(0.7225 - 1.70(M_i) / (\emptyset \cdot f_c \cdot b \cdot d^2))]$$

$$b = 20,00 \text{ cm.} \quad ; \quad d = 74 \text{ cm.}$$

$$A_s = 13,76 \text{ cm}^2$$

Considerando acero de $\quad = \quad \text{cm}^2$

$$\boxed{\text{N}^\circ \text{ varillas } 5/8" = 7}$$



ALCALDÍA DE PEREIRA

INFORME FINAL
CONTRATO DE MÍNIMA CUANTÍA N° 1654-2014

Versión: 3

Fecha: 08-10

Página

RESUMEN Y CONCLUSIONES PUENTE EL POBLADO

El puente que permite el paso al los barrios POBLADO, VILLA DEL PRADO, SAMARIA, entre muchos otros, sobre el río Consota, que en realidad son dos puentes adosados y con diferentes épocas de construcción, para dar servicio a dos carriles de circulación, se encuentra en **UN ACEPTABLE ESTADO ESTRUCTURAL**; no obstante su análisis estructural, de patología, hidráulico y demás disciplinas que intervinieron en este estudio, dieron como resultado la necesidad de realizar un **REFUERZO** a sus vigas, encontrando el sistema óptimo para este caso **REFORZAMIENTO CON LAMINAS DE CFRP DE ALTA RESISTENCIA**.

Se presentan en planos, especificaciones, y presupuestos las obras planteadas para su mejoramiento y refuerzo, así como otras de funcionamiento y extensión de vida útil.

Project: CONTRATO 1654-2014

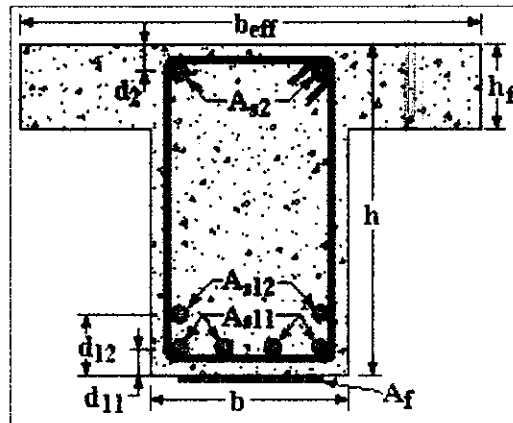


Strengthening of Reinforced Concrete Structures with Sika® CarboDur® Composite Strengthening Systems

Disclaimer: The user is responsible for the results obtained from this programme.

FLEXURAL STRENGTHENING

PUENTE CORALES



Type of Cross Section

T - beam

Cross Section Geometry

Width $b = 0,42 \text{ m}$ Effective width $b_{\text{eff}} = 2,74 \text{ m}$ Height $h = 1,3 \text{ m}$ Slab thickness $h_f = 0,2 \text{ m}$

Concrete

Strength class C 12/15

Characteristic strength $f_{\text{ck}} = 12 \text{ N/mm}^2$ Mean strength $f_{\text{cm}} = 20,2 \text{ N/mm}^2$ Creep coefficient $\varphi = 2,5$

Composite Materials

Elastic modulus $E_f = 165 \text{ kN/mm}^2$ Limiting strain $\epsilon_{f,\text{lim}} = 0,015$

Steel Reinforcement

Elastic modulus $E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$ Characteristic yield stress $f_{y\text{k}} = 420 \text{ N/mm}^2$ Top $A_{s2} = 593,8 \text{ mm}^2$ at distance $d_2 = 0,03 \text{ m}$ Bottom $A_{s12} = 0 \text{ mm}^2$ at distance $d_{12} = 0 \text{ m}$ Bottom $A_{s11} = 4053,7 \text{ mm}^2$ at distance $d_{11} = 0,03 \text{ m}$

Bending Moments

Bending moment during strengthening $M_o = 1150 \text{ kNm}$ Required design moment after strengthening $M_{\text{sd}} = 2050 \text{ kNm}$ Acting moment under rare load combination $M_{\text{ser},r} = 800 \text{ kNm}$ Acting moment under quasi-permanent load combination $M_{\text{ser},q-p} = 1200 \text{ kNm}$ 

Resisting design moment before strengthening $M_{rcl,o} = 1829,78 \text{ kNm}$
 Required FRP cross section $A_f = 76,65 \text{ mm}^2$
 Applied FRP cross section $A_f = 120,00 \text{ mm}^2$
 Resisting design moment after strengthening $M_{rd} = 2181,64 \text{ kNm}$
 Degree of strengthening $M_{rd} / M_{rd,o} = 1,192$

Serviceability Limit State - Rare Load

Moment capacity before strengthening $M_{ser,r,o} = 1627,53 \text{ kNm}$
 Required FRP cross section $A_f = 0,00 \text{ mm}^2$
 Applied FRP cross section $A_f = 120,00 \text{ mm}^2$
 Moment capacity $M_{ser,r} = 0,00 \text{ kNm}$
 Steel stress $f_{s11} = 336,00 \leq 0,8 \times f_{yk} = 336,00 \text{ N/mm}^2$
 Concrete stress $\sigma_c = 0,01 \leq 0,6 \times f_{ck} = 7,20 \text{ N/mm}^2$

Serviceability Limit State - Quasi-permanent Load

Moment capacity before strengthening $M_{ser,q-p,o} = 1598,11 \text{ kNm}$
 Required FRP cross section $A_f = 0,00 \text{ mm}^2$
 Applied FRP cross section $A_f = 120,00 \text{ mm}^2$
 Moment capacity $M_{ser,q-p} = 0,00 \text{ kNm}$
 Steel stress $f_{s11} = 336,00 \leq 0,8 \times f_{yk} = 336,00 \text{ N/mm}^2$
 Concrete stress $\sigma_c = 0,00 \leq 0,45 \times f_{ck} = 5,40 \text{ N/mm}^2$

Final

Design is controlled by Ultimate Limit State
 Final required FRP cross section $A_f = 76,65 \text{ mm}^2$

Applied FRP

Width 50 mm
 Thickness 1,2 mm
 Number of strips 2
 Applied FRP cross section $A_f = 120,00 \text{ mm}^2$

Cross Section Strain Profile

Initial Situation During Strengthening (M_o)

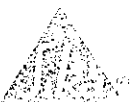
Depth of neutral axis $x_o = 0,230 \text{ m}$
 Top fibre strain $\epsilon_{co} = 0,00026$
 Top steel strain $\epsilon_{s2} = 0,00023$
 Bottom steel strain $\epsilon_{s11} = 0,00119$
 Bottom fibre strain $\epsilon_o = 0,00122$

Ultimate Limit State (M_{rd})

Depth of neutral axis $x = 0,134 \text{ m}$
 Top fibre strain $\epsilon_c = 0,00187$
 Top steel strain $\epsilon_{s2} = 0,00145$
 Bottom steel strain $\epsilon_{s11} = 0,01580$
 FRP strain $\epsilon_f = 0,01500$
 Failure Mode is Steel yielding+FRP debonding

Serviceability Limit State - Rare Load ($M_{ser,r}$)

Depth of neutral axis $x = 0,000 \text{ m}$
 Top fibre strain $\epsilon_c = 0,00000$
 Top steel strain $\epsilon_{s2} = -0,00004$
 Bottom steel strain $\epsilon_{s11} = 0,00168$

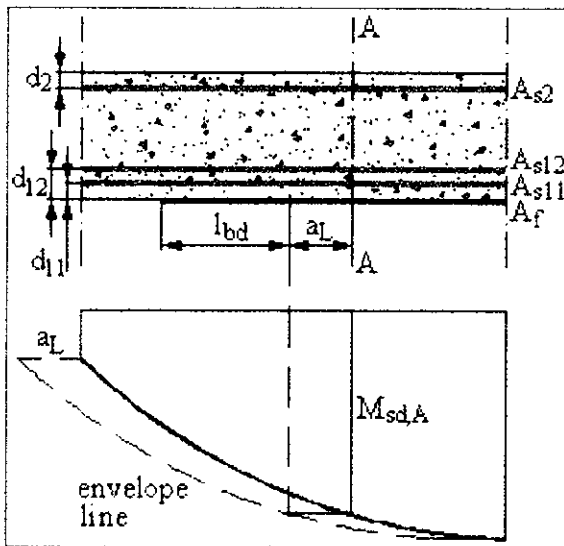


Serviceability Limit State - Quasi-permanent Load ($M_{ser,q-p}$)

Depth of neutral axis $x = 0,001$ m
 Top fibre strain $\varepsilon_c = 0,00000$
 Top steel strain $\varepsilon_{s2} = -0,00004$
 Bottom steel strain $\varepsilon_{s11} = 0,00168$
 FRP strain $\varepsilon_f = 0,00050$

Ductility (for ULS)

$\xi = x/(h-d_{11}) = 0,106$
 Maximum $\xi = 0,45$
 Ductility requirement is satisfied

Bond CheckSection' s Properties

Substrate tensile strength $f_{ctm} = 1,57$ N/mm²
 Design moment at section A $M_{sd,A} = 1500$ kNm

Steel Reinforcement at Section A

Elastic modulus $E_s = 200$ kN/mm²
 Characteristic yield stress $f_{yk} = 420$ N/mm²
 Top $A_{s2} = 593,8$ mm² at distance $d_2 = 0,03$ m
 Bottom $A_{s12} = 0$ mm² at distance $d_{12} = 0$ m
 Bottom $A_{s11} = 4053,7$ mm² at distance $d_{11} = 0,03$ m

FRP Arrangement

Total number of 2 strips is placed in 1 layers

Results

Maximum force that can be carried by the FRP $N_{bd,max} = 27,86$ kN
 Tensile force in the FRP $N_{fd,A} = 13,88$ kN
 Bond length corresponding to $N_{bd,max}$ $l_{bd,max} = 261$ mm

Verification

Bond Check is OK
 Required bond length at section A $l_{bd,A} = 76$ mm



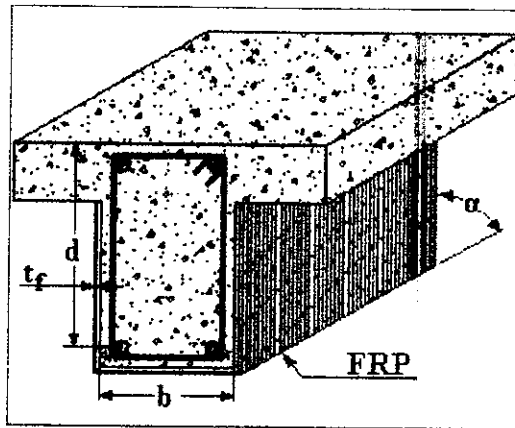
Project: CONTRATO 1654-2014



Strengthening of Reinforced Concrete Structures with Sika® CarboDur® Composite Strengthening Systems

Disclaimer: The user is responsible for the results obtained from this programme.

SHEAR STRENGTHENING



Method of Anchorage

Open jacket

Cross Section Geometry

Width $b = 0,42$ m

Static depth $d = 1,3$ m

Angle between fibres direction and member axis $\alpha = 90$ degrees

Concrete

Mean strength $f_{cm} = 21,85$ N/mm²

Characteristic strength $f_{ck} = 13,65$ N/mm²

Composite Materials

Elastic modulus $E_f = 231$ kN/mm²

Ultimate tensile strain $\epsilon_{f,u} = 0,015$

Limiting strain $\epsilon_{f,lim} = 0,006$

Type of fibres Carbon (CFRP)

Safety Factors

Constant $k = 0,8$

Debonding safety factor $\gamma_{f,b} = 1,3$

Limiting strain safety factor $\gamma_{f,l} = 1,25$

Carbon FRP fracture safety factor $\gamma_{f,f} = 1,2$

Type of Application

Continuous jacket

Increase of Shear Capacity

Additional shear $V_{fd} = 400$ kN

Results

Required FRP thickness $t_f = 0,33$ mm



Applied FRP

Thickness 0,34 mm

Number of layers required 1



Project: CONTRATO 1654-2014

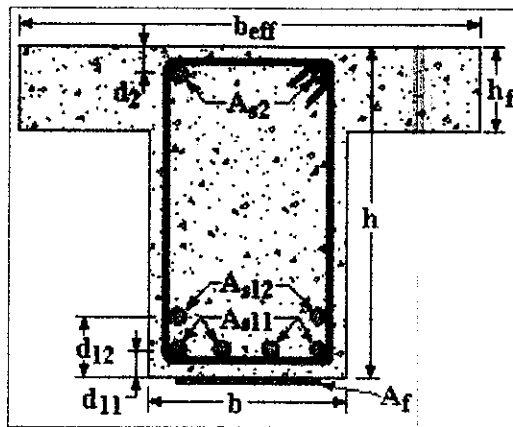


Strengthening of Reinforced Concrete Structures with Sika® CarboDur® Composite Strengthening Systems

Disclaimer: The user is responsible for the results obtained from this programme.

FLEXURAL STRENGTHENING

PUENTE EL POBLADO



Type of Cross Section

T - beam

Cross Section Geometry

Width $b = 0,45 \text{ m}$

Effective width $b_{\text{eff}} = 2,3 \text{ m}$

Height $h = 1,05 \text{ m}$

Slab thickness $h_f = 0,25 \text{ m}$

Concrete

Strength class C 25/30

Characteristic strength $f_{\text{ck}} = 25 \text{ N/mm}^2$

Mean strength $f_{\text{cm}} = 33,2 \text{ N/mm}^2$

Creep coefficient $\varphi = 2,5$

Composite Materials

Elastic modulus $E_f = 165 \text{ kN/mm}^2$

Limiting strain $\varepsilon_{f,\text{lim}} = 0,015$

Steel Reinforcement

Elastic modulus $E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$

Characteristic yield stress $f_{y\text{k}} = 420 \text{ N/mm}^2$

Top $A_{s2} = 593,8 \text{ mm}^2$ at distance $d_2 = 0,03 \text{ m}$

Bottom $A_{s12} = 0 \text{ mm}^2$ at distance $d_{12} = 0 \text{ m}$

Bottom $A_{s11} = 4053,7 \text{ mm}^2$ at distance $d_{11} = 0,03 \text{ m}$

Bending Moments

Bending moment during strengthening $M_o = 1000 \text{ kNm}$

Required design moment after strengthening $M_{\text{sd}} = 1700 \text{ kNm}$

Acting moment under rare load combination $M_{\text{ser,r}} = 700 \text{ kNm}$

Acting moment under quasi-permanent load combination $M_{\text{ser,q-p}} = 1000 \text{ kNm}$



Resisting design moment before strengthening $M_{rd,o} = 1477,95 \text{ kNm}$
 Required FRP cross section $A_f = 93,99 \text{ mm}^2$
 Applied FRP cross section $A_f = 120,00 \text{ mm}^2$
 Resisting design moment after strengthening $M_{rd} = 1765,08 \text{ kNm}$
 Degree of strengthening $M_{rd} / M_{rd,o} = 1,194$

Serviceability Limit State - Rare Load

Moment capacity before strengthening $M_{ser,r,o} = 1317,14 \text{ kNm}$
 Required FRP cross section $A_f = 0,00 \text{ mm}^2$
 Applied FRP cross section $A_f = 120,00 \text{ mm}^2$
 Moment capacity $M_{ser,r} = 0,00 \text{ kNm}$
 Steel stress $f_{s11} = 336,00 \leq 0,8 \times f_{yk} = 336,00 \text{ N/mm}^2$
 Concrete stress $\sigma_c = 0,01 \leq 0,6 \times f_{ck} = 15,00 \text{ N/mm}^2$

Serviceability Limit State - Quasi-permanent Load

Moment capacity before strengthening $M_{ser,q-p,o} = 1270,60 \text{ kNm}$
 Required FRP cross section $A_f = 0,00 \text{ mm}^2$
 Applied FRP cross section $A_f = 120,00 \text{ mm}^2$
 Moment capacity $M_{ser,q-p} = 0,00 \text{ kNm}$
 Steel stress $f_{s11} = 336,00 \leq 0,8 \times f_{yk} = 336,00 \text{ N/mm}^2$
 Concrete stress $\sigma_c = 0,00 \leq 0,45 \times f_{ck} = 11,25 \text{ N/mm}^2$

Final

Design is controlled by Ultimate Limit State
 Final required FRP cross section $A_f = 93,99 \text{ mm}^2$

Applied FRP

Width 50 mm
 Thickness 1,2 mm
 Number of strips 2
 Applied FRP cross section $A_f = 120,00 \text{ mm}^2$

Cross Section Strain Profile

Initial Situation During Strengthening (M_o)

Depth of neutral axis $x_o = 0,157 \text{ m}$
 Top fibre strain $\epsilon_{co} = 0,00023$
 Top steel strain $\epsilon_{s2} = 0,00019$
 Bottom steel strain $\epsilon_{s11} = 0,00127$
 Bottom fibre strain $\epsilon_o = 0,00132$

Ultimate Limit State (M_{rd})

Depth of neutral axis $x = 0,090 \text{ m}$
 Top fibre strain $\epsilon_c = 0,00152$
 Top steel strain $\epsilon_{s2} = 0,00101$
 Bottom steel strain $\epsilon_{s11} = 0,01581$
 FRP strain $\epsilon_f = 0,01500$
 Failure Mode is Steel yielding+FRP debonding

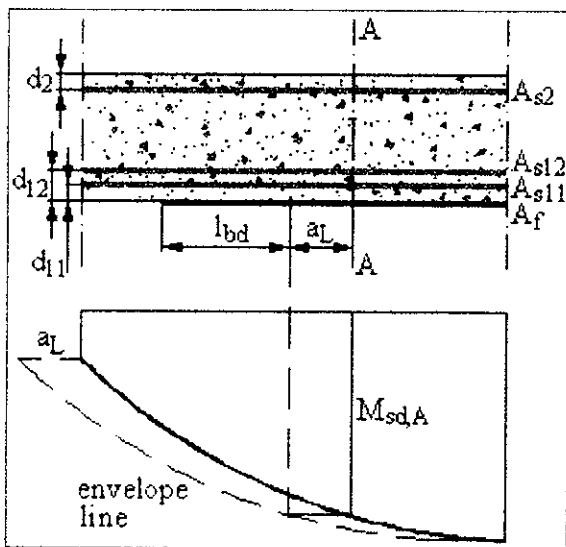
Serviceability Limit State - Rare Load ($M_{ser,r}$)

Depth of neutral axis $x = 0,000 \text{ m}$
 Top fibre strain $\epsilon_c = 0,00000$
 Top steel strain $\epsilon_{s2} = -0,00005$
 Bottom steel strain $\epsilon_{s11} = 0,00160$



Serviceability Limit State - Quasi-permanent Load ($M_{ser,q-p}$)Depth of neutral axis $x = 0,000$ mTop fibre strain $\varepsilon_c = 0,00000$ Top steel strain $\varepsilon_{s2} = -0,00005$ Bottom steel strain $\varepsilon_{s11} = 0,00168$ FRP strain $\varepsilon_f = 0,00041$ Ductility (for ULS) $\xi = x/(h-d_{11}) = 0,088$ Maximum $\xi = 0,45$

Ductility requirement is satisfied

Bond CheckSection' s PropertiesSubstrate tensile strength $f_{ctm} = 2,56$ N/mm²Design moment at section A $M_{sd,A} = 900$ kNmSteel Reinforcement at Section AElastic modulus $E_s = 200$ kN/mm²Characteristic yield stress $f_{yk} = 420$ N/mm²Top $A_{s2} = 593,8$ mm² at distance $d_2 = 0,03$ mBottom $A_{s12} = 0$ mm² at distance $d_{12} = 0$ mBottom $A_{s11} = 4053,7$ mm² at distance $d_{11} = 0,03$ mFRP Arrangement

Total number of 2 strips is placed in 1 layers

ResultsMaximum force that can be carried by the FRP $N_{bd,max} = 35,58$ kNTensile force in the FRP $N_{fd,A} = 9,85$ kNBond length corresponding to $N_{bd,max}$ $l_{bd,max} = 204$ mmVerification

Bond Check is OK

Required bond length at section A $l_{bd,A} = 31$ mm

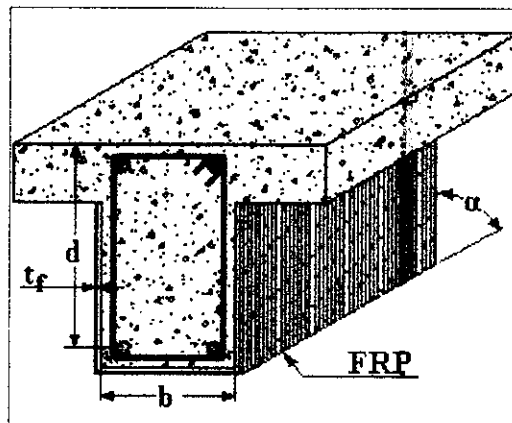
Project: CONTRATO 1654-2014



Strengthening of Reinforced Concrete Structures with Sika® CarboDur® Composite Strengthening Systems

Disclaimer: The user is responsible for the results obtained from this programme.

SHEAR STRENGTHENING



Method of Anchorage

Open jacket

Cross Section Geometry

Width $b = 0,45$ m

Static depth $d = 1,05$ m

Angle between fibres direction and member axis $\alpha = 90$ degrees

Concrete

Strength class C 25/30

Characteristic strength $f_{ck} = 25$ N/mm²

Mean strength $f_{cm} = 33,2$ N/mm²

Composite Materials

Elastic modulus $E_f = 231$ kN/mm²

Ultimate tensile strain $\epsilon_{f,u} = 0,015$

Limiting strain $\epsilon_{f,lim} = 0,006$

Type of fibres Carbon (CFRP)

Safety Factors

Constant $k = 0,8$

Debonding safety factor $\gamma_{f,b} = 1,3$

Limiting strain safety factor $\gamma_{f,l} = 1,25$

Carbon FRP fracture safety factor $\gamma_{f,f} = 1,2$

Type of Application

Continuous jacket

Increase of Shear Capacity

Additional shear $V_{fd} = 300$ kN

Results



Applied FRP

Thickness 0,34 mm

Number of layers required 1



DESCRIPCIÓN REFORZAMIENTO DISEÑADO PUENTE CORALES-GAMMA y PUENTE EL POBLADO

SISTEMA DE REFORZAMIENTO CON LÁMINAS DE CFRP DE ALTA RESISTENCIA.
Existen varios sistemas comerciales, uno de ellos se llama SIKA-CARBODUR.

Sistema de reforzamiento de alta resistencia para hormigón armado. Sistema de dos componentes: **Adhesivo Sikadur® 30** (para la pega del refuerzo) y lámina **Sika® CFRP** (refuerzo). Como resultado de un trabajo intensivo del Laboratorio Federal Suizo para ensayo e investigación de materiales (EMPA) en Duebendorf, es posible realizar armaduras adheridas a estructuras de hormigón armado con láminas de material sintético reforzadas con fibras de carbono (Carbon Fibre Reinforced Polymers Laminates – CFRP), resistentes a la corrosión.

EL sistema **Sika® Carbodur** puede ser colocado después de la preparación de la superficie de hormigón o madera, sin ningún tipo de instalación adicional. Por lo tanto, este sistema de refuerzo adherido es mucho más económico.

Ensayos certificadas y normas certificadas

- Federal Material Testing Laboratory EMPA – Reports No. 154 490/1 and 161 762 – Suiza
- IBMB, TECHNISCHE UNIVERSITAET, Braunschweig, Report No. 1448/325 – Alemania
- DIN 1164.7 - (Resistencia compresión) – Alemania
- DIN 43455 – (Resistencia tracción) Alemania
- Swiss Health and Safety Codes, class 4 (Non toxic) - Suiza

- **Uso**

Reforzamientos debidos a:

- Incrementos de cargas.
- Incremento de la capacidad resistente en losas y vigas.
- Aumento de tráfico pesado en puentes.
- Instalación de maquinaria pesada en edificios industriales.
- Estructuras sometidas a vibraciones.
- Cambios de uso de la estructura.
- Daños de elementos estructurales.



- Envejecimiento de los materiales de la estructura.
- Corrosión de las armaduras.
- Impactos sobre la estructura.
- Acción del fuego.
- Sismos.
- Mejora de las condiciones de servicio .
- Disminución de flechas y deformaciones.
- Corrosión de las armaduras con disminución de secciones útiles.
- Disminución del ancho de grietas.
- Reducción de la fatiga.
- Cambio del esquema estructural.
- Eliminación de muros o columnas.
- Apertura de huecos en losas para la instalación de ascensores, escaleras.
- Cambios por especificación.
- Sismos.
- Cambio del esquema estructural.
- Defectos de proyecto o construcción.
- Armadura insuficiente.
- Defectos de ejecución.

Características

- No se corroe.
- Muy altas resistencias.
- Excelente durabilidad.
- Ligero y de poco peso.
- Disponible en cualquier longitud, no requiere juntas.
- Espesor total pequeño, puede ser cubierto.
- Fácil de transportar (rollos).
- Fácil solape y entrecruzamiento entre platinas.
- Muy fácil de instalar, especialmente en techos.
- Excelente resistencia a fatiga.
- Requiere una preparación mínima de la platina.
- Elevados módulos de elasticidad.
- Resistente a ataques alcalinos.
- Los extremos de las platinas están limpios sin fibras al descubierto gracias al proceso de pultrusión.
- Certificados disponibles de distintos países

CRITERIO REFORZAMIENTO CON REFORZAMIENTO CON:

	SIKA® CARBODUR CFRP	ELEMENTOS DE ACERO
Peso propio	Bajo	Alto
Resistencia a la tracción	Muy alta	Alta
Espesor general	Muy bajo	Bajo
Corrosión	Ninguna	Si
Longitud de las platinas	Ilimitada	Limitada
Manejo	Flexible, fácil	Difícil, rígido
Capacidad de carga	En dirección longitudinal únicamente	En cualquier dirección