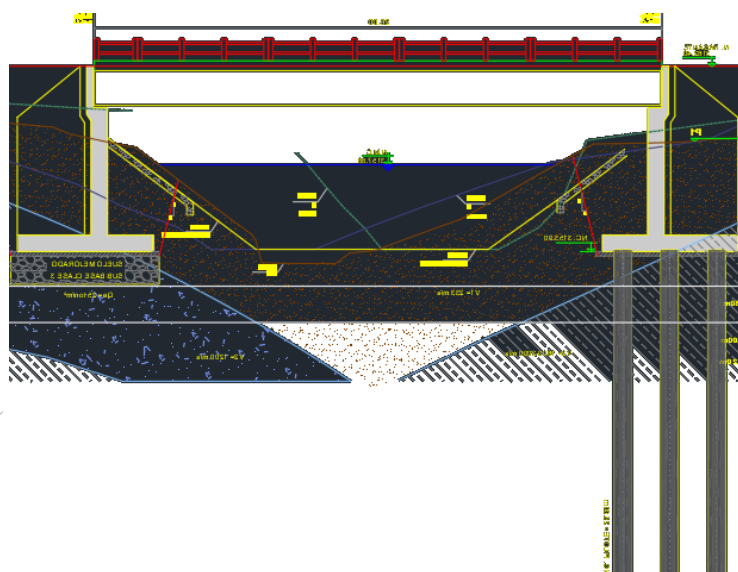




INFORME ESTRUCTURAL

PUENTE SAN MIGUEL



Marco Apunte Ordóñez
Ingeniero Civil - Consultor



CONTENIDO

1. CAPITULO I: INTRODUCCIÓN.....	2
1.1. GENERALIDADES:	2
1.2. UBICACIÓN	2
1.3. OBJETIVOS.....	3
2. CAPITULO II: DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DEL PROYECTO	3
2.1 ASPECTOS TOPOGRÁFICOS Y ALTERNATIVAS.....	3
2.2 RESUMEN DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO.	5
2.3 RESUMEN DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO	6
2.4 CONDICIONES DE EMPLAZAMIENTO, SELECCIÓN Y DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA.	7
3. CAPITULO III.- SOLICITACIONES.....	8
3.1 CONDICIONES GEOMÉTRICAS Y DE CARGA.....	8
3.2 CARGAS PERMANENTES.....	8
3.3 CARGA VIVA.....	9
3.4 OTRAS CARGAS	9
3.5 HIPÓTESIS DE CARGA	10
3.6 CONDICIONES DE APOYO	10
4. CAPITULO IV: RESISTENCIA DE LOS MATERIALES Y ESFUERZOS ADMISIBLES	10
5. CAPITULO V: DISEÑO ESTRUCTURAL	13
6. CAPITULO VI: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y PROCESO CONSTRUCTIVO.....	19
6.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y NOTAS	21
6.2 PROCESO CONSTRUCTIVO DEL PUENTE	22
7. CAPITULO VII: RECOMENDACIONES.	25
8. CAPITULO VIII: CONCLUSIONES Y ACLARACIONES:	25



1. CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES.

El Gobierno Autónomo Descentralizado Provincial del Guayas, comprometido con mejorar la movilidad en la provincia, la cual se ha visto afectada en los últimos años debido al desarrollo urbano y rural. Firma contrato con el Ing. Marco Apunte, para la ejecución del ***“ESTUDIO Y DISEÑO DEFINITIVO DE LA VÍA SAN ANTONIO – SAN MIGUEL, EN LOS CANTONES GUAYAQUIL Y PLAYAS DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS”***, dentro del cual se requiere el diseño del Puente sobre el Río San Miguel en la Quebrada el Morro, en el cantón Guayaquil.

Se debe indicar que en la zona existe un puente antiguo, el cual se encuentra en malas condiciones

Se debe indicar que en la zona existe un puente antiguo, el cual se encuentra en malas condiciones, especialmente el tablero que se encuentra seriamente deteriorado. Debido a esto se estima que podría ocurrir un colapso total del mismo, poniendo en peligro a la gente del lugar y al paso de vehículos en general.

Por tal motivo es necesario realizar el diseño total de una nueva estructura que brinde la seguridad adecuada, tanto desde el punto de vista geométrico, así como estructural y de resistencia de los materiales.

Tomando en cuenta las nuevas condicionantes geométricas de la vía (alineación y anchos requeridos) y las necesidades del proyecto (tráfico existente y proyectado). La vía se considera Clase III en terreno llano, de acuerdo con el manual del Ministerio de Transporte y Obras Públicas, priorizando la movilidad y seguridad de los usuarios.

Considerando que el Estudio Estructural está basado en los estudios: Topográfico, Trazado Vial, Hidráulico y Geotécnico. Luego de definidos los parámetros más importantes de cada área, se procedió a elaborar el proyecto estructural analizando la posible luz de la estructura que salve el río y se acople a las cotas de rasante del trazado vial planteado, al inicio y fin del puente. Considerando que el trazado de la vía cruza en forma diagonal al río, y con la pendiente longitudinal horizontal, se definió la luz del puente en 50,00 m, para cumplir con los requerimientos hidráulicos, geotécnicos, y trazado vial.

El puente nuevo tendrá una longitud de 50 m. y una cota en la rasante de 12 m.s.n.m., tendrá un ancho de 6.70 m con espaldones de 2.0m y una acera de 1.0 m a cada lado. Un ancho en la corona de 13.50 m total, que incluye aceras y pasarelas.

1.2. UBICACIÓN

El Puente sobre el río San Miguel, está ubicado entre las abscisas 7+245,000 a la 7+295,000 del levantamiento Topográfico y Trazado Vial realizado para esta vía.



1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Desarrollar un análisis exhaustivo y propuestas de diseño óptimas para la construcción de una carretera que conecte las localidades de San Antonio y San Miguel, mejorando así la conectividad, accesibilidad y calidad de vida de los habitantes de ambos cantones, y promoviendo el desarrollo vial y socioeconómico de la Provincia del Guayas.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar un diagnóstico del estado actual de la infraestructura existente, identificando problemáticas y oportunidades de mejoramiento.
- Diseñar un plan de construcción que contemple las etapas, tiempos y recursos necesarios para llevar a cabo la obra, garantizando su calidad y cumplimiento de las normativas vigentes.
- Proporcionar los diseños, planos definitivos, rubros, cantidades de obra, presupuesto y especificaciones técnicas, para la construcción del nuevo puente.

2. CAPITULO II: DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DEL PROYECTO

2.1 ASPECTOS TOPOGRÁFICOS y ALTERNATIVAS

Con base en la topografía, el trazado vial con el nivel de rasante establecido, con una pendiente longitudinal horizontal de 0,00 % en el cruce, las condiciones hidráulicas y geotécnicas, se determinó que la luz del puente será de 50,00 m.

IMPLANTACIÓN DEL PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

VIA : SAN ANTONIO - SAN MIGUEL

CANTONES : GUAYAQUIL, PLAYAS

PROVINCIA : GUAYAS

Una vez que se tiene la topografía y el trazado vial, se procede a la implantación del puente con las consideraciones de los estudios geotécnico e hidráulico.

Los siguientes puntos fueron considerados durante el proceso de concepción e implantación del puente:

1. El curso del río está más cercano a la margen derecha del puente existente. Este sitio tiene afectación ya que en la construcción del puente existente el estribo y su relleno se adentró en el cauce del río como se puede ver en las curvas de nivel.
2. El cauce del río tiene esviaje (cruza en diagonal), respeto al trazado del eje vial.
3. Por estas razones el nuevo puente se debe iniciar antes del existente. Se propone la abscisa 7+245.00.
4. La luz estimada, de acuerdo con las recomendaciones del estudio hidráulico será de 50,0 m, por tanto, la abscisa final estaría en la abscisa 7+295.000.
5. Con la altura estimada para la viga de acero más cartela, tablero, capa de rodadura de 2,68 m y tomando como dato el valor para el nivel de máxima creciente dado en el estudio hidráulico preliminar de 7,16m y la rasante en la cota 14,255m, se obtiene un gálibo de 2,50 m.



6. Se evaluó las alternativas de fundación superficial y profunda, en el caso de la primera, la cimentación debe ubicarse debajo del nivel de socavación (Cota 0,00m), quedando un estribo de 14,255 m. Si la cimentación es profunda, la altura de estribo puede reducirse a 6,00 m. En ambos casos se colocarán protecciones hidráulicas en los dos márgenes del cauce.
7. En el estribo ubicado el margen izquierdo del cauce, si se opta por una cimentación superficial existen problemas con la capacidad de carga, si se opta por una cimentación profunda el estribo sería de al menos 7,30 m de altura.
8. De lo expuesto, se desprende que, teniendo un gálibo suficiente, se podría bajar la rasante, en caso de que el encargado del componente geotécnico lo apruebe, de no ser el caso, se deberá ubicar el estribo más arriba en el estribo inicial, pero esto implica retirarnos más atrás para no tener influencia de las aguas del cauce con lo que la luz crecería.
9. En el estribo final, si no se baja la rasante, los rellenos que tendrían alturas de los 7,30 m. podrían acabar en el cauce, salvo que se coloque muros de hormigón armado con pilotes.
10. Para muros de la altura indicada no se puede contemplar gaviones.
11. La solución estaría en poner una pila y añadir un tramo adicional de puente, o poner un puente de mayor luz para que los rellenos puedan ser contenidos por muros de gaviones antes que lleguen al cauce.

Con lo anotado es necesario entonces se proceda con:

- Análisis hidráulico de la luz, gálibo y obras de defensa.
- Si el gálibo puede ser disminuido, que se analice el trazado vial, bajando rasante.
- El estudio geotécnico ayudará en las definiciones.

Para esta luz, y su ubicación en la vía señalada, técnicamente se ha solucionado este cruce con base a vigas de acero, debido a los altos esfuerzos que se presentan en los puentes en estas luces. No es viable vigas de hormigón armado por su peso y gran dimensión y la relación entre carga muerta y viva en el puente sería muy grande.

Si se usara vigas presforzadas, por el ancho del puente establecido en 13.30 m, el número de vigas sería de aproximadamente 7, con lo que el peso transferido a la infraestructura será excesivo, y por su longitud, vigas pretensadas no se fabrican en estas dimensiones. Igualmente, la construcción y montaje de vigas postensadas tendrá dificultades por las condiciones del sitio, acceso de equipos. Adicionalmente por tener mayores pesos este tipo de superestructura genera mayores acciones sísmicas sobre los estribos.

Debido a lo indicado, se escogió esta alternativa de vigas de acero con un tablero de hormigón armado sustentado sobre ellas, con un número de 4 vigas.

El gran esfuerzo admisible del acero, el poco peso respecto de las vigas de hormigón, su facilidad de transporte en dovelas que serán ensambladas en el sitio mismo y la facilidad de montaje de estas vigas, hacen que esta alternativa sea la aconsejada puesto que los planteamientos geométricos y técnicos así lo indican.

Definida así, la alternativa planteada, se procedió a ejecutar los diseños respectivos.



El centro de luz del sitio de cruce se encuentra en la abscisa 7+270,00. El trazado geométrico contempla una sección transversal de 13,30 m. El trazado vial determina una recta en la que se ubica el puente. Esta recta cruza el río en forma diagonal. El puente tiene un ancho de calzada de 11,30 m para dos carriles y se tiene también dos aceras peatonales de 1,00 m. El puente tiene una pendiente longitudinal de 0,00% en el sitio de cruce y una pendiente transversal del 2% a cada lado del eje de simetría de la sección. La solución ha sido dada para un puente de un solo tramo isostático de 50,00 m, luz necesaria para cubrir los requerimientos: topográficos, de trazado vial, hidráulicos, socavación, de suelos, rellenos, y gálibo.

La infraestructura está conformada por un estribo inicial en la absc. 7+245,00 de cimentación directa, de 11,0 m de altura en la margen derecha y el otro estribo es de cimentación profunda, mediante pilotes prebarrenados, en la absc. 7+295,00, en la margen izquierda.

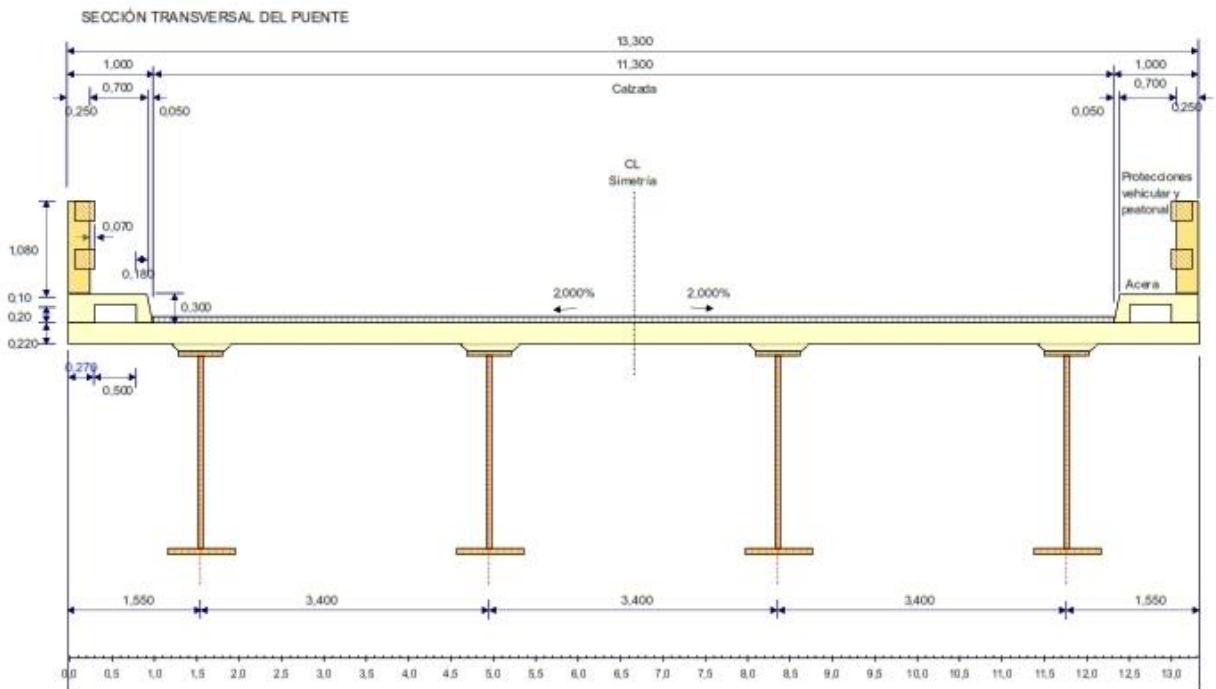


Figura 1.- Sección transversal del puente

2.2 RESUMEN DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO.

El estudio cuenta con información básica, que han permitido tener los datos para la geometría del cauce.

A continuación, se expone en resumen los principales parámetros morfométricos de interés:

Área drenaje: 150 Km²



Longitud del cauce principal	15,00 Km.
Máxima altitud de la cuenca:	106,40 m.s.n.m.
Mínima altitud de la cuenca:	18,50 m.s.n.m.
Desnivel:	88,00 m.
Pendiente cauce principal:	0,00586

Los parámetros hidráulicos obtenidos del estudio son los siguientes:

- Caudal de crecida de diseño: 241,60 m³/s
- Velocidad del agua: 3,45 m/s
- Área hidráulica 70,05 m².
- Nivel de máxima creciente: 6,52 m.s.n.m.
- Socavación máxima: 6,02 m.
- Gálibo: 2,50 m.
- Perímetro mojado: 53,20 m.
- Radio hidráulico: 1,31 m.
- Coeficiente de Rugosidad de Manning: 0,035
- Pendiente crítica: 0,005661 m/m
- Ancho del espejo de agua: 31,69 m.
- Número de Fraude: 0,74
- Período de retorno: 100 años

2.3 RESUMEN DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO

Las siguientes son las recomendaciones dadas en el estudio de suelos para este puente:

ESTRIBO INICIAL ABS. 7+245,00, MARGEN DERECHA.

Nivel de rasante:	2,000 m
Tipo de cimentación:	Directa, sobre zapatas.
Capacidad nominal del suelo q _n :	76,7 t/m ²
Cota de cimentación estribos:	1,000 m.

ESTRIBO ABS. 7+295,000, MARGEN IZQUIERDA

Nivel de rasante:	12,000 m
Tipo de cimentación:	Profunda, con pilotes prebarrenados
Diámetro del pilote:	0,80 m.
Capacidad nominal del pilote R _n	486.57 t. Evento extremo I, Servicio I
Capacidad admisible del pilote R _r :	290.67 t. Resistencia I
Cota de cimentación estribos:	6,00 m.
Cota de desplante de los pilotes:	-7.50 m.
Longitud aproximada de los pilotes:	13,50 m.

Los agregados para la construcción del puente se obtendrán de la mina Villingota, que está ubicada a 35.20 Km del inicio de Proyecto (abscisa Km 0+000), es decir 42,47 km., hasta el cruce de luz del puente nuevo de San Miguel, (abscisa 7+270).



2.4 CONDICIONES DE EMPLAZAMIENTO, SELECCIÓN Y DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Como resultado de la revisión del estudio topográfico y con las características de sección transversal entregada por el diseño vial, las recomendaciones del estudio de suelos e hidráulico, y el análisis realizado de acuerdo con la definición de la luz, se adoptó la siguiente estructuración:

Un solo tramo isostático de 50,00 m. El tramo es de vigas de acero y tablero de hormigón armado apoyado en cuatro (4) vigas, separadas entre una distancia de 3,40 m, las mismas que se asientan a través de los aparatos de apoyo sobre los cabezales de estribos.

De acuerdo con el estudio vial entregado por el consultor, la sección transversal del puente tiene una calzada de 11,30 m, que contempla calzada y espaldones para dos vías, y un ancho de aceras de 1,00 m en ambos bordes longitudinales del tablero, dando un ancho total de 13,30 m.

El tablero tiene una pendiente transversal a ambos lados del eje del 2,00%

El trazado vial contempla una pendiente longitudinal de 0,00%.

El nivel de rasante establecido para el eje longitudinal es 12,00 en el inicio y fin del puente, medido en el eje vial.

La rasante del nuevo proyecto, en el sitio del puente ha sido establecida con base a la topografía del sitio, al trazado geométrico de los accesos, nivel de máxima creciente, gálibo y a la altura de las vigas. También se ha considerado la rasante en función de las alturas de los estribos, la capacidad portante del suelo, dimensión del dedo de la zapata hacia el cauce y alcance del pie de talud de los rellenos, que se extenderán por los bordes del estribo.

La altura total para el tramo de 50,0 m es aproximadamente 2,686 m, incluyendo viga, cartela sobre viga, tablero y capa de rodadura. Se debe considerar una altura adicional para respetar el gálibo, debido a la pendiente transversal que hace que las vigas exteriores estén en niveles inferiores a las otras en 0,068 m, por lo que para la estimación del gálibo libre se considerará una altura para la superestructura de 2,754 m.

El gálibo es suficiente considerando la altura entre la parte inferior de las vigas y la máxima creciente.

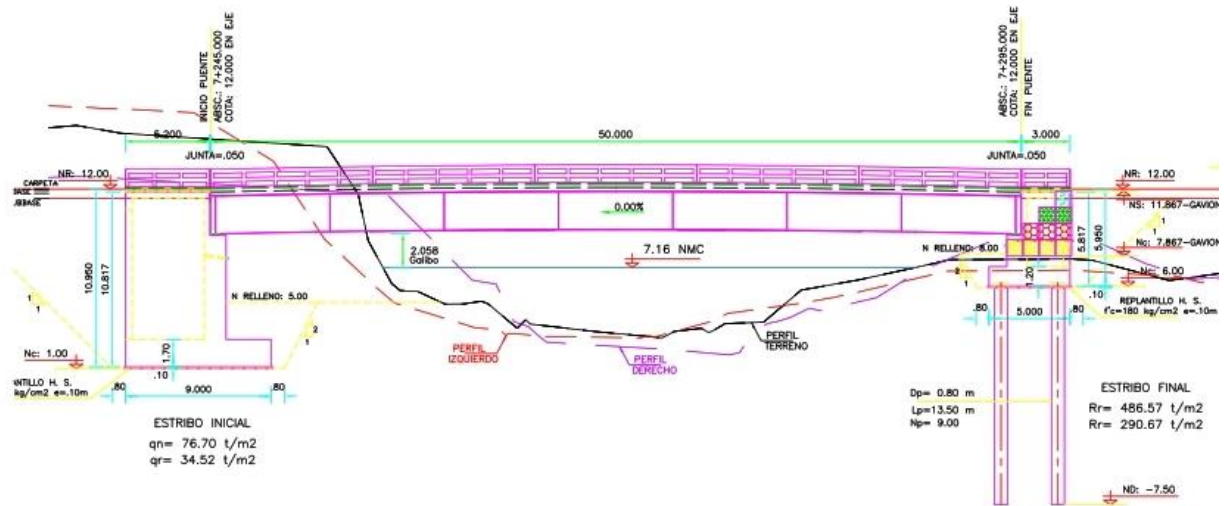


Figura 2.- Implantación del puente en elevación

3. CAPITULO III.- SOLICITACIONES

3.1 CONDICIONES GEOMÉTRICAS Y DE CARGA

Como se indicó anteriormente, el ancho total del Puente sobre el rio San Miguel es de 13,30 m. El número de vigas es cuatro y la separación entre ellas es de 3,400 m.

Las vigas y el tablero son rectos.

La pendiente transversal de la calzada del puente es de 2,00% a cada lado del eje longitudinal. La pendiente longitudinal del puente es 0,00 %. El puente tiene una contra flecha, indicada en los planos y que deberá darse constructivamente. La vía deberá empatar con los niveles de los accesos al puente en su inicio y fin.

Sobre el tablero se colocará una capa de rodadura de hormigón asfáltico de un espesor máximo de 5,0 cm. **En los posteriores procesos de repavimentación de las vías, no se deberá permitir que se coloque carpeta de pavimento adicional sobre el puente.**

3.1.1 CARGAS PERMANENTES

Las cargas permanentes consideradas, en la superestructura, son: todo el peso de la estructura (carga muerta), incluyendo las cargas posteriores, de veredas y protecciones. Aparte se considera la carpeta asfáltica y las cargas por servicios públicos la que se ha estimado en 0,300 t/m a fin de prevenir el cruce por el puente de cualquier tipo de servicio, sea a tuberías de agua, combustibles, alumbrado eléctrico, etc.

La infraestructura estará sometida igualmente a la carga muerta propia, la proveniente de la superestructura y la presión de tierras.



3.1.2 CARGA VIVA

Para este diseño de superestructura se utilizó, las normas AASHTO LRFD 2020, con la sobrecarga determinada en estas normas: HL-93 que consiste en un camión semirremolque, que tiene un peso de ejes transversales de 3,635 t. en el eje delantero y 14,540 t en los ejes intermedio y trasero, la separación entre ejes es 4,27 m para un puente simplemente apoyado, transversalmente los ejes están a una distancia de 1,83 m. Adicionalmente, como parte de la sobrecarga HL-93, se suma al camión, los efectos de la carga de carril o carga uniforme de 0,952 t/m/vía. Las cargas tanto del camión como la carga de carril se consideran repartidas en un ancho de 3,05 m, desplazándose transversalmente dentro del ancho de vía considerado en este caso en 5,650 m disponibles por vía. Las solicitaciones del tándem deben ser comparadas con las que produce el camión y solo ser tomadas si son superiores. Para este caso son inferiores a las del camión por lo que se ha usado las del camión en combinación con la carga de carril. Adicionalmente se ha aplicado los efectos del impacto dispuesto por el código como un valor constante de 33%, aplicado solo a la carga de camión.

Las solicitaciones que se han calculado para el diseño son las mayores.

La máxima reacción de carga viva en los apoyos de la superestructura se transmite también a la infraestructura.

3.1.3 OTRAS CARGAS

En la superestructura, las solicitaciones de cargas vivas fueron incrementadas por un factor de impacto, para asumir los efectos dinámicos y vibratorios a que se somete la estructura cuando pasan los vehículos.

Para el diseño en general se tomó en cuenta las combinaciones de carga establecidas en el Código AASHTO LRFD 2020, en su tabla 3.4.1-1

El diseño de las protecciones y su geometría han sido dadas en función de lo dispuesto en las normas. Su diseño se basa en la aplicación de las especificaciones, considerando que éstas pueden sufrir el impacto de vehículos y a la vez son protecciones peatonales.

En el diseño del tablero se ha considerado a más de las cargas tradicionales de carga muerta, cargas posteriores y cargas vivas, los efectos de la colisión de los vehículos contra las protecciones laterales, que son también absorbidas por el tablero.

En el diseño de vigas se consideró, el factor de distribución de cargas vivas, de acuerdo con el Art. 4.6.2.2 del código, con lo cual se contempla la posibilidad de que debido a las diferentes posiciones que puede tener un vehículo transversalmente sobre el tablero, cualquiera de las vigas puede estar sometida a una mayor carga que las otras.

En el diseño de la infraestructura, de acuerdo con el código AASHTO LRFD 2020, se ha considerado el análisis sísmico del empuje de tierras, mediante el método de Mononobe – Okabe. Adicionalmente se siguen las recomendaciones para diseño sísmico, para puentes simplemente apoyados, que el código establece y se ha usado la clasificación y valores de aceleración de cada zona, dados por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15).



También se ha considerado los efectos de sobrecargas vivas, temperatura y contracción.

3.1.4 COMBINACIONES DE CARGA. -

Las combinaciones de carga realizadas son las requeridas por el código que son Evento Extremo I, Resistencia I, para el diseño y El estado Límite Servicio I, para control del agrietamiento de los diferentes componentes del estribo.

3.2 HIPÓTESIS DE CARGA

El soporte principal que son las vigas se ha considerado como vigas simplemente apoyadas, de un solo tramo.

El tablero se considera acorde al método de las fajas como una viga continua de tres tramos, apoyada sobre las vigas longitudinales, con voladizos en sus extremos.

Cada miembro de la estructura ha sido verificado para que resista los mayores valores de las combinaciones de las solicitaciones que le son aplicables, de acuerdo con lo estipulado por el código AASHTO LRFD.

3.3 CONDICIONES DE APOYO

La superestructura se apoya en los estribos, a través de los aparatos de apoyo de caucho sintético (neopreno), en combinación con láminas de acero, entre las capas de neopreno, vulcanizadas bajo presión y calor. Su diseño se ha realizado mediante la aplicación de las normas del AASHTO LRFD.

El uso de este tipo de apoyos posibilita, que la condición de cálculo de la superestructura, como simplemente apoyada, cumpla en su trabajo real, ya que este material debido a su capacidad de deformación permite desplazamientos horizontales de la estructura debido a contracciones del concreto, cambios de temperatura, frenado y la acción misma de las cargas. Igualmente, por fricción desarrolla fuerzas que impiden grandes desplazamientos, actuando en este caso como apoyo fijo.

En el sentido transversal, para evitar grandes desplazamientos laterales por movimientos sísmicos, se ha dispuesto en los estribos, la construcción de las trabas sísmicas, a cinco centímetros de las vigas exteriores.

4. CAPITULO IV: RESISTENCIA DE LOS MATERIALES Y ESFUERZOS ADMISIBLES

El hormigón utilizado en los diferentes elementos que conforman la infraestructura, incluyendo los pilotes, tendrá una resistencia a la compresión, en cilindros, a los 28 días, de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$. El tablero del puente será también de hormigón de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$. El acero de refuerzo en barras tendrá un esfuerzo de fluencia de $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Se está considerando la utilización del hormigón a 28 días de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, para todos los elementos estructurales por su economía y practicidad en el momento de fundición



de los mismos, debido a que el hormigón de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ como indica en los TDR, es más complicado hacerlo en obra.

Las vigas metálicas serán de acero de calidad ASTM A-588 (o similar ASTM A-709), con un límite de fluencia $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$.

Para los perfiles de acero de conectores y arriostramientos tanto horizontal como vertical se usará acero de calidad ASTM A-36, con un límite de fluencia de 2520 kg/cm^2 . Si en la etapa constructiva, se desea usar y se dispone de perfiles de superior calidad en cuanto a resistencia mecánica y propiedades anticorrosivas, esto mejorará las condiciones de resistencia de estos elementos y deberá ser aceptado el cambio.

Los aparatos de apoyo serán de una dureza de 60° SHORE , deberá verificarse que se tenga una buena resistencia al desprendimiento entre las capas de neopreno y las láminas de acero.

El código AASHTO LRFD 2020, establece que se haga el control de la estabilidad de la estructura en tres aspectos:

- Deslizamiento
- Excentricidad (llamada anteriormente volcamiento)
- Esfuerzos, que no se supere los valores de diseño o admisibles.

Los valores de factores de carga pueden para ciertas cargas variar y por ello tenemos tres combinaciones en el estado límite de Evento Extremo: para control de la capacidad portante del suelo, para deslizamiento y excentricidad y para el diseño propiamente.

Aspectos sobresalientes sobre el diseño se destacan a continuación:

Si ya se ha hecho los dos primeros controles de capacidad portante y ya se ha evaluado el deslizamiento y excentricidad adecuadamente en que las resistencias superan a las solicitaciones últimas, entonces para la combinación para diseño se puede tener los diagramas de esfuerzos que resulten de los factores de carga aplicados ya que aquí incluso se hace por ejemplo para el dedo de la zapata con la combinación de factores de carga máximos y para el talón con factores mínimos en cuanto a las reacciones del suelo y no importa si el diagrama de esfuerzos en el suelo resulte valores negativos, ya que la estabilidad ya fue chequeada.

Las reacciones del suelo son valores hacia arriba en tanto que las cargas que se oponen a las reacciones del suelo deberán tener valores de factores de carga g , mínimos en el dedo y máximos en el talón, siempre procurando obtener las mayores solicitaciones de corte y momento.

El código establece que chequeada la estabilidad, en la zapata se puede presentar esfuerzos en el suelo con valores negativos. Por ejemplo, en la pg. 6 de la memoria de cálculo se establece un valor positivo de $62,07 \text{ t/m}^2$ y un valor negativo de $-20,48 \text{ t/m}^2$ de presiones brutas en el suelo, usando las Ec. 11.6.3.2-2 y 11.6.3.2-3 y a continuación dice que si la resultante no está dentro del tercio medio (cuando se tiene valores negativos), entonces se aplique las ecuaciones Ec. 11-6.3.24 y 11.6.3.2-5.



Las dos últimas ecuaciones indican que se recalcula el valor positivo y se hace 0 (cero) el valor negativo.

Hasta aquí estamos calculando las presiones brutas. Para la comparación con los valores dados en el estudio geotécnico usamos la presión neta.

En este estado límite el valor del factor de resistencia $f = 1,00$, por lo que el valor de $q_r = q_n$,

En el estado límite de Resistencia, el valor de $f = 0,45$ y esto lo podemos ver en la pg. 14 de la memoria de cálculo.

Tabla 1. - Resistance Factors for Geotechnical Resistance of Shallow Foundations at the Strength Limit State

Method/Soil/Condition			Resistance Factor
Bearing Resistance	□ _b	Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in clay	0.50
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using <i>CPT</i>	0.50
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using <i>SPT</i>	0.45
		Semi-empirical methods (Meyerhof, 1957), all soils	0.45
		Footings on rock	0.45
		Plate Load Test	0.55
Sliding	□□	Precast concrete placed on sand	0.90
		Cast-in-Place Concrete on sand	0.80
		Cast-in-Place or precast Concrete on Clay	0.85
		Soil on soil	0.90
	□ _e _p	Passive earth pressure component of sliding resistance	0.50

Por todo lo indicado, los diagramas de esfuerzo en el suelo y el diseño de los partes del estribo están correctos.

- **Utilización de electrodos E80.**

En material base, es este caso la plancha es de calidad ASTM A-588. El uso de este material no es tan solo por su alta resistencia, sino por cuanto posee altas propiedades anticorrosivas debido a la incorporación en su composición química de elementos anticorrosivos como cobre, cromo, cobalto, níquel, etc.

Por esta condición este material base debe ser soldado con electrodos que cumplan con las características anticorrosivas y dentro de los electrodos el E70 no cumple con este requerimiento y sí el electrodo E80.

La selección de los electrodos no es por la resistencia mecánica, ya que si fuera por esto el E60 tiene mayor resistencia que el material base.



De todas maneras, en las notas de los planos consta que se puede cambiar el electrodo, siempre que el nuevo electrodo propuesto tenga las características mecánicas y químicas iguales al E80.

Si usamos el E70, no habrá problema de resistencia, pero si de corrosión, ya que toda la plancha de las vigas estaría en buenas condiciones, pero en sus uniones hechas con soldadura con electrodo E70, se tendrá corrosión.

Mantendremos el electrodo especificado.

5. CAPITULO V: DISEÑO ESTRUCTURAL

En los diseños que se presentan en la Memoria de Cálculo, se ha empleado las normas AASHTO LRFD 2020, para la Infraestructura y Superestructura con todas las combinaciones y el diseño se lo ha hecho para estructuras de acero y hormigón armado, según corresponda a cada miembro componente del puente.

- Para una mayor comprensión se ha añadido al final de la memoria un glosario de los términos usados que no consten en el código respectivo. La mayor parte de la nomenclatura usada es propia de AASHTO y si no está descrita en la memoria estará en dicho código.

- Las relaciones de esbeltez de los ángulos que conforman los diafragmas que se mide en porcentaje en aplicación del Art. 6.9.4.3 , que indica que la relación de esbeltez de un solo ángulo, no deberá superar el 75% de la esbeltez del conjunto (dos ángulos).

Se ha colocado en la pg. 7 de la memoria los pesos específicos usados en los materiales

- El diseño de la cubreplaca, es parte del cumplimiento de esfuerzos de la viga de acero ya que dicha placa de refuerzo interviene en la obtención de las propiedades geométricas de la viga, como es área, centro de gravedad, inercia. Esta placa no tiene un diseño por separado, sin embargo, se debe hacer un control para saber hasta dónde debe extenderse. En los cálculos, la obtención de las propiedades geométricas y de los esfuerzos en la abscisa $x = 10,30$ m es hecha sin el aporte de esta placa y se demuestra que en esta abscisa ya no es necesario el refuerzo, sin embargo, el código indica que la placa debe extenderse más allá del punto teórico donde ya no es requerida. Este control consta en la memoria de cálculo en la pg. 56, en el ordinal 4.15.6 referido a Cubreplacas.

- Se ha añadido en la memoria de cálculo lo referente a la junta de dilatación, usando los valores de desplazamientos calculados para los neoprenos. Las características de las juntas en cuanto a resistencia y ensayos y límites de los materiales deben ser dadas por el fabricante. La selección del tipo de junta se basa en la amplitud de movimientos de la estructura, dejando siempre una holgura entre la magnitud del movimiento y lo que realmente permite dicha junta, lo cual se cumple adecuadamente y por ello no es tan necesario hacer un diseño, sino más bien una apropiada selección de junta.

- **Losa de Aproximación monolítica en puentes**

Debido a las constantes fallas por agrietamiento de las losas de aproximación que se venían construyendo, apoyadas en el estribo y asentadas sobre el relleno de la vía, se



determinó que la falla para que se produzca este agrietamiento es el diferente comportamiento de los apoyos, rígido sobre el estribo y flexible en el relleno.

El constante tráfico provoca cargas sobre la losa de aproximación y ésta transfiere dicha carga al relleno provocando asentamientos en el relleno y con la recuperación de la losa una vez que pasa la carga, se generan espacios vacíos entre la parte inferior de la losa y el relleno.

En algún momento, las cargas vivas, teniendo espacios vacíos entre losa y relleno provocará flexiones para las cuales la armadura colocada en las losas de aproximación y sobre todo la altura de la losa resultan insuficientes generando entonces un estado de agrietamiento que se deteriora rápidamente y termina en la falla total de dicha losa de aproximación, requiriéndose su sustitución.

Ante este evidente problema, desde algún tiempo atrás se decidió incorporar a la losa de aproximación, como un miembro estructural que actúa monolíticamente con los demás componentes del estribo.

El esquema estructural se lo trata acorde al código como un tablero con refuerzo paralelo al tráfico y por los altos esfuerzos cortantes la losa requiere de un mayor espesor que las losas tradicionales.

En todo caso su armadura ya responde a un diseño estructural trabajando en la dirección del tráfico, para lo cual se requiere que esta losa esté completamente apoyada en el estribo por ello la necesidad de implementar una viga de borde en la parte trasera del estribo y que por su luz requiere del apoyo de una columna que naciendo en el talón de la zapata del estribo llega hasta el nivel de la viga y sobre estos elementos se funde monolíticamente esta losa.

Como se ha dicho, el esquema estructural de las losas y del estribo mismo en conjunto varían en su diseño por las cargas muertas y vivas adicionales y por ello este estribo es diferente a aquel en que no se coloca losa de aproximación.

En la práctica se ha construido ya muchos puentes con la losa de aproximación como parte del estribo y su comportamiento ha resultado adecuado y por ello es que se ha implementado esta solución a los problemas que se generan en los accesos.

- **Criterio utilizado para obviar el sole plate superior.**

En la memoria de cálculo en el numeral 5.6 se chequea la estabilidad del apoyo de neopreno y al ser estable no se requiere de anclajes. La placa superior e inferior a las que se refiere son de este sistema de anclaje. Al ser estable no hemos usado este criterio. Sin embargo, en ciertos casos donde se considere que la flexión en la placa del patín inferior que se asienta sobre el neopreno pueda hacer trabajar al patín a grandes esfuerzos, se podrá solventar con una placa adicional que ayude.

Este no es el caso ya que nuestro diseño cuenta con el rigidizador de apoyo que impide la flexión del patín inferior, por lo que los efectos de flexión no se producirán y no se requiere de dicha placa.

- **Criterio utilizado para obviar sole plate Inferior**

La transferencia de la fuerza sísmica entre super e infraestructura está basada en la rugosidad de los materiales en contacto, pues se estima esta transferencia como una



fricción generada entre el neopreno y el hormigón sobre el que se asienta como se puede ver en el Art. 7.5.1 del Código de California para puentes CALTRANS.

El colocar la placa de acero bajo el neopreno se lo puede hacer, pero cambian las condiciones de fricción y usaríamos otro coeficiente. No lo considero necesario, especialmente por el mantenimiento.

Para varios estados de los Estados Unidos, manejan otro valor para la fricción. Se ha tomado el de California por ser un estado de mayor sismicidad.

En la tabla mencionada están los valores de los diferentes estados como carga muerta, carga de carpeta asfáltica, carga viva vehicular y peatonal, carga de construcción, y de fatiga. Los chequeos se hacen con las combinaciones según sea el caso, es decir se halla del valor de V_u , sumando los valores de la carga de la tabla, multiplicados por el factor de carga g respectivo según el estado límite que se esté analizando, por ello los valores de V_u no van a coincidir en las tablas 4.6.10.3, 4.8.2, 4.9.4.2, que son de la etapa constructiva, fatiga y Resistencia I.

Por ejemplo, la tabla 4.6.10.3, solo se combina la carga muerta multiplicada por 1,25 y la carga de construcción multiplicada por 1,50 que son los factores de carga dados por el código. No pueden estar ni carpeta asfáltica ni carga viva ya que no están en esta etapa que es para verificar que no pase nada en la etapa de fundición del tablero, en el proceso mismo. El valor de V_u varía para Resistencia I, ya que involucra carga viva, con su respectivo factor de carga.

En lo que respecta a la fatiga, las solicitaciones y esfuerzos de la carga viva de fatiga es sola para momentos, pero la combinación para cortante incluye cargas muertas que ya están presentes. La combinación está incluida en la memoria

- **Criterio Sísmico.**

Como primer aspecto a destacar, se indica que la superestructura está compuesta por vigas simplemente apoyadas, sustentadas sobre los estribos a través de los aparatos de apoyo de neopreno. Este modelo estructural de simple apoyo, como tal y para sí mismo no sufre los efectos de un sismo longitudinal, pero siendo una masa su movimiento genera una fuerza horizontal que es transferida a los estribos por fricción entre los neoprenos y el asiento del estribo. Por deformación los neoprenos actúan disipando parcialmente esta fuerza sísmica y un remanente de ella es la que va a actuar sobre el estribo. Por lo anterior no es correcto hablar de efectos sísmicos en la superestructura y si en el estribo, donde si se ha considerado esta carga.

El criterio aplicado para diseño del puente desde el punto de vista sísmico, es el siguiente: para la aplicación del período de retorno es necesario determinar el tipo de estructura de puentes que se está diseñando, es decir si es un puente continuo, aporticado, colgante, o se trata de puentes de un tramo simplemente apoyados como es el caso del puente sobre el río San Miguel.

En la normativa NEC 2015, en su Art. 9.22, determina que, para la obtención de las fuerzas provenientes del sismo, se usen las normas AASHTO LRFD.



En aplicación de la norma AASHTO LRFD 2020, aplicando el Art. 3.10.9 referente al cálculo de fuerzas sísmicas indica lo siguiente:

“Para vanos simples, independientemente de la zona sísmica en que se encuentre, la mínima fuerza en el diseño de la conexión en la dirección de la restricción entre la superestructura e infraestructura deberá no ser menor que el producto del coeficiente de aceleración A_s , especificado en la Ec. 3.10.4.2.-2 y la carga tributaria permanente. La mínima longitud de soporte en apoyos de expansión de puentes de múltiples vanos cumplirá con lo dispuesto en el Art. 4.7.4.4”

Para cuando se usa apoyos elastoméricos dice también:

Que a más de ser simplemente apoyado, al usarse apoyos de neopreno, debe aplicarse el Art. 14.6.3 del código.

Como resumen de este artículo se tiene que para puentes simplemente apoyados, como acción sísmica debe contemplarse la acción de una fuerza horizontal, H_{bu} , fuerza de fricción entre superestructura y estribos a través de los apoyos de neopreno y se aplicará el concepto de ancho mínimo de asiento de la superestructura en los estribos.

En las memorias de cálculo de los estribos, en el numeral 2.4.3 se obtiene la fuerza sísmica proveniente de la superestructura, H_{bu} , y en el numeral 2.4.2 ancho de apoyo, se determina que el ancho de apoyo usado en los diseños es muy superior al requerido, incluso usando en la fórmula la altura del estribo, que en caso de puentes simplemente apoyados puede no usarse.

También se toman en consideración las fuerzas sísmicas adicionales, provenientes del peso del estribo, del relleno y la acción sísmica del relleno contra el estribo, evaluada a través de aplicación del método de Mononobe-Okabe, como indican las normas.

La referencia a lo que indica del Art. 3.10.2.1 de AASHTO, deberá ser interpretado y no es disposición de que todos los puentes deban tener un período de retorno de 1000 años. El uso de los valores S_s y S_1 son ya para la generación del espectro, **que no aplica a los puentes simplemente apoyados**. Esto si se pudiera aplicar en puentes de tipo colgantes atirantados o continuos, acorde a la normativa AASHTO LRFD, si la Institución así lo dispone por ser puentes especiales.

Lo que dice los **comentarios** del Art. 3.10.2.1 es lo siguiente:

“Los coeficientes anteriores se basan en un modelo de riesgo uniforme de peligro sísmico. La probabilidad de que un coeficiente no se supere en un lugar determinado durante un período de 75 años se estima en alrededor del 93 por ciento, es decir, una probabilidad de superación del siete por ciento. El uso de un intervalo de 75 años para caracterizar esta probabilidad es una conveniencia arbitraria y no implica que se piense que todos los puentes tienen una vida útil de 75 años.”

“Se puede demostrar que un evento con la probabilidad de excedencia anterior tiene un período de retorno de aproximadamente 1000 años y se denomina terremoto de diseño. Los terremotos más grandes que los implícitos en el conjunto de coeficientes anterior tienen una probabilidad finita de ocurrencia en los Estados Unidos.”



Queda claro que a pesar de la posibilidad de que se excedan los sismos, se reconoce en los códigos que es antieconómico hacer el diseño para resistir grandes sismos.

La misma NEC 2015, reconoce que, si bien en ciertas zonas se pudiera tener valores mayores a 0,5 g, pero por razones económicas se ha limitado a ese valor.

Esto también se nota que, si debiera usarse las curvas de peligro sísmico para puentes, para el período de retorno de 475 años, entrando con su inverso a la curva de peligrosidad sísmica de la ciudad de Guayaquil, se tendría un valor mayor de 0,5 y sin embargo se recomienda el uso del mapa de zonas sísmicas con el valor de $Z = 0,5$.

Con la disposición 9.2.2, la NEC deja de lado las estructuras como puentes y por tanto debemos enmarcarnos en los códigos que indica deben usarse solo los valores de PGA (Z).

Para tener un mejor criterio, se debe diferenciar en la NEC, las curvas de amenaza sísmica que está dado en el mapa del país diferenciando las zonas sísmicas, con las curvas de peligro sísmico que son para edificaciones para lo cual se usa la NEC. Claramente dice la Nec, en su Art. 9.22 que para puentes debe usarse las curvas de amenaza sísmica presentadas en el apéndice 10.3.

Se ha aplicado la Ec. 3.10.4.2-2 DE AASHTO para el cálculo de A_s , (coeficiente de aceleración), conforme a AASHTO LRFD 2020 y de la tabla 3.10.3.2-1 se ha usado el valor de F_{pga} , que también está dado en la Tabla 3.4.2.3-1 de LRFD SEISMIC BRIDGE DESIGN.

Considerando que el mismo código AASHTO, indica que no es necesario hacer un análisis detallado para los puentes simplemente apoyados, se ha seguido apropiadamente la norma AASHTO LRFD 2020 para el puente sobre el Río San Miguel

Para el caso del puente del proyecto que nos ocupa, se está cumpliendo estrictamente con lo señalado en el código.

El análisis de una acción sísmica transversal, ha sido implementada por el diseñador, con el criterio de que los diafragmas extremos puedan absorber las deformaciones y esfuerzos provenientes de una acción en esta dirección, actuando en la superestructura.

Conocemos el concepto de que $F = ma$ (Fuerza igual a masa por aceleración), se ha estimado una acción sísmica utilizando el criterio de masa y no de peso. Con estos criterios, en cada extremo se obtiene una fuerza de 15,5 t como acción sísmica transversal, a la que por seguridad se le ha incrementado su valor en un 40% (tomado por el diseñador), habiéndose usado el valor de 22,0 t.

Si bien se ha procesado con la acción de 22,0 t. la resistencia de los componentes angulares del diafragma de apoyo tienen mayor resistencia. Su resistencia es de 70,817 t, superior a la sollicitación de los miembros más cargados del diafragma que es de 17,533 t, que significa que es cuatro veces superior la resistencia que la acción.

Transversalmente los neoprenos también actuarán como disipadores de energía, mediante la deformación transversal que pueden sufrir, valoración que no se ha considerado en el análisis.

Las placas de unión a donde llegan los miembros que constituyen un diafragma, no requieren de un diseño complejo ya que su área transversal es superior al área de los miembros que llegan a ella. Su inestabilidad podría darse de ser muy largas y estar sometidas a esfuerzos de compresión, lo cual no es el caso. Al nudo donde está la placa llegan fuerzas tanto de compresión como tracción de las diagonales, que prácticamente se contrarrestan. La placa lo que produce es que los miembros no se monten entre sí y poder realizar las soldaduras con mayor facilidad y seguridad.

Adicionalmente al miembro horizontal, la placa le sirve de corta pandeo en uno de los ejes, factor considerado en el diseño del miembro.

Las placas son de diferente espesor entre los diafragmas de apoyo y los interiores ya que deben tener un espesor similar a los rigidizadores a través de los cuales se conecta el diafragma con las vigas. Para las placas interiores, las fuerzas de viento son insignificantes como para que dichas placas puedan tener algún problema en la transferencia de cargas en los nudos.

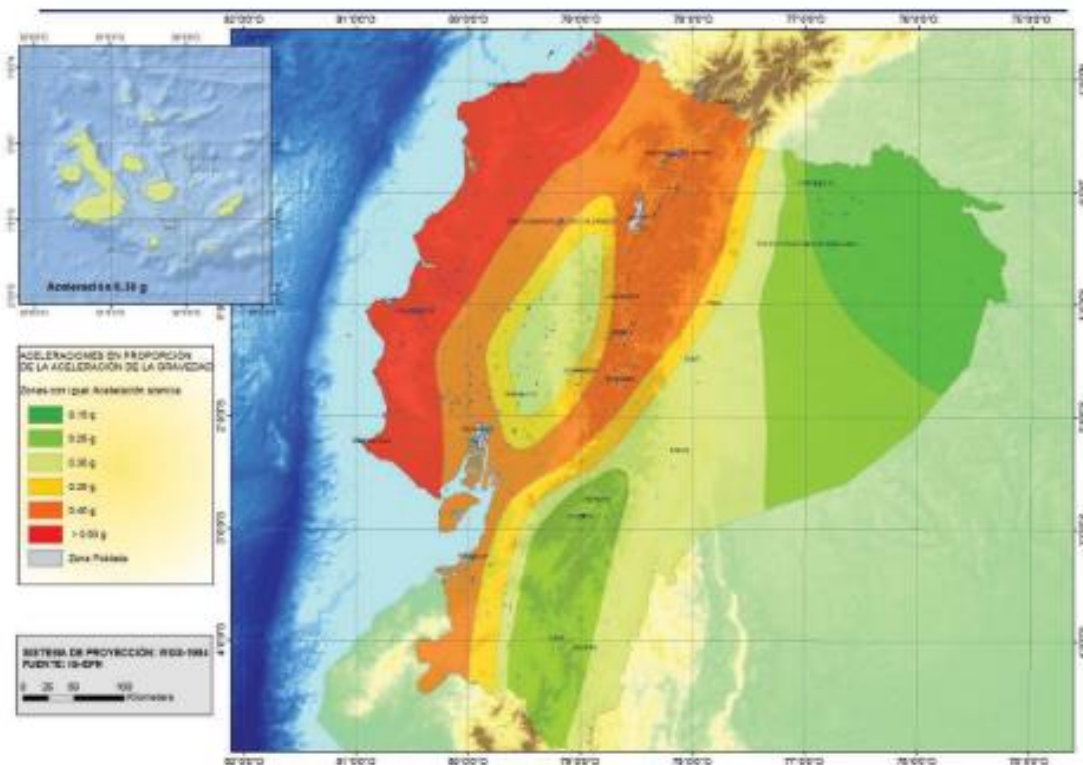


Figura 1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

Figura 3.- Mapa de zonificación sísmica en Ecuador, NEC 2015

- **Tipo de junta de dilatación**

Las características de la junta son técnicas y constan en la pg. 68 de la memoria de cálculo y son solo referenciales.



Las juntas de elastómero armado, dan la rigidez y resistencia necesarias para transmitir las cargas de tráfico e impiden que se curven al absorber los movimientos.

El constructor debe asegurar la calidad del material, para lo cual están de referencia los parámetros indicados en las características de los materiales.

- **Conexión del Arriostramiento Interior**

Los ángulos del arriostramiento, se conectarán mediante soldadura a una placa que deberá a su vez soldarse al patín inferior.

La placa de sujeción de los arriostramientos, tiene una área superior a la del ángulo que conecta, por lo que los esfuerzos que se transfieren no tienen problema.

Si la placa de sujeción coincide en su ubicación, en la unión a tope de dos placas que constituyen los patines, esto no constituye problema alguno, por el contrario puede ayudar a mejorar la resistencia de la unión a tope

La unión a tope con soldadura en "V" entre la placa de sujeción de arriostramiento y el patín inferior, es suficiente para transferir esfuerzos, sin embargo adicionalmente se suma una soldadura de filete para mayor seguridad de la conexión

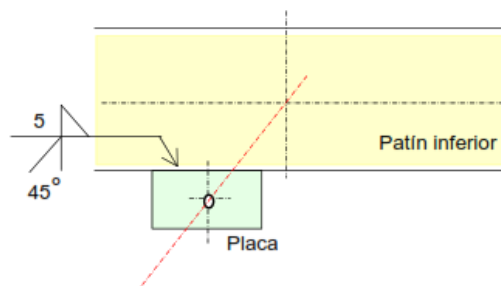


Figura 4.- Conexión de arriostramiento inferior

6. CAPITULO VI: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y PROCESO CONSTRUCTIVO

La construcción del puente deberá ejecutarse en las épocas menos lluviosa de la zona, especialmente para la construcción de los estribos.

Se deberá vigilar el cuidado que se tenga en la aplicación de las normas y especificaciones técnicas de construcción, la buena calidad de los materiales usados mediante ensayos de laboratorio.

Será obligatorio que se cumplan con las especificaciones señaladas en los planos en cuanto a la resistencia de los materiales, en especial la del hormigón, ya que sobre la base de éstas han sido ejecutados los diseños. Su incumplimiento puede traer consecuencias de fallas en la estructura.



A pesar de lo indicado, los planos presentados prácticamente son planos de taller, sin embargo, en la etapa constructiva, el Fiscalizador debe solicitar al contratista la elaboración de los planos de obra, sin que injustificadamente se aumenten cantidades.

Para una mejor comprensión de las responsabilidades entre lo que es estudio y construcción, favor revisar también los numerales 103-2.02 Personal, Equipo y Métodos de Construcción de las mismas especificaciones del MTOP.

En los planos solo se da una guía de cómo se puede realizar el montaje del puente. La implementación de la metodología, diseños de elementos que se vaya a usar en el proceso corresponden al constructor y en el plano se ha colocado la nota correspondiente que el constructor será quien defina la metodología del montaje según los equipos que disponga, pero eso sí, no deberá manipular las vigas sueltas. También sería conveniente se revise el numeral 103-4.10 de las mismas especificaciones del MTOP.

Deberá cumplirse con la especificación del material de las planchas de acero y de los electrodos, ya que estos electrodos son los que tienen características anticorrosivas y de resistencia similares a las del material base. Cualquier cambio que se quiera hacer en cuanto al electrodo deberá hacerse por escrito y especificando que el nuevo electrodo propuesto, tiene similares características de resistencia y sobre todo iguales o mejores propiedades anticorrosivas que el que se especifica en los planos y diseños.

- **Análisis y diseño de soportes temporales a utilizar y comportamiento de las vigas lanzadas en volado momentáneo.**

El análisis y diseño de soportes temporales, así como el comportamiento de la viga como un voladizo en su lanzamiento, corresponde al constructor. Como ya se ha dejado en claro el fiscalizador de la construcción deberá exigir al constructor, los planos de obra y procedimientos constructivos, entre ellos de fabricación y montaje, en los que debe constar los cálculos y diseños de los equipos que va usar, así como el análisis de esfuerzos de la viga que trabajará con esfuerzos invertidos en el lanzamiento.

Es el constructor el que debe decidir por ejemplo si usa tubos como soportes temporales, si estos requieren de cimentación o van a ser hincados. Puede sustituir por torres prefabricados como modulares tipo Bailey trabajando verticalmente o si decide usar grúas para no hacer un lanzamiento.

Se debe recordar que tubos, modulares o grúas son equipo que el constructor propone para la ejecución de la obra y que serán retirados una vez que cumplan su propósito, por lo que en los análisis de precios unitarios debe constar su costo como equipo.

Un diseño, puede implicar que se usen obligatoriamente los mismos y que se deba pagar como suministro del material, quitando la posibilidad de que el constructor proponga precios más convenientes acorde a los equipos que el disponga y vaya a usar en la obra.

La seguridad de los trabajos de obra es competencia del constructor y del fiscalizador que deben conocer sus obligaciones contractuales.

- **Análisis en condición sin superestructura**



En el proceso constructivo se indica que se hará un relleno parcial de los estribos. El relleno total solo se hará cuando los estribos ya reciban las cargas muertas de la superestructura.

Esto se hace tratando de evitar desplazamientos laterales de estribos que disminuyan los espacios dejados como junta de dilatación y procurando que no se presente inestabilidad por deslizamiento o volcamiento del estribo total.

Si el constructor quiere hacer un relleno total antes de colocar la superestructura deberá demostrar la estabilidad de los estribos y que no hay desplazamientos horizontales.

De todas maneras, al usar las pantallas laterales, se le da una gran rigidez al funcionamiento del estribo, haciendo que los desplazamientos laterales en la parte superior del estribo sean insignificantes. Sin embargo, el peso de la superestructura ayuda a controlar que el estribo no tenga falla por deslizamiento o excentricidades como se ha demostrado en los cálculos.

6.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y NOTAS

A continuación, se **detallan las notas y especificaciones bajo las cuales se ejecutaron los diseños**, las mismas que deberán tomarse en cuenta en la construcción de la obra:

- Normas de diseño: AASHTO LRFD 2020
- Sobrecarga: HL-93.
- Resistencia del hormigón a los 28 días: $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$, clase C (replanteo).
- Resistencia del hormigón a los 28 días: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, clase A, para Infraestructura, Pilotes y Superestructura
- Acero de refuerzo en barras $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
- Acero estructural ASTM A-36, Límite de fluencia $F_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ para perfiles de arriostramientos y conectores de corte.
- Acero estructural ASTM A-588, Límite de fluencia $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$, para planchas.
- Deberá comprobarse la calidad y resistencia del acero A-588, con certificados de importación y mediante ensayos de laboratorio.
- Soldadura: E 8016-C2, para taller y campo.
- Normas de soldadura AWS.
- Cota de cimentación directa: 1,00 para el estribo inicial de margen derecha abs. 7+245,00
- Cota de cimentación, con pilotes prebarrenados: 6,000 para estribo final, de la margen izquierda, abs. 7+295,00
- Cota de desplante de los pilotes: -7,50 m.
- Longitud aproximada de cada pilote: 13,50
- Capacidad nominal del suelo $q_n = 76,7 \text{ t/m}^2$, para estribo inicial de la abscisa 7+245,00 en los estados Evento Extremo I y Servicio I.
- Capacidad admisible de diseño para la combinación Resistencia I, $q_r = 34,52 \text{ t/m}^2$, para el estribo inicial abs. 7+245,00
- Capacidad admisible de diseño del pilote $R_r = 486,57 \text{ t}$, para el estribo de la abscisa 7+295,000 en los estados Evento Extremo I y Servicio I.
- Capacidad admisible de diseño del pilote $R_r = 290,67 \text{ t}$ para el estribo de la abscisa 7+595,00 en el estado Resistencia I.
- La camisa del pilote será recuperable.



Recubrimiento de estructuras en contacto con el suelo: 10 cm.

- Recubrimiento mínimo = 3,0 cm., si no se indica.
- Capa de rodadura $e = 5,00$ cm. de hormigón asfáltico
- Pendiente transversal del tablero: 2% del eje hacia los dos lados.
- Pendiente longitudinal: 0,00%
- Se pintará el acero estructural con una mano de pintura anticorrosiva en taller, y correcciones en campo.
- Se dará dos manos de pintura de aluminio en campo.
- Se usará pernos de montaje solo para posicionar los arriostramientos $\square\square = 12\text{mm}$, previo a su soldadura.
- Las perforaciones de los pernos de montaje serán $D = 15$ mm
- Podrá cambiarse el electrodo, siempre que se tenga la resistencia y la composición química similar al especificado.
- Utilizar apoyos de Neopreno tipo Stup: Dureza 60⁰ Shore. (35,0x45,0x6,8 cm)
- Los apoyos tendrán dos capas exteriores de neopreno de 9 mm de espesor, tres capas interiores de 14 mm y cuatro placas de acero de 2 mm entre ellas.
- Las capas de neopreno con las láminas de acero serán fundidas como una unidad en un molde y serán adheridos y vulcanizados bajo calor y presión.
- Las láminas de acero del apoyo de neopreno serán pulidas con chorro de arena y raspadas de todos los recubrimientos de la superficie, óxidos, escamas y suciedades, antes de adherirse y estarán libres de bordes cortantes y superficies metálicas mal acabadas.
- Los apoyos de neopreno deben quedar completamente libres para su buen funcionamiento.
- Se recomienda construir la infraestructura de la obra en épocas de menores precipitaciones pluviales.
- La junta de dilatación será una junta de neopreno. Las características técnicas deben ser proporcionadas por el proveedor.
- En los futuros procesos de repavimentación no se deberá colocar nuevas carpetas sobre el puente.
- Deberá hacerse un estricto control de la fundición y curado del hormigón, en especial del tablero.
- El suelo de relleno trasero y delantero de los estribos deberá alcanzar en su compactación un ángulo de fricción interna de 35 grados y un peso específico de 1,90 t/m³ como mínimo.
- Los gaviones de requerirse serán galvanizados, de doble torsión tipo 10x12" y el diámetro del alambre será de al menos 2,4 mm. y recubiertos de PVC, deberán cumplir con las normas ASTM respectivas
- El recubrimiento del PVC será de al menos de 0,5 mm.
- Para amarrar los gaviones podrá usarse alambre de amarre de diámetro 2,2 mm, recubiertos de PVC.
- La cantidad del rubro 307-2(2) es solo para estribos, no contempla la vía (accesos)
- Las dimensiones en planos están en metros si no se indica otra unidad.

6.2 PROCESO CONSTRUCTIVO DEL PUENTE

Las actividades del proceso de construcción seguirán el siguiente orden.

1. Localización y replanteo del sitio de implantación del puente.



2. Adquisición del acero estructural para la fabricación de vigas
3. Inicio de fabricación de vigas en taller.
4. Excavación del terreno hasta llegar al nivel de cimentación, teniendo cuidado de no alterar el suelo bajo el nivel de cimentación de los estribos y no desestabilizar los taludes de la excavación.
5. Fundición del replantillo y posterior armado, encofrado y fundición del estribo inicial abs. 7+245,000.
6. Relleno compactado tras el estribo inicial, hasta una altura que no supere el nivel 5,00 en ambos lados de éste.
7. Replanteo, perforación, armado y fundición de los pilotes, del estribo de la margen izquierda, abs. 7+295,00, conforme al proceso constructivo de pilotes, que se indica en planos
8. Fundición del replantillo y posterior armado, encofrado y fundición del estribo final. (Sin la losa de acceso)
9. Relleno compactado tras el estribo final hasta una altura que no supere el nivel 8,00 en ambos lados del mismo.
10. Transporte de los diferentes tramos de vigas desde el taller hasta el sitio de implantación del puente, en cualquiera de las márgenes.
11. Ensamblaje de los tramos de vigas y colocación de obras falsas en el cauce para el lanzamiento de las vigas.
12. Ensamblaje de las vigas entre sí, pudiendo hacerlo en conjuntos de 2 o las 4 vigas en total, mediante los arriostramientos horizontales y verticales.
13. Lanzamiento de las vigas desde la margen, hasta que, a través de las obras falsas, se apoyen en el estribo de la otra margen.
14. Descenso y movimiento de las vigas hasta su ubicación definitiva, sobre sus respectivos aparatos de apoyo.
15. Ensamblaje entre los conjuntos de 2 vigas, con los arriostramientos verticales y horizontales, si se monta separadamente.
16. Encofrado, armado y fundición del tablero del puente.
17. Colocación del muro de gaviones en las zonas que se requieran.
18. Relleno compactado tras los estribos, hasta alcanzar el nivel inferior de la losa de acceso, armado y fundición de la misma en ambos estribos.
19. Construcción de protecciones laterales.
20. Colocación de la capa de rodadura de hormigón asfáltico.
21. Obras de encauzamiento y protección de las márgenes del cauce.
22. Puente en servicio.

Adicionalmente se incluye tabla de cantidades estructurales:

	PUENTE RIO HONDO (EL MORRO)		
	PRELIMINARES		
301-3(1)1E	DEMOLICION DE ESTRUCTURAS DE H.A. EXISTENTES (Inc. Desalojo)	m3	91.40000
503(5)	HORMIGON CICLOPEO CLASE "C" (f'c=180 kg/cm2) (Inc. encofrado)	m3	13.50000
505(4)B	MONTAJE DE ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36	kg	4,696.70000
	INFRAESTRUCTURA		



AUX-001	TRAZADO Y REPLANTEO	m2	150.00000
501(17)	PILOTE PREBARRENADO D = 800 mm fc= 280 kg/cm2, INC. CAMISA RECUPERABLE (INC INHIBIDOR CORROSION)	m	121.50000
307-2(2)	EXCAVACION Y RELLENO PARA PUENTES	m3	1,630.00000
503-(3)C	HORMIGON NO ESTRUCTURAL CLASE "E" (fc=180 kg/cm2) PARA REPLANTILLOS	m3	19.44000
503 (1)*A	HORMIGON ESTRUCTURAL CLASE "A" (fc=280 kg/cm2) (INC. INHIBIDOR DE CORROSION Y ENCOFRADO)	m3	549.41000
504(1)	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS (fy=4200 kg/cm2)	Kg	44,830.30000
704-1(8)	BARANDALES DE HORMIGON	m	16.40000
405-2(G)	RIEGO DE LIGA	m2	92.67000
405-5*E2H	CAPA DE RODADURA DE HORMIGÓN ASFALTICO MEZCLADO EN PLANTA e= 5 cm (2") (Inc. Transporte)	m2	92.67000
	SUPERESTRUCTURA		
505(2)A	ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588	kg	102,813.13000
505(3)A	FABRICACION DE ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588 (inc. Inhibidor de corrosión)	kg	102,813.13000
505(4)A	MONTAJE DE ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588	kg	102,813.13000
505(2)B	ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36	kg	9,358.77000
505(3)B	FABRICACION DE ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36 (inc. Inhibidor de corrosión)	kg	9,358.77000
505(4)B	MONTAJE DE ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36	kg	9,358.77000
405-1*DG	IMPRIMACION ASFALTICA	m2	565.11000
405-5*E2H	CAPA DE RODADURA DE HORMIGÓN ASFALTICO MEZCLADO EN PLANTA e= 5 cm (2") (Inc. Transporte)	m2	565.11000
503 (1)*A	HORMIGON ESTRUCTURAL CLASE "A" (fc=280 kg/cm2) (INC. INHIBIDOR DE CORROSION Y ENCOFRADO)	m3	175.07000
504(1)	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS (fy=4200 kg/cm2)	Kg	24,113.30000



505(4)J4	JUNTA DE DILATACION MODULOS DE (1830x207x35)MM (DESPLAZAMIENTO MEDIO)	m	22.60000
505(4)A16	APOYOS DE NEOPRENO TIPO STUP (350X450X68) MM	u	8.00000
606-1(1A)4	TUBERIA PVC PERFORADA 4" (Ø110mm) DREN	m	12.00000
704-1(8)	BARANDALES DE HORMIGON	m	100.00000

7. CAPITULO VII: RECOMENDACIONES.

El constructor podrá cambiar el sistema de montaje de las vigas de acuerdo con los equipos que posea o como creyere que es mejor para las condiciones del sitio, se recomienda que se ensamblen al menos dos vigas en conjunto, con los respectivos arriostramientos horizontal y vertical, a fin de evitar pandeos laterales en las vigas. No deberá manipularse las vigas sueltas. Fiscalización debe autorizar los cambios.

Acorde al sistema de lanzamiento de las vigas, se requerirán 12 rodillos con las capacidades de soporte según el avance de éstas.

8. CAPITULO VIII: CONCLUSIONES.

- Para entender la aplicación del período de retorno es necesario primeramente determinar el tipo de estructura de puentes que se está diseñando, es decir si es un puente continuo, apoyado, colgante, o se trata de puentes de un tramo simplemente apoyados como es el caso del puente sobre el río San Miguel.
- Como se ha indicado la normativa NEC 2015, en su Art. 9.22, determina que, para la obtención de las fuerzas provenientes del sismo, se usen las normas AASHTO LRFD.
- En la parte estructural de un estudio, se realiza el cálculo estructural del puente, pero los detalles constructivos y lo que vaya a usar el constructor que haya ganado el concurso deben ser pedidos por el Fiscalizador en la etapa de la construcción propiamente dicha.
- Los planos presentados prácticamente son planos de taller, sin embargo, en la etapa constructiva, el Fiscalizador debe solicitar al contratista la elaboración de los planos de obra, sin que injustificadamente se aumenten cantidades.
- Para una mejor comprensión de las responsabilidades entre lo que es estudio y construcción, se debe revisar también los numerales 103-2.02 Personal, Equipo y Métodos de Construcción de las mismas especificaciones del MTOP.
- Los elementos constitutivos del puente han sido divididos en estribos, la estructura de acero y el tablero. Las dos láminas de cada estribo es un solo conjunto y tiene las especificaciones correspondientes. La estructura de acero, con todos sus detalles está en cuatro láminas y en la final consta las especificaciones correspondientes a todo ese conjunto de planos al igual que la planilla. Lo mismo es para el tablero que dibujado en dos láminas tiene sus especificaciones.

**Estudios y Fiscalización de Obras Civiles,
Vías, Estructuras, Drenes**

Ing. Marco Apunte Ordóñez
INGENIERO CIVIL – CONSULTOR

CALCULO Y DISEÑO	REVISADO	APROBADO
Ing. Juan Vinuesa Moreno	Ing. Ana Torres Bermeo	Ing. Jorge Carrillo Tutiven
TÉCNICO EN DISEÑO ESTRUCTURAL	SUPERVISORA DEL CONTRATO	ADMINISTRADOR DEL CONTRATO