

**ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO DE PUENTES  
SIMPLEMENTE APOYADOS**

**PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR:**

**CAPT. DE E. GUDIÑO AUZ EDISON FERNANDO**

**CAPT. DE E. AYALA SALCEDO FREDY GUSTAVO**

**SANGOLQUÍ, JUNIO DE 2012**

## **Resumen**

El presente proyecto de tesis propone el análisis sísmico para puentes simplemente apoyados con dos métodos aproximados y la respectiva comparación de resultados con el método de elementos finitos. Estos métodos son, el de Carga uniforme y el Espectral Unimodal, los mismos que se basan en el modo de vibración fundamental ya sea en sentido longitudinal como transversal; el método de elementos finitos utiliza todos los modos de vibración obteniendo resultados más exactos, por esta razón, los resultados obtenidos al compararlos con el método de elementos finitos no son similares pero si son satisfactorios para ser utilizados en un análisis sísmico de puentes simplemente apoyados. Este trabajo también está orientado a revisar los elementos estructurales sísmicos utilizados en la construcción de los puentes de la Troncal Amazónica, ya que en su totalidad estas estructuras están simplemente apoyadas en cada estribo, generando criterios referente a las trabas sísmicas, placas de neopreno, anclajes verticales y vigas transversales; siendo estos elementos parte fundamental de la estructura ante un evento sísmico.

## **Abstract**

The present thesis project proposes the seismic analysis for simply supported bridges with two approximate methods and the respective comparison of results with the finite element method. These methods are, uniform load and the Unimodal spectral, they are based on the fundamental vibration mode already in longitudinal sense as transversal; finite element method using all modes of vibration with more accurate results, for this reason, the results obtained in comparison with finite element method are not similar but if they are satisfactory for use in a seismic analysis of simply supported bridges. This work is also aimed to revise the seismic structural elements used in the construction of the bridges of the Troncal Amazónica, that as a whole these structures are simply supported in each bracket, generating criteria concerning seismic barriers, neoprene plates, anchors vertical and transverse beams; These elements remain an essential part of the structure before a seismic event.

## CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el Sr. **CAPT. DE E. AYALA SALCEDO FREDY GUSTAVO** como requerimiento parcial a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**.

Sangolquí, Junio del 2012

---

Dr. Ing. Roberto Aguiar

Director de Tesis

---

Ing. Estuardo Peñaherrera

Codirector de Tesis

REVISADO POR

---

Ing. Jorge Zúñiga

Director de la Carrera de Ingeniería Civil

## CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el Sr. **CAPT. DE E. GUDIÑO AUZ EDISON FERNANDO** como requerimiento parcial a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**.

Sangolquí, Junio del 2012

---

Dr. Ing. Roberto Aguiar

Director de Tesis

---

Ing. Estuardo Peñaherrera

Codirector de Tesis

REVISADO POR

---

Ing. Jorge Zúñiga

Director de la Carrera de Ingeniería Civil

## **AUTORIZACIÓN**

*NOSOTROS,*

*CAPT. DE E. FREDY GUSTAVO AYALA SALCEDO*

*CAPT. DE E. EDISON FERNANDO GUDIÑO AUZ*

Autorizamos a la Escuela Politécnica del Ejército la publicación del proyecto de tesis **“MÉTODOS DE ANÁLISIS SISMICO DE PUENTES SIMPLEMENTE APOYADOS”** , en la biblioteca de la institución, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra exclusiva responsabilidad y autoría.

Sangolquí, Junio del 2012

---

Capt. De E. Fredy Ayala

---

Capt. De E. Edison Gudiño

## **DEDICATORIA**

*Mi tesis la dedico con todo mi amor y cariño, a ti mi Dios que me diste la oportunidad de vivir y de regalarme la familia maravillosa que tengo.*

*A mi querida esposa Mónica, quien con su amor y paciencia ha sabido estar en los momentos más difíciles de mi vida, motivándome constantemente para poder seguir adelante.*

*A mis adorados hijos Elián y Sebastián los cuales han sido mi motivación, inspiración y felicidad, para llegar al término de este trabajo.*

*A mis padres Miguel y Norma quienes con sus consejos me han dado todo lo que soy como persona, mis valores, mis principios, mi carácter, mi empeño, mi perseverancia y mi coraje para conseguir mis objetivos.*

*Capt. De E. Gudiño A. Edison F.*

## **DEDICATORIA**

*Este trabajo de investigación está dedicado a mi esposa Jhoanna por su apoyo ilimitado en los instantes más difíciles de mi vida militar y familiar, porque su amor y dedicación a nuestra familia es absoluta, ella es la luz que guía mi camino, mi refugio y mi consejera a la vez.*

*A mis bellos hijos Jhair y Emilie que con su cariño e infinito amor hacen que los momentos tristes de la vida se transformen en cúmulos de alegrías siendo parte vital de este trabajo.*

*A mis padres queridos Amado y Enma, que con sus palabras de apoyo incondicional han sabido guiarme en los momentos difíciles de la vida y su infinito amor me ha llevado a entender que todos los tropiezos que se tiene en la vida se los puede superar.*

*Capt. De E. Ayala S. Fredy G.*

## **AGRADECIMIENTO**

*Queremos agradecer a la Escuela Politécnica del Ejército - Carrera de Ingeniería Civil, en donde hemos aprendido a valorar el esfuerzo, el trabajo grupal, la responsabilidad y la amistad de cada persona involucrada en la formación de profesionales de alto nivel.*

*De una manera muy particular al director de esta tesis el Dr. Roberto Aguiar por su filosofía, paciencia y valiosos conocimientos que supieron encaminarnos durante todo el trabajo de investigación, también agradecerle por engrandecer a la ESPE debido a su constante esfuerzo dentro del campo de la investigación en nuestro país.*

*De igual manera hacemos llegar un agradecimiento muy sentido al Ing. Estuardo Peñaherrera codirector de este proyecto, por sus ilustraciones claras sobre los temas correspondientes al campo de la construcción de estructuras horizontales.*



# ÍNDICE DE CONTENIDOS

<b>1. IMPORTANCIA DEL ESTUDIO</b> -----	<b>1</b>
1.1. INTRODUCCIÓN -----	1
1.2. PUENTES DE LA RED VIAL AMAZÓNICA -----	2
1.2.1 <i>Puente Guango</i> -----	3
1.2.2 <i>Puente Guagrayacu</i> -----	3
1.2.3 <i>Puente Quijos 2</i> -----	4
1.2.4 <i>Puente San José</i> -----	5
1.2.5 <i>Puente Oyacachi</i> -----	6
1.2.6 <i>Puente Loco</i> -----	7
1.2.7 <i>Puente Piedra Fina</i> -----	8
1.2.8 <i>Puente Montana</i> -----	9
1.2.9 <i>Puente Marker</i> -----	9
1.2.10 <i>Puente Puchochoa</i> -----	10
1.2.11 <i>Puente Cascales</i> -----	11
1.2.12 <i>Puente Oriyoyacu</i> -----	12
1.2.13 <i>Puente Chontayacu</i> -----	13
1.2.14 <i>Puente Rurayacu</i> -----	14
1.2.15 <i>Puente Yatuyacu</i> -----	14
1.2.16 <i>Puente Chiquituyacu</i> -----	15
1.2.17 <i>Puente Machángara</i> -----	16
1.2.18 <i>Puente Tucsi</i> -----	17
1.2.19 <i>Sumario de los puentes que comprenden la red vial amazónica.</i> -----	18
1.2.20 <i>Ubicación de los puentes de acuerdo a la Zonificación Sísmica</i> -----	19
1.3. DESCRIPCIÓN DE PUENTE TIPO -----	21
1.4. GEOMETRÍA DE LOS PUENTES DE LA RED VIAL AMAZÓNICA -----	25
1.4.1 <i>Superestructura de los puentes de la Troncal Amazónica.</i> -----	26
1.4.2 <i>Infraestructura de los puentes de la Troncal Amazónica.</i> -----	29
1.4.3 <i>Apoyos de los puentes de la Troncal Amazónica.</i> -----	34
1.5. SISTEMA CONSTRUCTIVO DE LOS PUENTES DE LA RED VIAL AMAZÓNICA --	35

1.5.1	<i>Proceso constructivo para un puente con vigas metálicas.</i>	36
1.5.2	<i>Proceso constructivo para un puente con vigas de hormigón armado.</i>	37
<b>2.</b>	<b>NORMATIVAS SÍSMICAS DE DISEÑO DE PUENTES</b>	<b>39</b>
2.1.	SISMOS DE ANÁLISIS	39
2.1.1	<i>Revisión de los Códigos Sísmicos para Puentes</i>	39
2.2.	CLASIFICACIÓN DE PUENTES	50
2.2.1	<i>Puentes según su Estructura</i>	50
2.2.2	<i>Puentes según los materiales</i>	55
2.3.	FACTOR DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS ( R )	60
2.3.1	<i>Factor de ductilidad (<math>R_{\mu}</math>)</i>	62
2.3.2	<i>Factor de sobre resistencia (<math>R_{\Omega}</math>)</i>	65
2.3.3	<i>Factor de Redundancia (<math>R_R</math>)</i>	67
2.4.	SOCAVACIÓN DE SUELOS EN PUENTES	68
2.4.1	<i>Tipos de socavación</i>	69
2.4.2	<i>Métodos de cálculo</i>	72
<b>3.</b>	<b>ANÁLISIS MODAL Y DE CARGA UNIFORME</b>	<b>83</b>
3.1.	DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE CARGA UNIFORME (MCU).	83
3.2.	DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS ESPECTRAL UNIMODAL (MEU).	87
3.3.	ANÁLISIS SÍSMICO EN SENTIDO LONGITUDINAL.	91
<b>4.</b>	<b>ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE LOS PUENTES EN EL SISMO DE CHILE</b>	<b>97</b>
4.1.	MÉTODO CONSTRUCTIVO DE PUENTES.	97
4.1.1	<i>Ancho mínimo de la mesa de apoyo</i>	97
4.1.2	<i>Comportamiento Sísmico de Tableros Esviados</i>	101
4.1.3	<i>Calculo Sísmico de conexiones para puentes que sean diseñados con el Método Del Coeficiente Sísmico.</i>	102
4.1.4	<i>Módulo de Corte para placas de apoyo a utilizar en análisis sísmico</i>	103
4.1.5	<i>Anclaje de Placas de Apoyo</i>	103
4.1.6	<i>Travesaños.</i>	104
4.1.7	<i>Topes sísmicos Intermedios y Extremos.</i>	104
4.1.8	<i>Puentes Integrales-Unión Monolítica entre la losa del tablero y el estribo.</i>	105

4.1.9	<i>Continuidad de los Tableros.</i> -----	106
4.1.10	<i>Limitaciones de uso de Pila-Pilotes o Muros-Pilotes en Estribos.</i> ---	106
4.1.11	<i>Puentes Cercanos al Mar.</i> -----	106
4.1.12	<i>Pasarelas.</i> -----	107
4.2.	IMPORTANCIA DE LAS VIGAS TRANSVERSALES -----	109
4.3.	IMPORTANCIA DE LAS BARRAS DE ANCLAJE. -----	111
4.4.	IMPORTANCIA DE LA TRABA SÍSMICA -----	115
4.5.	IMPORTANCIA DE LOS APOYOS DE NEOPRENO-----	117
<b>5.</b>	<b>ANÁLISIS SISMICO CON ELEMENTOS FINITOS, MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL</b> -----	<b>121</b>
5.1.	NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2011 (NEC-11) -----	121
5.2.	MATRIZ DE RIGIDEZ-----	126
5.2.1	<i>Funciones de forma para el elemento finito Q4</i> -----	127
5.2.2	<i>Matriz de Compatibilidad <b>B</b></i> -----	129
5.2.3	<i>Obtención de la Matriz Jacobiana</i> -----	129
5.2.4	<i>Matriz de Elasticidad</i> -----	130
5.2.5	<i>Obtención de la Matriz de Rigidez de un Elemento Finito</i> -----	130
5.3.	MATRIZ DE MASAS-----	132
5.4.	MATRIZ DE INFLUENCIA -----	135
5.4.1	<i>Cálculo de las fuerzas horizontales</i> -----	136
5.4.2	<i>Cálculo de desplazamientos horizontales</i> -----	136
5.4.3	<i>Obtención de la Matriz de Influencia y su Utilidad</i> -----	136
5.5.	MODOS DE VIBRACIÓN CALCULADOS UTILIZANDO EL PROGRAMA CEINCI- LAB Y GID-----	137
5.6.	PROGRAMA DE CEINCI-LAB PUENTE_TODO -----	139
5.7.	CRITERIOS DE COMBINACIÓN MODAL -----	148
5.7.1	<i>Criterio del Máximo Valor Probable, Aguiar (2008,1):</i> -----	148
5.7.2	<i>Criterio de la Doble Suma, Aguiar (2008,1):</i> -----	149
5.8.	DESPLAZAMIENTOS UTILIZANDO CEINCI-LAB Y GID. -----	150
5.9.	DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS UTILIZANDO CEINCI-LAB Y GID. -----	151
<b>6.</b>	<b>COMENTARIOS SOBRE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE SE DEBE CONSIDERAR EN EL ANALISIS SISMICO DE UN PUENTE,</b>	

<b>COMPARADOS CON LOS QUE ESTAN EN CONSTRUCCION EN LA TRONCAL AMAZONICA.</b>	<b>153</b>
6.1. PLACAS DE NEOPRENO	153
6.2. VIGAS TRANSVERSALES.	155
6.3. TRABA SÍSMICA.	156
6.4. ANCLAJES VERTICALES	157
6.5. VIGA CABEZAL	158
<b>7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>160</b>
7.1. CONCLUSIONES	160
7.2. RECOMENDACIONES.	162

## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Fig. 1.1: Ubicación Geográfica del Puente sobre el Rio Guango</i> -----	3
<i>Fig. 1.2: Puente sobre el río Guagrayacu</i> -----	4
<i>Fig. 1.3: Croquis de ubicación del puente Quijos 2</i> -----	5
<i>Fig. 1.4: Puente sobre el río San José</i> -----	6
<i>Fig. 1.5: Puente sobre el río Oyacachi</i> -----	7
<i>Fig. 1.6: Croquis de ubicación del puente Loco</i> -----	8
<i>Fig. 1.7: Implantación del puente Piedra Fina</i> -----	8
<i>Fig. 1.8: Ubicación del puente Montana</i> -----	9
<i>Fig. 1.9: Implantación del puente Marker</i> -----	10
<i>Fig. 1.10: Ubicación del puente Puchochoa</i> -----	11
<i>Fig. 1.11: Ubicación del puente Cascales</i> -----	12
<i>Fig. 1.12: Puente sobre el río Oritoyacu</i> -----	13
<i>Fig. 1.13: Ubicación Geográfica del Puente Chontayacu</i> -----	13
<i>Fig. 1.14: Ubicación Geográfica del Puente Rurayacu</i> -----	14
<i>Fig. 1.15: Puente sobre el río Yatuyacu</i> -----	15
<i>Fig. 1.16: Cuenca del río Chiquitiyacu</i> -----	16
<i>Fig. 1.17: Puente sobre el río Machángara</i> -----	17
<i>Fig. 1.18: Puente sobre el río Tucsi</i> -----	18
<i>Fig. 1.19: Zonas Sísmicas de acuerdo al CEC-2000</i> -----	19
<i>Fig. 1.20: Ubicación de los puentes en la Red Vial Amazónica</i> -----	20
<i>Fig. 1.21: Puentes en cada zona sísmica</i> -----	20
<i>Fig. 1.22: Perfil Longitudinal del puente San José con vigas de hormigón</i> -----	22
<i>Fig. 1.23: Perfil Longitudinal del puente Tucsi con vigas de acero</i> -----	22
<i>Fig. 1.24: Implantación del puente Chiquitiyacu.</i> -----	22

<i>Fig. 1.25: Registro fotográfico de los elementos estructurales del puente.</i>	-----23
<i>Fig. 1.26: Registro fotográfico de la infraestructura del puente tipo</i>	-----25
<i>Fig.1.27: Sección Transversal del puente Machángara con vigas de Hormigón Armado</i>	-----26
<i>Fig.1.28: Ubicación de diafragma en el centro. Puente Piedra Fina</i>	-----26
<i>Fig.1.29: Sección Transversal de la vereda. Puente Oyacachi</i>	-----26
<i>Fig.1.30: Ubicación de las vigas de HA en el estribo. Puente Piedra Fina</i>	-----27
<i>Fig.1.31: Sentido longitudinal del puente Oyacachi.</i>	-----27
<i>Fig.1.32: Arriostramiento trasversal de vigas metálicas del Puente Loco</i>	-----27
<i>Fig.1.33: Diafragma típico. Puente Chontayacu</i>	-----28
<i>Fig.1.34: Elevación lateral del estribo - Geometría de muro de ala. Puente Loco.</i>	-29
<i>Fig.1.35: Geometría elevación frontal del estribo. Puente Loco.</i>	-----30
<i>Fig.1.36: Geometría de la planta de estribos. Puente Loco.</i>	-----30
<i>Fig.1.37: Planta de estribos. Puente Guaguayacu</i>	-----30
<i>Fig.1.38: Elevación de estribos. Puente Oritoyacu</i>	-----31
<i>Fig.1.39: Detalle de la traba sísmica. Puente Oritoyacu</i>	-----31
<i>Fig.1.40: Geometría del muro - estribo</i>	-----33
<i>Fig.1.41: Detalle de la placa de neopreno. Puente Guaguayacu</i>	-----34
<i>Fig.1.42: Colocación del neopreno con placas metálicas de sujeción. Puente Marker</i>	-----34
<i>Fig. 2.1 Espectro de diseño AASTHO 2006</i>	-----41
<i>Fig. 2.2 Espectros Elásticos de Aceleración, para Z=0.4 y S1 a S4</i>	-----42
<i>Fig. 2.3 Espectro Elástico del Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000</i>	-43
<i>Fig. 2.4 Zonificación sísmica del Ecuador para propósito de diseño</i>	-----44
<i>Fig. 2.5: Espectro sísmico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.</i>	----48
<i>Fig. 2.6. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z</i>	-----48

<i>Fig. 2.7 Puente sobre estuario Rio Esmeraldas, Provincia de Esmeraldas</i>	50
<i>Fig. 2.8 Avances en el puente Bahía - San Vicente actualmente terminado</i>	51
<i>Fig. 2.9 Puente Sal Si Puedes, Provincia de Bolívar (arco bajo tablero)</i>	52
<i>Fig. 2.10 Puente sobre el Rio Masahua, Provincia de Napo (arco sobre tablero)</i>	52
<i>Fig. 2.11 Puente sobre el Rio Napo (carretera E45), Provincia de Napo</i>	53
<i>Fig. 2.12 Puente sobre el Rio Pastaza, Provincia de Morona Santiago</i>	54
<i>Fig. 2.13 Puente recto de 25 metros de luz con barandilla longitudinal de quitamiedos sobre el Rio Mandeo, España</i>	55
<i>Fig. 2.14 Puente sobre el Río Potosí, Provincia de los Ríos</i>	56
<i>Fig. 2.15 Esquema longitudinal y sección transversal tipo de un puente de vigas de hormigón. Fuente: Raventós (2000)</i>	57
<i>Fig. 2.16 Esquema longitudinal y sección transversal tipo de un puente de vigas de hormigón con una pila intermedia. Fuente: Raventós (2000)</i>	58
<i>Fig. 2.17 Esquema longitudinal y sección transversal tipo de un puente con loza maciza de hormigón armado. Fuente: Raventós (2000)</i>	59
<i>Fig. 2.18 Factor de ductilidad en función del período con ductilidades de 2, 3,4 para tipo de suelo S1</i>	63
<i>Fig. 2.19 Factor de ductilidad en función del período con ductilidades de 2, 3,4 para tipo de suelo S2</i>	64
<i>Fig. 2.20 Factor de ductilidad en función del período con ductilidades de 2, 3,4 para tipo de suelo S3</i>	64
<i>Fig. 2.21 Factor de ductilidad en función del período con ductilidades de 2, 3,4 para tipo de suelo S4</i>	64
<i>Fig. 2.22 Modelo elasto perfectamente plástico (Acero)</i>	65
<i>Fig. 2.23 Socavación en estribos de puentes</i>	70
<i>Fig. 2.24 La turbulencia es muy fuerte junto a los estribos</i>	71
<i>Fig. 2.25 Vórtices o remolinos junto a la pila</i>	71
<i>Fig. 2.26 Planta del vórtice en una pila</i>	72

<i>Fig. 2.27 Algunos casos de obstrucción de estribos.</i>	74
<i>Fig. 2.28 Estribos que se prolongan hasta el cauce principal y no existe flujo en la zona de inundación. HEC-18, 1993.</i>	75
<i>Fig. 2.29 Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (1992).</i>	77
<i>Fig. 2.30 Formas comunes de estribos. Método de Froehlich. HEC-18, 1993.</i>	82
<i>Fig. 2.31 Factor de corrección <math>K_{\theta}</math>. Método de Froehlich. HEC-18. 1993.</i>	82
<i>Fig. 3.1 Cálculo de la flexibilidad de un Estribo o Pila. (Aguiar, 2011)</i>	85
<i>Fig. 3.2 Modelo de un Estribo o de una Pila de una Puente (Aguiar 2011)</i>	86
<i>Fig. 3.3 Desplazamiento lateral por efecto de una carga axial <math>P_o</math>. (Aguiar 2011)</i>	90
<i>Fig. 3.4 Puente conformado por dos estribos y vigas longitudinales.</i>	91
<i>Fig. 3.5 Espectro elástico e inelástico para <math>R = 3</math>.</i>	92
<i>Fig. 3.6 Desplazamientos laterales del estribo</i>	95
<i>Fig. 3.7 Cargas equivalentes por sismo y carga vertical por metro de ancho.</i>	96
<i>Fig. 4.1 Longitud de Asentamiento (Fuente Norma Japonesa)</i>	98
<i>Fig. 4.2 Forma de medir <math>S_E</math> y <math>S_{E\theta}</math> (Fuente Norma Japonesa)</i>	99
<i>Fig. 4.3 Longitud de Asentamiento de un Puente Esviado (Fuente Norma Japonesa)</i>	99
<i>Fig. 4.4 Ejemplo de Prevención de Desacople entre la Superestructura y Subestructura (Fuente Norma Japonesa)</i>	100
<i>Fig. 4.5 Ejemplo de Prevención de Desacoplamiento de las estructuras (Fuente Norma Japonesa)</i>	100
<i>Fig. 4.6 Ejemplo de Prevención de Desacople entre la Superestructura y Subestructura (Fuente Norma Japonesa)</i>	100
<i>Fig. 4.7 Puente Esviado que requiere una Traba contra el desplazamiento excesivo en la dirección transversal al eje del puente (Fuente Norma Japonesa)</i>	101
<i>Fig. 4.8. Ejemplo de placa anclada</i>	103
<i>Fig. 4.9 Topes Sísmicos y Travesaño</i>	104



<i>Fig. 4.10. Unión de losa tablero con Estribos</i> -----	105
<i>Fig. 4.11 Longitud de apoyo de las vigas (Aguiar-Mega Sismo de Chile).</i> -----	108
<i>Fig. 4.12 Puente conformado por dos estribos y vigas longitudinales.</i> -----	108
<i>Fig. 4.13 Puente Llacolen, daño en tablero y apoyo</i> -----	111
<i>Fig. 4.14 Puente Pay-Pay ubicado en Calcéta Provincia de Manabí</i> -----	112
<i>Fig. 4.15 Anclaje Vertical en el Puente de Bahía de Caráquez</i> -----	113
<i>Fig. 4.16 Anclaje Vertical en un Puente de Santiago de Chile</i> -----	114
<i>Fig. 4.17 Puente con Topes Transversales</i> -----	115
<i>Fig. 4.18 Falla del tope transversa del Puente Las Mercedes.</i> -----	116
<i>Fig. 4.19 Apoyo elastomérico utilizado en un puente</i> -----	117
<i>Fig. 4.20 Apoyo de Neopreno</i> -----	120
<i>Fig. 5.1: Espectro sísmico de aceleraciones.</i> -----	123
<i>Fig. 5.2. Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z--</i>	123
<i>Fig. 5.3. Elemento finito Q4 suavizado por flexión</i> -----	127
<i>Fig. 5.4 Funciones de forma asociada a los grados de libertad en los nudos esquineros. Fuente: Aguiar (2010).</i> -----	128
<i>Fig. 5.5 Geometría de los estribos y de la viga longitudinal del Puente</i> -----	133
<i>Fig. 5.6. Grados de Libertad en los estribos y en la viga longitudinal del Puente</i>	133
<i>Fig. 5.7. Áreas que aportan a cada nudo de las mallas de elementos finitos</i> -----	134
<i>Fig. 5.8 Puente conformado por dos estribos y vigas longitudinales.</i> -----	138
<i>Fig. 5.9: Primer Modo de Vibración del Estribo Derecho.</i> -----	145
<i>Fig. 5.10: Segundo Modo de Vibración del Estribo Derecho</i> -----	145
<i>Fig. 5.11: Tercer Modo de Vibración del Estribo Derecho</i> -----	145
<i>Fig. 5.12: Primer Modo de Vibración del Estribo Izquierdo</i> -----	146
<i>Fig. 5.13: Segundo Modo de Vibración del Estribo Izquierdo</i> -----	146
<i>Fig. 5.14: Tercer Modo de Vibración del Estribo Izquierdo</i> -----	146

<i>Fig. 5.15: Primer Modo de Vibración de la Viga</i> -----	147
<i>Fig. 5.16: Segundo Modo de Vibración de la Viga</i> -----	147
<i>Fig. 5.17: Tercer Modo de Vibración de la Viga</i> -----	147
<i>Fig. 5.18: Cuarto Modo de Vibración de la Viga</i> -----	148
<i>Fig. 5.19: Desplazamientos Elásticos del Estribo Derecho</i> -----	150
<i>Fig. 5.20: Desplazamientos Elásticos del Estribo Derecho</i> -----	150
<i>Fig. 5.21: Desplazamientos Elásticos del Estribo Derecho</i> -----	151
<i>Fig. 5.22: Esfuerzos de Estribo Izquierdo</i> -----	151
<i>Fig. 5.23: Esfuerzos de Estribo Derecho</i> -----	152
<i>Fig. 5.24: Esfuerzo de la Viga</i> -----	152
<i>Fig. 6.1 Forma correcta de colocar los apoyos de neopreno en los puentes</i> -----	153
<i>Fig. 6.2 Colocación del neopreno con placas metálicas de sujeción.</i> -----	154
<i>Puente Marker</i> -----	154
<i>Fig. 6.3 Colocación de las placas de neopreno</i> -----	155
<i>Fig. 6.4 Vigas transversales de hormigón armado</i> -----	156
<i>Fig. 6.5 Arriostramientos transversales</i> -----	156
<i>Fig. 6.6 Trabas sísmicas del primer grupo de puentes. Puente Piedra Fina 1</i> -----	157
<i>Fig. 6.7 Trabas sísmicas del segundo grupo de puentes. Puente Quijos 2</i> -----	157
<i>Fig. 6.8 Anclaje vertical en el Puente Montana.</i> -----	158
<i>Fig. 6.9 Detalle de la viga cabezal</i> -----	159
<i>Fig. 6.10 Detalle de armado de la viga cabezal</i> -----	159

## ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla. 1.1: Características generales de los puentes de la troncal amazónica</i>	19
<i>Tabla. 1.2: Elementos estructurales de la superestructura de un puente</i>	21
<i>Tabla. 1.3: Elementos estructurales de la infraestructura de un puente</i>	24
<i>Tabla. 1.4: Sumario de los elementos estructurales de la superestructura</i>	29
<i>Tabla. 1.5: Sumario de los elementos estructurales de la infraestructura</i>	33
<i>Tabla. 1.6: Sumario del apoyo de neopreno de cada puente</i>	35
<i>Tabla 2.1 Valores según el periodo para diferentes tipos de suelos.</i>	44
<i>Tabla 2.2: Tipo de suelo y Factores de sitio <math>F_a</math></i>	46
<i>Tabla 2.3: Tipo de suelo y Factores de sitio <math>F_d</math></i>	47
<i>Tabla 2.4: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo <math>F_s</math></i>	47
<i>Tabla 2.5. Valores del factor <math>Z</math> en función de la zona sísmica adoptada</i>	48
<i>Tabla 2.6. Clasificación de los perfiles de suelo</i>	49
<i>Tabla 2.7 Valores obtenidos para la variable <math>(a)</math> según el tipo de suelo.</i>	63
<i>Tabla 2.8 Valores de sobre resistencia obtenidos por varios investigadores.</i>	66
<i>Tabla 2.9 Valores de <math>R_R</math> propuestos por el ATC-19 (1995).</i>	68
<i>Tabla 2.10 Coeficiente de corrección <math>K_\theta</math>. Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).</i>	77
<i>Tabla 2.11 Coeficiente de corrección <math>K_Q</math>. Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).</i>	78
<i>Tabla 2.12 Coeficiente de corrección <math>K_m</math>. Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).</i>	78
<i>Tabla 2.13 Coeficiente por la forma del estribo <math>K_f</math>. Método de Froehlich. HEC-18. 1993.</i>	81
<i>Tabla. 4.1 Aceleración máxima del suelo y efectiva. (Norma de Chile)</i>	114
<i>Tabla 5.1. Valores del factor <math>Z</math> en función de la zona sísmica adoptada</i>	123
<i>Tabla 5.2. Clasificación de los perfiles de suelo</i>	124
<i>Tabla 5.3: Tipo de suelo y Factores de sitio <math>F_a</math></i>	125

<i>Tabla 5.4: Tipo de suelo y Factores de sitio <math>F_d</math></i> -----	125
<i>Tabla 5.5: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo <math>F_s</math></i> -----	126
<i>Tabla 5.6. Condiciones de cálculo de <math>\phi_5(s)</math> y <math>\phi_5(t)</math></i> -----	128
<i>Tabla 5.7 Condiciones de cálculo de <math>\phi_6(s)</math> y <math>\phi_6(t)</math></i> -----	129



## 1. IMPORTANCIA DEL ESTUDIO

### 1.1. Introducción

Los sismos son movimientos convulsivos en el interior de la tierra que generan una liberación repentina de energía que se propaga en forma de ondas provocando el movimiento del terreno. Su origen se encuentra en la liberación de energía que se produce cuando los materiales del interior de la Tierra se desplazan, buscando el equilibrio, desde situaciones inestables que son consecuencia de las actividades volcánica y tectónica, que se producen principalmente en los bordes de placa. Los sismos producen daños al interactuar con las construcciones vulnerables hechas por el hombre.

Para entender el problema de la vulnerabilidad de las construcciones en general, hay que tener en claro que un sismo es un movimiento que se aplica en la base de las mismas y que induce deformaciones que la estructura en su conjunto y cada una de sus partes debe ser capaz de soportar sin desplomarse. Es ésta la filosofía básica que persiguen los códigos de la construcción, cuya prioridad es salvaguardar las vidas humanas.

A lo antes citado y complementando lo expuesto se puede indicar que nuestro país posee un historial sísmico considerable, con movimientos que ha sido destructivos y que han dejado un saldo muy extenso de pérdidas humanas y materiales. Considerando que nos encontramos en un lugar de alta sismicidad, es de esperar que la actividad sísmica ocurra nuevamente con la misma o mayor intensidad



que la anterior, esto exige tomar medidas para evitar futuras tragedias de las cuales se tenga que arrepentir por no haber establecido medidas de prevención pertinentes.

En la actualidad el Cuerpo de Ingenieros del Ejército por intermedio de la Compañía Puentes construye una gran cantidad de puentes muy similares al que se va a analizar como ejemplo dentro del proyecto, de esta manera esta tesis servirá como un aporte para poder difundir la forma adecuada de realizar un análisis sísmico de manera más rigurosa, la misma que puede ser aplicada a la construcción de los puentes necesarios para complementar la red Vial Amazónica impulsada por el gobierno de turno.

Por lo antes expuesto, y la necesidad de realizar un cálculo simplificado y rápido de los puentes esenciales simplemente apoyados con no más de 30m de luz se ha realizado el estudio de algunos métodos que nos ayudarán en el diseño para un mejor desempeño ante un posible evento sísmico que se registre en el Ecuador.

## **1.2. Puentes de la Red Vial Amazónica**

El desarrollo vial como parte de la planificación urbana de los gobiernos locales, facilita el tránsito de personas y mercancías, pudiendo mejorar la calidad de vida de algún sector de la población. Las carreteras son el eje vial de gran importancia para el desarrollo económico y comercial de parroquias, cantones y provincias, por lo que es imprescindible contar con puentes que mejoren y amplíen la circulación vehicular en dicha carretera y que cumpla con las normas vigentes de diseño.

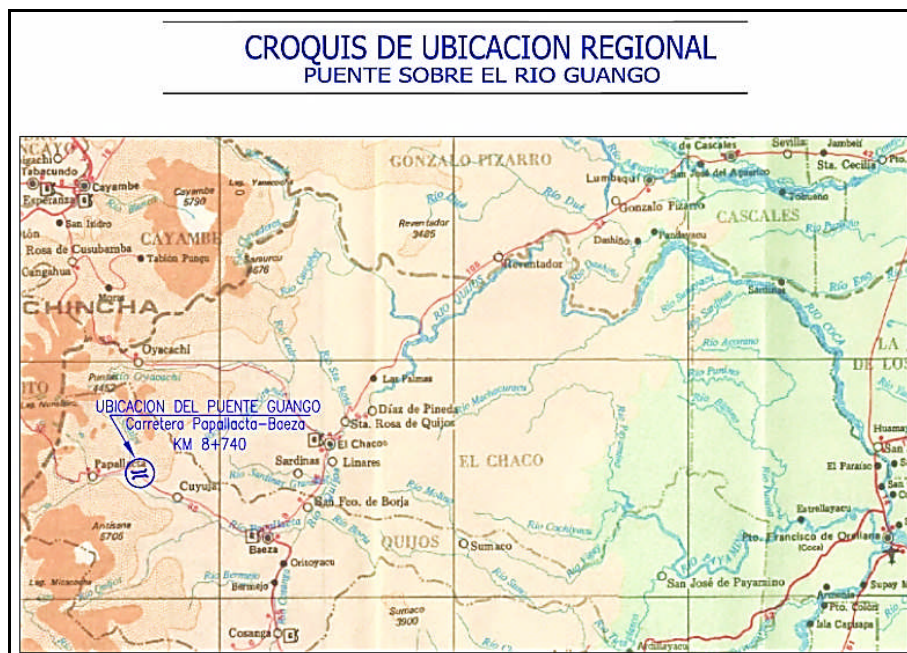
El Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO), interesado en la implementación de proyectos que coadyuven al progreso del país propone la sustitución de puentes con estructura provisional tipo Bailey que se encuentran en mal estado y la construcción de los mismos a través del CUERPO DE INGENIEROS

DEL EJERCITO (CEE) en sectores importantes de la Troncal Amazónica, mejorando así las condiciones de las poblaciones aledañas y dando un repunte en el desarrollo económico de esta región.

A continuación se presenta un extracto de las generalidades que cada uno de los puentes posee y su respectiva ubicación:

### 1.2.1 Puente Guango

El puente Guango, tiene una luz de 40 m., con un ancho de calzada de 8.5 m., está ubicado en la carretera Papallacta – Baeza Km 8+740, Provincia del Napo, geográficamente el presente puente se encuentra en las coordenadas siguientes: N 9.958.653 E 825.690.



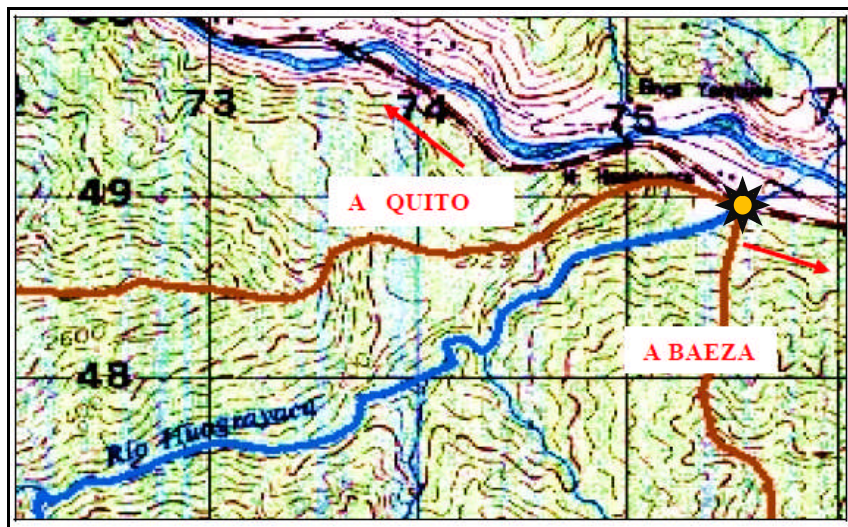
*Fig. 1.1: Ubicación Geográfica del Puente sobre el Rio Guango*

### 1.2.2 Puente Guaguayacu

El puente Guaguayacu, tiene una luz de 45 m., con un ancho de calzada de 14.60 m. con cimentación directa mediante estribos en ambos lados de 6,30 m. de ancho y con una altura de 11.5 m. Este puente se encuentra implantado sobre el río

Guaguayacu, en la vía Papallacta Baeza, en un sitio muy cercano la población de Baeza. El puente se define en el mismo sitio en el que actualmente existe la estructura provisional para el paso vehicular. Las coordenadas que definen la implantación de la estructura son las siguientes:

	<b>Longitud (m)</b>	<b>Latitud (m)</b>
<b>Inicia</b>	175271.011 E	9948602.823 N
<b>Termina</b>	175294.340 E	9948564.341 N



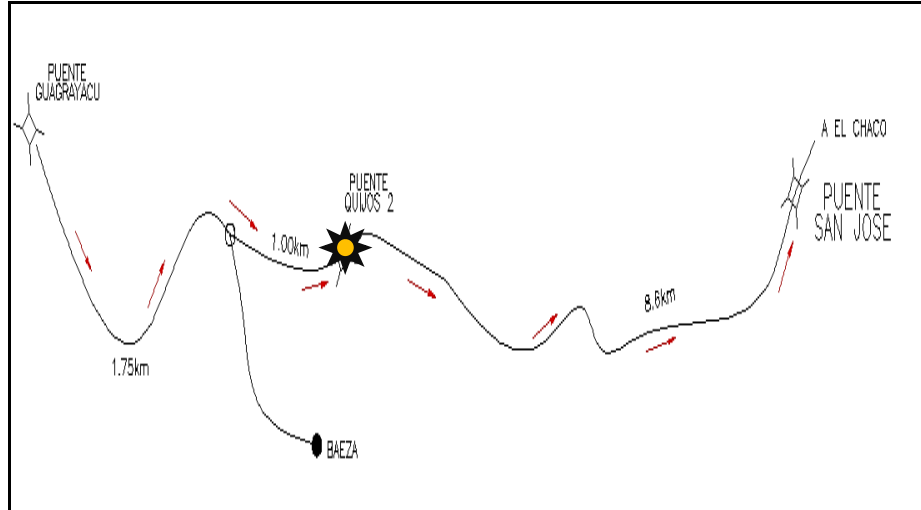
*Fig. 1.2: Puente sobre el río Guaguayacu*

### 1.2.3 Puente Quijos 2

El puente Quijos 2, tiene una luz de 65 m., con un ancho de calzada de 8.50 m., estribos tipo cerrado de 5.50 m por 10.70 m y con una altura de 8.96 m, la cimentación directa se consigue con una zapata corrida que recibe adicionalmente a los muros de ala que en este caso son parte integral del estribo. El proyecto se ubica en la carretera Baeza – Lago Agrio, provincia del Napo, sobre el río Quijos 2, ubicado aproximadamente, en la abscisa 0+730 desde la Y de Baeza hacia Lago Agrio. Se encuentra en la cota 1695 m.s.n.m. y dentro de las siguientes coordenadas UTM:



	<b>Longitud (m)</b>	<b>Latitud (m)</b>
<b>Inicia</b>	777748.23 E	9949482.83 N
<b>Termina</b>	77772.96 E	9949529.48 N



**Fig. 1.3:** Croquis de ubicación del puente Quijos 2

#### 1.2.4 Puente San José

El puente San José, tiene una luz de 24 m., con un ancho de calzada de 8.50 m., estribos tipo cerrado en ambos lados de 5.20 m y con una altura de 8.70 m, la cimentación directa se consigue con una zapata corrida que recibe adicionalmente a los muros de ala que en este caso son parte integral del estribo.

El proyecto se ubica en la carretera Baeza – Lago Agrio, provincia del Napo, sobre el río San José, ubicado aproximadamente, en la abscisa 9+674 desde la Y de Baeza hacia Lago Agrio y se encuentra en la cota 1695 m.s.n.m. El nuevo puente mejora las condiciones de servicio y su implantación tiene las siguientes coordenadas:

	<b>Longitud (m)</b>	<b>Latitud (m)</b>
<b>Inicia</b>	883926.65 E	9954667.66 N
<b>Termina</b>	883929.80 E	9954701.46 N

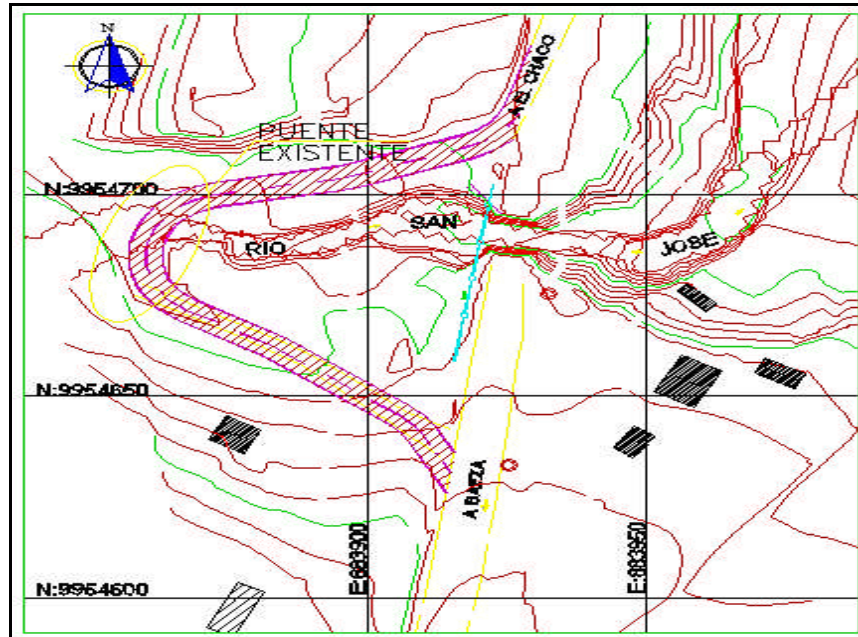


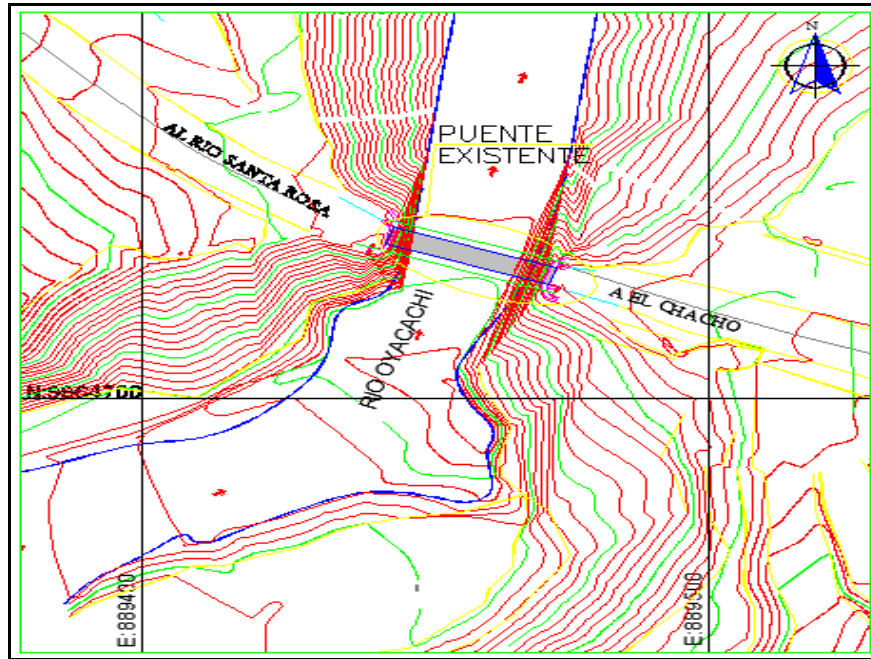
Fig. 1.4: Puente sobre el río San José

### 1.2.5 Puente Oyacachi

El puente Oyacachi, tiene una luz de 25 m., con un ancho de calzada de 7.30 m., estribos tipo cerrado en ambos lados de 6.20 m y con una altura de 10.00 m, la cimentación directa se consigue con una zapata corrida que recibe adicionalmente a los muros de ala que en este caso son parte integral del estribo.

Este puente se encuentra implantado sobre el río Oyacachi, en la vía Baeza Lago Agrio. El puente se define en una variante del camino actual en donde actualmente existe una estructura provisional para el paso vehicular. Las coordenadas que definen la implantación de la estructura son las siguientes:

	<b>Longitud (m)</b>	<b>Latitud (m)</b>
<b>Inicia</b>	889486.40 E	9964737.53 N
<b>Termina</b>	889429.41 E	9964756.31 N



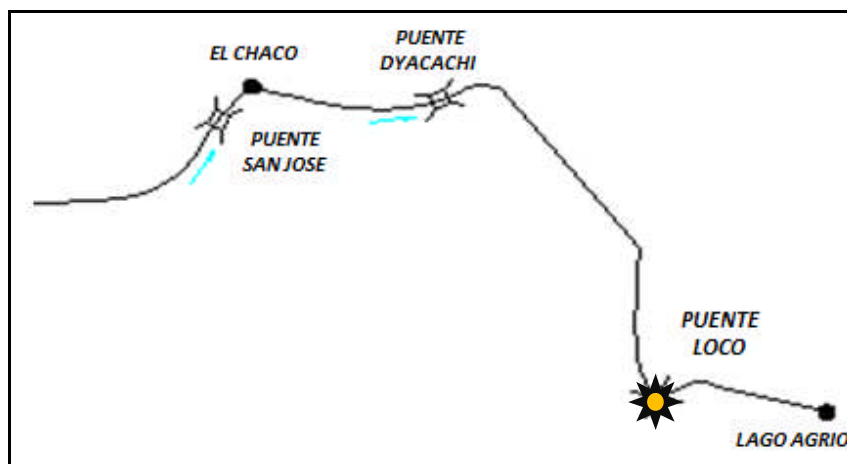
*Fig. 1.5: Puente sobre el río Oyacachi*

### 1.2.6 Puente Loco

El puente Loco, tiene una luz de 55 m., con un ancho de calzada de 8.50 m., estribos tipo cajón, cimentación directa que se consigue con una zapata corrida que recibe a todos los elementos del cajón principal mediante estribos de ancho 10.50 m por 12.70 m de longitud y con una altura de 8.30 m.

El proyecto se ubica en la carretera Baeza – Lago Agrio, provincia del Napo, sobre el río Loco, ubicado aproximadamente en la abscisa 59+300 desde la Y de Baeza hacia Lago Agrio. Se encuentra en la cota 1495 m.s.n.m. y dentro de las siguientes coordenadas UTM:

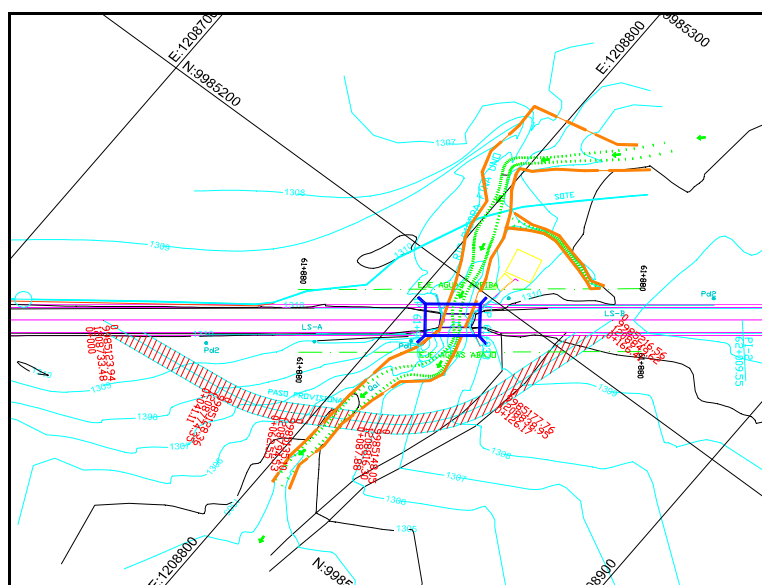
	<b>Longitud (m)</b>	<b>Latitud (m)</b>
<b>Inicia</b>	1006907.590 E	9983826.820 N
<b>Termina</b>	1006935.950 E	9983873.950 N



**Fig. 1.6:** Croquis de ubicación del puente Loco

### 1.2.7 Puente Piedra Fina

El puente Piedra Fina, tiene una luz de 20 m., con un ancho de calzada de 8.50 m., estribos tipo cajón, cimentación directa que se consigue con una zapata corrida que recibe a todos los elementos del cajón principal mediante estribos de ancho 4.80 m por 10.64 m de longitud y con una altura de 6.90 m. El proyecto se ubica en la carretera Chaco - Reventador – Lago Agrio, provincia del Napo, sobre el río Piedra Fina, ubicado aproximadamente en la abscisa 61+916.650 hasta la abscisa 61+936.500 y en la cota 1311 m.s.n.m.

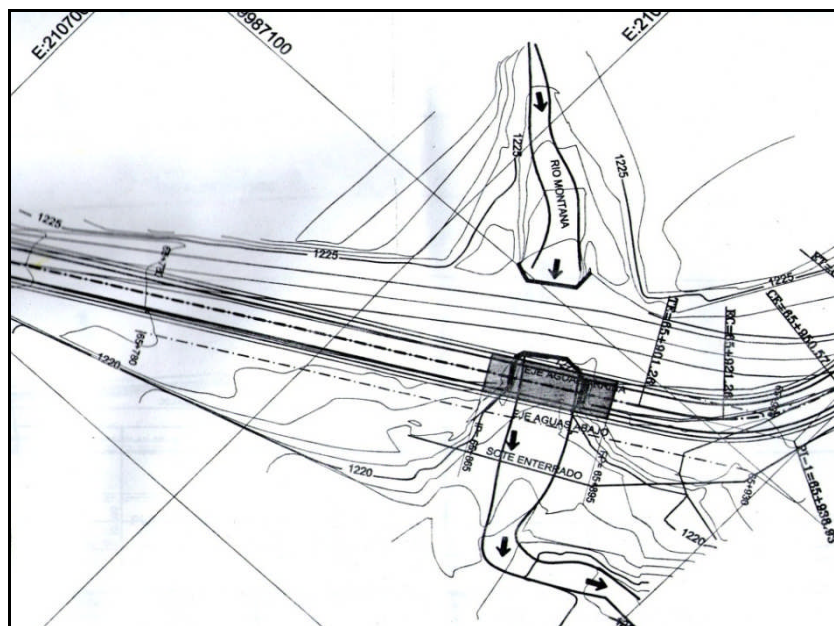


**Fig. 1.7:** Implantación del puente Piedra Fina

### 1.2.8 Puente Montana

El puente Montana, tiene una luz de 30 m., con un ancho de calzada de 8.50 m., estribos tipo cajón, cimentación directa que se consigue con una zapata corrida que recibe a todos los elementos del cajón principal mediante estribos de ancho 5.40 m por 10.0 m de longitud y con una altura de 8.00 m. El proyecto se ubica en la carretera Chaco - Reventador – Lago Agrio, provincia del Napo, sobre el río Montana, ubicado aproximadamente en la abscisa 65+865 hasta la abscisa 65+895. Se ubica en la cota 1225 m.s.n.m. y sus coordenadas UTM son:

	<b>Longitud (m)</b>	<b>Latitud (m)</b>
<b>Inicia</b>	18210826 E	9987105 N
<b>Termina</b>	18210840 E	9987080 N



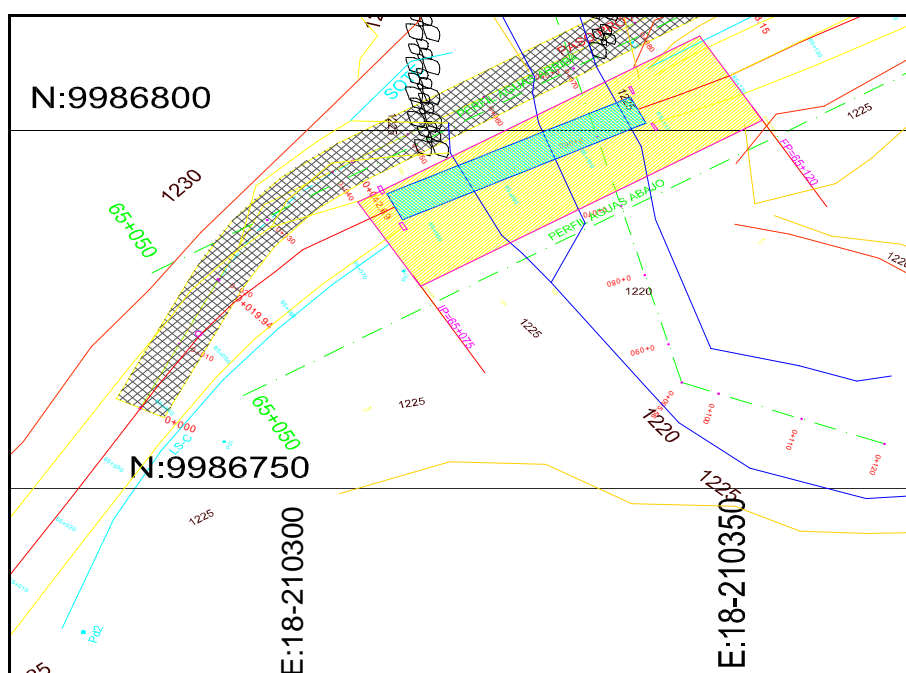
*Fig. 1.8: Ubicación del puente Montana*

### 1.2.9 Puente Marker

El puente Marker, tiene una luz de 45 m., con un ancho de calzada de 11.0 m., estribos tipo cajón, cimentación directa que se consigue con una zapata corrida que recibe a todos los elementos del cajón principal mediante estribos de ancho 6.50 m

por 13.50 m de longitud y con una altura de 7.90 m. El proyecto se ubica en la carretera Baeza – Nueva Loja, provincia del Napo, sobre el río Marker, ubicado aproximadamente en la abscisa 65+075 hasta la abscisa 65+120. Se ubica en la cota 1127.90 m.s.n.m. y sus coordenadas UTM son:

	<b>Longitud (m)</b>	<b>Latitud (m)</b>
<b>Inicia</b>	18210310 E	9986785 N
<b>Termina</b>	18210335 E	9986803 N



**Fig. 1.9:** Implantación del puente Marker

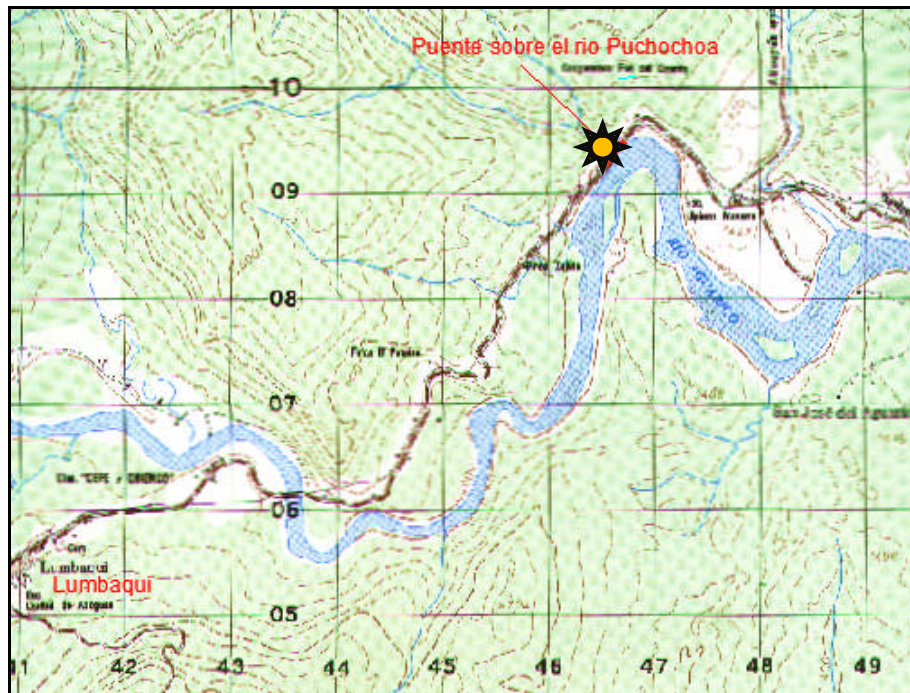
### 1.2.10 Puente Puchochoa

El puente Puchochoa, tiene una luz de 85 m., con un ancho de calzada de 8.50 m., estribos tipo cajón, cimentación directa que se consigue con una zapata corrida que recibe a todos los elementos del cajón principal mediante estribos de ancho 7.10 m por 10.0 m de longitud y con una altura de 10.44 m.

El proyecto se ubica en la carretera Baeza – Nueva Loja, provincia del Napo, sobre el río Puchochoa, ubicado aproximadamente en la abscisa 120+949.89 hasta la

abscisa 121+034.89. Se ubica en la cota 423.598 m.s.n.m. y sus coordenadas UTM son:

	<b>Longitud (m)</b>	<b>Latitud (m)</b>
<b>Inicia</b>	1246360 E	10009000 N
<b>Termina</b>	1246370 E	10009080 N

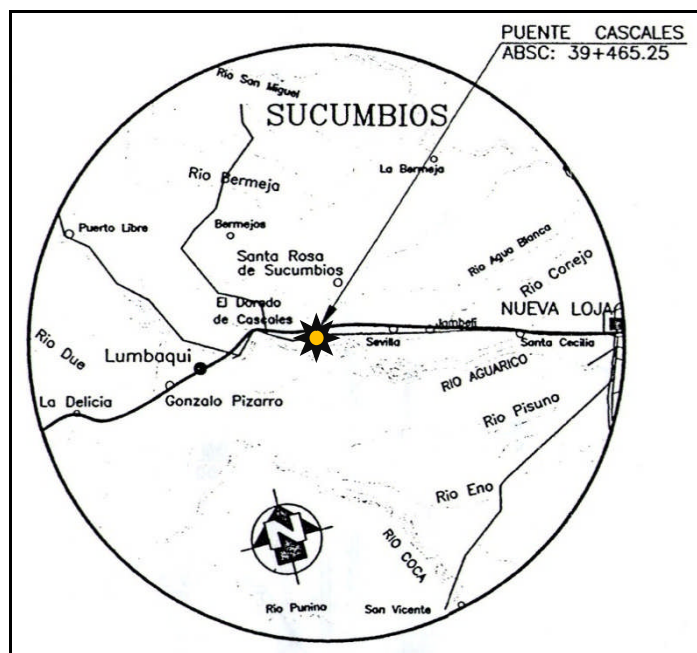


*Fig. 1.10: Ubicación del puente Puchochoa*

### 1.2.11 Puente Cascales

El puente Cascales, tiene una luz de 60 m., con un ancho de calzada de 8.50 m., estribos tipo cajón, cimentación directa que se consigue con una zapata corrida que recibe a todos los elementos del cajón principal mediante estribos de ancho 6.65 m por 10.0 m de longitud y con una altura de 10.25 m.

El proyecto se ubica en la carretera Nueva Loja – Lumbaqui, provincia de Sucumbíos, sobre el río Cascales, ubicado aproximadamente en la abscisa 39+465 hasta la abscisa 39+525 y en la cota 375.40 m.s.n.m.



*Fig. 1.11: Ubicación del puente Cascales*

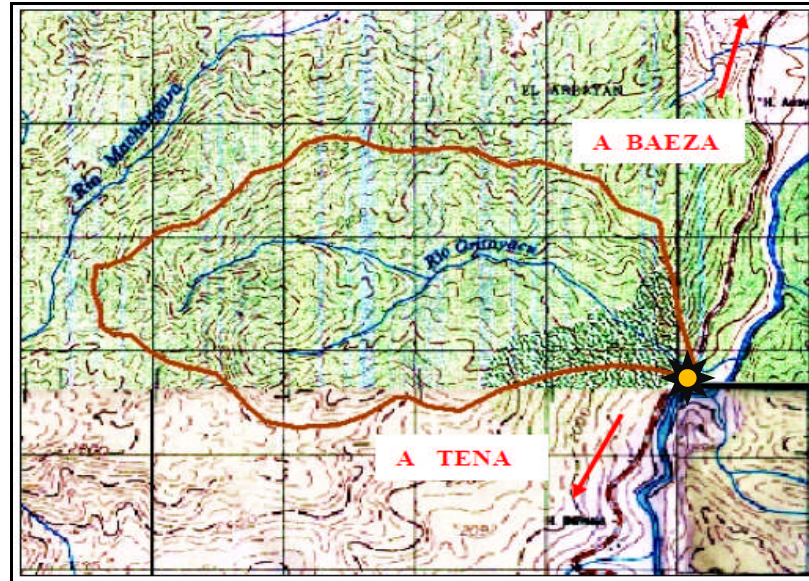
### 1.2.12 Puente Oriyoyacu

El puente Oriyoyacu, tiene una luz de 40 m., con un ancho de calzada de 7.30 m., estribos tipo cerrado en ambos lados de 5.60 m y con una altura de 9.50 m, la cimentación directa se consigue con una zapata corrida que recibe adicionalmente a los muros de ala monolíticos que en este caso son parte integral del estribo.

Este puente se encuentra implantado sobre el río Oriyoyacu, en la vía Baeza Tena, en un sitio cercano la población de Baeza. El puente se define en uno de los lados (aguas arriba) del sitio en el que actualmente existe una estructura provisional para el paso vehicular. Las coordenadas que definen la implantación de la estructura son las siguientes:

	<b>Longitud (m)</b>	<b>Latitud (m)</b>
<b>Inicia</b>	179799.24 E	9944549.74 N
<b>Termina</b>	179831.46 E	9944573.13 N

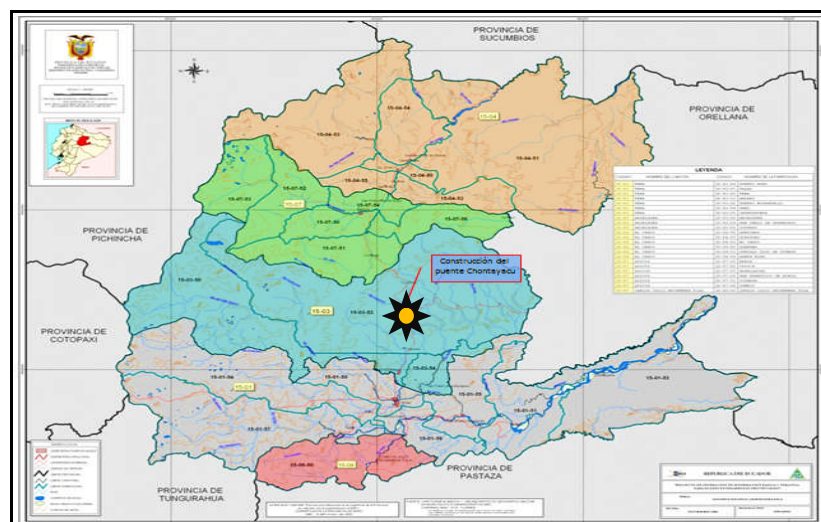




*Fig. 1.12: Puente sobre el río Oritoyacu*

### 1.2.13 Puente Chontayacu

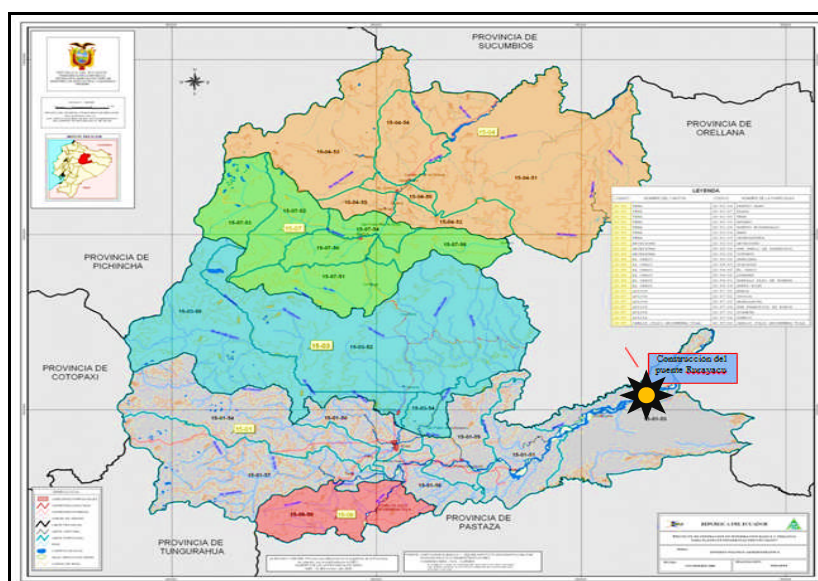
El puente Chontayacu, tiene una luz de 50 m., con un ancho de calzada de 10.90 m. con cimentación directa mediante estribos en ambos lados de 5,50 m. de ancho y con una altura de 7.6 m. Está ubicado en la carretera E45A HOLLÍN-LORETO-COCA entre las abscisas 4+370 y 4+420. Este abscisado inicia en la denominada la “Y” de Narupa, en la carretera La Virgen-Jondachi.



*Fig. 1.13: Ubicación Geográfica del Puente Chontayacu*

### 1.2.14 Puente Rurayacu

El puente Rurayacu, tiene una luz de 30 m., con un ancho de calzada de 10.90 m. con cimentación directa mediante estribos en ambos lados de 5,50 m. de ancho y con una altura de 7.6 m. Llamado también Narupayacu, está ubicado en la provincia del Napo, cantón Archidona, parroquia Contundo. El puente se implantará en el kilómetro 19+965 de la vía Hollín-Loreto-Coca. El Proyecto se encuentra en las coordenadas UTM 197.500 E y 9.922.154 N.

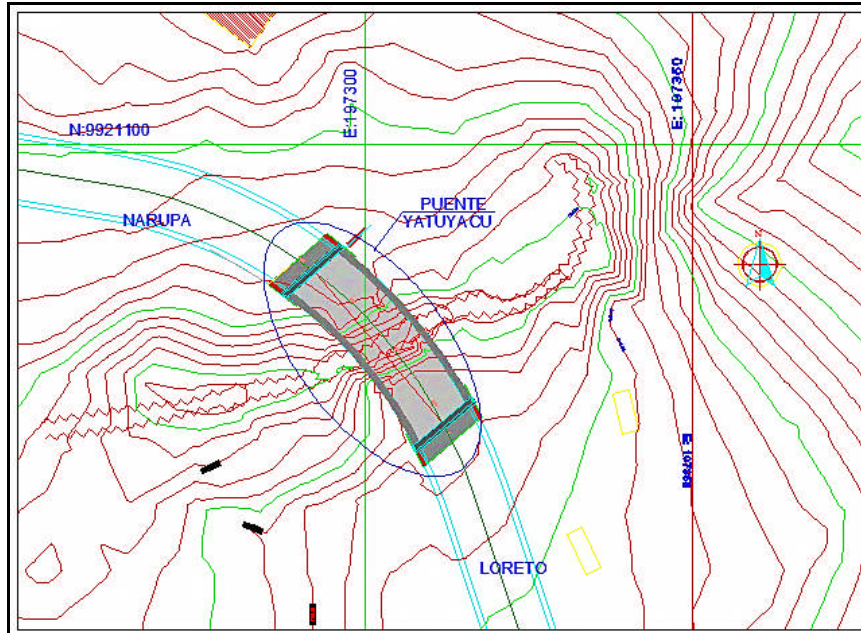


**Fig. 1.14:** Ubicación Geográfica del Puente Rurayacu

### 1.2.15 Puente Yatuyacu

El puente Yatuyacu, tiene una luz de 30 m., con un ancho de calzada de 9.10 m., estribos tipo cerrado en ambos lados de 6.00 m y con una altura de 9.60 m, la cimentación directa se consigue con una zapata corrida que recibe adicionalmente a los muros de ala que en este caso son parte integral del estribo. El proyecto se ubica en la carretera Hollín – Loreto – Coca, provincia del Napo, sobre el río Yatuyacu, ubicado en la abscisa 20+000, desde la población de Narupa, Se encuentra en la cota 1130 m.s.n.m. y dentro de las siguientes coordenadas:

	<b>Longitud (m)</b>	<b>Latitud (m)</b>
<b>Inicia</b>	197293 E	9921080 N
<b>Termina</b>	197311 E	9921058 N

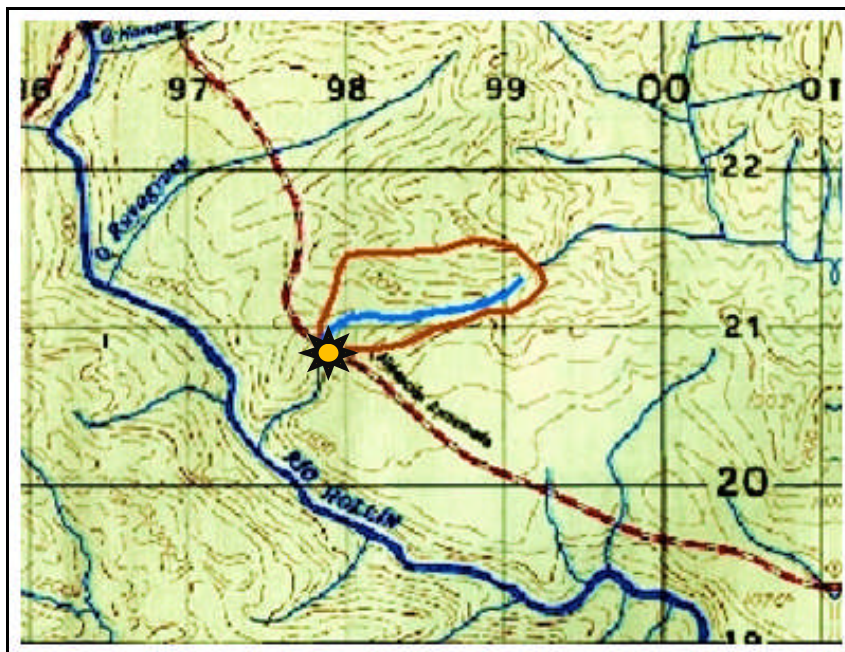


*Fig. 1.15: Puente sobre el río Yatuyacu*

### 1.2.16 Puente Chiquitiyacu

El puente Chiquitiyacu, tiene una luz de 22 m., con un ancho de calzada de 8.80 m. con cimentación directa mediante estribos en ambos lados de 5,0 m. de ancho y con una altura de 8.5 m. El proyecto se ubica en la carretera Hollín – Loreto – Coca, provincia del Napo, sobre el río Chiquitiyacu, ubicado aproximadamente a 21 km en la abscisa 0+090, desde la población de Narupa, se encuentra en la cota 1130 m.s.n.m. y dentro de las siguientes coordenadas UTM:

	<b>Longitud (m)</b>	<b>Latitud (m)</b>
<b>Inicia</b>	197712 E	9920690 N
<b>Termina</b>	197729 E	9920673 N

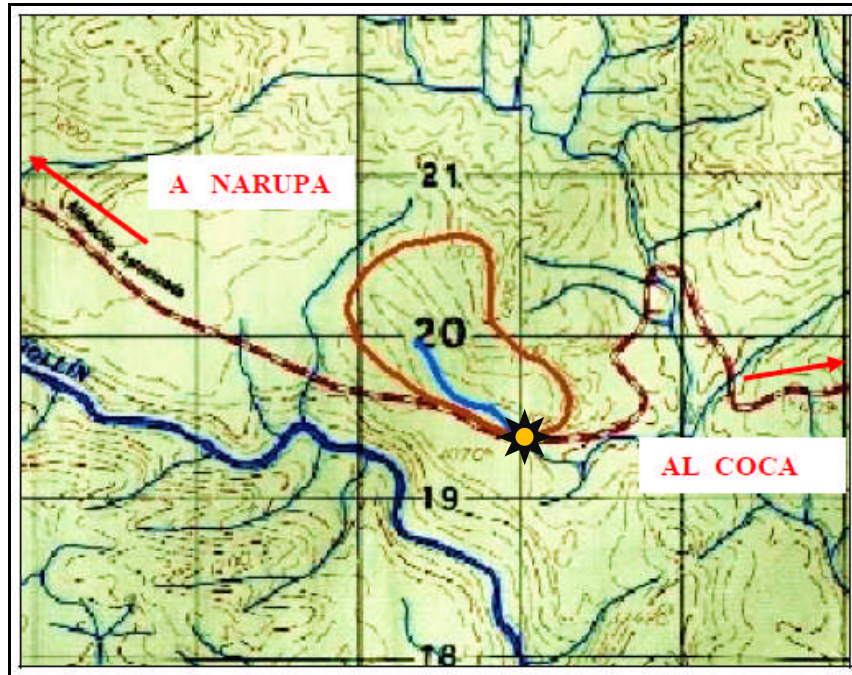


*Fig. 1.16: Cuenca del río Chiquitiyacu*

### 1.2.17 Puente Machángara

El puente Machángara, tiene una luz de 25 m., con un ancho de calzada de 7.30 m., estribos tipo cerrado en ambos lados de 6.20 m y con una altura de 10.00 m, la cimentación directa se consigue con una zapata corrida que recibe adicionalmente a los muros de ala que en este caso son parte integral del estribo. Este puente se encuentra implantado sobre el río Machángara, en la vía Hollín Loreto Coca. El nuevo puente se ubica en una variante del camino, diseñada para facilita el proceso constructivo sin interrupción del tráfico vehicular. Las coordenadas que definen la implantación de la estructura son las siguientes:

	<b>Longitud (m)</b>	<b>Latitud (m)</b>
<b>Inicia</b>	19938.462 E	9919768.71 N
<b>Termina</b>	19963.071 E	9919764.30 N



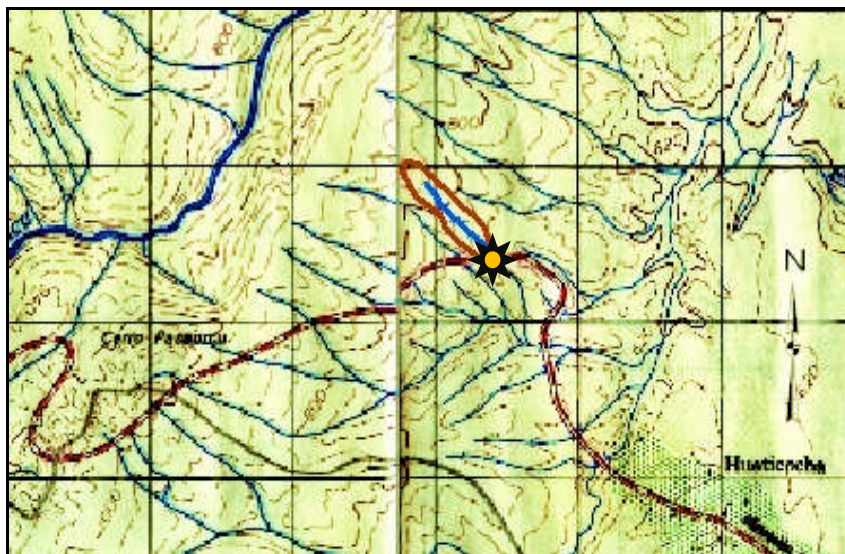
*Fig. 1.17: Puente sobre el río Machángara*

### 1.2.18 Puente Tucsi

El puente Tucsi, tiene una luz de 40 m., con un ancho de calzada de 9.00 m., estribos tipo cerrado de 4.20 m por 10.60 m y con una altura de 7.20 m, la cimentación directa se consigue con una zapata corrida que recibe adicionalmente a los muros de ala que en este caso son parte integral del estribo.

El proyecto se ubica en la vía Hollín Loreto Coca, provincia del Napo, sobre el río Tucsi, ubicado aproximadamente, en la abscisa 0+090. Se encuentra en la cota 623.08 m.s.n.m. y dentro de las siguientes coordenadas UTM:

	<b>Longitud (m)</b>	<b>Latitud (m)</b>
<b>Inicia</b>	222330 E	9918569 N
<b>Termina</b>	222312 E	9918533 N



*Fig. 1.18: Puente sobre el río Tucsi*

**1.2.19 Sumario de los puentes que comprenden la red vial amazónica.**

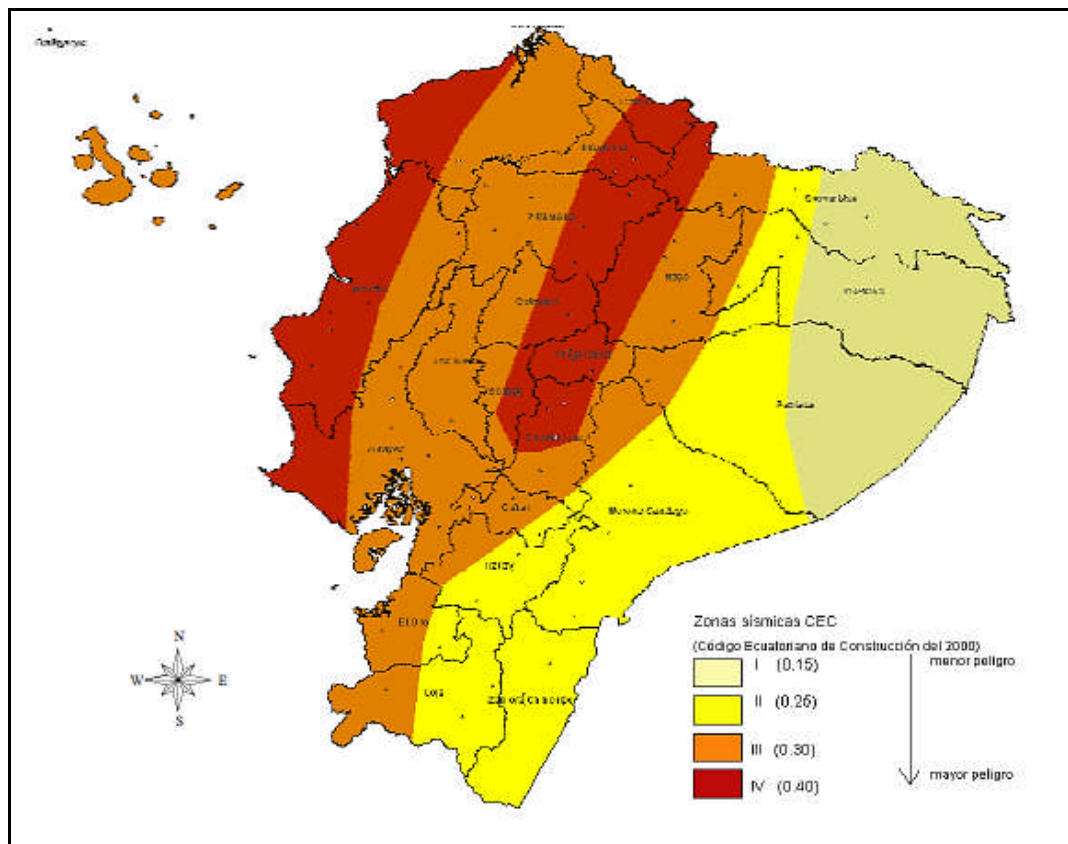
<i>PUNTES DE LA RED VIAL AMAZONICA</i>					
<i>PUENTE</i>	<i>NOMBRE</i>	<i>LUZ (m)</i>	<i>N° DE VIAS</i>	<i>ANCHO DE CALZADA (m)</i>	<i>MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN</i>
1	Guango	40	2	8.50	Losas de hormigón y vigas de acero
2	Guaguayacu	45	4	14.60	Losas de hormigón y vigas de acero
3	Quijos 2	65	2	8.50	Losas de hormigón y vigas de acero
4	San José	24	2	8.50	Losas y vigas de hormigón
5	Oyacachi	60	2	8.50	Losas de hormigón y vigas de acero
6	Loco	55	2	8.50	Losas de hormigón y vigas de acero
7	Piedra Fina	20	2	8.50	Losas y vigas de hormigón
8	Montana	30	2	8.50	Losas y vigas de hormigón
9	Marker	45	2	11.00	Losas de hormigón y vigas de acero
10	Puchochoa	85	2	8.50	Losas de hormigón y vigas de acero
11	Cascales	60	2	8.50	Losas de hormigón y vigas de acero
12	Oritoyacu	40	2	9.70	Losas de hormigón y vigas de acero
13	Chontayacu	50	2	10.90	Losas de hormigón y vigas de acero

14	Rurayacu	30	2	10.90	Losas y vigas de hormigón
15	Yatuyacu	30	2	9.10	Losas y vigas de hormigón
16	Chiquitiyacu	22	2	7.30	Losas y vigas de hormigón
17	Machángara	25	2	7.30	Losas y vigas de hormigón
18	Tucsi	40	2	9.00	Losas de hormigón y vigas de acero

*Tabla. 1.1: Características generales de los puentes de la troncal amazónica*

### 1.2.20 Ubicación de los puentes de acuerdo a la Zonificación Sísmica

De acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC – 2000) el Ecuador está dividido en cuatro zonas sísmicas cuyos valores van de la zona de menor riesgo sísmico a la zona de mayor riesgo mostrados en la figura siguiente:



*Fig. 1.19: Zonas Sísmicas de acuerdo al CEC-2000*



Los puentes que forman parte de la red vial amazónica están ubicados en las zonas sísmicas cuya aceleración es de 0.3g y 0.4g de acuerdo a los gráficos siguientes:



Fig. 1.20: Ubicación de los puentes en la Red Vial Amazónica

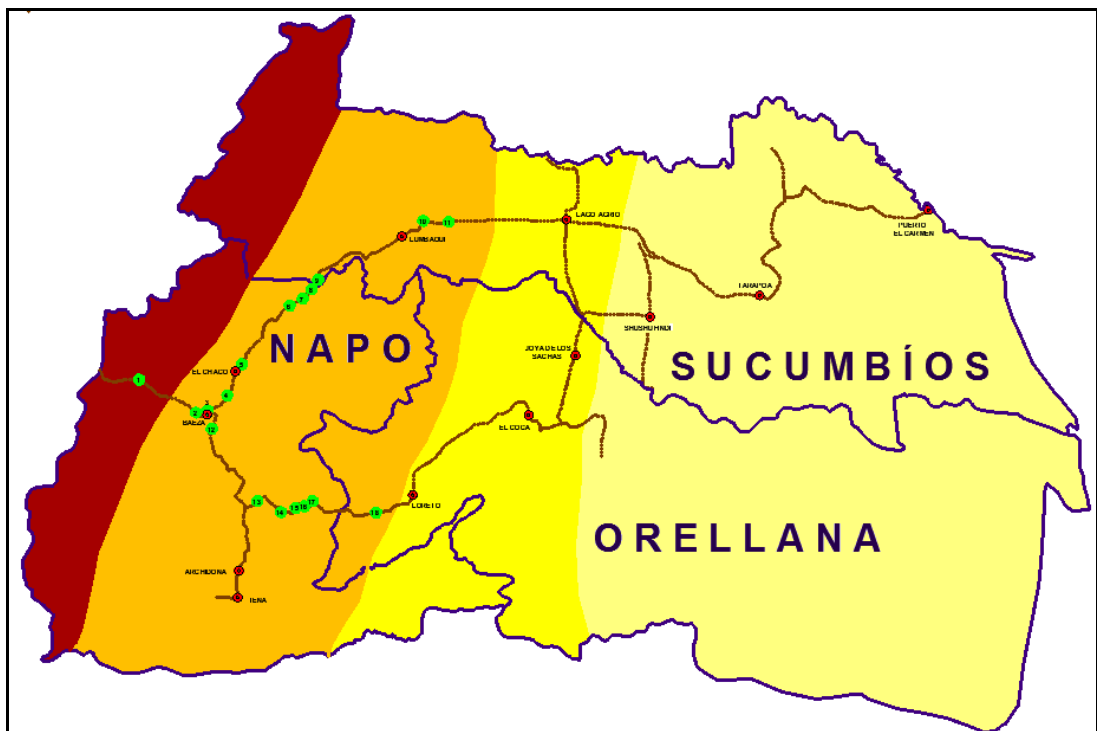


Fig. 1.21: Puentes en cada zona sísmica



### 1.3. Descripción de Puente Tipo

Con el firme propósito de coadyuvar al progreso del país y en especial en la región amazónica el CUERPO DE INGENIEROS DEL EJÉRCITO ha sido designado como el ente ejecutor de los proyectos viales diseñados por el MTOP, mismos que poseen en su mayoría características similares en la superestructura, infraestructura y apoyos de los puentes.

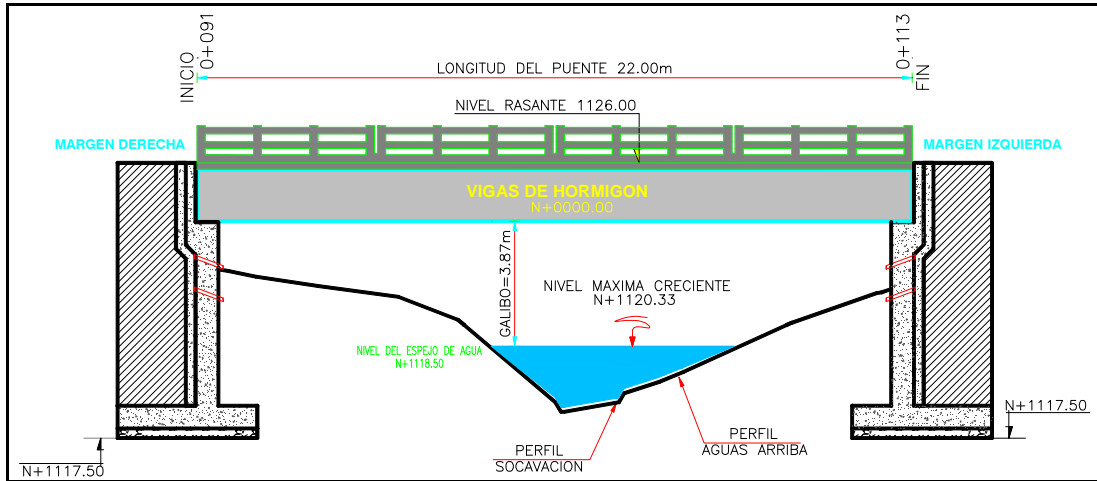
En esta subtema se presenta la descripción del puente tipo con vigas de hormigón y con vigas de acero, que en su mayoría es construido en el mismo sector que se tiene los puentes de estructura provisional.

Para una mejor visualización de los elementos que constituyen estos puentes se presentara un registro fotográfico e imágenes que mostraran cada una de las partes de los puentes en forma general, para en un subtema posterior describir cada uno de ellos y presentar un resumen con medidas de cada uno de estos elementos.

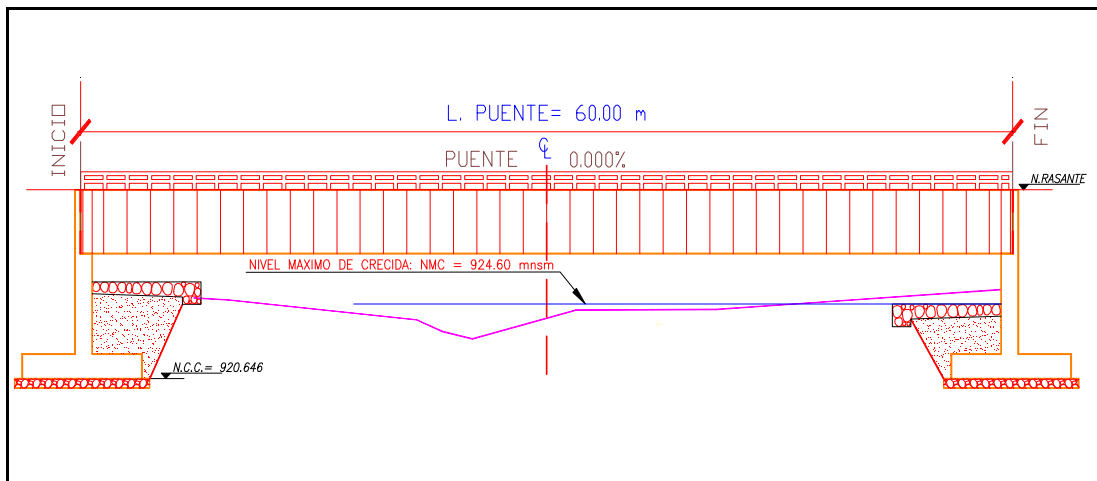
Los elementos que forman parte de la superestructura de un puente son:

<b>Puente tipo I</b>	<b>Puente tipo II</b>
<i>Vigas de hormigón armado</i>	<i>Vigas de acero</i>
<i>Losa de hormigón armado</i>	<i>Losa de hormigón armado</i>
<i>Capa de rodadura</i>	<i>Capa de rodadura</i>
<i>Veredas de hormigón armado</i>	<i>Veredas de hormigón armado</i>
<i>Barandales de hormigón armado</i>	<i>Barandales de hormigón armado</i>
<i>Arriostramiento transversal</i>	<i>Arriostramiento longitudinal</i>
	<i>Arriostramiento transversal</i>

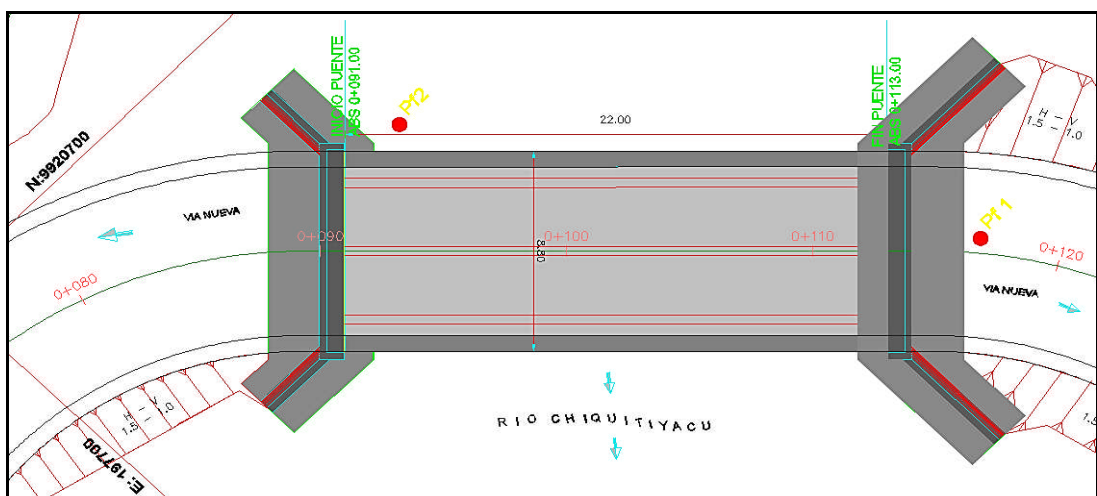
**Tabla. 1.2:** Elementos estructurales de la superestructura de un puente



**Fig. 1.22:** Perfil Longitudinal del puente San José con vigas de hormigón



**Fig. 1.23:** Perfil Longitudinal del puente Tucsi con vigas de acero



**Fig. 1.24:** Implantación del puente Chiquitiyacu.



*Puente Rurayacu*



*Puente Marker*



*Puente Yatuyacu*



*Puente Chiquitiyacu*



*Puente Chontayacu*



*Puente Montana*



*Puente Puchochoa*



*Puente Quijos 2*

**Fig. 1.25:** Registro fotográfico de los elementos estructurales del puente.

Los elementos que forman parte de la infraestructura de un puente son:

<b>Puente tipo I y II</b>
<i>Cimentación hormigón ciclópeo</i>
<i>Zapata, Cuerpo, Pantalla</i>
<i>Muro y Traba sísmica</i>
<i>Relleno</i>
<i>Apoyos con placas de neopreno</i>

**Tabla. 1.3:** Elementos estructurales de la infraestructura de un puente



*Puente Marker*



*Puente Oyacachi*



*Puente Puchochoa*



*Puente Piedra Fina 1*



*Puente Loco*



*Puente Guango*

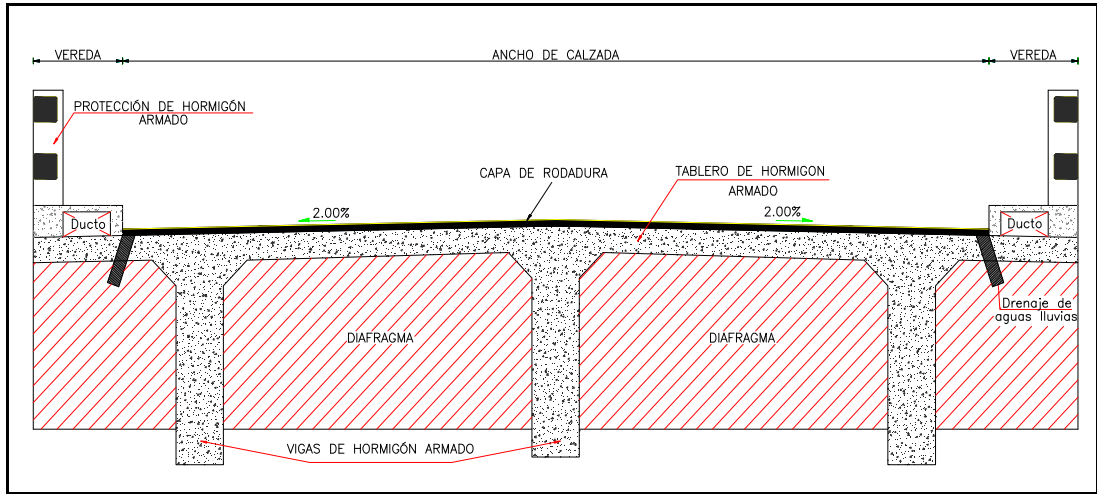
*Puente Loco**Puente Tucsi**Puente Oritoyacu**Puente Guagrayacu***Fig. 1.26:** Registro fotográfico de la infraestructura del puente tipo

#### 1.4. Geometría de los Puentes de la Red Vial Amazónica

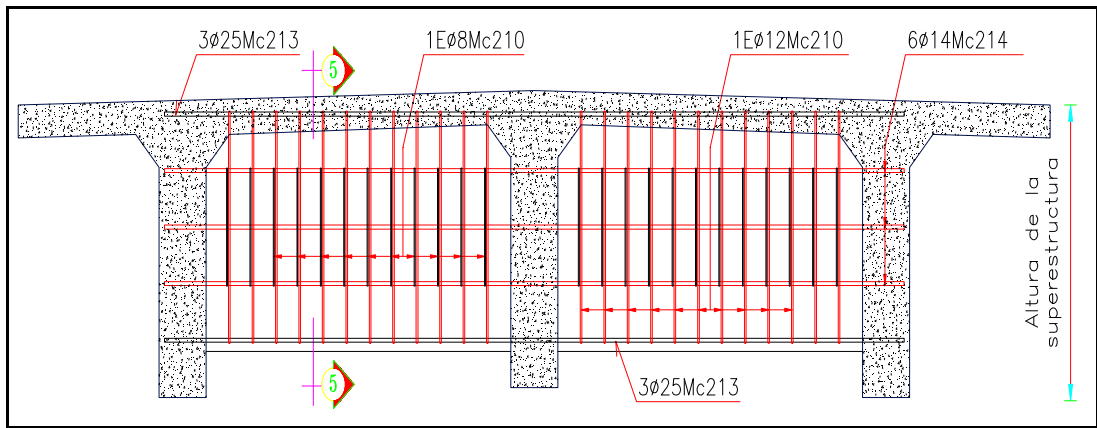
Los puentes diseñados para su construcción en la troncal amazónica poseen elementos estructurales de similares características, esto va de acuerdo al tipo de puente que se va a construir, cabe indicar que existen dos grupos de puentes los cuales tienen pequeñas diferencias como es el caso del diseño de la traba sísmica y que en el registro fotográfico mostrado se puede apreciar de una manera más clara.

Los elementos estructurales se encuentran resumidos en tablas y mostrados en gráficos para un mejor entendimiento.

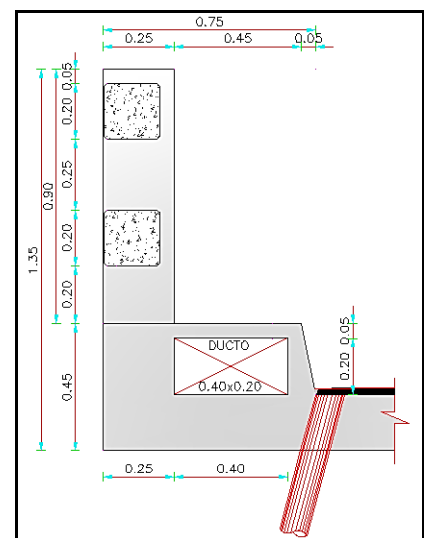
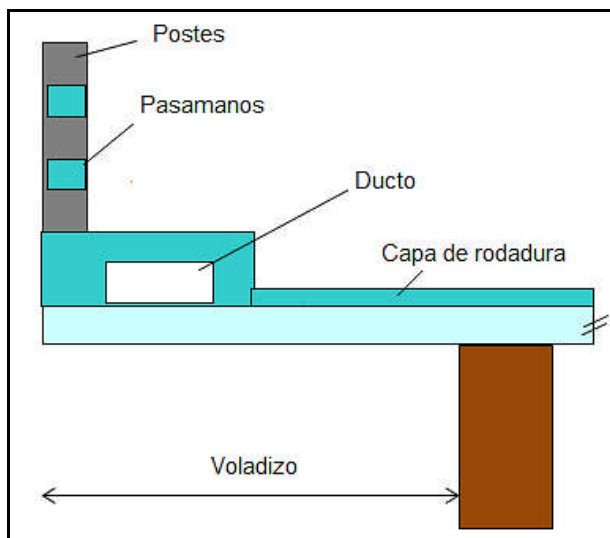
### 1.4.1 Superestructura de los puentes de la Troncal Amazónica.



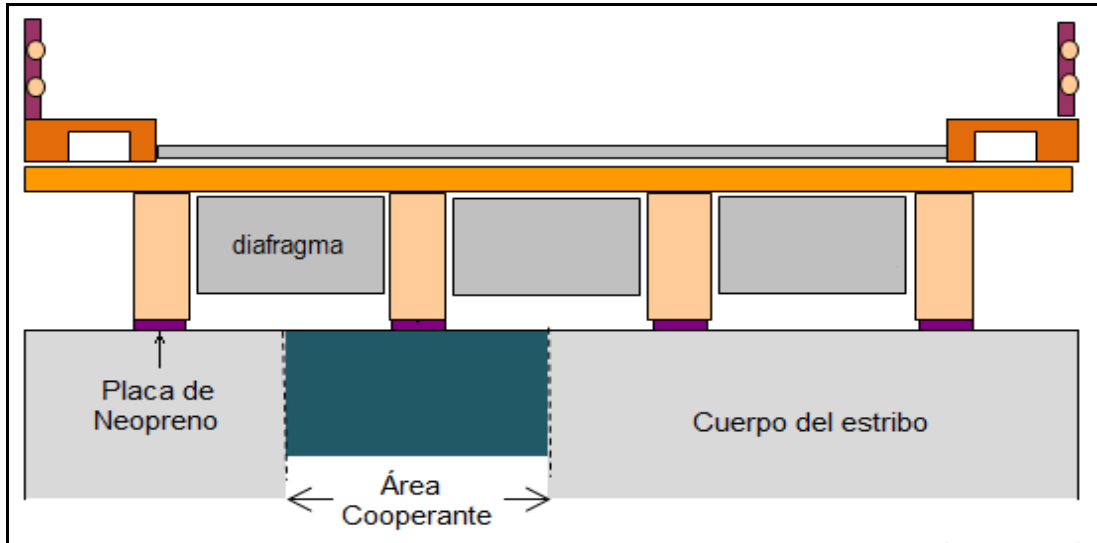
**Fig.1.27:** Sección Transversal del puente Machángara con vigas de Hormigón Armado



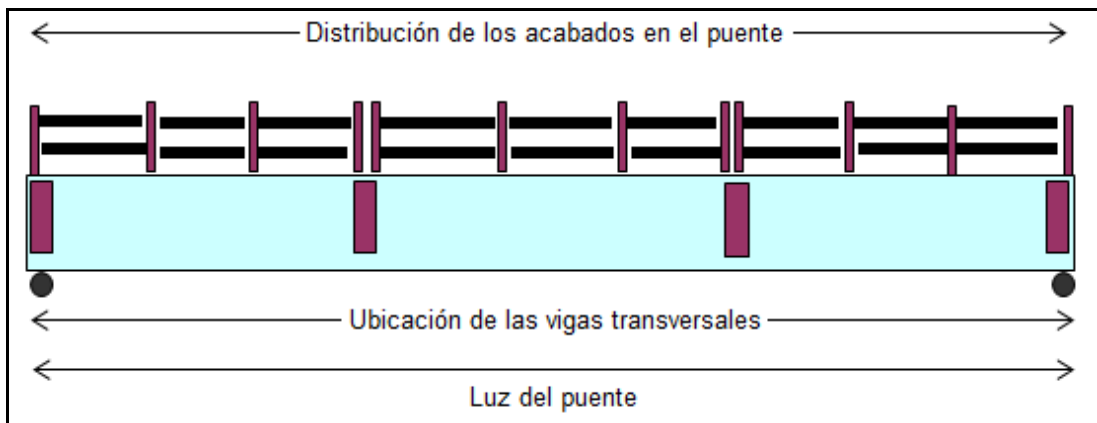
**Fig.1.28:** Ubicación de diafragma en el centro. Puente Piedra Fina



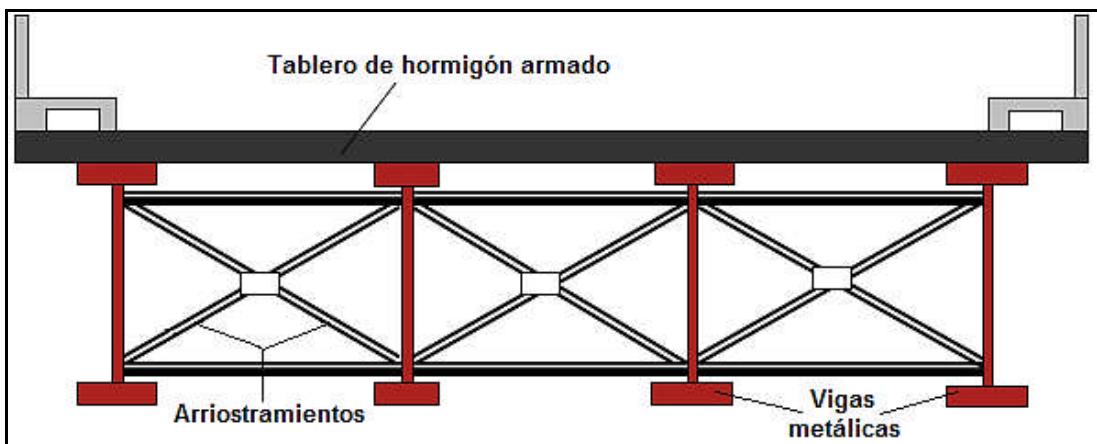
**Fig.1.29:** Sección Transversal de la vereda. Puente Oyacachi



*Fig.1.30: Ubicación de las vigas de HA en el estribo. Puente Piedra Fina*



*Fig.1.31: Sentido longitudinal del puente Oyacachi.*



*Fig.1.32: Arriostramiento trasversal de vigas metálicas del Puente Loco*

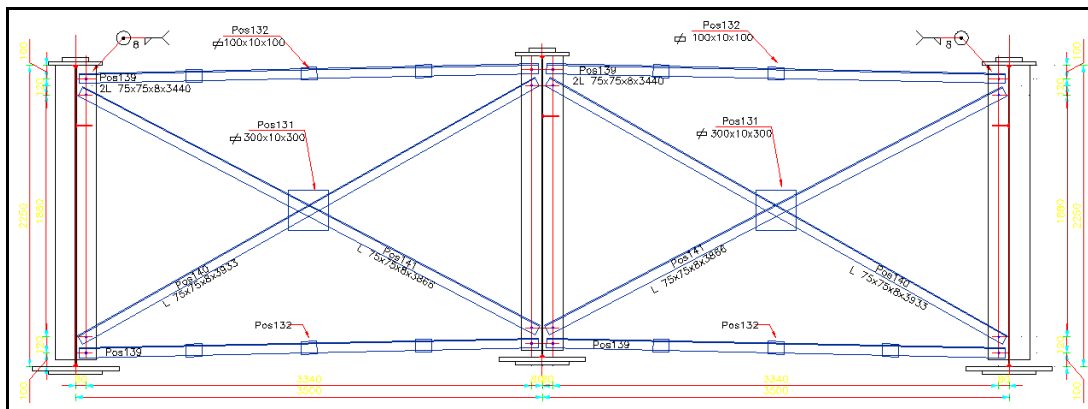


Fig.1.33: Diafragma típico. Puente Chontayacu

Datos geométricos	PUENTES					
	Guango	Guaguayacu	Quijos 2	San José	Oyacachi	Loco
Ancho total del puente (m)	10.00	16.60	10.00	10.00	10.00	10.00
Ancho de la calzada (m)	8.50	14.60	8.50	8.50	8.50	8.5
Ancho de las veredas (m)	0.75	1.00	0.75	0.75	0.75	0.75
Abscisas de inicio	8+715	0+047	0+955	9+674	0+076	58+530
Abscisas de termino	8+755	0+092	1+020	9+698	0+136	58+585
Longitud del puente (m)	40.00	45	65	24	60	55
Altura del tablero (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Alt. De la superestructura (m)	2.5	2.12	2.61	1.80	2.57	2.57
Capa de rodadura (m)	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
	<i>Piedra Fina</i>	<i>Montana</i>	<i>Marker</i>	<i>Puchochoa</i>	<i>Cascales</i>	<i>Oritayacu</i>
Ancho total del puente (m)	10.00	10.00	12.50	10.00	10.00	11.20
Ancho de la calzada (m)	8.50	8.50	11.00	8.50	8.50	9.70
Ancho de las veredas (m)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Abscisas de inicio	61+916	65+865	65+075	120+949	39+465	0+183
Abscisas de termino	61+936	65+895	65+120	121+034	39+525	0+223
Longitud del puente (m)	20.00	30.00	45.00	85.00	60.00	40
Altura del tablero (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Alt. De la superestructura (m)	2.05	2.20	2.35	3.95	3.065	2.09



Capa de rodadura (m)	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
	<i>Chontayacu</i>	<i>Rurayacu</i>	<i>Yatuyacu</i>	<i>Chiquitiyacu</i>	<i>Machángara</i>	<i>Tucsi</i>
Ancho total del puente (m)	10.90	10.90	10.90	8.80	8.80	10.50
Ancho de la calzada (m)	9.00	8.90	9.10	7.30	7.30	9.00
Ancho de las veredas (m)	9.50	1.00	0.90	0.75	0.75	0.75
Abscisas de inicio	4+370	19+200	0+083	0+091	0+075	0+090
Abscisas de termino	4+420	19+230	0+113	0+113	0+100	0+130
Longitud del puente (m)	50.00	30.00	30	22	25	40
Altura del tablero (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Alt. De la superestructura (m)	3.41	2.45	2.20	1.80	1.80	2.02
Capa de rodadura (m)	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05

Tabla. 1.4: Sumario de los elementos estructurales de la superestructura

### 1.4.2 Infraestructura de los puentes de la Troncal Amazónica.

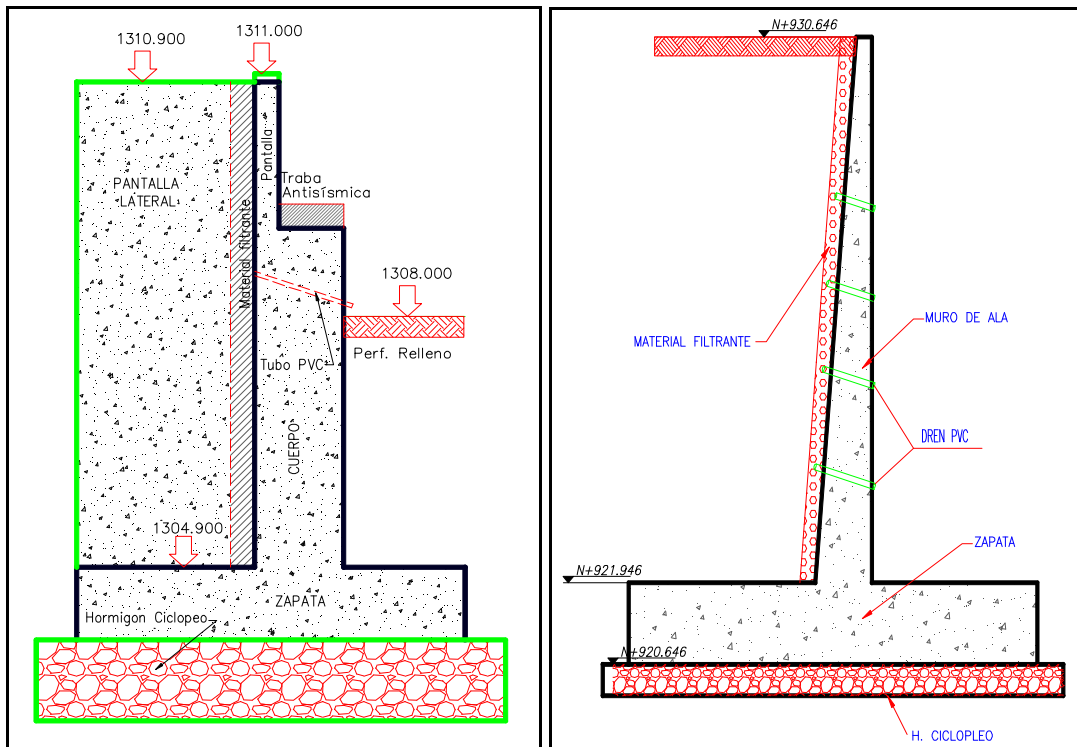


Fig.1.34: Elevación lateral del estribo - Geometría de muro de ala. Puente Loco.

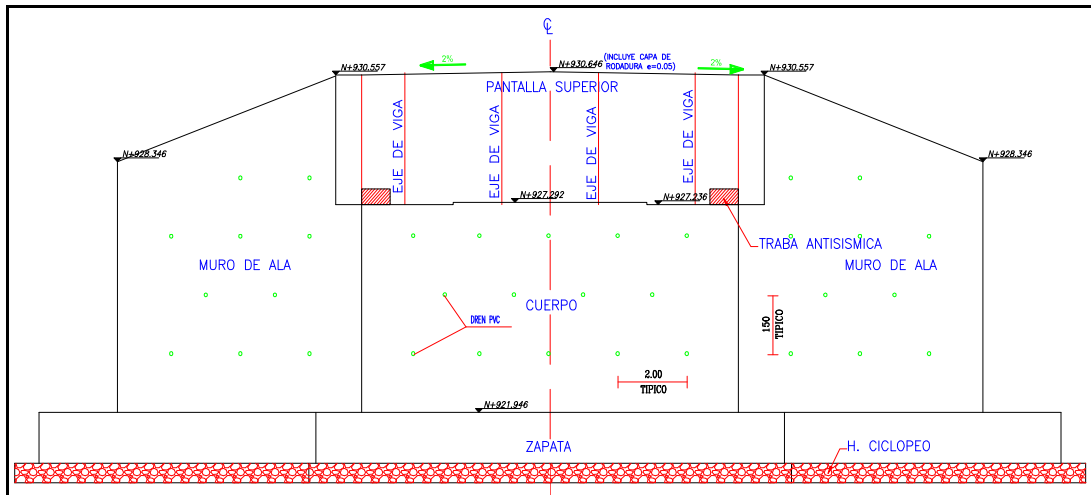


Fig.1.35: Geometría elevación frontal del estribo. Puente Loco.

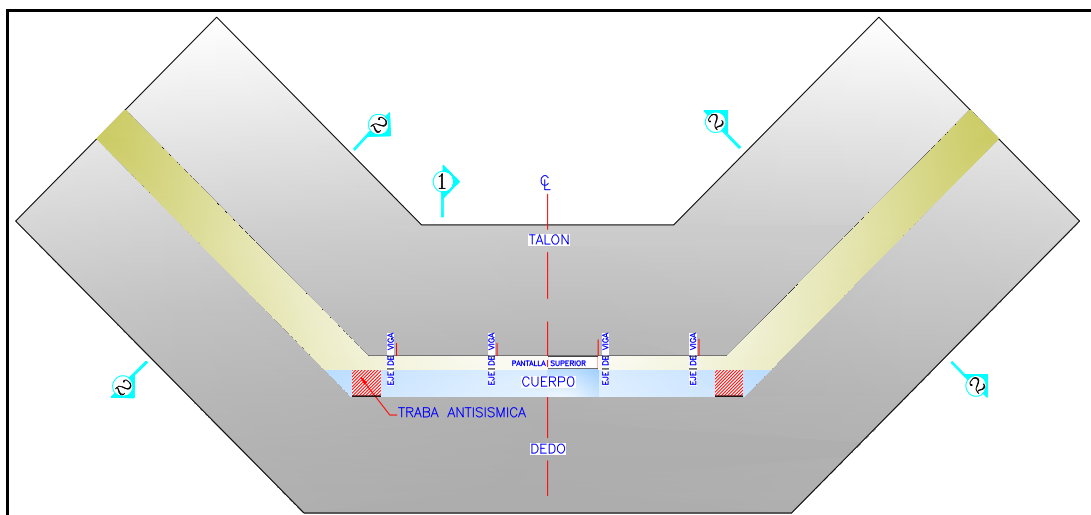


Fig.1.36: Geometría de la planta de estribos. Puente Loco.

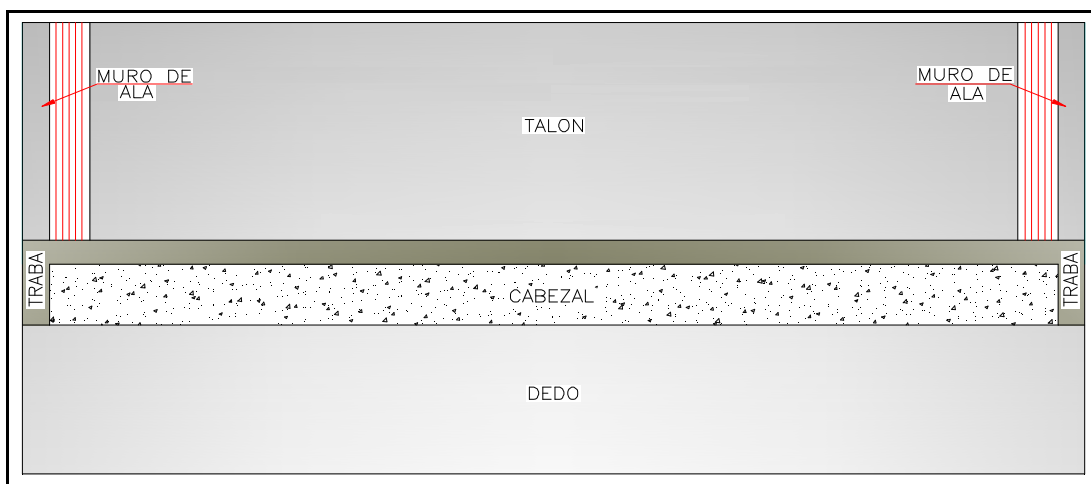
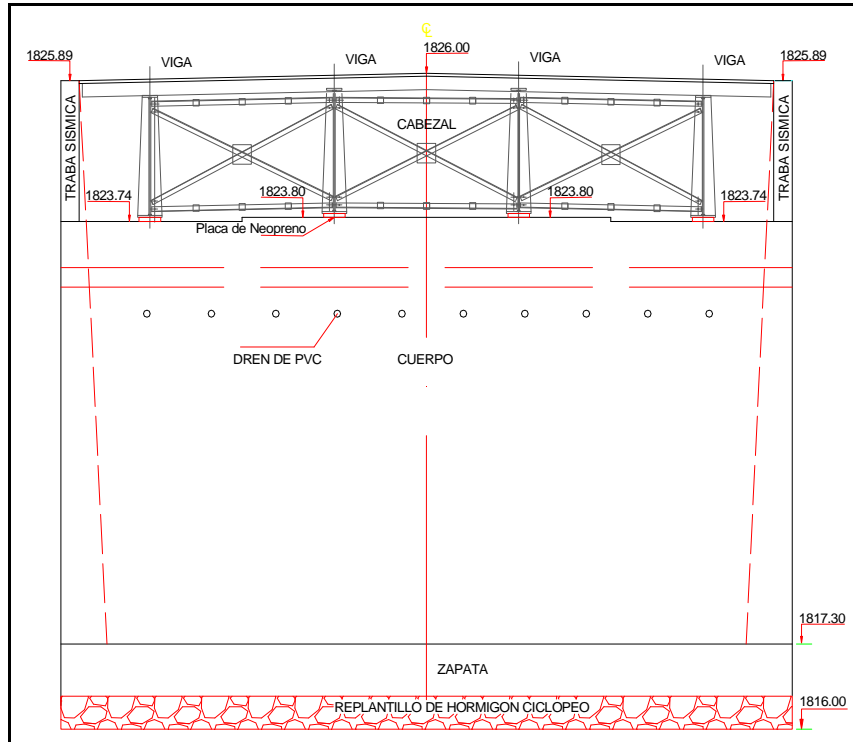
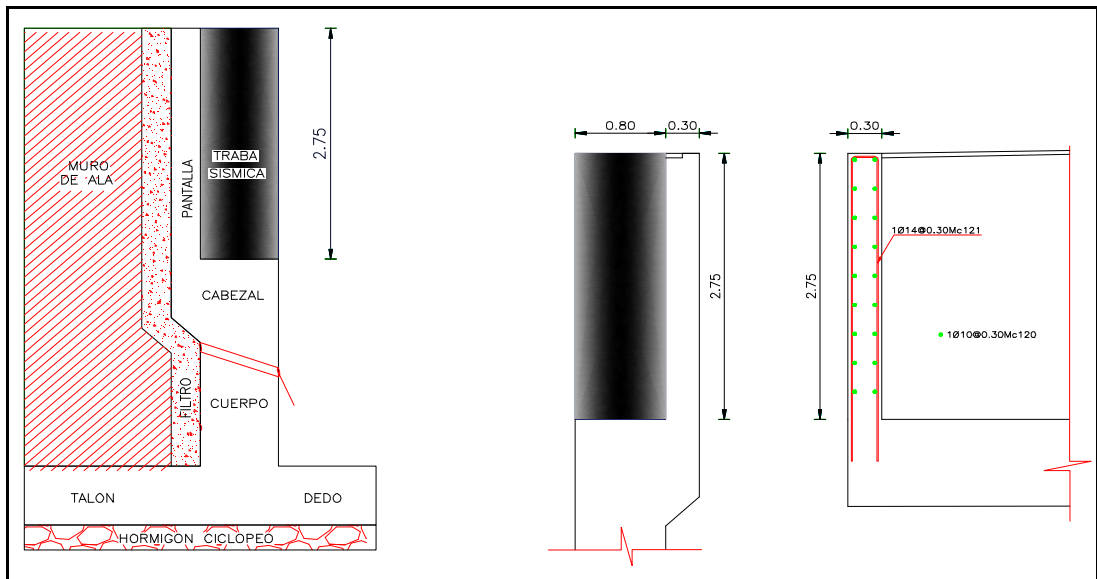


Fig.1.37: Planta de estribos. Puente Guagrayacu



**Fig.1.38:** Elevación de estribos. Puente Oritoyacu



**Fig.1.39:** Detalle de la traba sísmica. Puente Oritoyacu

Geometría del muro	PUENTES					
	Guango	Guaguayacu	Quijos 2	San José	Oyacachi	Loco
Altura del cabezal (b) :	2.41 m	2.10 m	2.75 m	1.63 m	2.56 m	2.60 m
Espesor del cabezal (b'):	0.30 m	0.30 m	0.30 m	0.30 m	0.30 m	0.30 m
Alt de la viga superior (c):	0.50 m	1.20 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m	0.50 m



<b>Ancho de la viga superior (a+b'):</b>	1.10 m	1.00 m	1.10 m	1.10 m	1.10 m	
<b>Altura de la pantalla (d):</b>	5.021 m	7.20 m	4.36 m	5.27 m	5.24 m	4.40 m
<b>Espesor de la pantalla (a):</b>	0.80 m	0.30 m	0.80 m	0.80 m	0.80 m	0.70 m
<b>Altura del relleno 1</b>	7.44 m	10.5 m	8.11 m	7.90 m	8.80 m	7.50 m
<b>Ancho del relleno 1 (0')</b>	2.80 m	2.60 m	0.30 m	2.50 m	1.90 m	5.00 m
<b>Altura de la zapata: (h)</b>	1.15 m	1.00 m	0.85 m	0.80 m	0.90 m	0.80 m
<b>Ancho del dedo ( m):</b>	1.80 m	2.70 m	2.00 m	1.60 m	2.30 m	3.00 m
<b>Ancho del empotramiento (n):</b>	1.10 m	1.00 m	0.80 m	0.80 m	0.80 m	6.00 m
<b>Ancho del talón ( o )</b>	2.80 m	2.60 m	2.70 m	2.80 m	2.90 m	1.30 m
<b>Ancho total de la zapata</b>	5.70 m	6.30 m	5.50 m	5.20 m	6.00 m	10.30 m
<b>Traba Sísmica (cm)</b>	<b>80x80x30</b>	<b>30x70x214</b>	<b>30x150x275</b>	<b>30x80x170</b>	<b>30x80x261</b>	<b>30x50x261</b>
<b>Geometría del muro</b>						
	<i>Piedra Fina</i>	<i>Montana</i>	<i>Marker</i>	<i>Puchochoa</i>	<i>Cascales</i>	<i>Oritoyacu</i>
<b>Altura del cabezal (b) :</b>	1.81 m	2.371 m	2.35 m	3.903 m	2.80 m	2.05 m
<b>Espesor del cabezal (b'):</b>	0.30 m	0.30 m	0.30 m	0.30 m	0.30 m	0.30 m
<b>Altura de la viga superior (c):</b>	0.30 m	1.00 m	0.30 m	0.45 m	0.45 m	1.00 m
<b>Ancho de la viga superior (a+b'):</b>	1.10 m	1.10 m	0.90 m	0.90 m	1.20 m	1.05 m
<b>Altura de la pantalla (d):</b>	4.19 m	4.629 m	4.55 m	5.295 m	5.835 m	5.65 m
<b>Espesor de la pantalla (a):</b>	0.80 m	0.80 m	0.60 m	0.60 m	0.90 m	0.75 m
<b>Altura del relleno 1</b>	6.00 m	6.90 m	6.90 m	9.098 m	8.65 m	8.70 m
<b>Ancho del relleno 1 (0')</b>	2.20 m	2.50 m	3.10 m	3.70 m	2.85 m	2.70 m
<b>Altura de la zapata: (h)</b>	0.90 m	1.00 m	1.00 m	1.25 m	1.60 m	0.80 m
<b>Ancho del dedo ( m):</b>	1.50 m	1.80 m	2.50 m	2.20 m	2.60 m	1.85 m
<b>Ancho del empotramiento (n):</b>	1.10 m	1.10 m	0.90 m	1.20 m	1.20 m	0.75 m
<b>Ancho del talón ( o )</b>	2.20 m	2.50 m	3.10 m	3.70 m	2.85 m	3.00 m
<b>Ancho total de la zapata</b>	4.80 m	5.40 m	6.50 m	7.10 m	6.65 m	5.60 m
<b>Traba Sísmica (cm)</b>	<b>95.8x85x30</b>	<b>90x80x30</b>	<b>60x50x30</b>	<b>87x90x30</b>	<b>147x120x35</b>	<b>30x75x215</b>

Geometría del muro						
	Chontayacu	Rurayacu	Yatuyacu	Chiquitiyacu	Machángara	Tucsi
Altura del cabezal (b) :	2.96 m	2.368 m	2.05 m	1.85 m	1.85 m	2.00 m
Espesor del cabezal (b'):	0.30 m	0.30 m	0.30 m	0.30 m	0.30 m	0.30 m
Altura de la viga superior (c):	0.40 m	0.30 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m
Ancho de la viga superior (a+b'):	1.00 m	1.00 m	1.05 m	1.00 m	1.20 m	1.00 m
Altura de la pantalla (d):	4.44 m	4.132 m	5.65 m	4.55 m	6.25 m	3.50 m
Espesor de la pantalla (a):	0.70 m	0.70 m	0.80 m	0.70 m	0.90 m	0.70 m
Altura del relleno 1	7.40 m	6.50 m	8.70 m	7.40 m	9.10 m	6.50 m
Ancho del relleno 1 (o')	2.90 m	2.50 m	2.30 m	2.10 m	3.00 m	2.00 m
Altura de la zapata: (h)	1.10 m	1.00 m	0.90 m	0.80 m	0.90 m	0.70 m
Ancho del dedo ( m):	2.70 m	2.00 m	2.30 m	1.90 m	2.00 m	1.20 m
Ancho del empotramiento (n):	1.00 m	1.00 m	0.80 m	0.70 m	0.90 m	0.70 m
Ancho del talón ( o )	2.90 m	2.50 m	2.90 m	2.40 m	3.30 m	2.30 m
Ancho total de la zapata	6.60 m	5.50 m	6.00 m	5.00 m	6.20 m	4.20 m
Traba Sísmica (cm)	90x70x40	97.5x70x40	30x75x191	30x70x185	30x90x188	30x70x204

Tabla. 1.5: Sumario de los elementos estructurales de la infraestructura

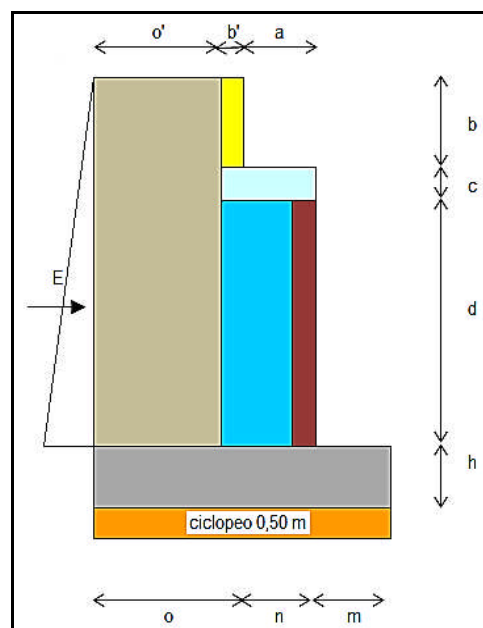
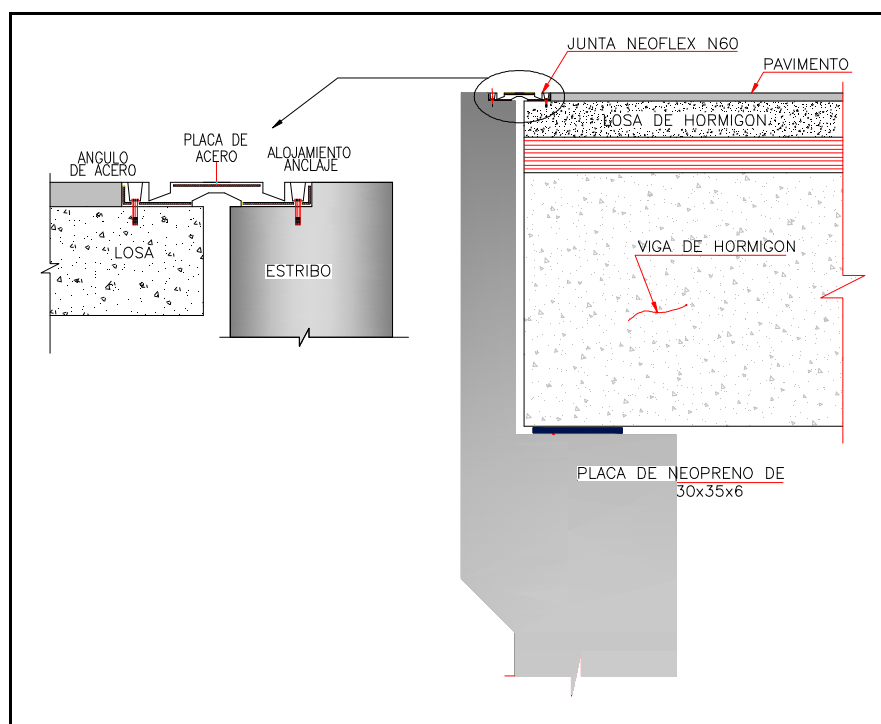
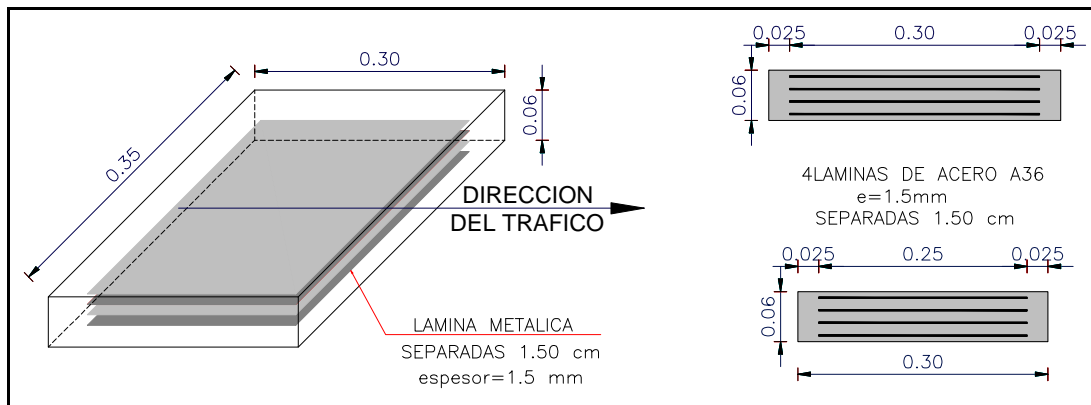


Fig.1.40: Geometría del muro - estribo

### 1.4.3 Apoyos de los puentes de la Troncal Amazónica.



**Fig.1.41:** Detalle de la placa de neopreno. Puente Guagrayacu



**Fig.1.42:** Colocación del neopreno con placas metálicas de sujeción. Puente Marker

<b>PUENTES</b>	<b>GEOMETRÍA DE LOS APOYOS</b>		
	<b>Placa (cm)</b>	<b>Espesor (mm)</b>	<b>Dureza</b>
<i>Guango</i>	30x30	40	Shore 60
<i>Guagrayacu</i>	30x35	60	Shore 60
<i>Quijos 2</i>	40x40	120	Shore 60
<i>San José</i>	30x30	45	Shore 60
<i>Oyacachi</i>	40x40	100	Shore 60
<i>Loco</i>	40x40	100	Shore 60
<i>Piedra Fina</i>	28x28	34	Shore 60
<i>Montana</i>	30x30	46	Shore 60
<i>Marker</i>	30x40	49	Shore 60
<i>Puchochoa</i>	45x45	68	Shore 60
<i>Cascales</i>	30x60	50	Shore 60
<i>Oritayacu</i>	35x30	60	Shore 60
<i>Chontayacu</i>	34x37	90	Shore 60
<i>Rurayacu</i>	44x37	90	Shore 60
<i>Yatuyacu</i>	35x30	50	Shore 60
<i>Chiquitayacu</i>	30x30	50	Shore 60
<i>Machángara</i>	35x30	60	Shore 60
<i>Tucsi</i>	40x40	120	Shore 60

*Tabla. 1.6: Sumario del apoyo de neopreno de cada puente*

### **1.5. Sistema Constructivo de los Puentes de la Red Vial Amazónica**

El proceso constructivo que se ha utilizado en la construcción de cada uno de los puentes de la red vial amazónica, varía de acuerdo a las características del terreno que se tiene en el lugar de implantación de la estructura, sus diferencias son mínimas y en esta tesis se ha tratado de plasmar de una manera sencilla los pasos que se sigue en la construcción de una obra horizontal.



### **1.5.1 Proceso constructivo para un puente con vigas metálicas.**

- Para dar inicio a una obra horizontal se construye como parte primordial los campamentos y bodegas de almacenamiento del equipo constructivo.
- Para no interrumpir los cronogramas de avance de obra es necesario la construcción de una variante para la circulación vehicular, la cual una vez finalizada la obra es retirada dando cumplimiento a la mitigación ambiental que exige el Ministerio del Ambiente.
- Se realiza el replanteo y la nivelación del sector en donde se construirá el puente.
- Se procede a la excavación en cada margen del río para la construcción de los dos estribos.
- Se coloca el replantillo de hormigón ciclópeo, para luego colocar el acero de refuerzo en la zapata y encofrar el cuerpo de los estribos.
- En un puente con vigas metálicas se elabora las dovelas en las fábricas contratadas y se las ensambla en el lugar de la obra quedando listas para ser lanzadas.
- Se realiza la fundición de los estribos por tramos debido a la disgregación del hormigón hasta llegar a la cota de la rasante.
- Terminado la fundición de estribos se coloca los muros de gaviones que ayudan a soportar conjuntamente con el estribo el material de relleno, el cual tiene que ser rodillado por capas dejándolo listo para colocar la sub-base clase 1 y la base clase 1 de los acceso al puente.
- Se ejecuta el montaje de las vigas metálicas de la superestructura para luego lanzar las mismas mediante el método establecido.
- Para el lanzamiento de las vigas se arma una obra falsa la cual sirve de apoyo al lanzamiento de las vigas.





- Una vez lanzadas las vigas con ayuda de la grúa se las levanta para poder colocar los apoyos de neopreno.
- Se coloca los conectores de corte para luego encofrar el tablero armado.
- Colocación del acero de refuerzo del tablero y fundición del mismo.
- Se coloca la capa de rodadura en los accesos y la losa del puente empatándola con la vía existente.
- Se ejecuta las pruebas de carga para comprobar la capacidad de carga del puente.
- Se realiza la fundición de veredas, postes y pasamanos.
- Como paso final a la entrega del puente se pinta las vigas de acero, barandales y la señalización horizontal de la vía.

### **1.5.2 Proceso constructivo para un puente con vigas de hormigón armado.**

- Para dar inicio a una obra horizontal se construye como parte primordial los campamentos y bodegas de almacenamiento del equipo constructivo.
- Para no interrumpir los cronogramas de avance de obra es necesario la construcción de una variante para la circulación vehicular, la cual una vez finalizada la obra es retirada dando cumplimiento a la mitigación ambiental que exige el Ministerio del Ambiente.
- Se realiza el replanteo y la nivelación del sector en donde se construirá el puente.
- Se procede a la excavación en cada margen del río para la construcción de los dos estribos.
- Se coloca el replantillo de hormigón ciclópeo, para luego colocar el acero de refuerzo en la zapata y encofrar el cuerpo de los estribos.
- Se realiza la fundición de los estribos por tramos debido a la disgregación del hormigón hasta llegar a la cota de la rasante.



- Terminado la fundición de estribos se coloca los muros de gaviones que ayudan a soportar conjuntamente con el estribo el material de relleno, el cual tiene que ser rodillado por capas dejándolo listo para colocar la sub-base clase 1 y la base clase 1 de los acceso al puente.
- En un puente con vigas de hormigón armado se realiza el encofrado y amarre del hierro quedando listas para ser fundidas con un hormigón de  $280 \text{ Kg/cm}^2$  de resistencia a la compresión.
- Colocación del acero de refuerzo del tablero y fundición del mismo.
- Se coloca la capa de rodadura en los accesos y la losa del puente empatándola con la vía existente.
- Se ejecuta las pruebas de carga para comprobar la capacidad de carga del puente.
- Se realiza la fundición de veredas, postes y pasamanos.
- Como paso final a la entrega del puente se pinta las vigas de acero, barandales y la señalización horizontal de la vía.



## **2. NORMATIVAS SÍSMICAS DE DISEÑO DE PUENTES**

### **2.1. Sismos de análisis**

#### **2.1.1 Revisión de los Códigos Sísmicos para Puentes**

El Código Ecuatoriano de la Construcción 2000, Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y requisitos mínimos de cálculo para diseño sismo-resistente, ha sido concebido para edificaciones y no incluye a los puentes. Por lo tanto, en el Ecuador se utiliza una gran diversidad de códigos sísmicos para puentes, cada cual adecuado a sus condiciones.

A continuación se detalla los espectros determinados por la AASHTO y también el espectro del CEC-2000.

#### **Código AASHTO STANDARD, AASHTO LRFD y AASHTO 2006**

La filosofía de diseño en la norma AASHTO es el prevenir el colapso del puente durante sismos severos. El método AASHTO es basado en fuerzas, y emplea factores de reducción de la acción sísmica “R” para controlar el daño, en relación a la importancia y capacidad de ductilidad de la estructura. Este método está contenido en la normas AASHTO tanto en su versión Standard (AASHTO 2001) como en su versión LRFD (AASHTO 2004) y es usado en Estados Unidos, y en varios países de Latinoamérica incluyendo el Ecuador.

AASHTO 2006 propone una metodología de diseño basada en desplazamientos similar a la que actualmente se presenta en la normativa de Caltrans. El método



requiere la verificación de que la demanda sísmica de desplazamiento es menor que la capacidad de desplazamiento del puente. Una importante característica de AASHTO 2006 es que esta reconoce la variabilidad de la amenaza sísmica en los Estados Unidos y propone cuatro Categorías de Diseño Sísmico (SDC):

**Categoría de diseño sísmico A.-** Para puentes en zonas en las que la aceleración espectral para sistemas con periodo de vibración igual a 1 s y 5% de amortiguamiento (SD1) menor a 0.15g. En esta categoría no se debe realizar diseño sísmico y se debe cumplir con requerimientos mínimos de detalle y longitud de apoyo en vigas.

**Categoría de diseño sísmico B y C.-** Para puentes en zonas en las que  $SD1 < 0.30$  g y 0.50 g respectivamente. Ambas categorías requieren que se determine la demanda sísmica y que esta sea menor que una capacidad de desplazamiento calculada de forma implícita con el uso de ecuaciones. La categoría C requiere del diseño por capacidad para el refuerzo cortante en las columnas y otros elementos protegidos. Ambas categorías requieren detalle definido en forma específica para cada una.

**Categoría de diseño sísmico D.-** Para puentes en zonas en las que  $SD1 > 0.50$  g. Esta categoría requiere que se determine la demanda sísmica y que esta sea menor que la capacidad de desplazamiento obtenida de un análisis Pushover. Requiere además diseño por capacidad y un máximo nivel de detalle.

El espectro de diseño mostrado en la Fig. 1.1 proviene de la AASHTO 2006 con  $S_s=1.3$  g,  $S_1=0.6$  g,  $F_a=1.1$ ,  $F_v=1.5$ .

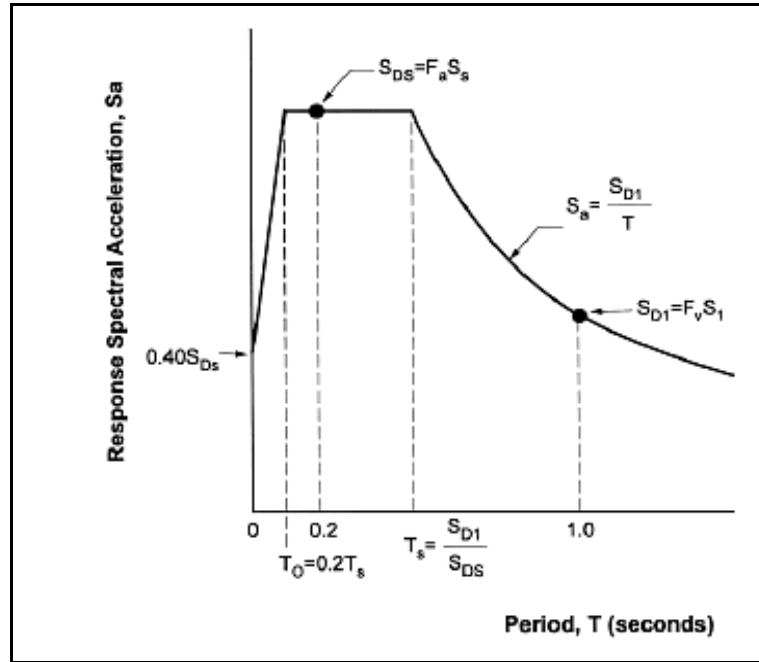


Fig. 2.1 Espectro de diseño AASTHO 2006

Para el caso de la norma AASHTO LRFD (Guide Specification for Seismic Isolation Design) de 2004, el espectro asociado es:

$$C_s = \frac{A * S}{T_{eff} * B} \quad \text{Ecuación (2.1)}$$

Dónde:

A: Aceleración efectiva máxima

S: Coeficiente del suelo

Teff: Período efectivo de la estructura

B: Coeficiente de amortiguamiento

El valor CS no necesita sobrepasar el valor 2.5\*A

Para la norma AASHTO Estándar 2001, el espectro es:

$$C_s = \frac{1.2 * A * S}{T^{2/3}} \quad \text{Ecuación (2.2)}$$

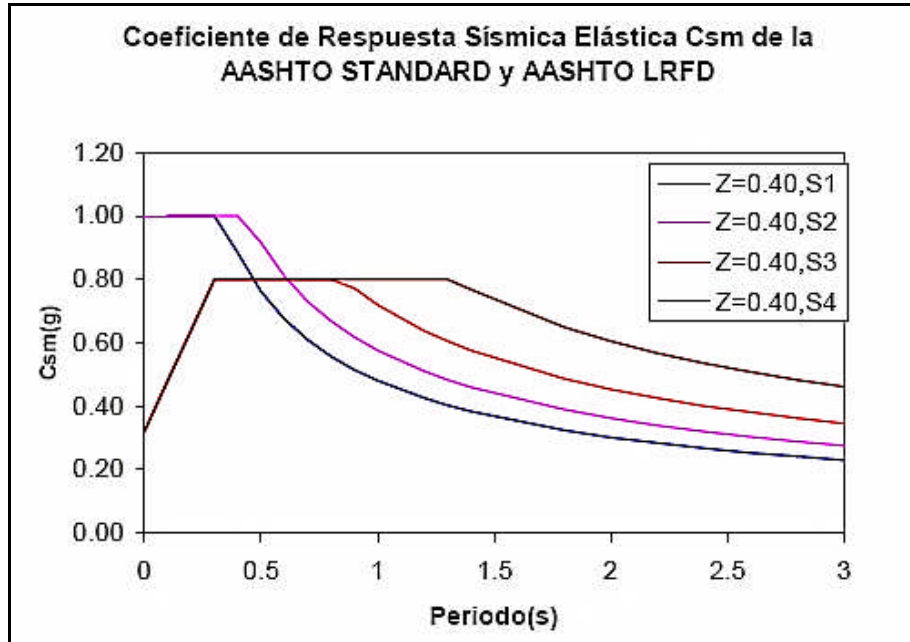
Dónde:

A: Aceleración efectiva máxima

S: Coeficiente del suelo

T: Período de la estructura

El valor CS no necesita sobrepasar el valor  $2.5 \cdot A$ .



**Fig. 2.2** Espectros Elásticos de Aceleración, para  $Z=0.4$  y S1 a S4

Para perfiles de suelo tipo III, IV, en zonas donde  $A \geq 0.3$ , el espectro está definido por la ecuación 2.3 (Ver Fig. 2.2).

$$C_{sm} = \frac{1.2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} \leq 2.0 \cdot A \quad \text{Ecuación (2.3)}$$

Para perfiles de suelo tipo III, IV, para otros modos de vibración diferentes al fundamental y cuyo período de vibración es menor de 0.3 segundos, el valor de  $C_{sm}$  se puede obtener de la ecuación 2.4.

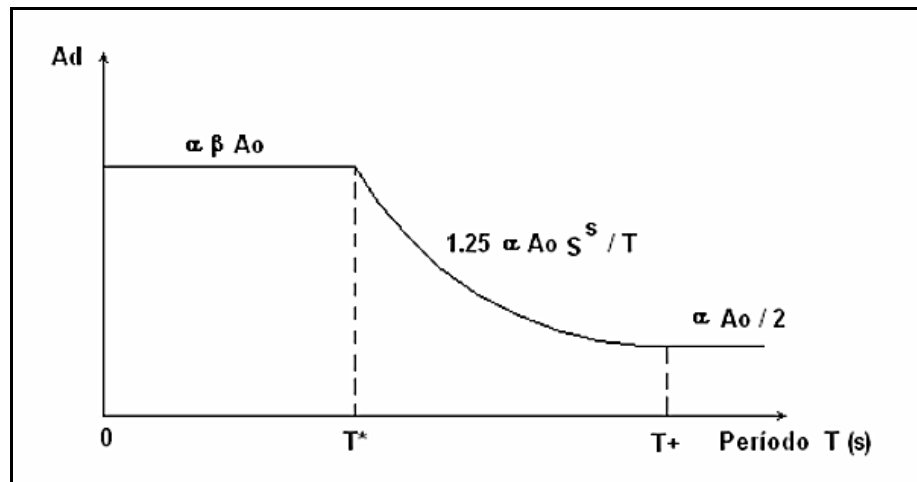
$$C_{sm} = A \cdot (0.8 + 4 \cdot T) , T < 0.3 \text{ segundos} \quad \text{Ecuación (2.4)}$$

Para estructuras en las cuales cualquier período de vibración  $T_m > 4.0$  segundos, el valor de  $C_{sm}$  está dado por la ecuación 2.5.

$$C_s = \frac{3 * A * S}{T^{4/3}}, T > 4.00 \text{ segundos} \quad \text{Ecuación (2.5)}$$

### Espectro Elástico del C.E.C. - 2000

El sismo de diseño viene dado en un Espectro que es un gráfico de aceleración máxima del suelo ( $A_d$ ) en gals vs el período de vibración de la estructura ( $T$ ) en segundos.



**Fig. 2.3** Espectro Elástico del Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000

Está dividido en tres segmentos compuesto de un primer segmento recto desde cero hasta un periodo menor a  $T^*$ ; una segunda sección que es curva en un periodo de  $T^*$  a  $T^+$  y por ultimo otra sección recta con un periodo mayor a  $T^+$ .

Las ecuaciones están definidas en el siguiente orden:

$$T < T^* \quad A_d = \alpha \beta A_0 \quad \text{Ecuación (2.6)}$$

$$T^* < T < T^+ \quad A_d = \frac{1.25 \alpha A_0 S^S}{T} \quad \text{Ecuación (2.7)}$$

$$T > T^+ \quad A_d = \frac{\alpha A_0}{2} \quad \text{Ecuación (2.8)}$$

Dónde:

$\alpha$  es el coeficiente de importancia de la estructura;

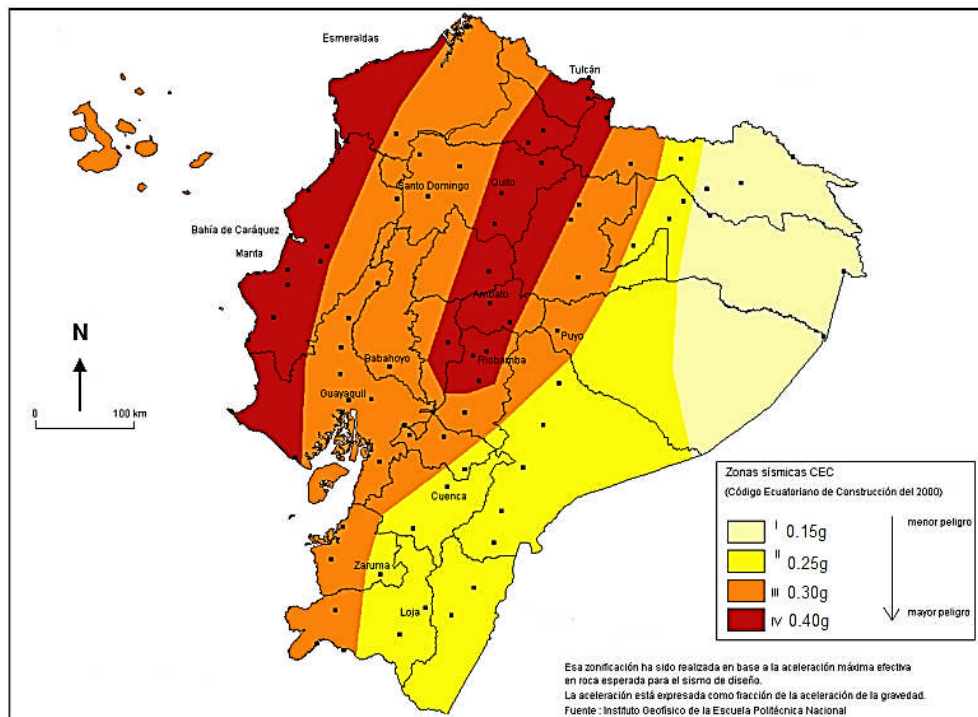
$\beta$ ,  $T^*$ ,  $T^+$ ,  $S$ , parámetros que dependen del perfil del suelo y están ubicados en la siguiente tabla:

Perfil del Suelo	$T^*$ (s)	$T^+$ (s)	$\beta$	S
S1	0.50	2.50	2.5	1.0
S2	0.52	3.11	3.0	1.2
S3	0.82	4.59	2.8	1.5
S4	2.00	10.0	2.5	2.0

*Tabla 2.1 Valores según el periodo para diferentes tipos de suelos.*

S es el factor de amplificación por efecto del tipo de suelo.

$A_d$  es la aceleración máxima del suelo y está definido en el mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador donde se considera cuatro zonas sísmicas.



*Fig. 2.4 Zonificación sísmica del Ecuador para propósito de diseño*

La zona de mayor peligrosidad sísmica del Ecuador está definida por una aceleración máxima del suelo en roca igual a 0.4 g., siendo g., la aceleración de la



gravedad y la menor peligrosidad está caracterizada por 0.15 g. La costa y la sierra están inmersas en la zona de mayor peligrosidad sísmica.

**Espectro de diseño de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 11):**

Según la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC-11) aprobada, ampliada y mejorada, establece que el espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $S_a$ , para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 2.5, consistente con el factor de zona sísmica  $Z$  (Figura 2.6 – Tabla 2.5), el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura (Tabla 2.6) y considerando los valores de los coeficiente de amplificación o de amplificación de suelo de las Tablas 2.2, 2.3 y 2.4. Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural  $T$  pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = n Z F a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c \quad \text{Ecuación (2.9)}$$

$$S_a = n Z F a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c \quad \text{Ecuación (2.10)}$$

Donde  $r=1$ , para tipo de suelo A, B o C y  $r=1.5$ , para tipo de suelo D o E. Asimismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (Periodo de retorno 475 años) y, normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno,  $Z$ , se definieron los valores de la relación de amplificación espectral,  $n$  ( $S_a/Z$ , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:  $n = 1.8$  (Provincias de la Costa), 2.48 (Provincias de la Sierra), 2.6 (Provincias del Oriente).



Los límites para el periodo de vibración  $T_c$  y  $T_L$  (éste último a ser utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos) se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación (2.11)}$$

$$T_L = 2.4 F_d \quad \text{Ecuación (2.12)}$$

No obstante, para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de  $T_L$  se limitarán a un valor máximo de 4 segundos. Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de  $S_a$  debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de periodo de vibración menores a  $T_0$ :

$$S_a = Z F_a \left( 1 + (n - 1) \frac{T}{T_0} \right) \quad \text{para } T \leq T_0 \quad \text{Ecuación (2.13)}$$

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación (2.14)}$$

***Coefficientes de amplificación o desamplificación dinámica de perfiles de suelo  $f_a$ ,  $f_d$  y  $f_s$ :***

En la Tabla 2.2 se presentan los valores del coeficiente  $F_a$  que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
E		1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05
F		Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota

**Tabla 2.2:** Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_a$

En la Tabla 2.3 se presentan los valores del coeficiente **F<sub>d</sub>** que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota

**Tabla 2.3:** Tipo de suelo y Factores de sitio **F<sub>d</sub>**

En la Tabla 2.4 se presentan los valores del coeficiente **F<sub>s</sub>** que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota

**Tabla 2.4:** Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo **F<sub>s</sub>**

Si de estudios de microzonificación sísmica realizados para una región determinada del país, se establecen valores de **F<sub>a</sub>**, **F<sub>d</sub>**, **F<sub>s</sub>** y de **S<sub>a</sub>** diferentes a los establecidos en esta sección, se podrán utilizar los valores de los mencionados estudios, prevaleciendo los de este documento como requisito mínimo.

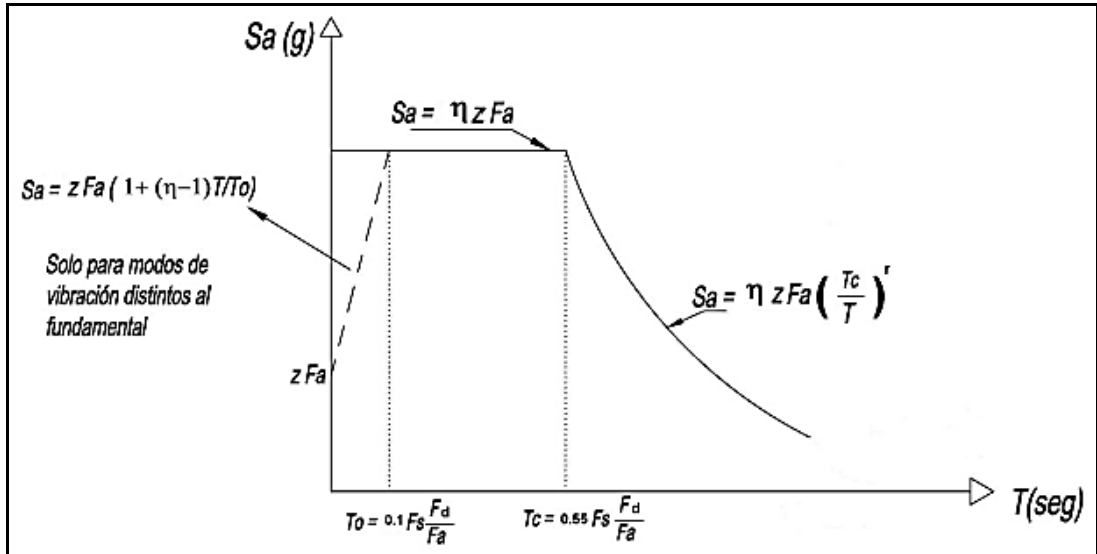


Fig. 2.5: Espectro sísmico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

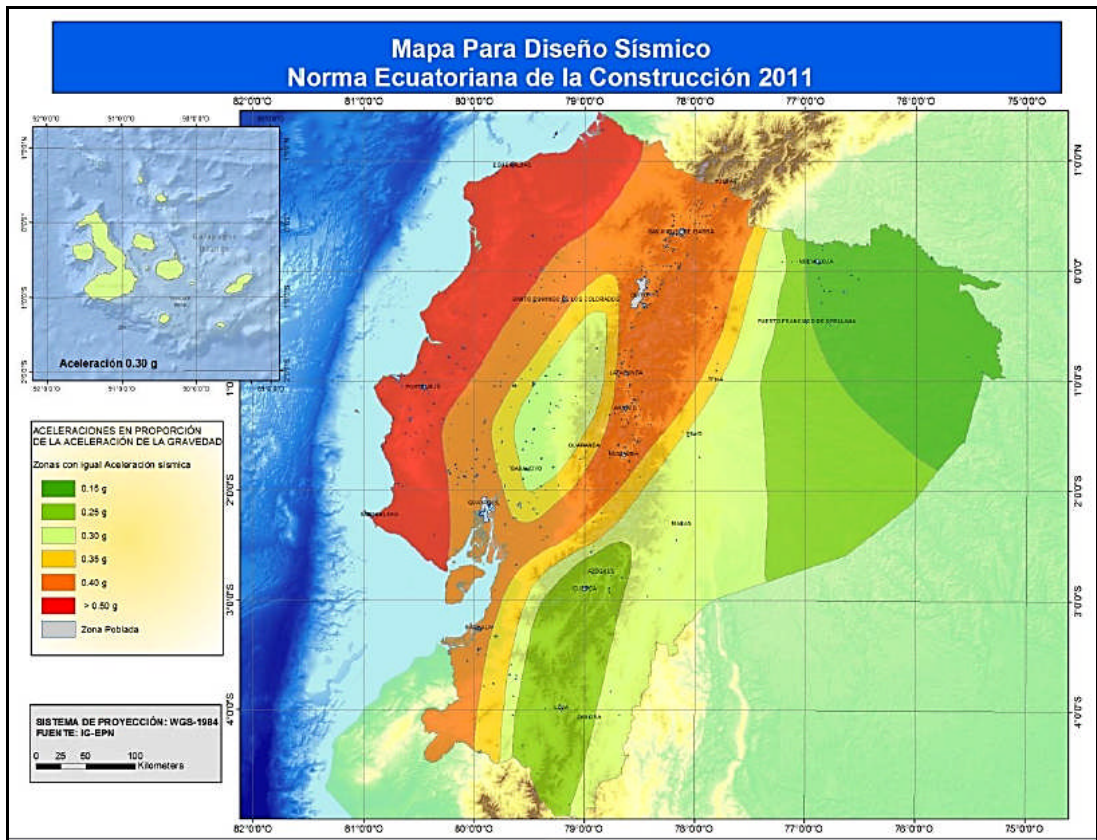


Fig. 2.6. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 2.5. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Mientras se ejecutan los estudios de microzonificación sísmica en los municipios que aún no los tienen, pueden utilizarse los requisitos establecidos en esta sección, los cuales son requisitos mínimos y no substituyen los estudios detallados de sitio. Para ese tipo de proyectos, los estudios de microzonificación sísmica deben incluir, como mínimo, los siguientes temas:

- Entorno geológico y tectónico, sismología regional, y fuentes sismogénicas.
- Espectro de Aceleración de diseño en roca y familias de acelerogramas a utilizar.
- Exploración geotécnica adicional a la requerida para el diseño de la cimentación.
- Estudio de amplificación de onda y obtención de los movimientos sísmicos de diseño en superficie.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > S_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
<b>E</b>	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
<b>F</b>	<p>Los perfiles de suelo tipo <b>F</b> requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p><b>F1</b>—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p><b>F2</b>—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (<b>H</b> &gt; 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p><b>F3</b>—Arcillas de muy alta plasticidad (<b>H</b> &gt; 7.5 m con índice de Plasticidad <b>IP</b> &gt; 75)</p> <p><b>F4</b>—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (<b>H</b> &gt; 30m)</p> <p><b>F5</b>—Suelos con contrastes de impedancia <math>\alpha</math> ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.</p> <p><b>F6</b>—Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>	

*Tabla 2.6. Clasificación de los perfiles de suelo*

## 2.2. Clasificación de Puentes

### 2.2.1 Puentes según su Estructura

#### PUENTES DE VIGAS

Consisten en varios de estos órganos, que, colocados paralelamente unos a otros con separaciones de 1,2 a 1,5 m, salvan la distancia entre estribos o pilas y soportan el tablero. Los puentes de vigas de hormigón armado o de acero pueden salvar tramos de 20 a 25 m; para distancias superiores se utilizan mucho el acero y el hormigón pretensado y, cuando la longitud es considerable, las vigas son compuestas. Se han construido algunos puentes con vigas de hormigón pretensado, de sección en "I", que salvan tramos de hasta 48 m.



*Fig. 2.7 Puente sobre estuario Rio Esmeraldas, Provincia de Esmeraldas*



*Fig. 2.8 Avances en el puente Bahía - San Vicente actualmente terminado*

## **PUNTES DE ARCOS**

Están constituidos básicamente por una sección curvada hacia arriba que se apoya en unos soportes o estribos y que abarca una luz o espacio vacío. En ciertas ocasiones el arco es el que soporta el tablero (arco bajo tablero) del puente sobre el que se circula, mediante una serie de soportes auxiliares, mientras que en otras de él es del que pende el tablero (arco sobre tablero) mediante la utilización de tirantes.

La sección curvada del puente está siempre sometida a esfuerzos de compresión, igual que los soportes, tanto del arco como los auxiliares que sustentan el tablero. Los tirantes soportan esfuerzos de tracción.



*Fig. 2.9 Puente Sal Si Puedes, Provincia de Bolívar (arco bajo tablero)*



*Fig. 2.10 Puente sobre el Rio Masahua, Provincia de Napo (arco sobre tablero)*

## **PUENTES COLGANTES**

De aspecto armonioso y extensa aplicación, salvan los más amplios tramos de todo el mundo, la estructura resistente básica está formada por los cables principales, que se fijan en los extremos del vano a salvar, y tienen la flecha necesaria para soportar mediante un mecanismo de tracción pura, las cargas que actúan sobre él.

Actualmente los puentes colgantes se utilizan casi exclusivamente para grandes luces; por ello, salvo raras excepciones, todos tienen tablero metálico.



El puente colgante es, igual que el arco, una estructura que resiste gracias a su forma; en este caso salva una determinada luz mediante un mecanismo resistente que funciona exclusivamente a tracción, evitando gracias a su flexibilidad, que aparezcan flexiones sobre este. Con excepción de las torres o pilares que soportan los grandes cables portantes y que están sometidos a esfuerzos de compresión, los demás elementos del puente, es decir, cables y tirantes, están sometidos a esfuerzos de tracción.



*Fig. 2.11* Puente sobre el Rio Napo (carretera E45), Provincia de Napo

## **PUENTES ATIRANTADOS.**

Los elementos fundamentales de la estructura resistente del puente atirantado son los tirantes, que son cables rectos que atirantan el tablero, proporcionándoles una serie de apoyos intermedios más o menos rígidos.

Pero no sólo ellos forman la estructura resistente básica del puente atirantado; son necesarias las torres para elevar el anclaje fijo de los tirantes, de forma que introduzcan fuerzas verticales en el tablero para crear los pseudo-apoyos; también el tablero interviene en el esquema resistente, porque los tirantes, al ser inclinados,

introducen fuerzas horizontales que se deben equilibrar a través de él. Por todo ello, los tres elementos, tirantes, tablero y torres, constituyen la estructura resistente básica del puente atirantado. El puente atirantado admite variaciones significativas, tanto en su estructura como en su forma; no hay más que pasar revista a una serie de puentes atirantados para ver las diferencias que hay entre ellos:

- Longitudinalmente pueden tener dos torres y ser simétricos, o una sola torre desde donde se atiranta todo el vano principal.
- Pueden tener dos planos de atirantamiento situados en los bordes del tablero, o un solo plano situado en su eje.
- Pueden tener muchos tirantes muy próximos, o pocos tirantes muy separados.
- Pueden tener tirantes paralelos, radiales, o divergentes
- Las torres se pueden iniciar en los cimientos, o se pueden iniciar a partir del tablero, de forma que el conjunto tablero-torres-tirantes se apoya sobre pilas convencionales.
- Las torres pueden tener diversas formas; pueden estar formadas por dos pilas, por una sola, pueden tener forma de A, forma de A prolongada verticalmente, etc.

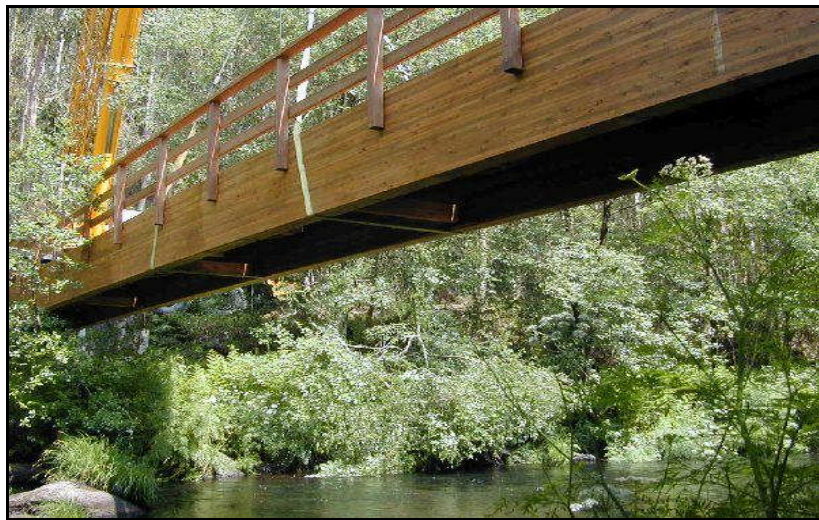


*Fig. 2.12 Puente sobre el Rio Pastaza, Provincia de Morona Santiago*

## 2.2.2 Puentes según los materiales

### PUENTES DE MADERA

Los puentes de madera se han utilizado eficientemente, con luces de hasta 20 m, en caminos de poca circulación, con vehículos livianos. La gran ventaja de este tipo de puentes es la reducción de costos al utilizar materiales y mano de obra de la misma zona.



*Fig. 2.13* Puente recto de 25 metros de luz con barandilla longitudinal de quitamiedos sobre el Rio Mandeo, España

### PUENTES METÁLICOS O DE ACERO

Los puentes de acero construidos en el país han permitido alcanzar luces importantes. Los puentes sobre vigas metálicas pueden vencer luces de hasta 45 m (similar al preesforzado tradicional), mientras que con puentes metálicos en celosías se ha alcanzado los 80 m, y con puentes metálicos en arco se ha llegado hasta 100 m, constituyendo luces respetables.



*Fig. 2.14* Puente sobre el Río Potosí, Provincia de los Ríos

## **PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO**

Tomando en cuenta lo expuesto anteriormente, para la realización de este trabajo se considerara únicamente los puentes isostáticos rectos que son aquellos donde se aplican las condiciones de equilibrio para calcular las solicitaciones internas y externas, que como ventajas tenemos:

- Gran simplicidad de cálculo estructural.
- Métodos de construcción más sencillos.
- Mejor adaptabilidad a suelos de mala calidad.

Pero también es necesario indicar algunas de las desventajas que presentan este tipo de puentes como son:

- Su gran peso propio.
- Salvan luces considerablemente menores.

Con estas aclaraciones se indicara únicamente el tipo de puentes que pueden ser analizados en este trabajo.

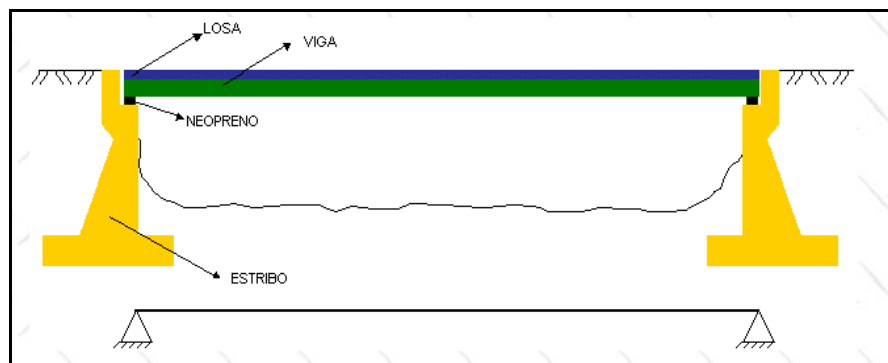
### **Puente de Vigas de Hormigón Armado.**

#### **Sistema Estructural**

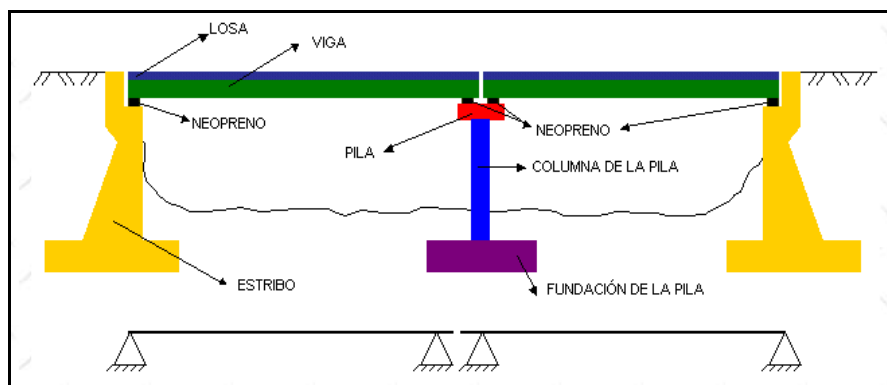
El sistema estructural básico está formado por unas vigas de hormigón armado apoyadas sobre los estribos o sobre las pilas y unidas por una Losa, también de hormigón armado. Los estribos, en éste y en todas las tipologías que se presentan a continuación son de hormigón armado.

Resulta adecuado para luces pequeñas de hasta 20 metros como máximo. (Figura 2.15). Permite salvar obstáculos de más longitud siempre que se dispongan pilas intermedias de forma que cada tramo tenga una luz inferior a 20 metros. (Figura 2.16).

Este tipo de puente se puede adecuar muy bien para el paso de vehículos, pues las vigas se pueden diseñar de tal manera que puedan soportar la carga provocada por el paso de camiones.



*Fig. 2.15 Esquema longitudinal y sección transversal tipo de un puente de vigas de hormigón. Fuente: Raventós (2000)*



**Fig. 2.16** Esquema longitudinal y sección transversal tipo de un puente de vigas de hormigón con una pila intermedia. Fuente: Raventós (2000)

### Etapas Constructivas

- Desbroce y limpieza del terreno.
- Replanteo.
- Excavación.
- Construcción de la pila (o pilas) y los estribos.
- Encofrado de las vigas del primer tramo.
- Ferrallado y hormigonado de las vigas del primer tramo.
- Desencofrado de las vigas del primer tramo y construcción de las del segundo tramo.
- Colocación de las prelosas (o del encofrado), hormigonado de la losa y acabados.

### Características Necesarias del Terreno

No son necesarias unas características especiales del Terreno, pues la transmisión de cargas es prácticamente vertical y se puede prever un reparto adecuado de las Tensiones. De todas maneras es preferible apoyar las pilas directamente sobre roca y, cuando no sea posible, tener en cuenta el tipo de terreno y la tensión máxima admisible que puede soportar.

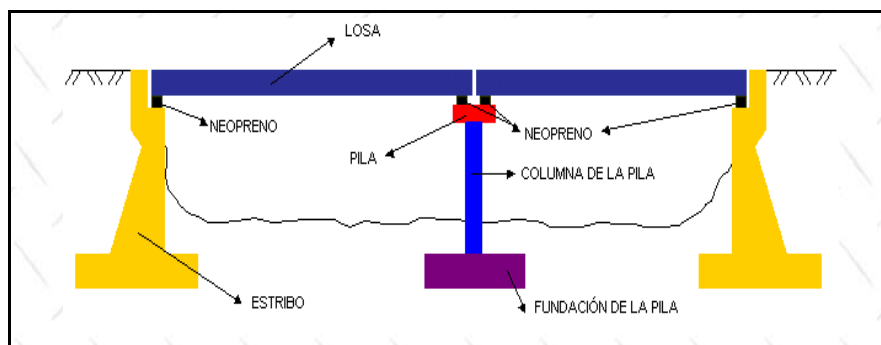
## Ventajas e Inconvenientes

Esta tipología se adapta muy bien a grandes solicitaciones. Puede ser muy adecuada para puentes vehiculares. Por otro lado, puede no ser la solución más recomendable si el uso es exclusivamente peatonal, por resultar más cara que otras, y también hay que considerar que no necesita demasiado mantenimiento.

## Puente Losa de Hormigón Armado

El sistema estructural básico está formado por una losa de hormigón armado apoyada sobre los estribos o sobre las pilas. (Figura 2.17). Es adecuado para luces pequeñas de hasta 10 metros. Permite salvar obstáculos de más longitud siempre que se dispongan pilas intermedias, si bien es más frecuente utilizar esta tipología para pequeños puentes de un vano.

Este tipo de puente es adecuado para el paso de vehículos, pues el canto y el armado de la losa se pueden adaptar a las solicitaciones previstas.



**Fig. 2.17** Esquema longitudinal y sección transversal tipo de un puente con losa maciza de hormigón armado. Fuente: Raventós (2000).

## Etapas Constructivas

- Desbroce y limpieza del terreno.
- Replanteo.



- Excavación.
- Construcción de los estribos y las pilas intermedias (si las hubiere).
- Montaje andamios y encofrados.
- Ferrallado y hormigonado de la losa.
- Desencofrado
- Acabados.

### **Características Necesarias del Terreno**

Al igual que el puente anterior, no son necesarias unas características especiales del terreno, pues la transmisión de cargas es prácticamente vertical y se puede prever un reparto adecuado de las tensiones, si bien es preferible apoyar las zapatas directamente sobre roca.

### **Ventajas e Inconvenientes**

Sólo permite cubrir luces pequeñas y en general inferiores a 10 metros. Esta tipología se puede adaptar bien a distintos usos: peatonal y vehicular. La sección se adaptará a su uso. En aquellos puentes en que las solicitaciones previstas sean muy grandes, es necesario estudiar si resulta más conveniente usar esta solución o la de un puente de vigas de hormigón. No necesita demasiado mantenimiento.

### **2.3. Factor de reducción de las fuerzas sísmicas ( R )**

Generalmente en los códigos de diseño sismo resistente se suele usar este factor R de reducción de fuerza sísmica para tomar en cuenta la incursión de la estructura en el rango no lineal, casi siempre se considera que R solo depende de la ductilidad de la estructura, pero no es así R, es el producto de 4 factores,  $R_u$  que considera



ductilidad,  $R_{\Omega}$  que considera la sobre resistencia de la estructura,  $R_R$  que considera la redundancia y  $R_{vg}$  que considera el paso de sistemas de 1 gdl a múltiples grados de libertad, el tema es muy extenso, pero lo que es realmente importante es no ver a  $R$  como un factor de reducción, lo que en realidad se hace es delimitar las demandas de ductilidad de la estructura,  $R$  fija los niveles de diseño y también las deformaciones inelásticas de la estructura.

$$R = R_{\mu} * R_{\Omega} * R_R * R_{vg} \quad \text{Ecuación (2.15)}$$

Existen otras propuestas, muy similares a la ecuación (2.15) en la que cambian el factor  $R_{vg}$  por el factor de amortiguamiento  $R_{\xi}$ . Uang (1991), Whittaker *et al* (1999), Elnashai and Mwafy (2002).

$$R = R_{\mu} * R_{\Omega} * R_R * R_{\xi} \quad \text{Ecuación (2.16)}$$

Cuando la estructura ingresa al rango no lineal, disipa energía por histéresis (daño). El factor de amortiguamiento  $\xi$  se incrementa conforme más se daña la estructura. El factor  $R_{\mu}$  es un factor de reducción debido a disipación de energía y existen trabajos que consideran el amortiguamiento  $\xi$  en el valor de  $R_{\mu}$  de tal manera que se tiene un factor  $R_{\mu\xi}$ . Riddell y Newmark (1979). En otras palabras los factores  $R_{\mu}$  y  $R_{\xi}$  pueden formularse en un solo factor  $R_{\mu\xi}$ .

El ATC-19 (1995) considera que el factor  $R$  es igual al producto de tres factores, pasando de la ecuación (2.17) a:

$$R = R_{\mu} * R_{\Omega} * R_R \quad \text{Ecuación (2.17)}$$

En este trabajo se utilizara el factor de reducción de las fuerzas sísmicas producto de la multiplicación de los factores de redundancia ( $R_R$ ), de ductilidad ( $R_{\mu}$ ) y de sobre resistencia ( $R_{\Omega}$ ).



El factor de ductilidad ( $R_\mu$ ) se ha obtenido en base a estudios realizados con anterioridad, específicamente cuatro trabajos. El primero de ellos analizado por Aguiar y Guerrero (2006), otro por Aguiar y Gonzales (2006) y finalmente dos trabajos por Aguiar, Romo y Aragón (2007), prácticamente en los últimos trabajos se obtuvo el factor de ductilidad con 80 acelerogramas y 112 acelerogramas de pequeña magnitud.

Sabiendo que el factor de sobre resistencia ( $R_\Omega$ ) depende del período natural de vibración de la estructura y del sistema resistente ante cargas laterales se analizaron 432 edificaciones de uno a seis pisos, este análisis demostró que el factor de sobre resistencia depende de la deriva de piso, este análisis fue realizado por Aguiar, Mora y Guadalupe (2007).

Finalmente el factor de redundancia ( $RR$ ) obtenido del análisis de 432 edificaciones de uno a seis pisos. Para este análisis se realizaron cálculos basados en la metodología de TSOPELAS y HUSAIN (2004) en la cual se halla el índice de resistencia y el índice de redundancia, con algunos cambios al introducir la metodología propuesta por Aguiar, este estudio fue realizado por Bernal (2008).

### 2.3.1 Factor de ductilidad ( $R_\mu$ )

Para determinar el factor de reducción por ductilidad se obtuvo la ecuación 2.18 la cual es producto de las investigaciones y trabajos realizados en anteriores tesis, mencionadas.

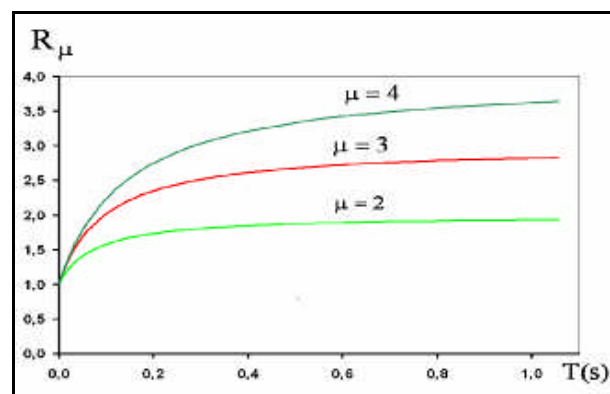
$$R_\mu = 1 + (\mu - 1) \left[ \frac{aT(1 - 0.165\mu)}{aT(1 - 0.165\mu) + 4900} \right] \quad \text{Ecuación (2.18)}$$

Los valores de (a) para los cuatro tipos de suelo, se indican en la tabla 2.7 y T es el periodo de la estructura.

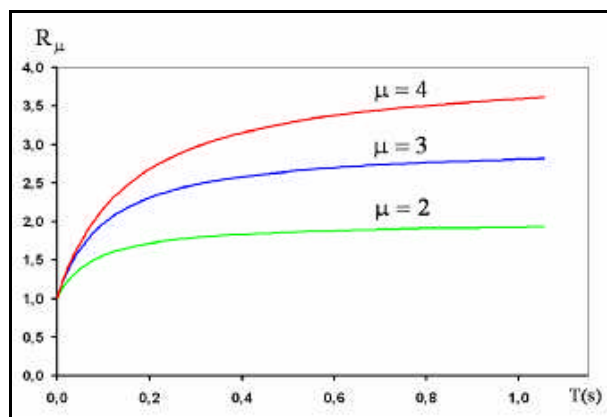
Variable	Suelo S1	Suelo S2	Suelo S3	Suelo S4
A	100500	91000	73600	38900

*Tabla 2.7 Valores obtenidos para la variable (a) según el tipo de suelo.*

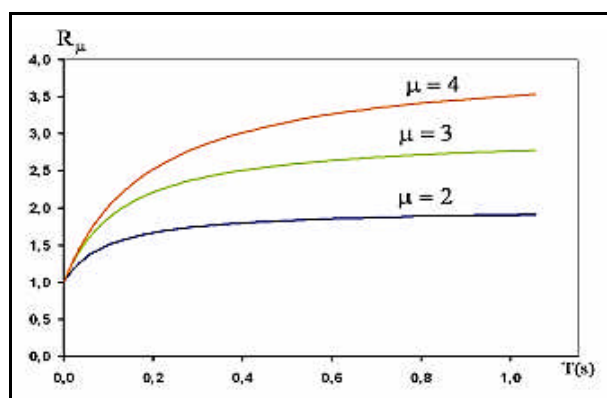
En base a la ecuación 2.18 se obtuvieron las figuras 2.18, 2.19, 2.20, 2.21, en las cuales se representa la tendencia de las curvas para ductilidades de 2, 3 y 4 y para los cuatro tipos de suelo, donde esta tendencia es parabólica la cual parte de uno y va disminuyendo según el tipo de suelo, es decir mientras el suelo presenta propiedades mecánicas desfavorables el factor de ductilidad disminuye y viceversa. Consideremos que la ecuación 2.18 se encuentra en función de la ductilidad por lo tanto si la ductilidad presenta una disminución. El factor de ductilidad tiende a comportarse de una manera asintótica en dirección a las ordenas que en este caso es el eje de los períodos, y el factor de ductilidad tiende a ser uno, esta ecuación también se encuentra en función del período, si éste tiende a cero el factor de ductilidad tiende a ser uno, por lo tanto a un mayor período existirá una mayor prolongación de la curva, por lo tanto establecemos que el período es directamente proporcional al factor de ductilidad observando el comportamiento de las gráficas, expuestas a continuación:



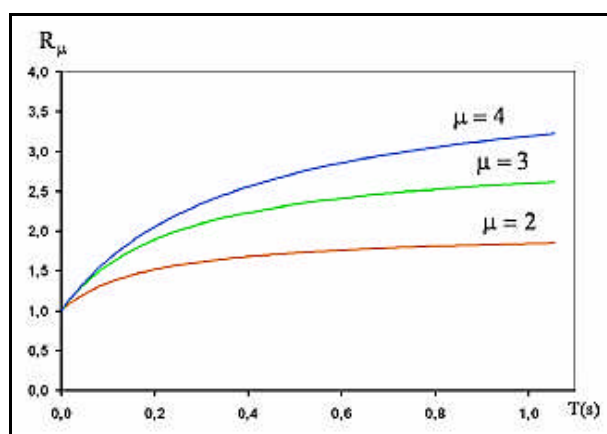
*Fig. 2.18 Factor de ductilidad en función del período con ductilidades de 2, 3,4 para tipo de suelo S1*



**Fig. 2.19** Factor de ductilidad en función del período con ductilidades de 2, 3,4 para tipo de suelo S2



**Fig. 2.20** Factor de ductilidad en función del período con ductilidades de 2, 3,4 para tipo de suelo S3



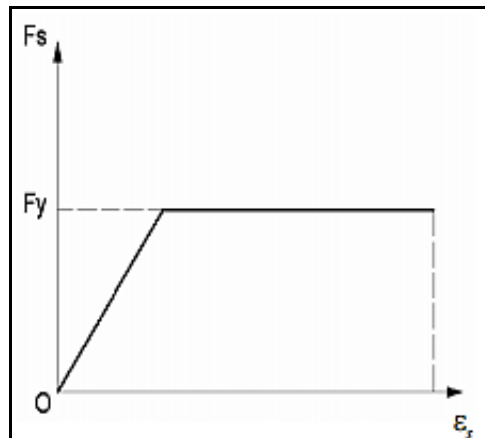
**Fig. 2.21** Factor de ductilidad en función del período con ductilidades de 2, 3,4 para tipo de suelo S4

### 2.3.2 Factor de sobre resistencia ( $R_{\Omega}$ )

El factor de sobre resistencia se define como la relación de  $V_0$  el mismo que representa el cortante basal y  $V_u$  que representa el cortante basal último, teniendo éste la capacidad máxima de absorber el cortante basal.

De acuerdo a diferentes análisis realizador los mismos que concluyen que al realizar inspecciones en vigas y columnas tenemos un momento último de diseño  $M_u$  que está dado por un modelo elasto-plástico representado en la figura 2.22, pero en la realidad la viga o columna soportan mayores momentos  $M_u^*$ , en éste preciso instante se da lugar a una sobre resistencia que se expresa en la ecuación 2.19.

$$R_s = \frac{M_u^*}{M_u} \quad \text{Ecuación (2.19)}$$



**Fig. 2.22** Modelo elasto perfectamente plástico (Acero)

Considerando que existen muchos factores que influyen en la sobre resistencia y con el fin de desarrollar un mejor conocimiento de éste fenómeno se permitirá su aplicación al relacionarlo con el factor de reducción de respuesta sísmica, considerando las formas, las irregularidades individuales que son propias de cada estructura.



En la tabla 2.8 se expresa los valores obtenidos de la sobre resistencia, los cuales representan el trabajo realizado por varios investigadores.

Investigadores	Casos estudiados	$R_{\Omega}$
Osteraas y Krawlinker (1990)	Pórticos resistentes a momento	2.1 – 6.5
	Pórticos perimetrales	1.8 – 3.5
	Pórticos con diagonales concéntricas	2.2 – 2.8
Uang y Maaruf (1993)	Edificio de acero de 13 pisos	4.0
	Edificio de hormigón de 6 pisos	1.9
Hwang y Shinozuka (1994)	Edificio de hormigón de 4 pisos	2.2

**Tabla 2.8** Valores de sobre resistencia obtenidos por varios investigadores.

Otros estudios relacionados a la sobre resistencia determinan los valores RS para diferentes estructuras dados por: Fischinger, Fafjar y Vidic (1994) para edificios de hormigón armado de mediana y baja altura con valores de RS comprendidos entre 1.6 a 4.6, Panagiotakos y Fardis (1998) para edificios de hormigón armado con valores de RS comprendidos entre 2.0 y 2.5, Einashai Y Mwafi (2002) para Edificios de hormigón armado de mediana altura e irregularidad vertical con valores de RS comprendido entre 2.0 - 3.0. Al observar éstos valores podemos concluir que la sobre resistencia varía según la altura que presenta el edificio, por la irregularidad tanto en planta como en elevación, por el número de pórticos, por el cambio de secciones en los elementos estructurales, etc.

El factor de sobre resistencia fue analizado por Aguiar, Mora y Guadalupe (2007), para el cual se estudiaron 432 edificios de 1 a 6 pisos, en el que cabe destacar que se demostró que el factor  $R_{\Omega}$  depende de la deriva de piso.

Para esto se ha presentado una metodología que halla la sobre resistencia de un edificio de hormigón armado en función de la deriva máxima de piso, para ello se analizó a partir de la curva de capacidad sísmica resistente que relaciona el desplazamiento lateral máximo con el cortante basal, a raíz de ésta investigación se obtiene en primer lugar la curva de deriva global vs. el cortante basal; luego la curva



de deriva máxima en función del cortante basal y finalmente la relación entre deriva máxima de piso vs la sobre resistencia, para posteriormente indicar que el tener estribos dobles con relación a estribos simples no influye mayormente en los valores de la sobre resistencia en función de la deriva de piso, se incrementa los valores en una forma muy pequeña.

Al realizar varios procesos de análisis por medio del programa DISIPA y la obtención de curvas de sobre resistencia tanto en vigas como en columnas se determinó que si la deriva de piso máxima permitida es baja, los valores de dicho factor son altos, por lo tanto concluimos que existe una relación inversa.

Finalmente el factor de sobre resistencia no solamente depende de la sección, del tipo de estribo, sea éste doble, simple, con gancho, sino también se encuentra en función de la deriva máxima de piso.

### **2.3.3 Factor de Redundancia ( $R_R$ )**

El factor de redundancia se encuentra en función del número de elementos estructurales que tenga la edificación y del número de pórticos, esto se da a que al tener una mayor presencia de estos elementos se obtendrá una mayor formación de rótulas plásticas, cabe destacar que no solamente se debe considerar el número de rótulas de la estructura, sino también el porcentaje que ésta permita incursionar en el rango no lineal.

El factor de redundancia  $R_R$  mide la capacidad de incursionar la estructura en el rango no lineal. La capacidad de una estructura en redistribuir las cargas de los elementos con mayor sollicitación a los elementos con menor sollicitación. Se evalúa como la relación entre el cortante basal máximo  $V_U$  con respecto al cortante basal cuando se forma la primera articulación plástica  $V_1$ .



$$R_R = \frac{V_U}{V_1}$$

Ecuación (2.20)

Con esta definición el factor de redundancia será siempre mayor que la unidad, ya que una estructura que no tenga redundancia y en la cual se forme la primera rótula plástica, y colapse se tendrá que  $V_U = V_1$ .

El ATC-19 (1995) recomienda los valores de RR indicados en la tabla 2.9 los mismos que están en función del número de ejes de columnas. Para estructuras que tengan 5 o más ejes de columnas el factor de RR es mayor a la unidad pero no indica que tan mayor.

Número de ejes por columnas	$R_R$
2	0.71
3	0.86
4	1.00

*Tabla 2.9 Valores de  $R_R$  propuestos por el ATC-19 (1995).*

#### 2.4. Socavación de suelos en puentes

La socavación es un fenómeno natural causado por la acción erosiva del agua que arranca y acarrea material del lecho y de las bancas de un río y es una de las principales causas de falla de los puentes, especialmente durante épocas de creciente.

La socavación en puentes ocurre en las pilas, en los estribos, en los terraplenes de acceso, o en las laderas del río y puede llegar a poner en peligro la estructura. La necesidad de minimizar las fallas de puentes, que es un problema prácticamente en todos los países del mundo, ha llevado a desarrollar una gran cantidad de investigaciones especialmente usando modelos de laboratorio a escala con el fin de establecer metodologías para calcular la máxima profundidad de socavación que puede afectar a una estructura.





Para poder analizar el problema de la socavación en pilas de puentes, es necesario tener en cuenta las variables que influyen en el problema. Se ha demostrado que la profundidad máxima de socavación (**ds**) depende de los siguientes factores:

- Densidad del agua (**r**).
- Velocidad de aproximación del flujo (**V**).
- Profundidad de flujo (**Y**).
- Diámetro medio de los sedimentos (**D**).
- Ancho efectivo de la pila (**b**).
- Aceleración de la gravedad (**g**).
- Viscosidad cinemática del fluido (**n**).
- Gravedad específica del material del lecho (**Gs**).
- Desviación estándar de la gradación del material (**s g**).
- Forma de la pila (**K<sub>f</sub>**).
- Alineamiento de la pila con la dirección del flujo.

#### 2.4.1 Tipos de socavación

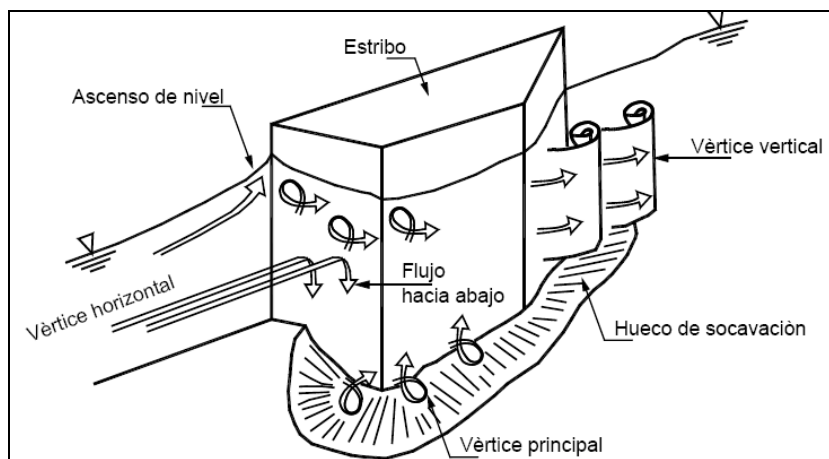
**Socavación normal o general:** Se entiende por socavación general el descenso del fondo de un río que se produce al presentarse una creciente y es debida al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente, en virtud de su mayor velocidad.

La erosión del fondo de un cauce definido por el cual discurre una corriente es una cuestión de equilibrio entre el aporte sólido que pueda traer el agua a una cierta sección y el material que sea removido por el agua de esa sección y al aumentar la velocidad del agua, aumenta también la capacidad de arrastre.

**Socavación en estrechamientos:** Se entiende por socavación en estrechamientos la que se produce por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción de área hidráulica en su cauce. El efecto es muy importante en puentes, donde por lo común y por razones de economía suelen ocurrir las mencionadas reducciones, si bien puede presentarse en otros lugares del curso del río, en que un estrechamiento más o menos brusco tenga lugar. Los cambios que la presencia de un puente impone a la corriente son principalmente los siguientes:

- Cambio de la velocidad del flujo del agua en el cauce principal.
- Cambio en la pendiente de la superficie libre del agua, hacia arriba y hacia abajo del puente. Esto origina un mayor arrastre del material del fondo en la sección del cauce y, cuando ello es posible, un ensanchamiento del cauce.

**Socavación local en estribos:** Desde el punto de vista de definición, la socavación local en estribos es análoga a la que se presenta en las pilas de los puentes, sin embargo, se le distingue por existir algunas diferencias en los métodos teóricos y aun experimentales para su evaluación.

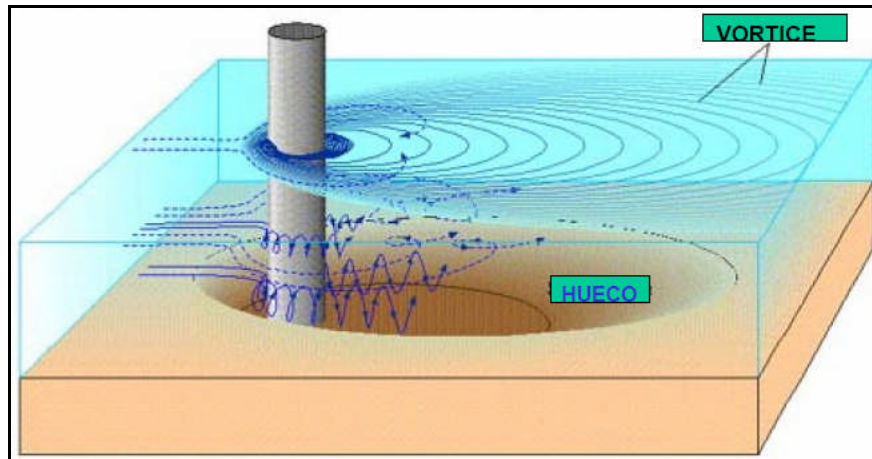


**Fig. 2.23** Socavación en estribos de puentes



*Fig. 2.24 La turbulencia es muy fuerte junto a los estribos*

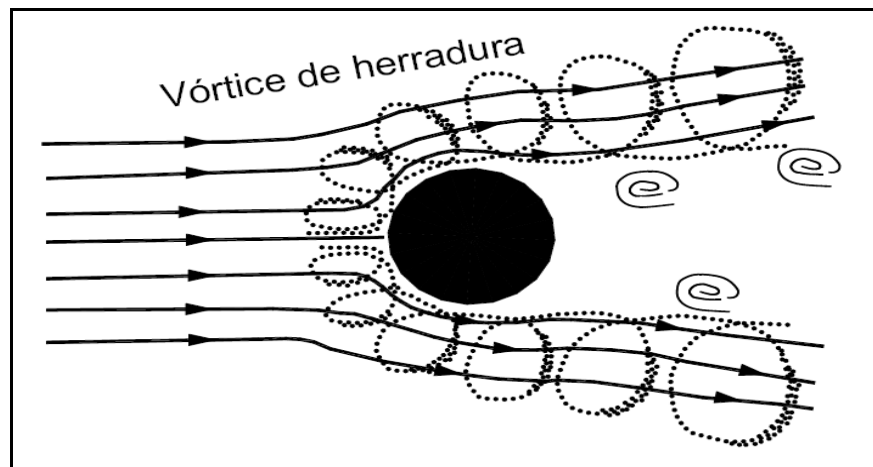
**Socavación local en pilas:** Cuando se coloca una pila de puente en la corriente de un río se produce un cambio en las condiciones hidráulicas de ésta, y, por lo tanto, en su capacidad para producir arrastre sólido. Si la capacidad de arrastre supera localmente el aporte del gasto sólido del río, ocurrirá en la pila una socavación local.



*Fig. 2.25 Vórtices o remolinos junto a la pila*

Es evidente que el conocimiento de la profundidad a que puede llegar este efecto erosivo es de fundamental importancia en el diseño de cimentaciones poco profundas para puentes, pues una falla seria de juicio en esta cuestión conlleva la destrucción

total de la estructura o la adopción de profundidades antieconómicas y excesivas, que complican seriamente los procedimientos de construcción.



*Fig. 2.26 Planta del vórtice en una pila*

#### **2.4.2 Métodos de cálculo**

Se considerara únicamente el cálculo de socavación para los estribos en vista que este trabajo está dirigido a luces no mayores a 40 metros en los cuales por lo general no es necesario la colocación de pilas intermedias.

#### **Cálculo de la socavación local en estribos.**

La socavación local en estribos depende de la interacción del flujo obstruido por el estribo y el enfoque de la vía y el flujo en el cauce principal. El caudal que retorna al cauce principal no es una función simple de la longitud de la estructura y es precisamente la longitud del estribo que se opone al paso del agua el parámetro más importante que interviene en el cálculo de la profundidad de socavación local. Socavación más severa ocurre cuando la mayor parte del flujo de las laderas es obstruido y obligado a pasar abruptamente por la abertura del puente. Menos socavación ocurre si el flujo obstruido en las laderas regresa gradualmente al cauce principal en el puente.



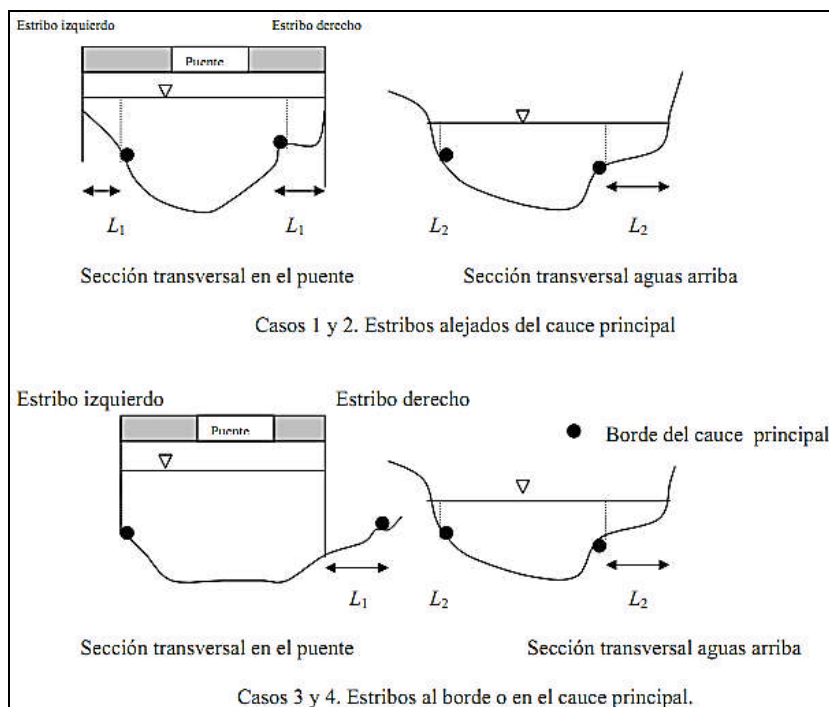
Un método simple para determinar la longitud del estribo que se opone al paso del agua es superponer la estructura del puente a la del cauce aguas arriba y ver qué tanto cada estribo obstruye el paso del agua. Esto resulta válido para puentes por construir, pero no es así cuando el puente ya está construido y el cauce natural está afectado por los terraplenes de acceso. En este caso, se recurre a comparar una sección de aguas arriba con la sección en el puente, las que pueden ser diferentes en el ancho del cauce principal y estar afectadas por los terraplenes de aproximación, por lo que en vez de superponerlas mecánicamente, es mejor analizar el comportamiento real del flujo y determinar a criterio lo que de verdad el estribo está obstaculizándolo. Para ello, hay que definir en el campo cuales son los extremos del cauce principal, o sea el que lleva agua durante crecientes de cierta frecuencia. Esto se determina por observación directa de cambios de pendiente en la sección transversal, cambios de color en el suelo o en la vegetación o cualquier otro indicio que lleve a diferenciar el cauce principal del cauce de inundaciones.

La Figura 2.27 ilustra algunas de los casos que se pueden presentar dependiendo de la ubicación del estribo y de los niveles de inundación tanto en la zona del puente como en la sección transversal aguas arriba.

L1 = longitud entre el borde del cauce principal y la pared del estribo (izquierdo o derecho)

L2 = longitud entre el borde del cauce principal y el punto de intersección del agua con la ladera.

L = longitud del estribo que se opone al paso del agua



**Fig. 2.27** Algunos casos de obstrucción de estribos.

Las longitudes se consideran positivas cuando se miden desde el borde del cauce principal hacia el exterior y negativas si se miden desde aquel hacia el interior del cauce.

- **Caso 1.** Estribo izquierdo,  $L_1 > L_2$

$$L = L_2 - L_1; L = \text{negativo y por lo tanto el estribo no obstruye el paso del agua}$$

$$L = 0$$

- **Caso 2.** Estribo derecho,  $L_2 > L_1$

$$L = L_2 - L_1$$

- **Caso 3.** Estribo izquierdo,  $L_1 = 0$

$$L = L_2 - L_1;$$

$$L = L_2$$

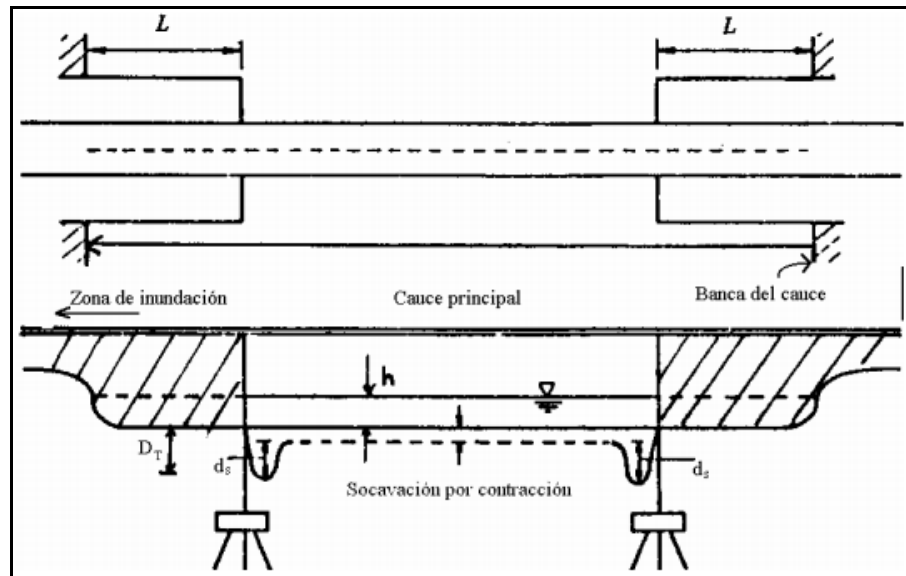
- **Caso 4.** Estribo derecho,  $L_1 = \text{negativo}$

$$L = L_2 - (-L_1)$$

$$L = L_2 + L_1$$

### Método de Liu, Chang y Skinner.

El método se basa en una ecuación resultante de estudios de laboratorio y análisis dimensional realizado en 1961 y se aplica para las siguientes condiciones que se ilustran en la Figura 2.28



*Fig. 2.28 Estribos que se prolongan hasta el cauce principal y no existe flujo en la zona de inundación. HEC-18, 1993.*

- Socavación en lecho móvil
- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal.
- No existe flujo sobre las bancas del cauce de inundación.
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ( $L/h < 25$ ).
- Flujo sub-crítico.
- Lecho del cauce arenoso.
- Las ecuaciones deben ser ajustadas por un factor de corrección  $K_\theta$  para considerar el efecto del ángulo de ataque del flujo.
- Los valores de las profundidades de socavación deben ser incrementados en un 30% cuando se presentan dunas en el cauce de aproximación al estribo.



- Si existe lecho plano o lecho con antidunas, las ecuaciones deben aplicarse tal como se exponen a menos que las antidunas ocurran en el estribo, caso para el cual la profundidad de socavación debe incrementarse en un 20%.

$$\frac{d_s}{h} = K_f \left( \frac{L}{h} \right)^{0.4} F_r^{0.33} \quad \text{Ecuación (2.21)}$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad \text{Ecuación (2.22)}$$

$d_s$  = profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hueco de socavación [m]

$h$  = profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal [m]

$L$  = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua [m]

$F_r$  = número de Froude en la sección de aguas arriba

$V$  = velocidad media del flujo aguas arriba [m/s]

$K_f$  = coeficiente de corrección por la forma del estribo

$K_f = 1.1$  para estribos con pared inclinada hacia el cauce

$K_f = 2.15$  para estribos con pared vertical.

### **Método de Artamonov.**

Este método permite determinar no solamente la profundidad de socavación al pie de estribos sino también al pie de espigones. Depende de los siguientes factores:

- Porción del caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente  $Q_1$  o  $Q_2$  (Figura 2.29).
- Talud que tienen los lados del estribo (mH: 1.0V).
- Ángulo entre el eje longitudinal de la obra y la corriente ( $\theta$ ).



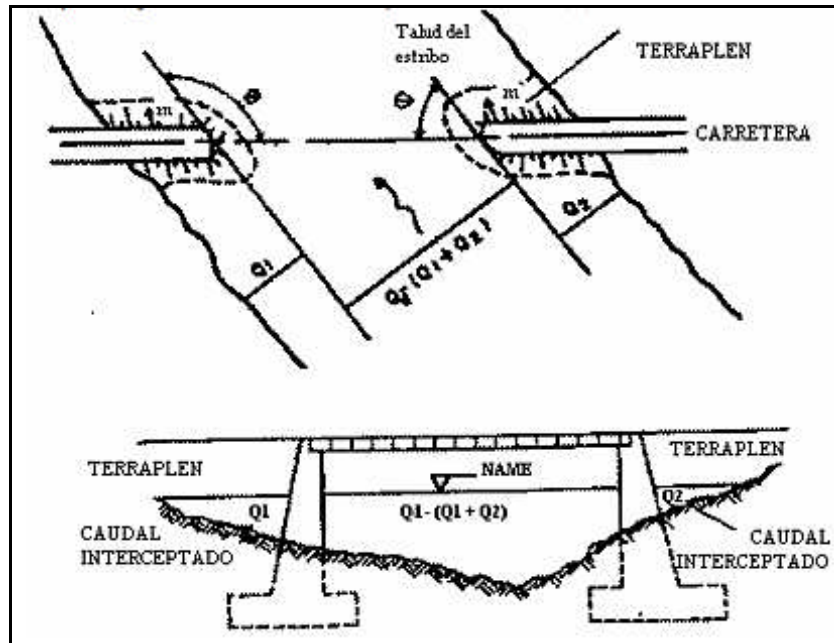


Fig. 2.29 Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (1992).

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h \quad \text{Ecuación (2.23)}$$

- $H_T$  = profundidad del agua al pie del estribo medida desde la superficie libre de la corriente.
- $K_\theta$  = coeficiente que depende del ángulo que forma el eje de la obra con la corriente. Tabla 2.10.
- $K_Q$  = coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo  $Q_1$  o  $Q_2$  y el caudal total  $Q_d$  que escurre por la sección transversal. Tabla 2.11.
- $K_m$  = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo. Tabla 2.12.
- $h$  = tirante de agua en la zona cercana al espigón o estribo antes de la socavación.

$\theta$	20°	60°	90°	120°	150°
$K_\theta$	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

Tabla 2.10 Coeficiente de corrección  $K_\theta$ . Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).



$Q_v/Q_d$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
$K_Q$	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

**Tabla 2.11** Coeficiente de corrección  $K_Q$ . Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).

Talud $m$	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
$K_m$	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

**Tabla 2.12** Coeficiente de corrección  $K_m$ . Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).

La siguiente ecuación se usa cuando el puente no está sesgado con relación al flujo ( $\theta = 90^\circ$ ) y la pared de los estribos es vertical:

$$H_T = K_Q h \quad \text{Ecuación (2.24)}$$

### **Método de Laursen.**

Laursen en la década de los ochenta sugirió dos ecuaciones basándose en el razonamiento sobre el cambio en las relaciones de transporte debido a la aceleración del flujo causada por el estribo, una para socavación en lecho móvil y otra para socavación en agua clara aplicables para las siguientes condiciones (HEC-18, 1993):

- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal.
- Estribos con pared vertical.
- No existe flujo sobre las bancas del cauce de inundación.
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ( $L/h < 25$ ).
- Las ecuaciones dan profundidades de socavación máximas e incluyen el efecto de la socavación por contracción, por lo que para estas ecuaciones no se debe incluir el efecto de la contracción del cauce para obtener la socavación total.
- Se recomienda que las ecuaciones se apliquen para valores máximos de  $d_s/h$  igual a 4.0.



- Las ecuaciones dadas por Laursen deben resolverse por tanteos.
- Las ecuaciones deben ser ajustadas por un factor de corrección  $K_\theta$  para considerar el efecto del ángulo de ataque del flujo, (Ver, Ecuación 2.33).

### Socavación en lecho móvil.

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{d_s}{h} \left[ \left( \frac{d_s}{11.5h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right] \quad \text{Ecuación (2.25)}$$

### Socavación en agua clara

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{d_s}{h} \left[ \frac{\left( \frac{d_s}{11.5h} + 1 \right)^{7/6}}{\left( \frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.5}} - 1 \right] \quad \text{Ecuación (2.26)}$$

$$\tau_c = 0.039(\gamma_s - \gamma)D_{50} \quad \text{Ecuación (2.27)}$$

$\gamma$  = peso específico del agua

$D_{50}$  = Corresponde al diámetro del material promedio en peso; es decir, el tamaño del material en las abscisas de la curva granulométrica que corresponde al 50% en las ordenadas.

$$\gamma_s = \frac{P}{V} \quad \text{Ecuación (2.28)}$$

$$\gamma_s = g\rho_s \quad \text{Ecuación (2.29)}$$

$\gamma_s$  = peso específico de la partícula SI ( $\text{Kg/s}^2\text{-m}^2$ ) o ( $\text{N/m}^3$ )

$P$  = peso de la partícula (N)

$g$  = aceleración de la gravedad ( $\text{m/s}^2$ )



$$\rho_s = \frac{M}{\nabla} \quad \text{Ecuación (2.30)}$$

$\rho_s$  = densidad de la partícula SI (Kg/m<sup>3</sup>)

M = masa (Kg)

$\nabla$  = volumen (m<sup>3</sup>)

$$\tau = \gamma * R * S \quad \text{Ecuación (2.31)}$$

R = radio hidráulico.

S = pendiente del canal.

h = profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal.

L = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua.

$\tau$  = esfuerzo cortante en el lecho hacia aguas arriba del estribo.

$\tau_c$  = esfuerzo cortante crítico para  $D_{50}$  del material del lecho aguas arriba.

Las ecuaciones (2.25) y (2.26) son aplicables para estribos con pared vertical por lo que las profundidades de socavación resultantes deben afectarse por un factor de corrección  $K_f$  para tener en cuenta el efecto de otras formas.

$K_f = 0.9$  para estribos con aletas inclinadas 45°

$K_f = 0.8$  para estribos con pared inclinada hacia el cauce

### **Método de Froehlich**

La ecuación dada por Froehlich está basada en análisis dimensional y en análisis de regresión de datos de laboratorio para 170 mediciones de socavación en lecho móvil. HEC-18 (1993) recomienda su uso para socavación tanto en lecho móvil como en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce principal o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo sobre las zonas de inundación.

### Socavación en agua clara y en lecho móvil

La ecuación de Froehlich que a continuación se expone es de uso común en los Estados Unidos de América.

$$\frac{d_s}{h_e} = 2.27 K_f K_\theta \left( \frac{L}{h_e} \right)^{0.43} F_{re}^{0.61} + 1 \quad \text{Ecuación (2.32)}$$

$d_s$  = profundidad de socavación (m)

$h_e$  = profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente (m)

$K_f$  = coeficiente que depende de la forma del estribo. Tabla 2.13. Figura 2.30

$K_\theta$  = coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo. Ecuación 2.30 o Figura 2.31.

$L$  = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo (m)

$F_{re}$  = número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

Descripción	$K_f$
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

**Tabla 2.13** Coeficiente por la forma del estribo  $K_f$ . Método de Froehlich. HEC-18. 1993.

$$K_\theta = \left( \frac{\theta}{90} \right)^{0.13} \quad \text{Ecuación (2.33)}$$

$\theta$  = ángulo de inclinación del estribo. Figura 2.31.

$\theta < 90^\circ$  si el estribo está inclinado hacia aguas abajo

$\theta > 90^\circ$  si el estribo está inclinado hacia aguas arriba

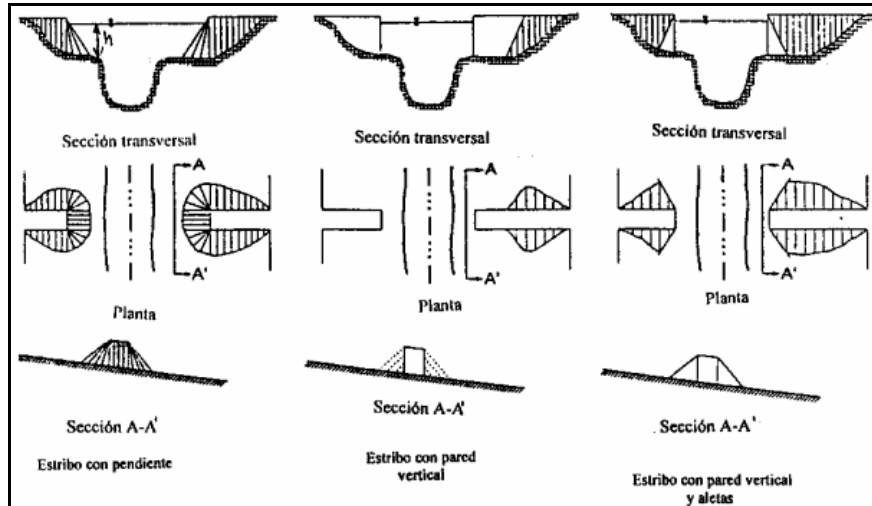


Fig. 2.30 Formas comunes de estribos. Método de Froehlich. HEC-18, 1993.

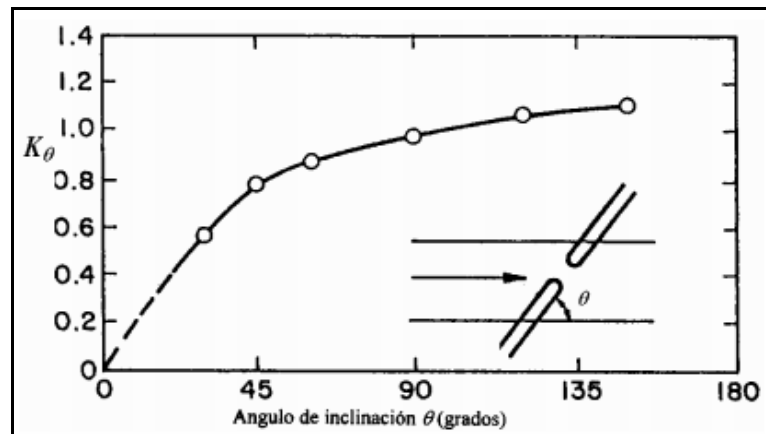


Fig. 2.31 Factor de corrección  $K_\theta$ . Método de Froehlich. HEC-18, 1993.

$$h_e = \frac{A_e}{L} \tag{Ecuación (2.34)}$$

$$F_{re} = \frac{V_e}{\sqrt{gh_e}} \tag{Ecuación (2.35)}$$

$$V_e = \frac{Q_e}{A_e} \tag{Ecuación (2.36)}$$

$V_e$  = velocidad del flujo obstruido por el estribo y los accesos al puente en la sección de aguas arriba (m/s)

$Q_e$  = caudal obstruido por los estribos o los accesos medido aguas arriba del puente ( $m^3/s$ )

$A_e$  = área del flujo de la sección de aguas arriba obstruida por los estribos ( $m^2$ )

### 3. ANÁLISIS MODAL Y DE CARGA UNIFORME

#### 3.1. Descripción del método de Carga Uniforme (MCU).

El método de la carga uniforme se deberá basar en el modo de vibración fundamental ya sea en la dirección longitudinal o en la dirección transversal. El período de este modo de vibración se deberá tomar como el de un oscilador masa-resorte equivalente. La rigidez de este resorte equivalente se deberá calcular utilizando el máximo desplazamiento que ocurre cuando al puente se aplica una carga lateral arbitraria uniforme. Para calcularla carga sísmica uniforme equivalente a partir de la cual se han de hallar las sollicitaciones sísmicas se deberá utilizar el coeficiente de respuesta sísmica elástica.

En este método el Puente se modela como un sistema de un grado de libertad que tiene rigidez  $k$  y masa  $m$ ; de tal manera que el período fundamental  $T$  se halla aplicando la siguiente ecuación:

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{W}{g k}} \quad \text{Ecuación (3.1)}$$

$W$  = Peso de la superestructura (Vigas, Tablero, Carpeta asfáltica, Veredas; Pasamanos, Carga Viva considerada para análisis sísmico) y de la subestructura (Peso de Estribo o Pila)

$k$  = Rigidez de la estructura.

$g$  = Aceleración de la gravedad.



La ecuación (3.1) puede ser aplicada tanto en sentido longitudinal como transversal. De igual forma el análisis, puede hacerse con el puente completo (Estribos y Vigas) o por separado (Solo Estribo).

Después de haber encontrado el periodo fundamental, utilizamos el mismo para ingresarlo al espectro elástico y de esta manera se obtiene la aceleración espectral elástica  $A_d$ , con la cual se encuentra el cortante basal  $V$ .

$$V = \frac{m A_d}{R} \quad \text{Ecuación (3.2)}$$

$R$  = Factor de reducción de las fuerzas sísmicas.

$m$  = Masa

$$m = \frac{W}{g} \quad \text{Ecuación (3.3)}$$

Se recomienda que se considere  $R = 1$  ya que se está trabajando con un modelo elemental, sin embargo el Proyectista Estructural puede usar el valor de  $R$  que mejor considere para el Puente.

Hay que considerar que si se realiza el análisis únicamente de uno de los estribos cualquiera sea este utilizando el método MCU,  $W$  es el peso total (superestructura y subestructura) que gravita sobre dicho estribo.

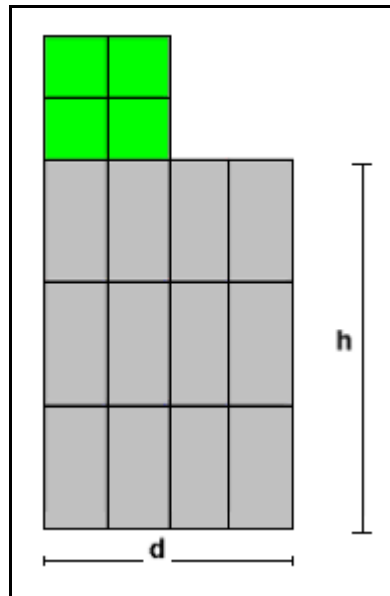
Para un mejor entendimiento de la forma de aplicación de este método se lo realizara únicamente en un solo estribo. Con esta aclaración la carga uniforme distribuida  $P_x$  debida a sismo, se obtiene con:

$$P_x = \frac{V}{h} \quad \text{Ecuación (3.4)}$$

Uno de los cálculos que representan mayor dificultad es la determinación de la rigidez equivalente del sistema de un grado de libertad  $k$ . Por esta razón se



recomienda realizarlo con un modelo matemático muy parecido al indicado en la figura 3.1. la cual facilita la utilización de la fórmula utilizada.



**Fig. 3.1** Cálculo de la flexibilidad de un Estribo o Pila. (Aguiar, 2011)

$$k = \frac{12EI}{h^3(1+4\phi)} \quad \text{Ecuación (3.5)}$$

$$\phi = \frac{3\beta EI}{GAh^2} \quad \text{Ecuación (3.6)}$$

$I$  = Momento de inercia de la sección transversal en la dirección de análisis sísmico considerada.

$A$  = Área de la sección transversal.

$\beta$  = Factor de forma debido al corte, para secciones rectangulares vale 1.2.

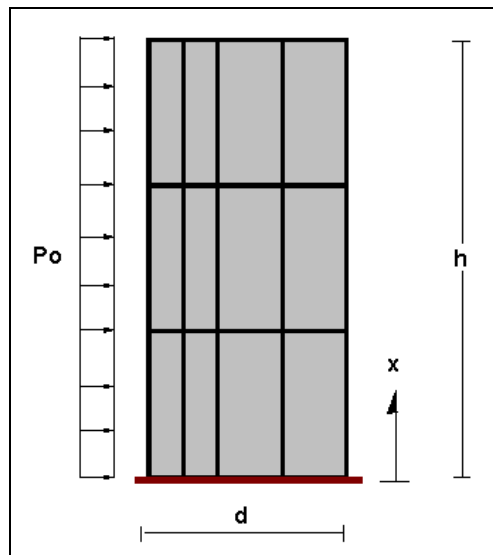
$\phi$  = Factor que toma en cuenta el efecto del corte.

Para el análisis sísmico en la dirección longitudinal se tiene:  $I = (b * d^3) / 12$ ,  
 $A = b * d$ . El valor del módulo de corte  $G$  es aproximadamente igual a  $G \approx 0.4 E$ ;

$b$  es el ancho;  $d, h$  están indicadas en la figura 3.1. Nótese que no se considera el momento de inercia del elemento que se halla al lado del descanso.

Con la obtención de  $P_x$  se debe resolver la estructura indicada en la figura 3.2. Sea  $v(x)$  la deformación del Estribo o Pila por efecto de la carga  $P_x$ , al analizarlo como una viga empotrada en su base la deformación lateral se halla con la siguiente ecuación.

$$v(x) = \frac{P_x}{24EI} (x^4 - 4hx^3 + 18h^2x^2) \tag{Ecuación (3.7)}$$



**Fig. 3.2** Modelo de un Estribo o de una Pila de una Puente (Aguiar 2011)

Donde  $x$  se mide a partir de la base, como se muestra en la figura 3.2. Al reemplazar  $x = h$  se halla el desplazamiento lateral máximo, que se la obtiene con la siguiente ecuación:

$$v(x = h) = \frac{15P_x}{24EI} h^4 \tag{Ecuación (3.8)}$$

A partir de la ecuación (3.7) se halla el giro, el momento y el corte en cualquier punto, obteniendo la primera, segunda, tercera derivada y aplicando las ecuaciones

de Resistencia de Materiales. El Momento es la segunda derivada de la ordenada de la elástica  $v(x)$  por la rigidez  $EI$ ; el cortante es la derivada del momento.

### 3.2. Descripción del método de Análisis Espectral Unimodal (MEU).

Este es un método simplificado pero un tanto más elaborado que el anterior, está basado en el modo fundamental de vibración. La forma de modo puede obtenerse aplicando una carga horizontal por unidad de longitud a la superestructura y encontrar la deformada correspondiente.

El período fundamental se obtiene igualando la energía máxima potencial y la energía cinética asociada con el modo fundamental. La expresión que se obtiene es la siguiente:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \quad \text{Ecuación (3.9)}$$

$P_0$  = Carga por unidad de longitud.

$\alpha, \lambda$  Son coeficientes que se hallan con las siguientes fórmulas.

$$\alpha = \int_0^L v(x) dx \quad \text{Ecuación (3.10)}$$

$$\beta = \int_0^L W(x) v(x) dx = W \int_0^L v(x) dx \quad \text{Ecuación (3.11)}$$

$$\gamma = \int_0^L W(x) (v(x))^2 dx = W \int_0^L (v(x))^2 dx \quad \text{Ecuación (3.12)}$$

$W(x)$  = Valor de la carga muerta de la superestructura y subestructura por unidad de longitud.

$\alpha$  = Coeficiente que tiene unidad de longitud al cuadrado.



$\beta$  = Coeficiente que tiene unidades de fuerza por longitud.

$\gamma$  = Coeficiente que tiene unidades de fuerza por longitud al cuadrado.

$v(x)$  Para el caso de una Pila o Estribo.

Para el caso de vigas longitudinales se tendría  $u(x)$  y en este caso  $P_0$  es la carga axial uniforme que actúa a lo largo del eje de la viga por unidad de longitud, en la dirección del análisis sísmico considerado.

Calcular el período de vibración del Estribo con la ecuación (3.9) se debería hacer un programa que ayude a encontrar  $\alpha, \beta, \gamma$  debido a las integrales que están involucradas. Lo cual no tiene mucho sentido ya que se está trabajando con Métodos Simplificados. Por lo que la aplicación más útil es aplicar a todo el Puente.

Una vez calculado el periodo utilizando la ecuación (3.9) se ingresa al espectro elástico y se halla el valor  $A_d$ . De igual manera que en el método anterior se recomienda trabajar con  $R=1$  a pesar de que el Puente tenga un valor mayor de  $R$ , esto es debido a que se continúa realizando un análisis simplificado a pesar de que parezca un tanto complejo. Pero el calculista puede escoger en valor de  $R$  que mejor le convenga.

Ahora se halla la fuerza sísmica equivalente  $P_e(x)$  por unidad de longitud mediante las siguientes expresiones:

$$P_e(x) = \frac{\beta A_d}{R g \gamma} W(x) v(x) \quad \text{Ecuación (3.13)}$$

$$P_e(x) = \frac{\beta C_s}{R \gamma} W(x) v(x) \quad \text{Ecuación (3.14)}$$

Se puede trabajar con la ecuación (3.13) que está en función de la aceleración espectral elástica  $A_d$ , o con la ecuación (3.14) que está en función del coeficiente sísmico  $C_s$  que no es más que  $C_s = A_d / g$ . Siendo  $g$  la aceleración de la gravedad.

Se debe considerar que  $R$  ya está incluido en la aceleración espectral por tal razón ya no se incluye en la ecuación (3.13) y (3.14), así también  $v(x)$  es el mismo  $u_0$  que encontramos con la siguiente ecuación:

$$u_0 = \frac{P_0 L}{k} \quad \text{Ecuación (3.15)}$$

$u_0$  = Desplazamiento axial de la viga que es igual al desplazamiento en el tope del estribo

$P_0$  = Carga axial por unidad de longitud que actúa en la viga.

$L$  = Longitud de la viga.

$k$  = Rigidez del estribo.

Al ser  $u_0$  constante a lo largo de la viga, salen de las integrales definidas en las ecuaciones (3.10), (3.11) y (3.12) con lo que  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  valen:

$$\alpha = u_0 L \quad \text{Ecuación (3.16)}$$

$$\beta = \alpha W \quad \text{Ecuación (3.17)}$$

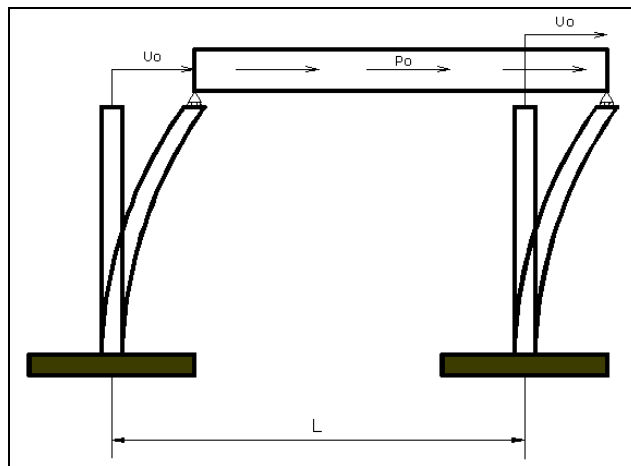
$$\gamma = \beta u_0 \quad \text{Ecuación (3.18)}$$

Con estos valores se halla el período fundamental aplicando la ecuación (3.9) y finalmente la fuerza lateral equivalente  $P_e(x)$  que actuará a nivel de vigas y sobre el apoyo.

Se insiste en que  $W(x)$  es la carga total (Peso de: tablero, viga, estribo, carpeta, veredas, pasamano, carga viva considerada para el análisis sísmico) pero que actúa en un apoyo.

Las vigas de un Puente se apoyan en los Estribos, en el caso de tener un solo vano o se apoya en un Estribo y una Pila para el caso de tener dos vanos. En la figura 3.3 se tiene el caso de un Puente de un vano en el cual se aplica una carga axial uniforme distribuida  $P_0$ .

Por efecto de esta carga axial el Puente se deforma longitudinalmente  $u_0$ ; en un sismo se considera que las vigas son axialmente rígidas, en consecuencia la deformación axial en cualquier punto de la viga es  $u_0$  como se ilustra en la figura 3.3.



**Fig. 3.3** Desplazamiento lateral por efecto de una carga axial  $P_0$ . (Aguilar 2011)

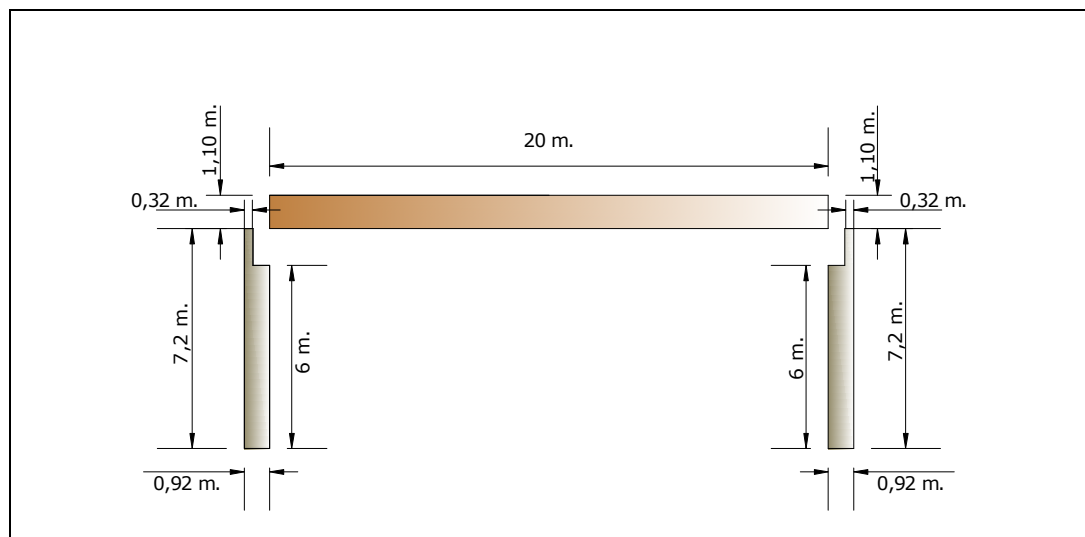
En el modelo indicado en la figura 3.3 se considera que el desplazamiento  $u_0$  del Estribo o Pila es igual al desplazamiento longitudinal de la viga. Estrictamente esto no es cierto por el sistema constructivo, las vigas se apoyan sobre el Neopreno y este a su vez se apoya sobre el Estribo. La fuerza total horizontal vale  $P_0 L$ . Ahora bien,

por concepto de rigidez, cuando se aplica una rigidez (fuerza)  $k$  el desplazamiento vale la unidad cuando se aplica una fuerza  $P_0 L$  el desplazamiento lateral vale  $u_0$ .

### 3.3. Análisis Sísmico en sentido Longitudinal.

Se va a realizar el análisis sísmico, en sentido longitudinal, a la estructura del Puente indicado en la figura 3.4, ante el espectro mostrado en la figura 3.5, se trabaja con  $R = 3$  (Valor que se consideró en el análisis con elementos finitos; cómo se va a comparar las respuestas con este método se toma el mismo valor caso contrario se habría trabajado con  $R = 1$ ). El Puente tiene dos estribos, 8 vigas longitudinales las mismas que se asientan sobre apoyos de Neopreno.

El Puente tiene una longitud de 20 m., y en sentido transversal mide 21 m., ya que existen cuatro carriles, dos en cada sentido con veredas de 1.50 m., en sus extremos.



*Fig. 3.4 Puente conformado por dos estribos y vigas longitudinales.*

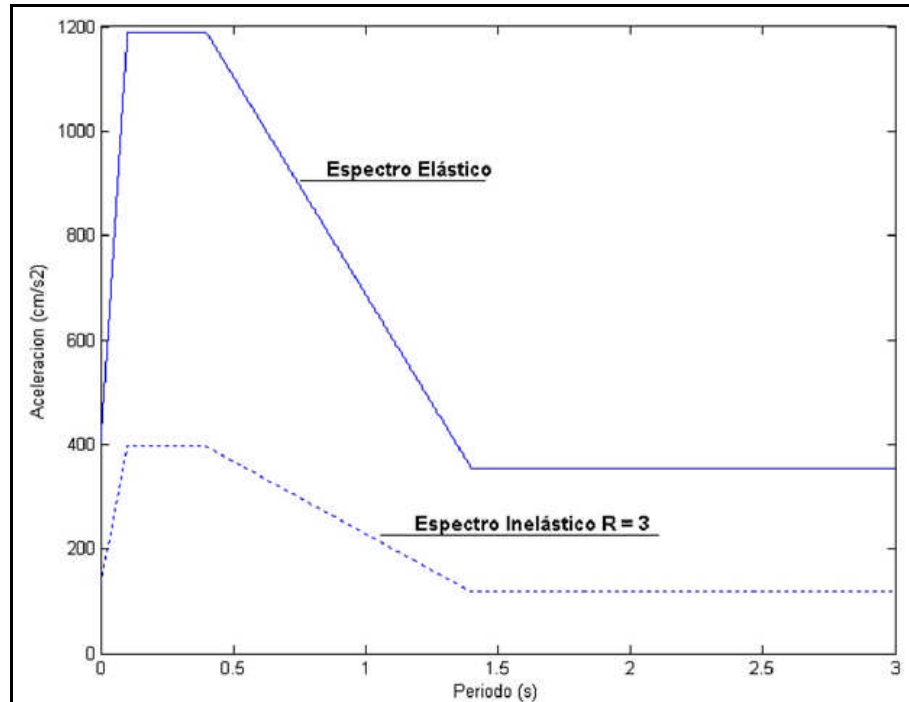


Fig. 3.5 Espectro elástico e inelástico para  $R = 3$ .

El Tablero del puente es una losa maciza de 20cm. de espesor sobre la cual va una capa de asfalto de 5cm. y las veredas tienen una altura de 25cm. Cada una de las vigas longitudinales tiene una base equivalente de 60cm. de ancho y un peralte de 1.10m. Las dimensiones de los estribos están indicadas en la figura 3.4. El hormigón empleado en los estribos, vigas y tablero tiene un módulo de elasticidad  $E = 2007980 T / m^2$  y un módulo de Poisson  $\nu = 0.20$ .

El Peso del Tablero del Puente vale:  $W_T = 20 * 21 * 0.2 * 2.4 = 201.6 T$ . Por otra parte el peso de veredas es  $W_V = 2 * 1.5 * 20 * 0.25 * 2.4 = 36 T$ . Se estima que el peso de la carpeta asfáltica, los pasamanos, las personas y un eventual vehículo que pueden estar sobre el Puente, durante un sismo es de 40 T. Por lo tanto, el peso total de la superestructura es la sumatoria de  $W_T + W_V + 40T = 277.60 T$ .





Este peso de 277.60 T. es repartido a los dos apoyos, con lo cual cada apoyo recibe una carga de la superestructura de 138.8 T. Ahora, normalmente el análisis se realiza por metro de ancho, con lo cual la carga vale  $138.8/21 = 6.61$  T/m.

El peso de una viga  $W_v = 0.60 * 1.10 * 20 * 2.4 = 31.68$  T. Como se tienen 8 vigas el peso de todas las vigas longitudinales es 253.44 T. Al dividir para 2 se halla la carga en cada apoyo y es de: 126.72 T. Finalmente al dividir para 21 m., se halla la carga por metro de ancho y esta vale: 6.04 T/m. A esta cantidad se debe sumar el peso de las vigas transversales, que se estima aportan en 0.46 T/m. (El puente que se analiza es similar al mencionado Puente). Por lo tanto la carga de vigas que se transmite a cada apoyo por metro de ancho es 6.04 T/m.

Al sumar 6.04 con 6.61 se tiene que la carga que se transmite a cada estribo por efecto de la superestructura es 12.65 T/m.

El Peso de un estribo vale:  $W_E = (7.2 * 0.32 + 0.60 * 6) * 1 * 2.4 = 14.17$  T / m. Luego la carga total de la superestructura y subestructura es 26.82 T/m. Esta es la carga  $W(x)$  indicada en las ecuaciones (3.13) y (3.14).

Las ecuaciones que definen al espectro de análisis son las siguientes:

$$T < 0.10 \quad A_d = \frac{396}{R} + \frac{7920}{R} * T \quad \text{Ecuación (3.19)}$$

$$0.10 < T < 0.40 \quad A_d = \frac{1188}{R} \quad \text{Ecuación (3.20)}$$

$$0.40 < T < 1.40 \quad A_d = \frac{1521.8 - 834.43 T}{R} \quad \text{Ecuación (3.21)}$$

$$T > 1.40 \quad A_d = \frac{353.37}{R} \quad \text{Ecuación (3.22)}$$



Donde  $T$  es el período de la estructura;  $A_d$  es la aceleración espectral en gals;  $R$  es el factor de reducción de las fuerzas sísmicas que se considera igual a 3.

En base a la geometría del Puente, los datos son:  $b = 1.0 \text{ m}$ . (se analiza por metro de ancho),  $d = 0.92 \text{ m}$ .,  $h = 6.0 \text{ m}$ .,  $L = 20.0 \text{ m}$ . Por otra parte,  $E = 2007980 \text{ T/m}^2$  y la carga de la superestructura y subestructura, por metro de ancho vale:  $W(x) = 26.82 \text{ T/m}$ . A continuación se escriben las ecuaciones de cálculo y algunos resultados.

### Método de Carga Uniforme

$$\phi = \frac{3 \beta E I}{G A h^2} = 0.0176 \quad k = \frac{12 E I}{h^3(1+4\phi)} = 6761.9 \text{ T/m} \quad T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g k}} = 0.126 \text{ s.}$$

Con  $T=0.126 \text{ s}$ ., se halla que la aceleración espectral es  $A_d = 11.88 \text{ m/s}^2$ ; al dividir este valor para  $R = 3$  se encuentra  $A_i = 3.96 \text{ m/s}^2$ . Al multiplicar este valor por la masa total se obtiene la fuerza en el sistema de un grado de libertad, la misma que es igual al cortante  $V = 10.84 \text{ T}$  y al dividir para  $h = 6.0 \text{ m}$ . se halla la carga uniforme que actúa en el estribo y vale  $P_x = 1.806 \text{ T/m}$ .

Los desplazamientos laterales del Estribo, se indican en la figura 2.6 y se hallan con la siguiente ecuación 3.19.

$$v(x) = \frac{P_x}{24 EI} (x^4 - 4 h x^3 + 18 h^2 x^2) \quad \text{Ecuación (3.19)}$$

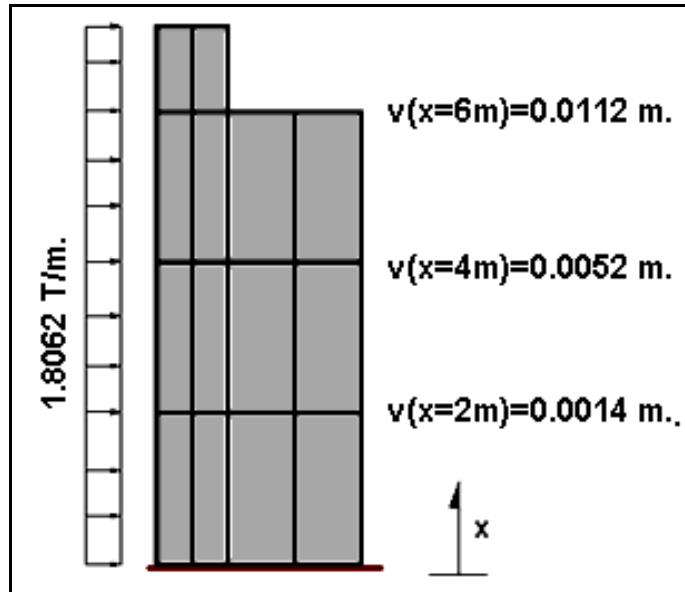


Fig. 3.6 Desplazamientos laterales del estribo

### Método de Análisis Espectral Unimodal

$$u_0 = \frac{P_0 L}{k} = \frac{1 \cdot 20}{6761.9} = 0.003 \text{ m.}$$

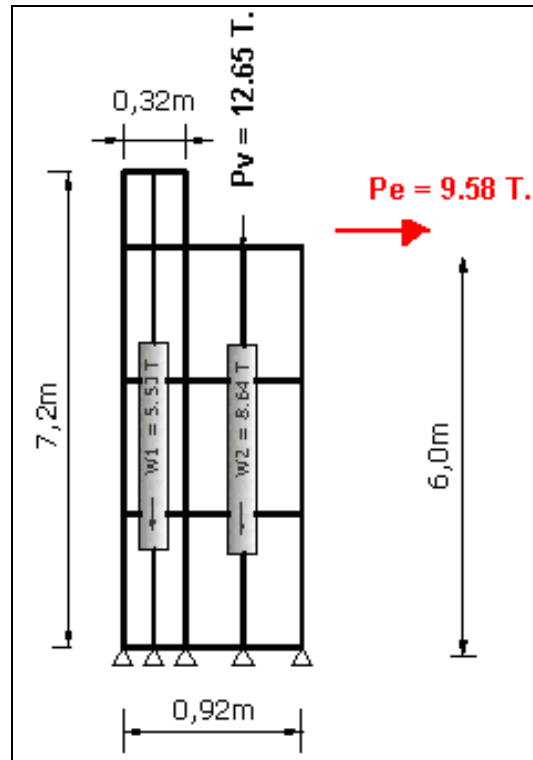
Se consideró una carga axial  $P_0 = 1 \text{ T/m}$ .

$$\alpha = u_0 L = 0.0592 \text{ m}^2 \quad \beta = \alpha W = 1.5865 \text{ T.m.} \quad \gamma = \beta u_0 = 0.0047 \text{ T m}^2$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.0047}{1 \cdot 9.8 \cdot 0.0592}} = 0.565 \text{ s.}$$

Nótese que se obtuvo otro período para el Puente, con relación al hallado en el MCU, que de igual manera nos da una nueva aceleración espectral  $A_i = 3.50 \text{ m/s}^2$ .

Con este nuevo valor se encuentra  $P_e = 9.58 \text{ T}$ . Los resultados obtenidos se indican en la figura 3.7.



*Fig. 3.7 Cargas equivalentes por sismo y carga vertical por metro de ancho.*

Se ha presentado lo que prescriben algunas normativas sísmicas de Puentes, sobre espectros, los coeficientes de sitio  $S$  y el factor de reducción de las fuerzas sísmicas  $R$  con el cual se pasa del espectro elástico al inelástico, debido a que si el espectro de diseño no es seleccionada en forma adecuada se encontrarán resultados inapropiados y a lo mejor por el lado de la inseguridad.

## 4. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE LOS PUENTES EN EL SISMO DE CHILE

### 4.1. Método Constructivo de Puentes.

En Chile se tiene el Manual de Carreteras en el cual indica el principal método constructivo de puentes, pero después del terremoto que soportaron en febrero del 2010 realizaron un nuevos estudios, tomando en cuenta los lugares donde existieron fallas, es así que en la actualidad hay nuevos criterios sísmicos para la construcción de puentes en Chile.

De acuerdo a los apuntes realizados por el Departamento de Proyectos de Estructuras – División de Ingeniería – Dirección de Vialidad de Chile se observa que se realizaron cambios emergentes los mismos que en la actualidad están siendo utilizando para el diseño de los puentes, y de acuerdo a esto se consideraron lo que a continuación se indica.

#### 4.1.1 Ancho mínimo de la mesa de apoyo

El ancho mínimo de apoyo de una viga en las mesas de apoyo está basado en la norma Japonesa “Specifications for Highway Bridges, March 2002, Part V Seismic Design”, en la sección 16.2 “Seat Length” y su expresión es la siguiente:

$$S_E \geq 0.7 + 0.005L \quad \text{Ecuación (4.1)}$$

SE = Ancho de apoyo mínimo de una viga en la mesa de apoyo (m).

SE es la longitud de la viga desde el borde de la viga al borde de la mesa de apoyo o la longitud de viga (apoyo tipo Gerber) en la junta de movimiento mostrada en la figura 4.1.

L = Longitud del vano (m). En un cabezal de cepa que soporte dos superestructuras con diferente longitud de vano, se deberá considerar el vano de mayor longitud para el valor de L.

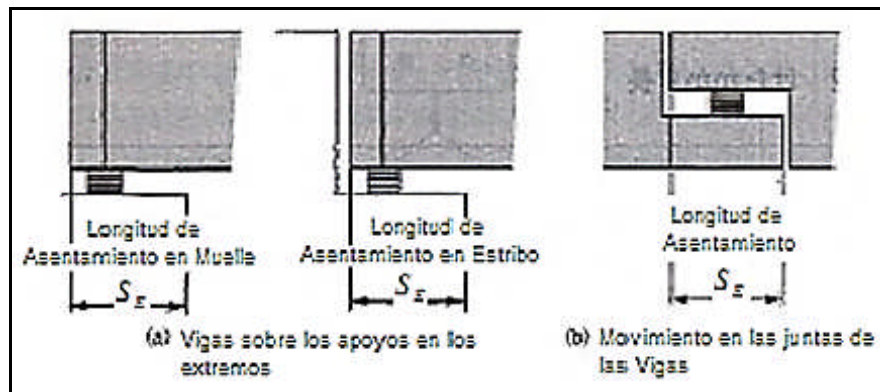


Fig. 4.1 Longitud de Asentamiento (Fuente Norma Japonesa)

Para los puentes esviados la longitud de apoyo en las vigas  $S_{E\theta}$  debe cumplir con la longitud mínima de la ecuación (4.1). El valor de la longitud de apoyo en los puentes esviados se calcula con la siguiente expresión:

$$S_{E\theta} \geq \left( \frac{L_{\theta}}{2} \right) (\text{sen}\theta - \text{sen}(\theta - \alpha_E)) \quad \text{Ecuación (4.2)}$$

$S_{E\theta}$  = Longitud de apoyo de la viga en un puente esviado en (m).

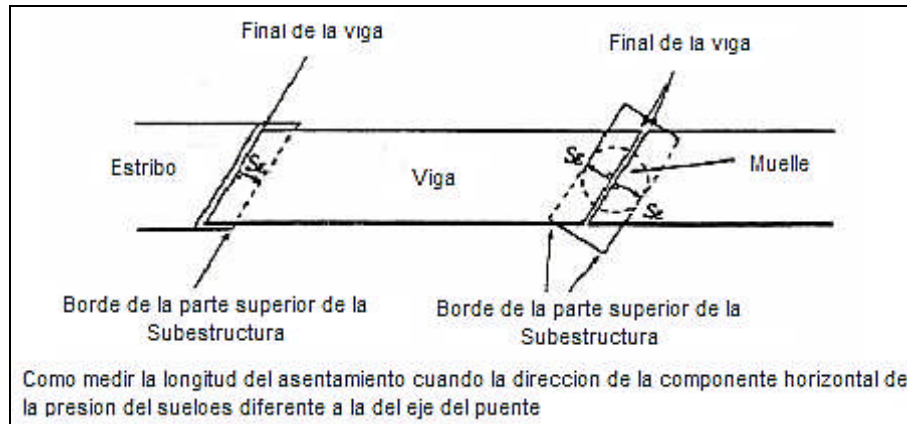
$L_{\theta}$  = Longitud continua de la superestructura en (m).

$\theta$  = Ángulo de esviaje correspondiente al ángulo agudo del tablero en grados (°).

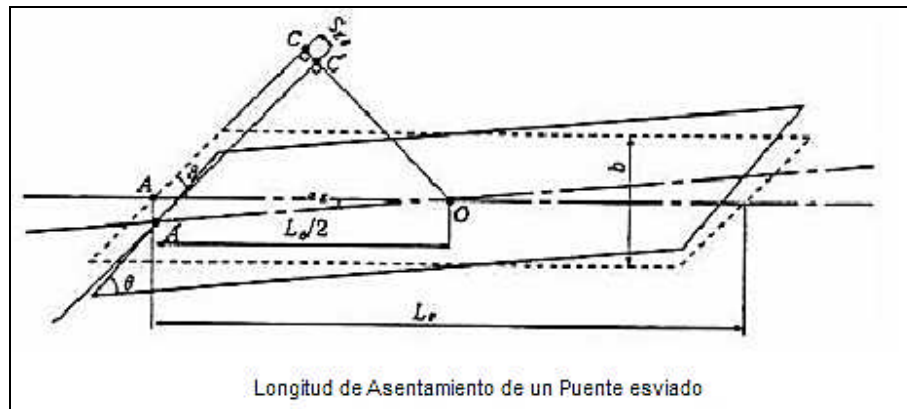
$\alpha_E$  = Ángulo de rotación límite para la pérdida de apoyo,  $\alpha_E$  se puede tomar generalmente como 5 grados (°).

Para un puente esviado asimétrico, en el cual las dos líneas de apoyo presentan ángulos de esviaje distintos,  $S_{E\theta}$  debe ser calculado utilizando el ángulo agudo menor

del tablero. En cualquier caso los valores de  $S_E$  y  $S_{E\theta}$  deberán ser medidos en forma perpendicular al muro espaldar tal como se indica en la figura 4.2 y 4.3.



**Fig. 4.2** Forma de medir  $S_E$  y  $S_{E\theta}$  (Fuente Norma Japonesa)

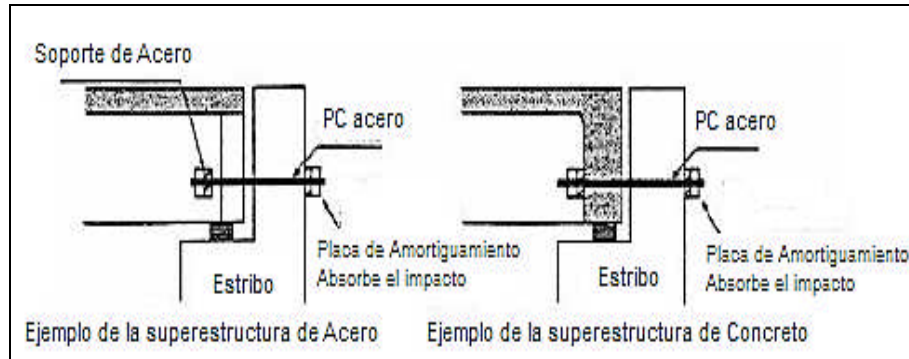


**Fig. 4.3** Longitud de Asentamiento de un Puente Esviado (Fuente Norma Japonesa)

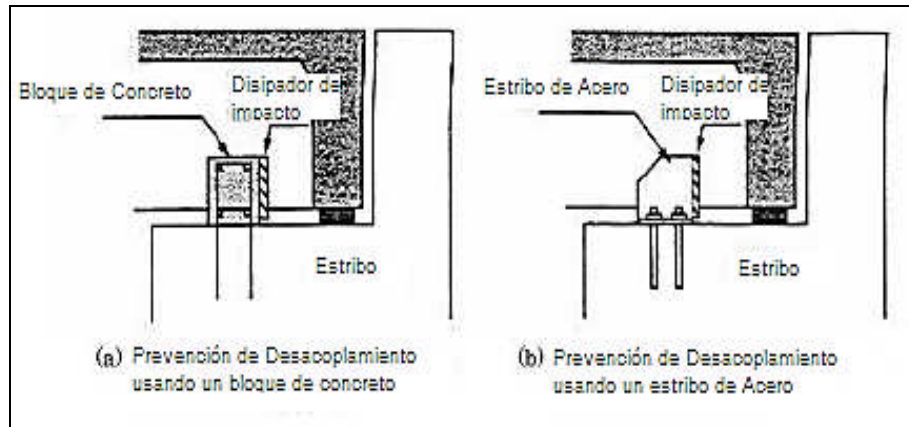
Para un puente con múltiples vanos continuos con una longitud excesiva de la superestructura,  $L_\theta$  el valor de la longitud de apoyo  $S_{E\theta}$  puede ser demasiado grande. En estos casos de deben tomar algunas medidas, tales como: disminuir el ángulo de esviaje, colocar topes sísmicos en la dirección transversal y topes sísmicos en la dirección longitudinal para prevenir la falta de apoyo de la estructura completa.

Se puede disminuir la longitud de apoyo, cumpliendo con el valor mínimo  $S_E$  de la ecuación (4.1), si se incluyen topes sísmicos longitudinales, de acuerdo a lo

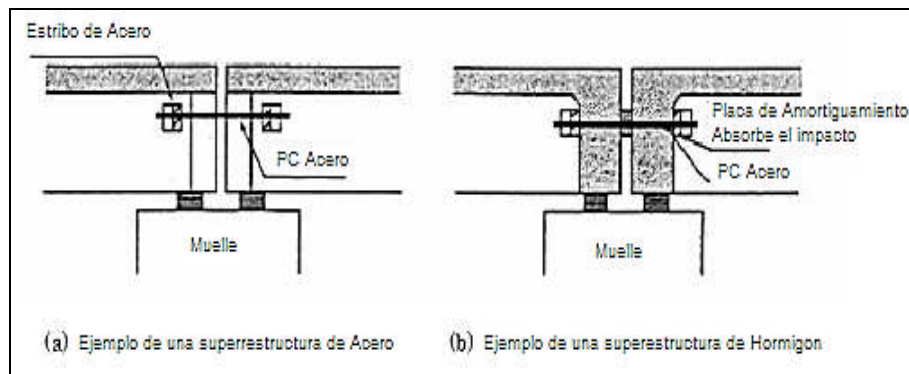
indicado en el Capítulo “Unseating Prevention Structure”. Dichos topes deben incluirse en los apoyos donde se encuentran las juntas de dilatación del tablero. A continuación en la figura 4.4, 4.5 y 4.6, se detallan algunos ejemplos de topes sísmicos en la dirección longitudinal.



**Fig. 4.4** Ejemplo de Prevención de Desacople entre la Superestructura y Subestructura (Fuente Norma Japonesa)



**Fig. 4.5** Ejemplo de Prevención de Desacoplamiento de las estructuras (Fuente Norma Japonesa)



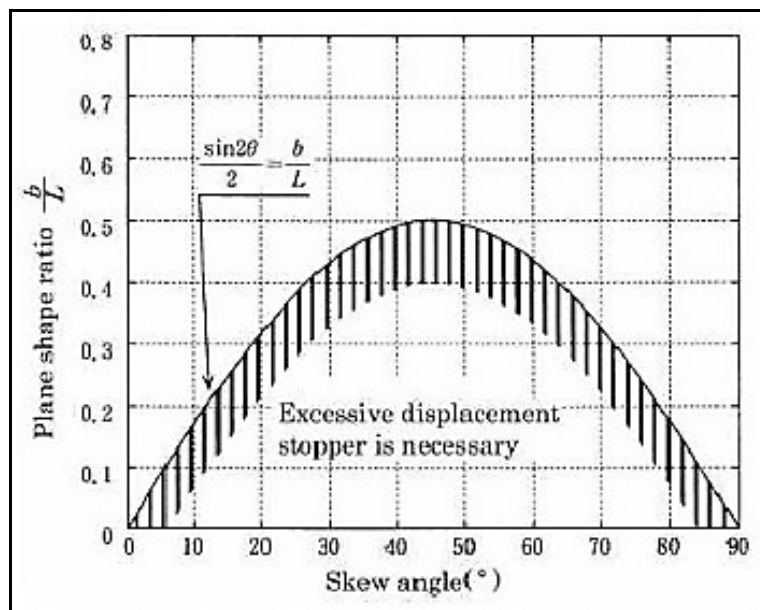
**Fig. 4.6** Ejemplo de Prevención de Desacople entre la Superestructura y Subestructura (Fuente Norma Japonesa)



#### 4.1.2 Comportamiento Sísmico de Tableros Esviados

Se debe procurar evitar proyectar puentes con un gran esviaje. De no ser posible lo anterior, se debe considerar las recomendaciones que se describen a continuación.

Para puentes esviados se deberá considerar la relación ancho (b)/s longitud continua del tablero (L) en función del ángulo agudo de éste, según la sección 16.5 “Excessive Displacement Stopper” de la Norma “Specifications for Highway Bridges, March 2002, Part V Seismic Design”.



**Fig. 4.7** Puentes Esviados que requieren una Traba contra el desplazamiento excesivo en la dirección transversal al eje del puente (Fuente Norma Japonesa)

Al utilizar el gráfico de la figura 4.7, se deberá verificar si los resultados asociados indican que existirán desplazamientos excesivos, en cuyo caso se requerirá incorporar topes sísmicos intermedios, entre todas las vigas, adicionales a los topes extremos. Este requerimiento será exigencia para todos los puentes.

Además, en tableros de 2 o más vanos se deberá considerar la realización de una modelación modal espectral del puente completo, con el fin de determinar las



deformaciones en las placas y el movimiento del tablero con respecto a la infraestructura.

La modelación modal espectral debe estar de acuerdo al Manual de Carreteras de Chile.

#### **4.1.3 Cálculo Sísmico de conexiones para puentes que sean diseñados con el Método Del Coeficiente Sísmico.**

En este caso se deberá considerar para el cálculo de las conexiones del tablero (placa de apoyo, juntas de dilatación y barras de anclaje), lo siguiente:

##### **Placas de apoyo**

Para cuantificar la transmisión de cargas del tablero a la infraestructura se mantendrá el criterio de considerar una aceleración igual a  $A_0/2$ . Sin embargo, se deberá calcular el desplazamiento máximo de la placa con una aceleración igual a  $A_0$ .

##### **Juntas de Dilatación**

Los desplazamientos considerados para diseñar la junta de dilatación deberán ser estimados en base al desplazamiento máximo de la placa de apoyo, con aceleración igual a  $A_0$ , sumado a los efectos de variación de temperatura y retracción del hormigón.

##### **Barras de Anclaje vertical antisísmicas**

Se deberán calcular considerando una aceleración vertical igual a  $A_0$ .

#### 4.1.4 Módulo de Corte para placas de apoyo a utilizar en análisis sísmico

En puentes de más de tres vanos, y en aquellos casos en que lo solicite la Dirección de Vialidad de Chile, se deberá verificar el comportamiento sísmico de la estructura con valores de  $G=10\text{kg/cm}^2$  y  $G = 13 \text{ kg/cm}^2$ . El rango de los valores anteriores ha sido obtenido de los ensayos a corte-compresión realizados placas de apoyo de neoprenos y aisladores sísmicos fabricados en Chile. Lo anterior tiene importancia en el reparto sísmico en los elementos de la infraestructura, sobre todo en puentes de gran altura especialmente cuando existen varias cepas con distintas alturas.

#### 4.1.5 Anclaje de Placas de Apoyo

Todas las placas de apoyo deberán ser ancladas a la infraestructura y a la viga respectiva. Un ejemplo de una placa anclada se muestra en la figura 4.8:

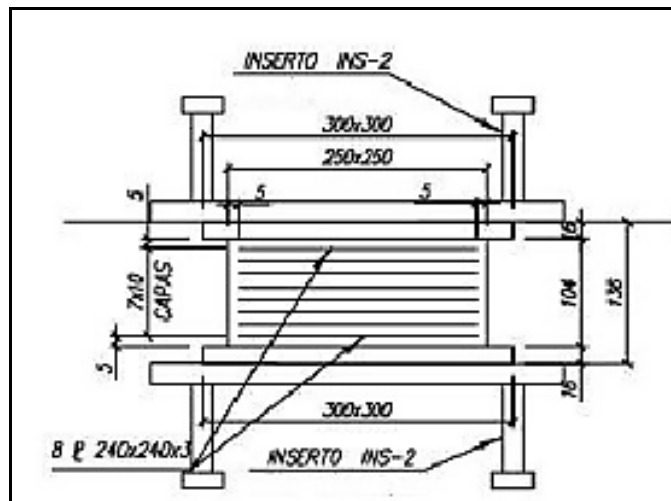


Fig. 4.8. Ejemplo de placa anclada

En caso de puentes de más de 3 vanos, puentes de gran envergadura y en aquellos en los que la Dirección de Vialidad lo requiera, será obligatorio realizar a todas las placas consideradas, los ensayos de control de calidad de acuerdo a “Quality Control

Test” de la Norma “Guide Specification for Seismic Isolation Design” de AASHTO. En el resto de los casos, se deberá ensayar al menos 2 placas por apoyo.

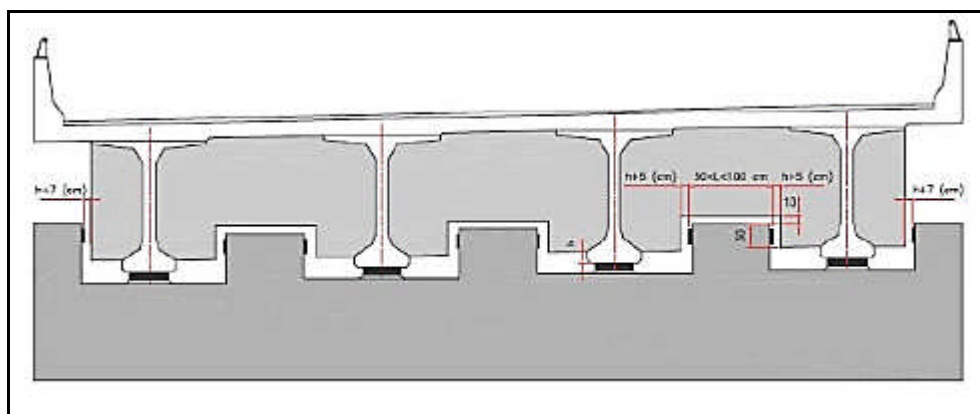
Se deberá privilegiar el uso de aisladores sísmicos de goma natural con amortiguamientos mayores iguales a  $\xi=10\%$ , en reemplazo de los apoyos de neopreno, con el fin de mejorar el comportamiento sísmico de las estructuras.

#### 4.1.6 Travesaños.

Todos los puentes deberán considerar travesaños extremos y central, independiente de la ubicación o zona sísmica del puente y el tipo de viga (metálica, postensada o pretensada). La interacción de los travesaños con los topes sísmicos se debe diseñar con una aceleración  $A_0$  y adicionalmente se debe verificar las cargas de servicio, es decir el efecto del camión de diseño en el travesaño.

#### 4.1.7 Topes sísmicos Intermedios y Extremos.

Se deberá considerar el uso de topes sísmicos intermedios, adicionales a los topes extremos. Los topes sísmicos intermedios deberán formar una llave de corte con los travesaños, con el fin de que un probable impacto debido al sismo sobre ellos dañe al travesaño y no a las vigas.



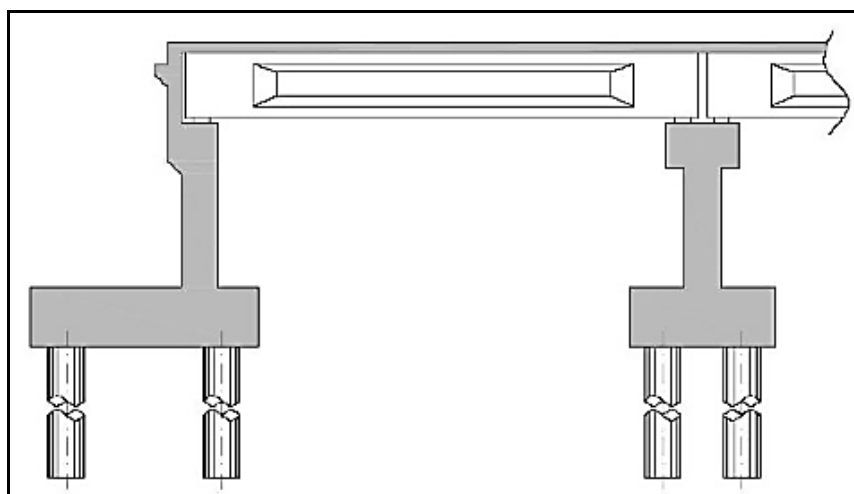
**Fig. 4.9** Topes Sísmicos y Travesaño

La distancia libre a considerar en las llaves de corte, deberá ser la altura máxima del apoyo (aisladores sísmicos de goma o neoprenos)  $H$  (cm) + 5 (cm) para los topes intermedios, y  $H$  (cm)+ 7(cm) para los topes extremos, como se muestra en la figura 4.9.

En todos los topes se debe incluir un neopreno lateral de bajo espesor, para amortiguar el impacto sobre éstos. Los topes sísmicos, extremos e intermedios, se deberán calcular considerando una aceleración igual a  $A_0$ . Cada tope debe ser capaz de resistir toda la fuerza transversal del tablero.

#### **4.1.8 Puentes Integrales-Unión Monolítica entre la losa del tablero y el estribo.**

En puentes de hasta 2 vanos, donde la luz de cada vano no exceda los 30 (m), se deberá privilegiar el uso de puentes integrales, en los cuales existe una conexión monolítica entre la losa del tablero y el coronamiento del muro espaldar del estribo, ver figura 4.10.



**Fig. 4.10.** Unión de losa tablero con Estribos



En el caso que sea un puente de 2 vanos debe existir continuidad del tablero sobre la cepa. Si la estructura tiene un esviaje se debe analizar con un modelo fino 3D la influencia del esviaje.

#### **4.1.9 Continuidad de los Tableros.**

Se debe evitar el uso de juntas sobre cada cepa, privilegiando el uso de losetas de continuidad, con el fin de evitar el movimiento relativo o choque de los tableros en un evento sísmico. En el caso que el tablero tenga un grado de esviaje, se debe tener en cuenta las exigencias de la sección 4.1.2.

#### **4.1.10 Limitaciones de uso de Pila-Pilotes o Muros-Pilotes en Estribos.**

Se deberá evitar la utilización de estribos pila-pilotes o muros-pilotes, con un eje o línea de pilotes, cuando se requiera contener un terraplén de altura considerable. En estos casos se recomienda utilizar un estribo pila-pilote o muro-pilote conectando el muro espaldar con la losa del tablero (puente Integral), para puentes o estructuras con un máximo de 2 vanos.

También la pila pilote puede ser independiente, si el relleno del terraplén es contenido por un muro, de tal manera que no existan empujes de suelo sobre la pila pilote.

#### **4.1.11 Puentes Cercanos al Mar.**

Los puentes que estén cercanos al mar se deberán proyectar con una revancha mayor a 2(m) para un periodo de retorno de 100 años. Los terraplenes de acceso y conos de derrame se deberán proteger con enrocados aguas arriba y aguas abajo del puente.

#### 4.1.12 Pasarelas.

Se deberá privilegiar el uso de pasarelas hiperestáticas continuas, conectando las rampas de acceso al tramo principal y uniendo las columnas monolíticamente con las vigas. El tramo principal debe estar conectado a las rampas, con el fin de que ambos se proporcionen arriostramiento ante un evento sísmico. No se aceptarán soluciones del tipo columna prefabricada que sea unida in situ a la zapata, debido al mal comportamiento que presentaron frente al sismo. En el caso de diseñar pasarelas con vigas simplemente apoyadas se debe lograr continuidad entre las vigas, mediante losetas de continuidad u otra solución que genere el mismo comportamiento estructural. Se debe lograr la continuidad entre las rampas y el tramo principal. El largo de la mesa de apoyo debe estar de acuerdo a lo exigido en la sección 4.1.1. Las placas deben ser ancladas de acuerdo a la sección 4.1.5. El desplazamiento máximo de las placas se debe calcular de acuerdo a la sección de Placas de apoyo. Los topes sísmicos se deben calcular de acuerdo a la sección 4.1.7., y las barras antisísmicas de deben calcular de acuerdo a la sección 4.3.

El Manual de Carreteras de Chile tenía otras consideraciones diferentes a las anteriormente nombradas para el método constructivo de puentes, es así que la longitud de apoyo  $N$  requerida en los estribos está dada por las siguientes ecuaciones:

$$N \geq (203 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\alpha^2) \quad \text{Ecuación (4.3)}$$

$$N \geq (305 + 2.5L + 10H) * (1 + 0.000125\alpha^2) \quad \text{Ecuación (4.4)}$$

$N$  = Longitud del apoyo en mm.

$L$  = Longitud del vano en m.

$H$  = Altura del puente.

$\alpha$  = Ángulo de esviaje de los apoyos medidos en grados a partir de una línea perpendicular a la luz.

La ecuación (4.3) es para puentes de la categoría “a” y “b”; mientras que la ecuación (4.4) para puentes de la categoría “c” y “d”.

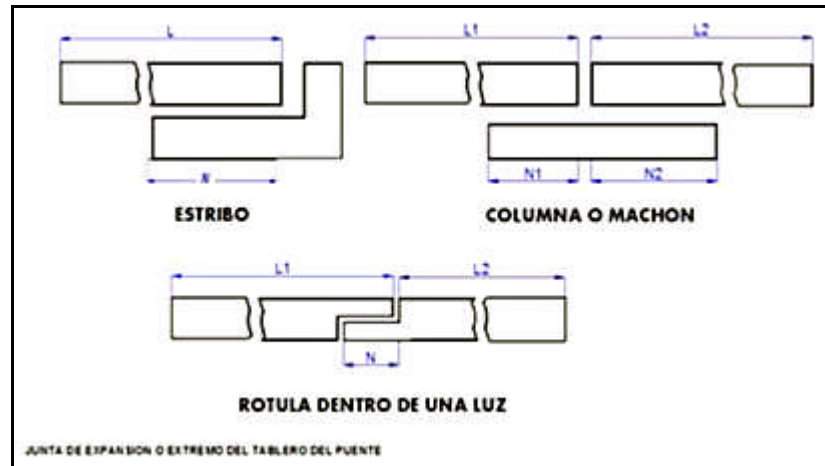


Fig. 4.11 Longitud de apoyo de las vigas (Aguiar-Mega Sismo de Chile).

Observe que en la parte superior izquierda, de la figura 4.11, el estribo tiene una longitud total que es mayor al  $N$ , la distancia que no está acotada se denomina  $S$  y es el desplazamiento que se espera debido al movimiento lateral del Neopreno. Finalmente se debe indicar que las ecuaciones presentadas son recomendables para puentes con luces menores a 70 m.

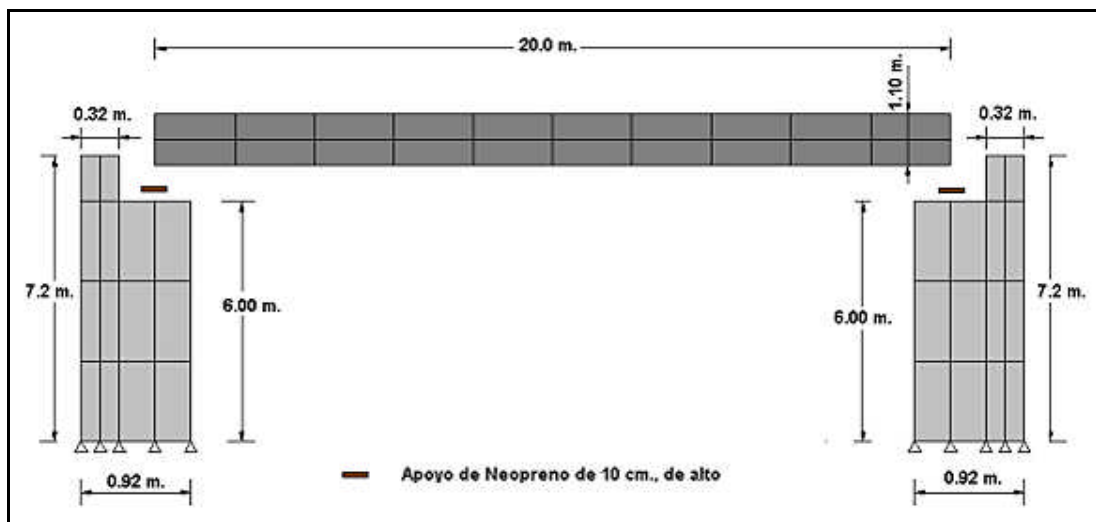


Fig. 4.12 Puente conformado por dos estribos y vigas longitudinales.



Para observar la diferencia que existe con los nuevos criterios sísmicos de diseño se realizara un ejemplo con la estructura del Puente indicado en la figura 4.12

Fórmula de acuerdo a los apuntes realizados por el Departamento de Proyectos de Estructuras, Dirección de Vialidad de Chile, utilizando la Norma Japonesa después del sismo del 2010.

$$S_E \geq 0.7 + 0.005L$$

$$S_E \geq 0.7 + 0.005 * 20$$

$$S_E \geq 0.8m$$

Fórmula utilizada por el manual de Carreteras antes del sismo del 2010

$$N \geq (203 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\alpha^2)$$

$$N \geq (203 + 1.67 * 20 + 6.66 * 7.2) * (1)$$

$$N \geq 284.35mm$$

$$N \geq 0.28m$$

Se puede observar que existe una diferencia considerable en la distancia que actualmente está aplicando Chile para el apoyo en los estribos, esto demuestra una mayor seguridad para evitar daños semejantes a los que ocurrieron en el terremoto del 2010.

#### **4.2. Importancia de las vigas transversales**

Después del sismo que soporto Chile el 27 de febrero del 2010, existió muchas construcciones que sufrieron daño entre estas fueron los puentes y el principal motivo fue que muchos de ellos no poseían vigas transversales, las cuales sirven como soporte para poder resistir una fuerza sísmica transversal, además permiten mantener al tablero rigidizado y no dejar que pierda su geometría.



También llamadas diafragmas son considerados como elementos simplemente apoyados, que sirven como rigidizadores entre vigas, y que a su vez transmiten fuerzas a las vigas longitudinales a través del cortante vertical, el cual es transmitido por el apoyo directo de la losa sobre la viga y por medio de varillas de acero que traspasan la viga longitudinal.

El Manual de Carreteras 2002, de Chile; al igual que la norma AASHTO 2005, permiten diseñar puentes sin la presencia de diafragmas transversales, siempre y cuando se demuestre en forma detallada que la estructuración del puente en sentido transversal, es capaz de soportar la acción sísmica. Si el proyectista lo demuestra, con la colocación de topes transversales o con el anclaje vertical, no tiene necesidad de colocar vigas transversales ya que tendrá otros elementos que lo soporten. Pero se vio en el sismo de 2010 que esto no funcionó.

Como ya se dijo anteriormente las Vigas Transversales proporcionan rigidez lateral a las trabes y a la superestructura en general. Estos consisten en trabes transversales a los elementos preesforzados, generalmente de concreto reforzado, que se ubican en los extremos del puente y en puntos intermedios del mismo. Los diafragmas extremos unen a las vigas entre sí y con la losa, y le dan una gran rigidez al puente. Los diafragmas intermedios tienen como función primordial restringir el pandeo lateral de las vigas principales garantizando el trabajo en conjunto y un adecuado funcionamiento a flexión.

La cantidad y separación de vigas transversales intermedias estará en función de la rigidez lateral y la longitud del claro del puente. En general, claros mayores a 10 m con vigas I ó T deberán llevar al menos un diafragma intermedio, con espaciamientos de alrededor de 5 m entre ellos.

Normalmente no es una sola la causa que lleva al colapso a una estructura, sino varias, Tomando como ejemplo el Puente Llacolen que se indica en la figura 4.13 la principal causa es la falta de vigas transversales, asociada a la poca longitud de apoyo de las vigas en los estribos.



*Fig. 4.13 Puente Llacolen, daño en tablero y apoyo*

El Puente Llacolen es muy rígido en sentido longitudinal pero flexible en sentido transversal y es así como en el tramo que colapsó el tablero por sí solo no fue capaz de soportar la fuerza transversal y se generó una falla longitudinal muy pronunciada en la mitad del vano, como se aprecia figura 4.13. Es conveniente en cualquier estructura tener rigideces parecidas en sentido longitudinal y en sentido transversal. Cuando solo se colocan vigas en un solo sentido, se hace muy rígido en esa dirección pero muy débil en sentido transversal y la falla se va a dar en el sentido débil. En los puentes pasa igual si solo se tienen vigas en un solo sentido va a fallar en el sentido contrario sobre todo cuando el puente tiene cierta curvatura.

### **4.3. Importancia de las barras de anclaje.**

Cuando se presentan sismos de gran magnitud como el ocurrido en Chile en el 2010, la componente vertical es un elemento muy importante en los puentes, por esta razón se recomienda tener barras de anclaje para que todos los elementos

estructurales trabajen monolíticamente. Considerando esto la mayoría de constructores de puentes en Chile utiliza estos elementos en sus diseños, pero se ha observado que algunos puentes ya construidos los tiene mal colocados. En el Ecuador en cambio son muy pocos los puentes que tienen la barra de anclaje vertical, razón por la cual se aspira que con las experiencias durante el sismo de Chile esto cambié.

Usando como ayuda uno de los artículos del Mega Sismo de Chile realizado por Aguiar (2010) se realizara una comparación entre los puentes construidos en el Ecuador y en Chile para poder observar la gran importancia que tiene este elemento evitando que el puente se levante durante un sismo severo.

Un ejemplo es la construcción del puente Pay-Pay ubicado en Calcéta Provincia de Manabí Figura (4.14) en el cual observamos cómo no se encuentran colocadas las barras de anclaje. El estribo del puente con su tablero, trabajan en forma monolítica de tal manera que ante la componente vertical del sismo va a moverse en conjunto.



**Fig. 4.14** Puente Pay-Pay ubicado en Calcéta Provincia de Manabí

En cambio, las vigas longitudinales no van a trabajar en conjunto con el tablero y el diafragma; el estribo está separado del resto del puente de tal manera que no existe anclaje para la componente vertical del sismo.

En estas circunstancias se encuentran construidos la mayoría de puentes en el Ecuador a pesar que colocar las barras sísmicas no representa un trabajo difícil ni tampoco es costo considerable, pero le va a dar una mayor seguridad al puente ante la componente vertical del sismo.

Con esta experiencia en el Ecuador ya se está colocando este elemento constructivo como lo podemos ver en el Puente de Bahía de Caráquez Figura (4.15) el cual fue construido con las consideraciones más adecuadas para un evento sísmico que pueda ocurrir en ese sector en el cual ya existió un sismo considerable que causo muchos daños a la ciudad.



*Fig. 4.15 Anclaje Vertical en el Puente de Bahía de Caráquez*

Ahora observemos un puente de Chile ubicado en Santiago con las mismas características que el puente Pay-Pay ubicado en Calcéta en el cual si existen barras de anclaje entre el diafragma y el estribo del puente. A este puente se le ha colocado dos barras sísmicas (anclajes verticales) como podemos ver en el círculo dentro de la figura (4.16). Estas barras sísmicas son las que evitan que las vigas y el tablero del puente se levanten ante la componente vertical del sismo.



**Fig. 4.16** Anclaje Vertical en un Puente de Santiago de Chile

Chile en su manual de Carreteras (2002) presenta los siguientes requerimientos que se debe considerar para la colocación de los anclajes verticales.

- Se deben instalar y el diámetro mínimo de las barras de acero es de 22 mm.
- El coeficiente sísmico vertical  $k_v$ , para el diseño del anclaje vertical será:

$$k_v = 0.5 \frac{A_0}{g} \quad \text{Ecuación (4.5)}$$

$A_0$  = Aceleración efectiva máxima del suelo, que es diferente de la aceleración máxima del suelo  $a_0$ , para el caso de Chile, están definidas en la Tabla 4.1.

$g$  = Aceleración de la gravedad.

Zona Sísmica	$a_0$	$A_0$
1	0.30 g	0.20 g
2	0.40 g	0.30 g
3	0.50 g	0.40 g

**Tabla. 4.1** Aceleración máxima del suelo y efectiva. (Norma de Chile)

- Las barras de anclaje deberán cumplir con las disposiciones ASTM A 706 M, se permite el empleo de acero de refuerzo ASTM A 615 grados 280 y 420, en estos elementos siempre y cuando:
  - a. La resistencia real a la fluencia, obtenida en laboratorio no sea mayor que la resistencia especificada en más de 120 Mpa.

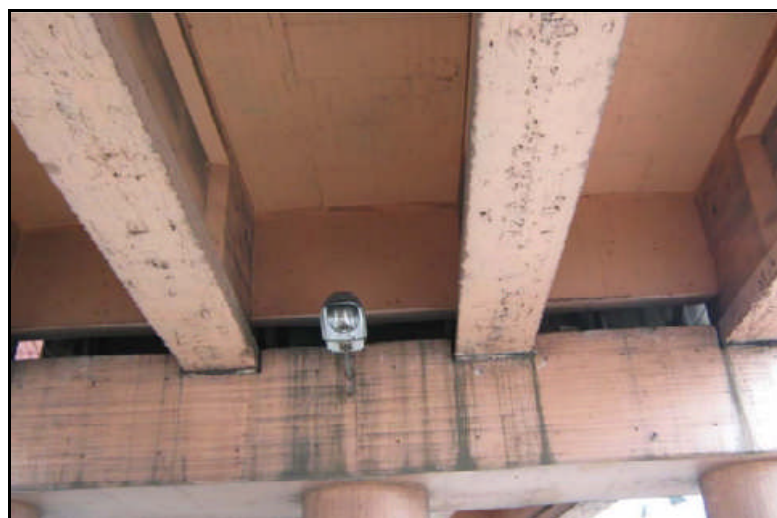
- b. La razón entre la tensión última de tracción y la tensión real de fluencia no sea menor de 1.25.

La Normativa AASHTO LRFD (2005) indica que son necesarias, las barras de anclaje si las fuerzas sísmicas verticales en el apoyo superan el 50% de la reacción para carga permanente en dicho apoyo. Se deben diseñar para el mayor valor entre:

- 10 % de la reacción por carga permanente.
- 120 % de la diferencia entre las fuerzas de levantamiento por sismo y la reacción por carga permanente.

#### 4.4. Importancia de la Traba Sísmica

Es muy importante hablar sobre la traba sísmica o también conocidos como topes transversales ya que en varios casos en algunos puentes de Chile estos fueron insuficientes, siendo esta una de las razones por las cuales colapsaron o sufrieron mucho daño con lo que las vigas terminaron en el suelo al no tener un elemento que permita restringir el desplazamiento lateral.



*Fig. 4.17 Puente con Topes Transversales*

Para evitar un desplazamiento excesivo del tablero del puente de acuerdo al Manual de Carreteras (2002). **La altura de los topes deberá ser mayor o igual a 30cm.**

Se aprecia en la figura (4.18) que la traba sísmica exterior no fue suficiente para impedir el desplazamiento transversal del puente del Puente Las Mercedes ubicado en la Ruta 5. (Kawashima. 2010), motivo por el cual la viga longitudinal exterior se cayó de su apoyo.



*Fig. 4.18 Falla del tope transversa del Puente Las Mercedes.*

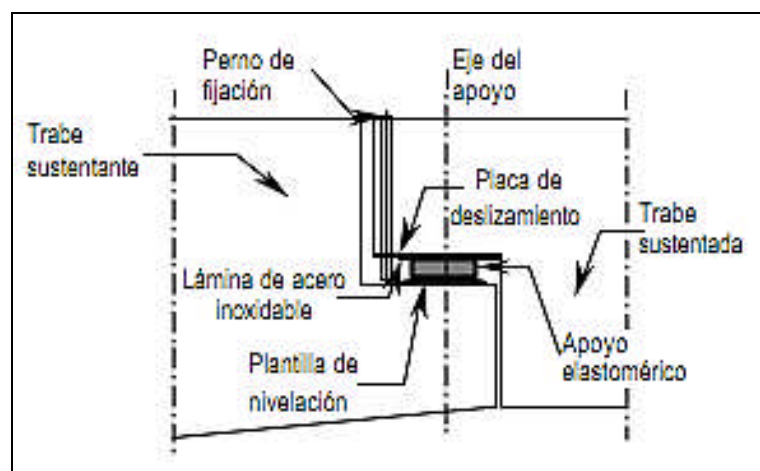
Pero en esta figura el principal motivo por el cual fallaron los topes transversales es la falta de vigas transversales que este puente no tenía y por tal razón el enorme esfuerzo a causa de los desplazamientos transversales permitió que estos fallaran.

Para el diseño de los topes transversales se considerará la cuarta parte de la fuerza sísmica horizontal que actúa en sentido transversal, en los extremos de ambos tramos. Se deberá dejar una holgura entre los topes y la superestructura igual al desplazamiento sísmico más 5 cm. El diseño de los topes transversales deberá ser lo suficientemente dúctiles para evitar la caída del tablero.



#### 4.5. Importancia de los Apoyos de Neopreno

Existen una gran variedad de apoyos, generalmente patentados, con distintas características y utilidades. Las funciones de los apoyos, además de transferir las fuerzas de la superestructura a la subestructura, son las de disipar y aislar los desplazamientos de traslación y rotación debidos a expansión térmica, contracción por flujo plástico, deflexión en miembros estructurales, cargas dinámicas y vibraciones, entre otros.



*Fig. 4.19 Apoyo elastomérico utilizado en un puente*

Por su alta eficiencia para disipar los movimientos de traslación y rotación, estos dispositivos están siendo adoptados como una solución de aislamiento sísmico. En esta sección nos limitaremos a hablar de los apoyos más sencillos y utilizados: los apoyos de neopreno con placas de acero. En la Figura 4.19 se muestra una manera de apoyar las traveses de un puente sobre otra trabe o sobre la subestructura.

Estos apoyos se fabrican con materiales sintéticos con características de resistencia y flexibilidad que le permiten combinar rigidez y amortiguamiento en el mismo elemento. Las ventajas del neopreno respecto al hule natural son su mejor comportamiento a baja temperatura, mayor resistencia a la acción del ozono y menor deterioro bajo condiciones ambientales. Aunque hay apoyos de neopreno sencillos,



sin placas metálicas intercaladas, los más utilizados son los laminados conformados por varias placas de neopreno y acero estructural (como refuerzo interno) que se intercalan y vulcanizan entre sí.

La inclusión del refuerzo incrementa el amortiguamiento histerético y permite lograr una rigidez vertical alta, ya que las placas de acero disminuyen el efecto de pandeo en las caras laterales del elastómero, con lo cual es posible apoyar cargas estáticas de magnitud considerable con una deflexión mínima.

Los neoprenos se especifican por su dureza, propiedad fácil de medir y que puede correlacionarse nominalmente con el módulo de cortante y de compresión, pero además de esto se oponen al movimiento sísmico con una rigidez horizontal  $k_h$  y un factor de amortiguamiento  $\xi$ , trabajan como unos aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento. Aguiar *et al.* (2008).

$$k_h = \frac{G_a A}{H} \quad \text{Ecuación (4.6)}$$

$$c_h = 2\xi \sqrt{m k_h} \quad \text{Ecuación (4.7)}$$

**G<sub>a</sub>** = Módulo de corte de la goma.

**A** = Área de la goma que trabaja al corte.

**H** = Altura efectiva de la goma.

**m** = Masa que gravita sobre el apoyo de Neopreno.

**k<sub>h</sub>, c<sub>h</sub>** son la rigidez y amortiguamiento.

$\xi$  = Factor de amortiguamiento del Neopreno.

El neopreno actualmente se usa para apoyos de puentes por dos razones importantes: tiene las propiedades físicas que se requieren y es altamente resistente al

deterioro debido al intemperismo. A continuación se enumeran las características representativas del Neopreno:

- Resistencia. La resistencia del neopreno a la compresión es más que suficiente para soportar cargas de puentes. Cuando el proyecto se ha hecho adecuadamente, el apoyo de neopreno puede soportar cargas a la compresión de hasta 70 Kg/cm<sup>2</sup>. Además la mayor parte de la deformación plástica tiene lugar en los primeros diez días de carga.
- Durabilidad. En su resistencia al deterioro en neopreno es marcadamente superior al hule natural y a cualquier otro hule sintético y que pudiera satisfacer los requisitos físicos de las placas de apoyo para puente. La vida útil de un neopreno es de aproximadamente 40 años. Sin darle ningún tipo de mantenimiento hasta 35 años.

Cuando un apoyo de neopreno se somete a la acción de una carga se deforma verticalmente. La deformación vertical no debe exceder del 15% del espesor antes de ser comprimido el apoyo. Cuando la deformación en compresión es mayor que 15% se producen esfuerzos internos dentro del neopreno que aceleran la rapidez de la deformación plástica y aceleran la rapidez del agrietamiento debido a intemperismo.

La respuesta sísmica de un puente considerando la rigidez y amortiguamiento del apoyo de Neopreno es menor a la respuesta sísmica en que no se considera dicho apoyo. De ahí que se deban tomar las precauciones del caso para que este no se salga de su apoyo. Aguiar y García (2010).

Si el apoyo indicado en la Figura 4.20 se coloca tal cual como está sobre los estribos o sobre los apoyos interiores (pilas del puente) y encima van las vigas

longitudinales del puente. La probabilidad de que el Neopreno se salga del estribo o pila y deje de trabajar es muy alta.

Para evitar esto es conveniente que el apoyo de Neopreno tenga dos placas de acero en los extremos con los respectivos orificios para poder anclar al estribo o pila y a las vigas longitudinales.



*Fig. 4.20 Apoyo de Neopreno*

## **5. ANÁLISIS SISMICO CON ELEMENTOS FINITOS, MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL**

El Método de Superposición Modal es una de las opciones aplicables para la realización del Análisis Sísmico de un Puente constituido por dos estribos y un número determinado de vigas longitudinales. En este capítulo se presenta la explicación teórica de este método y su aplicación a un pequeño ejemplo correspondiente a un puente de un vano el mismo que se detallará más adelante.

Además se debe indicar que para la aplicación del Método de Superposición Modal, se debe conocer el espectro con el cual se va a trabajar. Para este caso se lo hará en base al Espectro Elástico definido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 (NEC – 11).

### **5.1. Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 (NEC-11)**

Según la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC-11), establece que el espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $S_a$ , para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 5.1, consistente con el factor de zona sísmica  $Z$  (Figura 5.2 – Tabla 5.1), el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura (Tabla 5.2) y considerando los valores de los coeficiente de amplificación o de amplificación de suelo de las Tablas 5.3, 5.4 y 5.5. Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural  $T$  pertenecientes a 2 rangos:



$$S a = n Z F a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c \quad \text{Ecuación (5.1)}$$

$$S a = n Z F a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \text{ para } T > T_c \quad \text{Ecuación (5.2)}$$

Donde  $r=1$ , para tipo de suelo A, B o C y  $r=1.5$ , para tipo de suelo D o E. Asimismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (Periodo de retorno 475 años) y, normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno,  $Z$ , se definieron los valores de la relación de amplificación espectral,  $n$  ( $Sa/Z$ , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:  $n = 1.8$  (Provincias de la Costa), 2.48 (Provincias de la Sierra), 2.6 (Provincias del Oriente).

Los límites para el periodo de vibración  $T_c$  y  $T_L$  (éste último a ser utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos) se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación (5.3)}$$

$$T_L = 2.4 F_d \quad \text{Ecuación (5.4)}$$

No obstante, para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de  $T_L$  se limitarán a un valor máximo de 4 segundos. Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de  $Sa$  debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de periodo de vibración menores a  $T_0$ :

$$S a = Z F a \left( 1 + (n - 1) \frac{T}{T_0} \right) \text{ para } T \leq T_0 \quad \text{Ecuación (5.5)}$$

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación (5.6)}$$

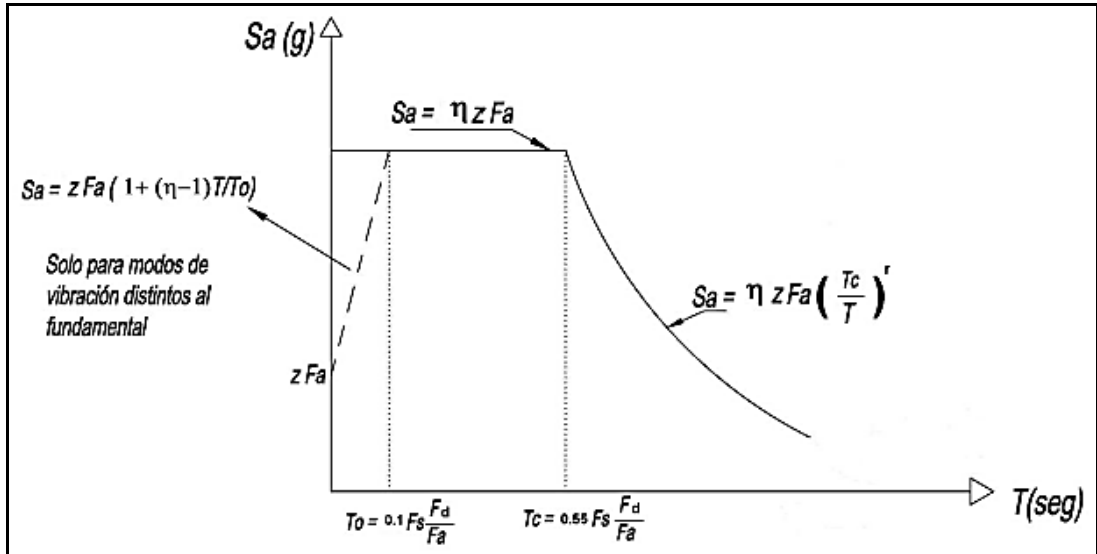


Fig. 5.1: Espectro sísmico de aceleraciones.

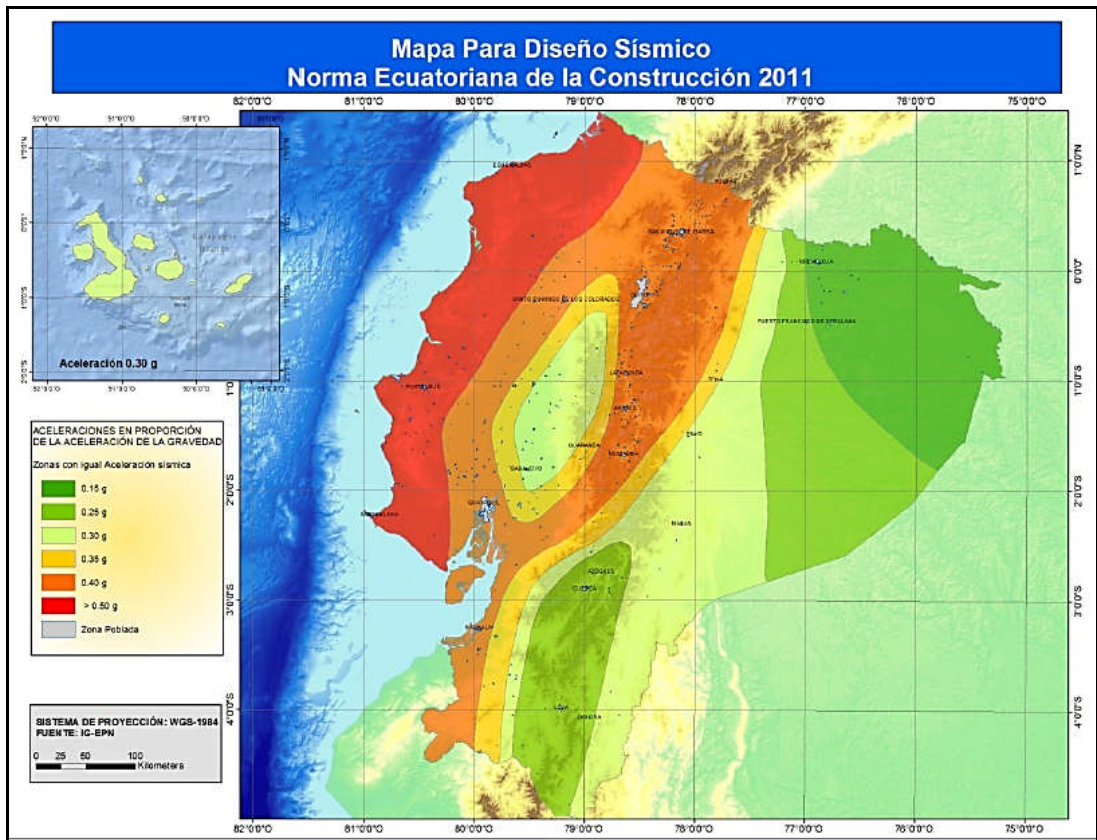


Fig. 5.2. Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 5.1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada



Mientras se ejecutan los estudios de microzonificación sísmica, pueden utilizarse los requisitos establecidos en esta sección, los cuales son requisitos mínimos y no substituyen los estudios detallados de sitio, los cuales son necesarios para el caso de proyectos de infraestructura importante y otros proyectos distintos a los de edificación.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > S_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
<b>E</b>	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
<b>F</b>	Los perfiles de suelo tipo <b>F</b> requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases: <b>F1</b> —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. <b>F2</b> —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ( $H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). <b>F3</b> —Arcillas de muy alta plasticidad ( $H > 7.5 \text{ m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$ ) <b>F4</b> —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ( $H > 30\text{m}$ ) <b>F5</b> —Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte. <b>F6</b> —Rellenos colocados sin control ingenieril.	

*Tabla 5.2. Clasificación de los perfiles de suelo*



***Coefficientes de amplificación o desamplificación dinámica de perfiles de suelo***

***fa, fd y fs:***

En la Tabla 5.3 se presentan los valores del coeficiente **Fa** que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
E		1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05
F		Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota

**Tabla 5.3:** Tipo de suelo y Factores de sitio *Fa*

En la Tabla 5.4 se presentan los valores del coeficiente **Fd** que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota

**Tabla 5.4:** Tipo de suelo y Factores de sitio *Fd*

En la Tabla 5.5 se presentan los valores del coeficiente **Fs** que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los



desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota

**Tabla 5.5:** Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$

Si de estudios de microzonificación sísmica realizados para una región determinada del país, se establecen valores de  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$  y de  $S_a$  diferentes a los establecidos en esta sección, se podrán utilizar los valores de los mencionados estudios, prevaleciendo los de este documento como requisito mínimo.

## 5.2. Matriz de Rigidez

Cuando un espectro es el que define la aceleración del suelo, una alternativa es la aplicación del Método de Superposición Modal, el cual se describe en Aguiar (2008) y se indicará brevemente más adelante.

Previo a la teoría acerca de la Matriz de Rigidez se debe indicar que en este capítulo, el análisis sísmico mediante elementos finitos se lo realizará considerando un elemento finito cuadrilátero, el mismo que considera dos grados de libertad por nudo, los mismos que representan los desplazamientos horizontal y vertical.

El elemento finito considerado para el análisis es el Q4 pero suavizado por el efecto de flexión. Aguiar (2010), Oñate (1992). En la figura 5.3 se presenta un esquema de este tipo de elemento finito con sus respectivos grados de libertad.

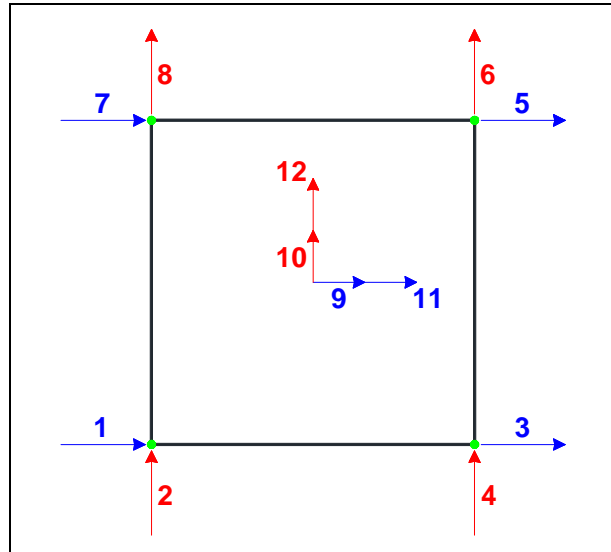
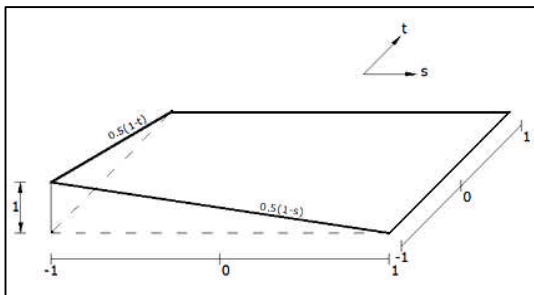


Fig. 5.3. Elemento finito Q4 suavizado por flexión

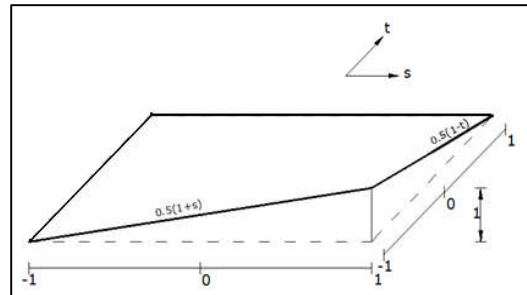
La teoría del elemento finito Q4 suavizado por el efecto de flexión ha sido desarrollada en Aguiar (2010) y se detalla a continuación para su completo entendimiento.

### 5.2.1 Funciones de forma para el elemento finito Q4

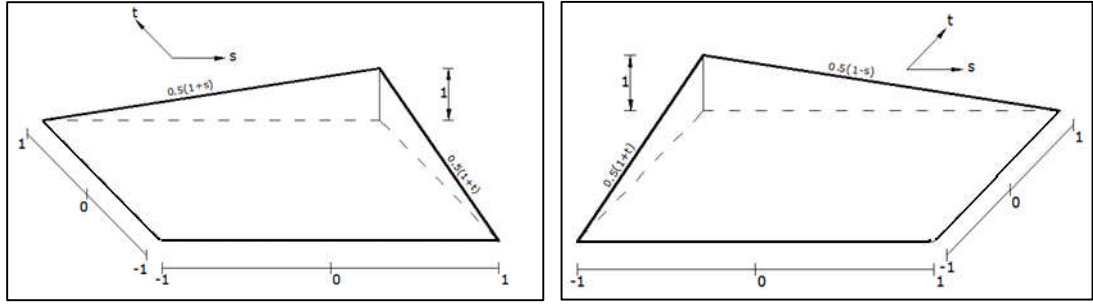
La obtención de las funciones de forma para el elemento finito Q4 están detalladas en Aguiar (2010) y son las que se indican a continuación:



$$\phi_1(s, t) = 0.25(1-s)(1-t) \quad (5.7)$$



$$\phi_2(s, t) = 0.25(1+s)(1-t) \quad (5.8)$$



$$\phi_3(s, t) = 0.25(1 + s)(1 + t) \quad (5.9) \quad \phi_4(s, t) = 0.25(1 - s)(1 + t) \quad (5.10)$$

**Fig. 5.4** Funciones de forma asociada a los grados de libertad en los nudos esquineros. Fuente: Aguiar (2010).

Además para los nudos internos se presenta la obtención de las funciones de forma auxiliares, las mismas que se pueden obtener empleando interpoladores de LaGrange. Estas funciones auxiliares son las que permiten incorporar el efecto de flexión.

$s_i$	$u(s)$
-1	0
0	$u_5$
1	0
$t_i$	$v(t)$
-1	0
0	0
1	0

**Tabla 5.6.** Condiciones de cálculo de  $\phi_5(s)$  y  $\phi_5(t)$

$$L_2(s) = \frac{(s + 1)(s - 1)}{(0 + 1)(0 - 1)} = \frac{(s^2 - 1)}{-1}$$

$$\phi_5(s) = (1 - s^2)$$

$$\phi_5(s, t) = (1 - s^2)$$

Ecuación (5.11)

$s_i$	$u(s)$
-1	0
0	0
1	0
$t_i$	$v(t)$
-1	0
0	$v_6$
1	0

Tabla 5.7 Condiciones de cálculo de  $\phi_6(s)$  y  $\phi_6(t)$

$$L_z(t) = \frac{(t+1)(t-1)}{(0+1)(0-1)} = \frac{(t^2-1)}{-1}$$

$$\phi_6(t) = (1-t^2)$$

$$\phi_6(s, t) = (1-t^2)$$

Ecuación (5.12)

### 5.2.2 Matriz de Compatibilidad B

La matriz de compatibilidad  $B$  consta de 3 filas por 12 columnas, pero puede expresarse en forma compacta como se muestra a continuación:

$$B = \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i(s,t)}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial \phi_i(s,t)}{\partial y} \\ \frac{\partial \phi_i(s,t)}{\partial y} & \frac{\partial \phi_i(s,t)}{\partial x} \end{bmatrix}$$

Ecuación (5.13)

Donde el subíndice  $i$  varía de 1 a 6.

### 5.2.3 Obtención de la Matriz Jacobiana

Las funciones de forma indicadas anteriormente están expresadas en coordenadas naturales (s,t), de modo que para su transformación a coordenadas reales (x,y), es necesario utilizar las ecuaciones (5.14) que se indican a continuación:



$$x = 0.25[(1 - s)(1 - t)x_1 + (1 + s)(1 - t)x_2 + (1 + s)(1 + t)x_3 + (1 - s)(1 + t)x_4]$$

$$y = 0.25[(1 - s)(1 - t)y_1 + (1 + s)(1 - t)y_2 + (1 + s)(1 + t)y_3 + (1 - s)(1 + t)y_4]$$

En las ecuaciones (5.14), las coordenadas de los vértices del elemento finito están expresadas por  $(x_1, y_1)$ ,  $(x_2, y_2)$ ,  $(x_3, y_3)$  y  $(x_4, y_4)$ .

La matriz Jacobiana queda definida de la siguiente manera:

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial x(s,t)}{\partial s} & \frac{\partial y(s,t)}{\partial s} \\ \frac{\partial x(s,t)}{\partial t} & \frac{\partial y(s,t)}{\partial t} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación (5.15)}$$

#### 5.2.4 Matriz de Elasticidad

En este trabajo se utiliza la matriz de elasticidad para tensión plana la cual se utilizará para el caso del Puente, y la misma que está definida por la siguiente ecuación:

$$C_T = \frac{E}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - \nu}{2} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación (5.16)}$$

Dónde:

$E$  = módulo de elasticidad del hormigón

$\nu$  = módulo de Poisson

#### 5.2.5 Obtención de la Matriz de Rigidez de un Elemento Finito

La matriz de rigidez de un elemento finito  $K_e$ , está descrita en Aguiar (2010) y se encuentra a partir de la energía potencial de deformación, la cual se la debe expresar en función de los desplazamientos, de la siguiente manera:



$$p^T K_e p = \int_V \varepsilon^T C_T \varepsilon dV \quad \text{Ecuación (5.17)}$$

Dónde:

$p$  = desplazamientos nodales

$\varepsilon$  = deformaciones

$C_T$  = matriz de elasticidad para tensión plana

$dV$  = diferencial de volumen

$$K_e = \int_V B^T C_T B dV \quad \text{Ecuación (5.18)}$$

Integrando en coordenadas naturales se llega a:

$$K_e = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 B^T C_T B e dA \quad \text{Ecuación (5.19)}$$

Dónde:

$e$  = espesor del elemento

$dA$  = diferencial de área

Se puede emplear la cuadratura de Gauss para cuatro puntos, obteniendo la siguiente ecuación:

$$K_e = \sum_{i=1}^4 B_i^T C_T B_i \det(J) e P_i \quad \text{Ecuación (5.20)}$$

Finalmente la matriz de Rigidez de la Estructura se obtiene por Ensamblaje Directo (Aguiar, 2004) empleando el Programa CEINCI-LAB y posteriormente se lleva a cabo la condensación que permite obtener la Matriz de Rigidez asociada a los grados de libertad principales del Puente. La expresión (5.21) permite tener una idea



de la Matriz de Rigidez Total particionada, cuyas submatrices permiten hallar la Matriz de Rigidez Condensada de acuerdo a la ecuación 5.22:

$$K_T = \begin{bmatrix} K_{aa} & K_{ab} \\ K_{ba} & K_{bb} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación (5.21)}$$

$$K_{condensada} = K_{aa} - K_{ab} * inv(K_{bb}) * K_{ba} \quad \text{Ecuación (5.22)}$$

Es importante mencionar que se debe obtener por separado la Matriz de Rigidez Condensada de ambos estribos y de la viga longitudinal. Posteriormente la Matriz de Rigidez completa se encuentra según la siguiente expresión:

$$K = \begin{bmatrix} K_{ED} & 0 & 0 \\ 0 & K_V & 0 \\ 0 & 0 & K_{EI} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación (5.23)}$$

Dónde:

$K_{ED}$  = Matriz de rigidez Condensada para el Estribo Derecho

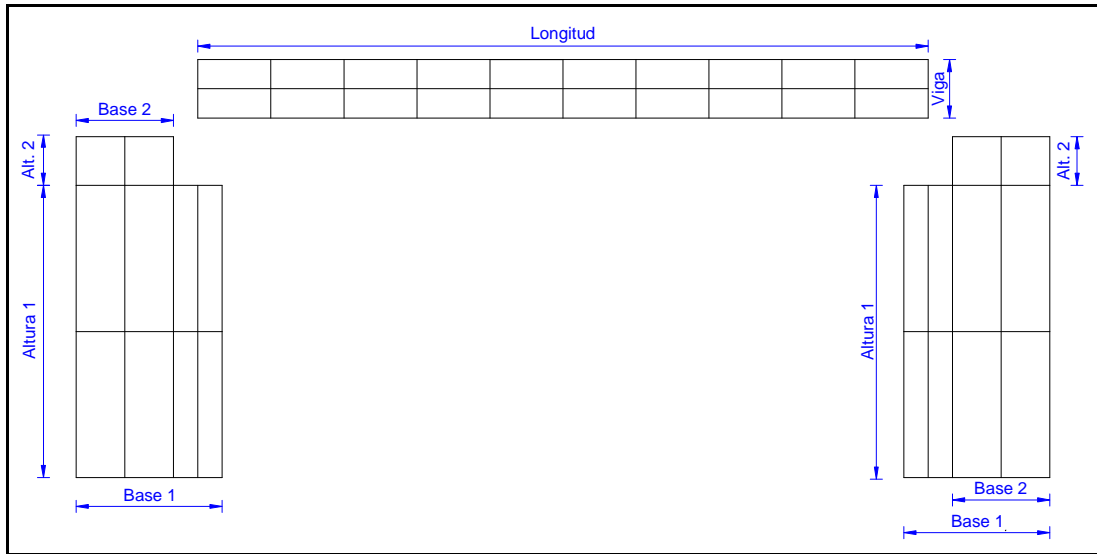
$K_V$  = Matriz de rigidez Condensada para la Viga Longitudinal

$K_{EI}$  = Matriz de rigidez Condensada para el Estribo Izquierdo

### 5.3. Matriz de Masas

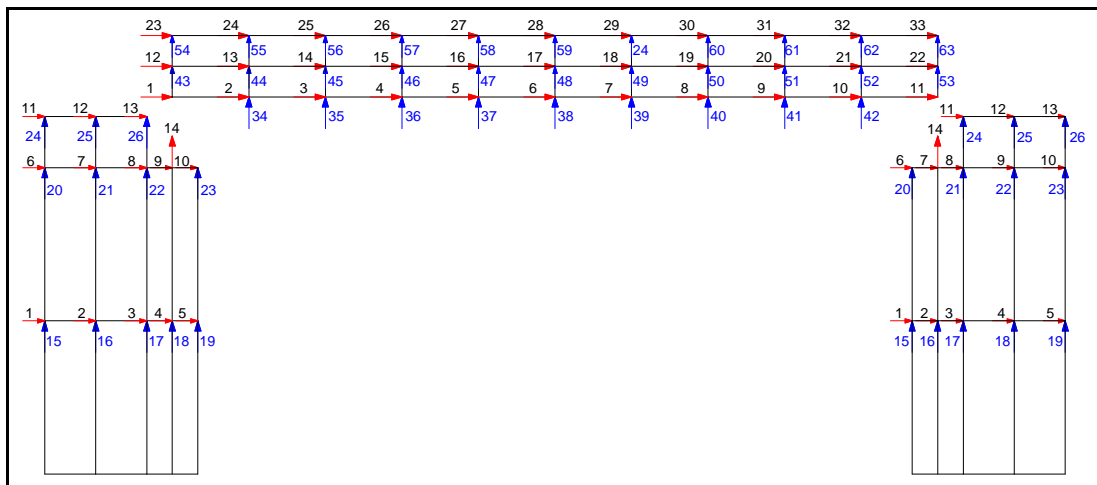
Para obtener la Matriz de Masas se debe calcular el área que cada elemento finito aporta a los distintos nudos que componen la malla adoptada tanto para los estribos como para la viga longitudinal del Puente. Antes de proceder a la obtención de las áreas se debe conocer la geometría de los estribos izquierdo y derecho además de la viga longitudinal. Estas dimensiones se indican en la figura 5.5.





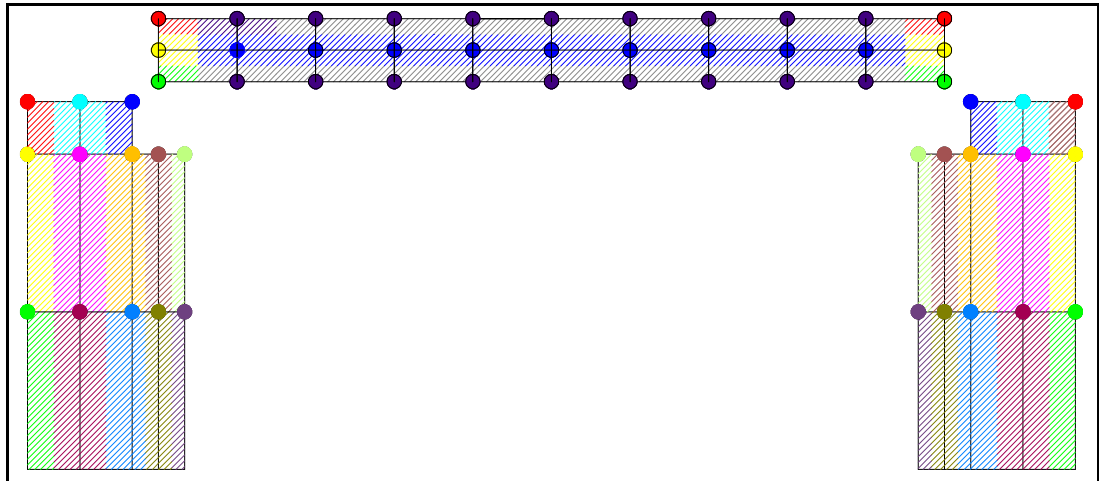
**Fig. 5.5** Geometría de los estribos y de la viga longitudinal del Puente

Además en la figura 5.6 se presenta la numeración de los grados de libertad para los estribos y para la viga longitudinal, donde las flechas en color rojo representan las coordenadas principales y las flechas azules corresponden a las coordenadas secundarias. Se puede apreciar que existe una coordenada principal extra en el punto de apoyo donde se asentará la viga en ambos estribos.



**Fig. 5.6.** Grados de Libertad en los estribos y en la viga longitudinal del Puente

Como se indicó anteriormente, es necesario conocer las áreas que serán asignadas a cada nudo, por lo tanto se puede entender que las masas se concentrarán en todos estos puntos tal como se muestra en la figura 5.7.



**Fig. 5.7.** Áreas que aportan a cada nudo de las mallas de elementos finitos

Se puede observar que en las bases de los estribos no se concentra ningún valor de masa, eso se debe a que en el modelo no se consideran grados de libertad en ningún nudo de la base en vista de que se está trabajando con un estribos apoyados sobre la cimentación, es decir se adoptan restricciones tanto en sentido horizontal como en sentido vertical en esa zona.

Después de conocer el área que será asignada a cada nudo, se debe conocer el espesor con el cual se va a trabajar siendo para el caso de los estribos el ancho o dimensión perpendicular al plano de análisis y para el caso de la viga la dimensión correspondiente a la sumatoria de las bases de todas las vigas longitudinales que compongan el puente a ser analizado.

Finalmente la Matriz de Masas se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$M = \begin{bmatrix} M_{ED} & 0 & 0 \\ 0 & M_V & 0 \\ 0 & 0 & M_{EI} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación (5.24)}$$

Dónde:

$M_{ED}$  = Matriz de masas Diagonal para el Estribo Derecho

$M_V$  = Matriz de masas Diagonal para la Viga Longitudinal

$M_{EI}$  = Matriz de masas Diagonal para el Estribo Izquierdo

#### 5.4. Matriz de Influencia

Una vez obtenidas las Matrices de Rigidez y de Masas, se puede resolver el problema de valores y vectores propios. Los vectores propios  $\phi^{(i)}$  representan los modos de vibración y conocidos los valores propios  $\lambda_i$ , se pueden encontrar las frecuencias y períodos de vibración mediante las siguientes expresiones.

$$W_{ni} = \sqrt{\lambda_i} \quad \text{Ecuación (5.25)}$$

$$T_i = \frac{2\pi}{W_{ni}} \quad \text{Ecuación (5.26)}$$

Con los períodos se ingresa al espectro y se determinan las aceleraciones de diseño  $A_{di}$  asociadas con cada  $T_i$ . Luego con los modos de vibración  $\phi^{(i)}$  obtenidos previamente se calculan los factores de participación modal  $\gamma_i$ , los cuales están definidos por la siguiente ecuación:

$$\gamma_i = \frac{\phi^{(i)T} M b}{\phi^{(i)T} M \phi^{(i)}} \quad \text{Ecuación (5.27)}$$

Solamente queda por indicar que el vector de incidencia  $b$  es un vector unitario que representa a las coordenadas principales con las cuales se realiza el análisis sísmico del Puente, es decir todos los desplazamientos horizontales.



### 5.4.1 Cálculo de las fuerzas horizontales

Mediante la aplicación de los datos ya obtenidos se puede indicar la manera en que se hallan las fuerzas máximas en cada modo de vibración  $F^{(i)}$ , las mismas que componen el vector de cargas generalizadas  $Q$ .

$$F^{(i)} = \gamma_i A_{di} M \phi^{(i)} \quad \text{Ecuación (5.28)}$$

### 5.4.2 Cálculo de desplazamientos horizontales

Conocidos los factores de participación modal  $\gamma_i$ , los períodos de vibración  $T_i$ , las aceleraciones espectrales  $A_{di}$  y los modos  $\phi^{(i)}$ , se pueden obtener los desplazamientos elásticos nodales  $q$  en base a la siguiente fórmula:

$$q^{(i)} = \gamma_i \left( \frac{T_i}{2\pi} \right)^2 A_{di} \phi^{(i)} \quad \text{Ecuación (5.29)}$$

### 5.4.3 Obtención de la Matriz de Influencia y su Utilidad

Toda esta explicación fue necesaria para llegar a la expresión (5.29) que permite hallar únicamente los desplazamientos horizontales, los mismos que luego deberán ser sometidos a un Criterio de Combinación Modal que se indicará más adelante, con lo cual se obtendrán los desplazamientos máximos probables. A partir de estos resultados de desplazamientos horizontales se pueden hallar los desplazamientos verticales pero no sin antes haber obtenido la Matriz de Influencia Estática, la misma que se obtiene a partir de las submatrices halladas al particionar la Matriz de Rigidez. En consecuencia la Matriz de Influencia queda definida según la siguiente expresión:

$$X_i = - \text{inv}(K_{bb}) * K_{ba} \quad \text{Ecuación (5.30)}$$

Después de haber obtenido la Matriz de Influencia, los desplazamientos verticales se encuentran aplicando la siguiente ecuación:

$$q_{\text{vert}} = X_t * q_{\text{horz}} \quad \text{Ecuación (5.31)}$$

### 5.5. Modos de Vibración calculados utilizando el Programa CEINCI-LAB y GID

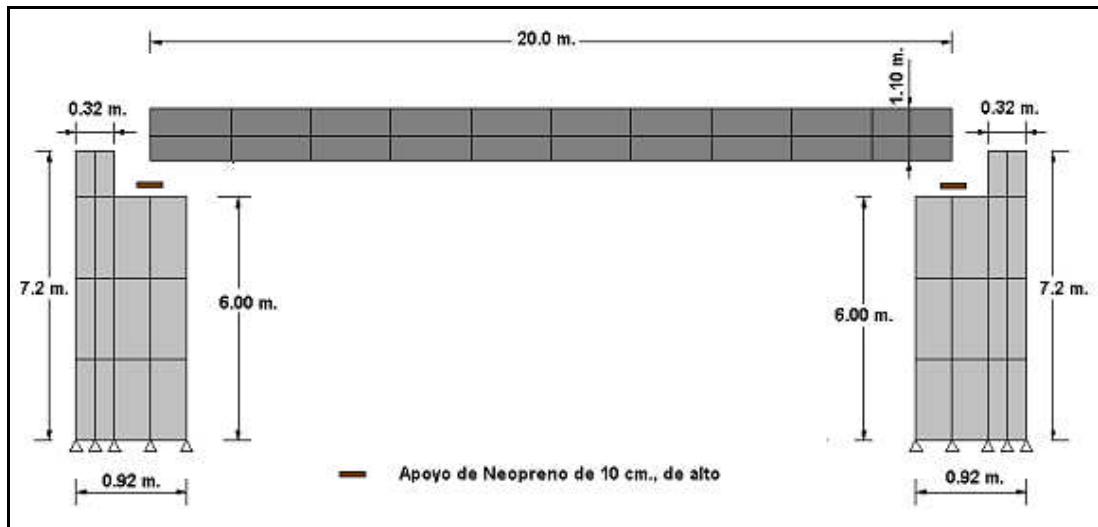
Los gráficos de los 5 primeros modos de vibración, obtenidos con ayuda del Programa GID a partir de los resultados que se encontraron con CEINCI-LAB para los dos estribos y para la viga longitudinal, se indican a continuación:

Se va a realizar el análisis sísmico, en sentido longitudinal, a la estructura del Puente indicado en la figura 5.8, se trabaja con  $R = 3$  (Valor que se consideró en el análisis con elementos finitos; cómo se va a comparar las respuestas con este método se toma el mismo valor caso contrario se habría trabajado con  $R = 1$ ). El Puente tiene dos estribos, 8 vigas longitudinales las mismas que se asientan sobre apoyos de Neopreno. Su longitud es de 20m, y en sentido transversal mide 21m, ya que existen cuatro carriles, dos en cada sentido con veredas de 1.50m, en sus extremos.

El Tablero del puente es una losa maciza de 20cm, de espesor sobre la cual va una capa de asfalto de 5cm, y las veredas tienen una altura de 25cm. Cada una de las vigas longitudinales tiene una base equivalente de 60cm, de ancho y un peralte de 1.10m. Las dimensiones de los estribos están indicadas en la figura 5.8. El hormigón empleado en los estribos, vigas y tablero tiene un módulo de elasticidad  $E = 2007980 \text{ T/m}^2$  y un módulo de Poisson  $\nu = 0.20$ .

El Peso del Tablero del Puente vale:  $W_T = 20 * 21 * 0.2 * 2.4 = 201.6 \text{ T}$ . Por otra parte el peso de veredas es  $W_V = 2 * 1.5 * 20 * 0.25 * 2.4 = 36 \text{ T}$ . Se estima que el Peso de la carpeta asfáltica, pasamanos, personas y un eventual vehículo que pueden

estar sobre el Puente, durante un sismo es 40 T. Por lo tanto, el peso total de la superestructura es 277.60 T.



*Fig. 5.8 Puente conformado por dos estribos y vigas longitudinales.*

Este peso de 277.60 T. es repartido a los dos apoyos, con lo cual cada apoyo recibe una carga de la superestructura de 138.8 T. Ahora, normalmente el análisis se realiza por metro de ancho, con lo cual la carga vale  $138.8/21 = 6.61$  T/m.

El peso de una viga  $W_v = 0.60 * 1.10 * 20 * 2.4 = 31.68$  T. Como se tienen 8 vigas el peso de todas las vigas longitudinales es 253.44 T. Al dividir para 2 se halla la carga en cada apoyo y es de: 126.72 T. Finalmente al dividir para 21 m., se halla la carga por metro de ancho y esta vale: 6.04 T/m. A esta cantidad se debe sumar el peso de las vigas transversales, que se estima aportan en 0.46 T/m. (Hay varias vigas transversales, como se observa en la figura 5.8. El puente que se analiza es similar al mencionado Puente). Por lo tanto la carga de vigas que se transmite a cada apoyo por metro de ancho es 6.04 T/m.

Al sumar 6.04 con 6.61 se tiene que la carga que se transmite a cada estribo por efecto de la superestructura es **12.65 T/m.**



## 5.6. PROGRAMA DE CEINCI-LAB PUENTE\_TODO

Programa diseñado para la obtención de los Modos de Vibración, Desplazamientos, Fuerzas Sísmicas y Esfuerzos.

```
clear all; close all; echo off
```

```
%
%      Análisis sísmico de un puente de un vano
%
%
%      XX=====XX      !
%      XXXX                XXXX      !
%      XXXX                XXXX      7.20 m.
%      XXXX                XXXX      i
%      92m-----20 m.-----92m
%-----
```

### % Datos de Estribo Izquierdo

```
divx1=4;divy1=3;divy2=1;base1=0.92;base2=0.32;altura1=6.00;altura2=1.20;
[VC,XE,YE,NUDE,MEI,nglp]=vc_estribo_izquierdo(divx1,divy1,divy2,base1,base2,altura1,
altura2);
E=2007980; % Modulo de elasticidad del material para fc=280
espesor=21.0; % Se considera que el puente tiene 20 m. de ancho.
poisson=0.20; % Modulo de Poisson.
[SS,ngl]=rigidez_estructura_puente(VC,XE,YE,E,espesor,poisson);
Kaa=SS(1:nglp,1:nglp);Kab=SS(1:nglp,nglp+1:ngl);Kbb=SS(nglp+1:ngl,nglp+1:ngl);
KEI=Kaa-Kab*inv(Kbb)*Kab';
%-----
```

### % Datos de Viga Longitudinal

```
divx=10;divy=2;L=20.0;hv=1.1;
[VCV,XEV,YEV,NUDEV,MV]=vc_viga_longitudinal(divx,divy,L,hv);
espev=8*0.6; % Se consideran que existen 8 vigas en sentido longitudinal
[SV,nglv]=rigidez_estructura_puente(VCV,XEV,YEV,E,espev,poisson);
nca=(divx+1)*(divy+1); % Numero de coordenadas principales para analisis sismico en X
Kaa=SV(1:nca,1:nca);Kabv=SV(1:nca,nca+1:nglv);Kbbv=SV(nca+1:nglv,nca+1:nglv);
KV=Kaa-Kabv*inv(Kbbv)*Kabv';
%-----
```



**% Datos de Estribo Derecho**

```
divx1=4;divy1=3;divy2=1;base1=0.92;base2=0.32;altura1=6.00;altura2=1.20;
[VCD,XED,YED,NUDED,MED,ngp]=vc_estribo_derecho(divx1,divy1,divy2,base1,base2,altura1,altura2);
[SD,ngld]=rigidez_estructura_puente(VCD,XED,YED,E,espesor,poisson);
Kaad=SD(1:ngp,1:ngp);Kabd=SD(1:ngp,ngp+1:ngld);Kbbd=SD(ngp+1:ngld,ngp+1:ngld);
KED=Kaad-Kabd*inv(Kbbd)*Kabd';
```

**%-----MATRIZ DE RIGIDEZ TOTAL-----**

```
n1=nglp;n2=nca;n3=ngp;
CERO1=zeros(n1,n2);CERO2=zeros(n1,n3);CERO3=zeros(n2,n3);
KT= [KEI CERO1 CERO2;
      CERO1' KV CERO3;
      CERO2' CERO3' KED];
KT(20,20)=KT(20,20)+243.06; KT(30,30)=KT(30,30)+243.06;
```

**%-----MATRIZ DE MASAS TOTAL-----**

```
MT=[MEI CERO1 CERO2;
     CERO1' MV CERO3;
     CERO2' CERO3' MED];
```

**%-----PROPIEDADES DINAMICAS-----**

```
[T,phi,OM]=orden_eig(KT,MT);
T;
```

**%-----ACELERACIONES ESPECTRALES-----**

```
% Cálculo de factores de participación modal
na=length(KT);
for i=1:na
    b(i)=1;
end
b=b'; % vector de incidencia
for i=1:na
    gama(i)=(phi(:,i)'*MT*b)/(phi(:,i)'*MT*phi(:,i));
    gama(i)=abs(gama(i));
end
R=3;fip=1;fie=1; % Datos para el espectro nec11
[Ad]=espectro_nec11 (R,fip,fie,T);
Ad;
```

**%-----DESPLAZAMIENTOS MODALES-----**

```
ccm=2; % (1) n t Perú 2003 ; (2) Máximo Valor Probable
```





```
[qt]=desplazamientos_modales(T,phi,Ad,gama,na,ccm);
```

```
%-----FUERZAS MODALES-----
```

```
[Ft,PT]=fuerzas_modales(MT,phi,Ad,gama,na,ccm);
```

```
%-----ESFUERZOS-----
```

```
nt=ngl+nglv+ngld;
```

```
nei=(ngl+2)/2; nv=(nglv+2)/2; ned=(ngld+2)/2;
```

```
qaei=(qt(1:nei)); qav=(qt(nei+1:nei+nv)); qaed=(qt(nei+nv+1:nei+nv+ned));
```

```
Xiei=-inv(Kbb)*Kab'; Xiv=-inv(Kbbv)*Kabv'; Xied=-inv(Kbbd)*Kabd';
```

```
qbei=Xiei*qaei; qbv=Xiv*qav; qbed=Xied*qaed;
```

```
qei=[qaei;qbei]; qv=[qav;qbv]; qed=[qaed;qbed];
```

```
[Strei]=esfuerzos_Estribo(divx1,divy1,divx1-2,divy2,qei,VC,XE,YE,poisson,E,NUDE);
```

```
[Strv]=esfuerzos_Viga(divx,divy,qv,VCV,XEV,YEV,poisson,E,NUDEV);
```

```
[Stred]=esfuerzos_Estribo(divx1,divy1,divx1-2,divy2,qed,VCD,XED,YED,poisson,E,NUDED);
```

```
%-----GID-----
```

```
qtxei=qaei(1:length(qaei)-1,1); qtyei=[qbei(1:(divx1+1)*(divy1)-2,1);-
```

```
qaei(length(qaei));qbei((divx1+1)*(divy1)-1:length(qbei),1)]; qmodei=[qtxei,qtyei];
```

```
qtxv=qav;
```

```
qtyv=[0;qbv(1:divx-1,1);0;qbv(divx:(divx+1)*(divy+1)-2,1)];
```

```
qmodv=[qtxv,qtyv];
```

```
qtxed=qaed(1:length(qaed)-1,1); qtyed=[qbed(1:(divx1+1)*(divy1-1)+1,1);-
```

```
qaed(length(qaed));qbed((divx1+1)*(divy1-1)+2:length(qbed),1)]; qmoded=[qtxed qtyed];
```

```
Ftei=(Ft(1:nei)); Ftv=(Ft(nei+1:nei+nv)); Fted=(Ft(nei+nv+1:nei+nv+ned));
```

```
PPei=diag(MEI)*9.8; PPv=diag(MV)*9.8; PPed=diag(MED)*9.8;
```

```
PPei((divx1+1)*(divy1)-1,1)=PPei((divx1+1)*(divy1)-
```

```
1,1)+PPei(length(PPei));PPei=PPei(1:nei-1,1);
```

```
PPed((divx1+1)*(divy1-1)+2,1)=PPed((divx1+1)*(divy1-
```

```
1)+2,1)+PPed(length(PPed));PPed=PPed(1:ned-1,1);
```

```
%Estribo izquierdo
```

```
problem1='puente_gid/ESTRIBO-IZQUIERDO-GID'; % Ingresar el nombre del problema
```

```
divx2=divx1-2;
```

```
[crd1,cnc1]=genmalla(divx1,divy1,XE(1:divx1*divy1,:),YE(1:divx1*divy1,:),NUDE(1:divx1*divy1,:));
```

```
[crd2,cnc2]=genmalla(divx2,divy2,XE(divx1*divy1+1:divx1*divy1+divx2*divy2,:),YE(divx1*divy1+1:divx1*divy1+divx2*divy2,:),NUDE(divx1*divy1+1:divx1*divy1+divx2*divy2,:));
```

```
coordei=[crd1;crd2(divx2+2:length(crd2),:)]; conecei=[cnc1;cnc2];
```

```
Ft_gidei=[zeros(divx1+1,1);Ftei(1:nei-1,1)]; % Fuerzas Sísmicas
```

```
qine_gidei=[zeros(divx1+1,1);R*qtxei]; % Desplazamientos inelásticos
```

```
qte_gidei=[zeros(divx1+1,1);qtxei]; % Desplazamientos elásticos
```

```
Peso_gidei=[zeros(divx1+1,1);PPei]; % Pesos
```



```
qmod_gidei=[zeros(divx1+1,2);qmodei]; % Desplazamientos Modales horizontales y
verticales
GID_mesh_estribo(problem1,coordei,coneccei,divx1,divy1,divx2,divy2)
GID_result_estribo(problem1,Ft_gidei,qte_gidei,qine_gidei,Peso_gidei,qmod_gidei,Strei,div
x1,divy1,divx2,divy2)
```

**%Viga longitudinal**

```
problem2='puente_gid/VIGA-GID'; % Ingresar el nombre del problema
[coordv,conecv]=genmalla(divx,divy,XEV,YEV,NUDEV);
Ft_gidv=[Ftv]; % Fuerzas Sísmicas
qine_gidv=[R*qtqv]; % Desplazamientos inelásticos
qte_gidv=[qtqv]; % Desplazamientos elásticos
Peso_gidv=[PPv]; % Pesos
qmod_gidv=[qmodv]; % Desplazamientos Modales horizontales y verticales
GID_mesh_viga(problem2,coordv,conecv,divx,divy)
GID_result_viga(problem2,Ft_gidv,qte_gidv,qine_gidv,Peso_gidv,qmod_gidv,Strv,divx,div
y)
```

**%Estribo derecho**

```
problem3='puente_gid/ESTRIBO-DERECHO-GID'; % Ingresar el nombre del problema
[crd1,cnc1]=genmalla(divx1,divy1,XED(1:divx1*divy1,:),YED(1:divx1*divy1,:),NUDED(1
:divx1*divy1,:));
[crd2,cnc2]=genmalla(divx2,divy2,XED(divx1*divy1+1:divx1*divy1+divx2*divy2,:),YED(
divx1*divy1+1:divx1*divy1+divx2*divy2,:),NUDED(divx1*divy1+1:divx1*divy1+divx2*d
ivy2,:));
coordec=[crd1;crd2(divx2+2:length(crd2),:)]; conec=[cnc1;cnc2];
Ft_gided=[zeros(divx1+1,1);Fted(1:ned-1,1)]; % Fuerzas Sísmicas
qine_gided=[zeros(divx1+1,1);R*qtqed]; % Desplazamientos inelásticos
qte_gided=[zeros(divx1+1,1);qtqed]; % Desplazamientos elásticos
Peso_gided=[zeros(divx1+1,1);PPed]; % Pesos
qmod_gided=[zeros(divx1+1,2);qmoded]; % Desplazamientos Modales horizontales y
verticales
GID_mesh_estribo(problem3,coordec,conec,divx1,divy1,divx2,divy2)
GID_result_estribo(problem3,Ft_gided,qte_gided,qine_gided,Peso_gided,qmod_gided,Stred,
divx1,divy1,divx2,divy2)
```

**%-----MODOS-GID-----**

**%Graficas de los modos de vibración en GID**

```
problem_mei='modos_gid/estrizq_modos'; % Ingresar el nombre del problema
(deformaciones y fuerzas)
```

```
%=====
```

```
[Tei,phime,OMei]=orden_eig(KEI,MEI);
num_modos=nei; % número de modos (Sentido Horizontal)
```



```

for nmodo=1:num_modos
phia=phimei(:,nmodo); % Modos de vibración en coordenadas principales
phib=Xiei*phia; % Modos de vibración en coordenadas secundarias
phiaei=phia(1:length(phia)-1,1);
phibei=[phib(1:(divx1+1)*(divy1)-2,1);phia(length(phia));phib((divx1+1)*(divy1)-
1:length(phib),1)];
phibcero=zeros(length(phimei(:,1))-1,1); % vector de ceros en sentido vertical

```

**%Modos de vibración en sentido X y sentido Y**

```

ModoXY=[phiaei, phibei];
Modo_gid_XY=[zeros(divx1+1,2);ModoXY];

```

**%Modos de vibración en sentido X**

```

ModoX=[phiaei, phibcero];
Modo_gid_X=[zeros(divx1+1,2);ModoX];

```

**%Archivo flavia.msh (modos)**

```

GID_mesh_estribo(problem_mei,coordei,conceci,divx1,divy1,divx2,divy2)

```

**%Archivo flavia.res (modos)**

```

GID_result_modos_estribo(nmodo,problem_mei,Modo_gid_XY,Modo_gid_X,divx1,divy1,
divx2,divy2)
end
%+++++

```

**%Graficas de los modos de vibración en GID**

```

problem_mv='modos_gid/viga_modos'; %Ingresar el nombre del problema (deformaciones
y fuerzas)
%=====

```

```

[Tv,phimv,OMv]=orden_eig(KV,MV);
num_modos=nv; % número de modos (Sentido Horizontal)
for nmodo=1:num_modos

```

```

phia=phimv(:,nmodo); % Modos de vibración en coordenadas principales
phib=Xiv*phia; % Modos de vibración en coordenadas secundarias
phiav=phia;
phibv=[0;phib(1:divx-1,1);0;phib(divx:(divx+1)*(divy+1)-2,1)];
phibcero=zeros(length(phimv(:,1)),1); % vector de ceros en sentido vertical

```

**%Modos de vibración en sentido X y sentido Y**

```

ModoXY=[phiav, phibv];
Modo_gid_XY=[ModoXY];

```



**%Modos de vibración en sentido X**

ModoX=[phiav, phibcero];  
Modo\_gid\_X=[ModoX];

**%Archivo flavia.msh (modos)**

GID\_mesh\_viga(problem\_mv,coordv,conecv,divx,divy)

**%Archivo flavia.res (modos)**

GID\_result\_modos\_viga(nmodo,problem\_mv,Modo\_gid\_XY,Modo\_gid\_X,divx,divy)  
end

%+++++

**%Graficas de los modos de vibración en GID**

problem\_med='modos\_gid/estrder\_modos'; % Ingresar el nombre del problema  
(deformaciones y fuerzas)

%=====

[Ted,phimed,OMed]=orden\_eig(KED,MED);  
num\_modos=ned; % número de modos (Sentido Horizontal)  
for nmodo=1:num\_modos

phia=phimed(:,nmodo); % Modos de vibración en coordenadas principales  
phib=Xied\*phia; % Modos de vibración en coordenadas secundarias  
phiaed=phia(1:length(phia)-1,1);  
phibed=[phib(1:(divx1+1)\*(divy1-1)+1,1);phia(length(phia));phib((divx1+1)\*(divy1-1)+2:length(phib),1)];  
phibcero=zeros(length(phimed(:,1))-1,1); % vector de ceros en sentido vertical

**%Modos de vibración en sentido X y sentido Y**

ModoXY=[phiaed, phibed];  
Modo\_gid\_XY=[zeros(divx1+1,2);ModoXY];

**%Modos de vibración en sentido X**

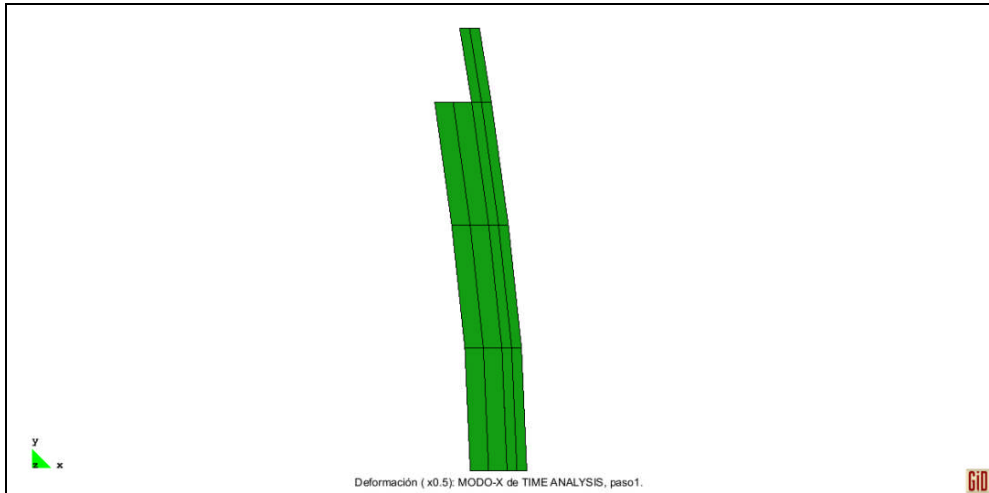
ModoX=[phiaed, phibcero];  
Modo\_gid\_X=[zeros(divx1+1,2);ModoX];

**%Archivo flavia.msh (modos)**

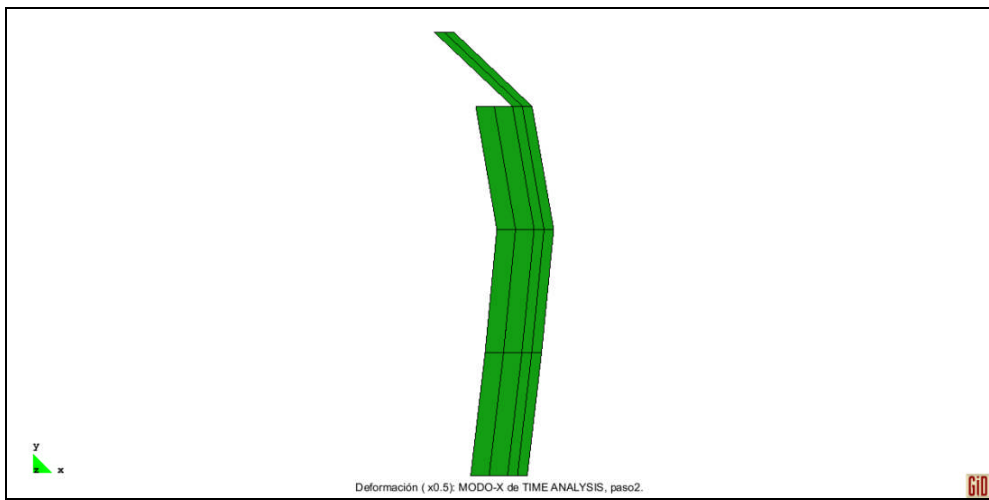
GID\_mesh\_estribo(problem\_med,coordec,coneced,divx1,divy1,divx2,divy2)

**%Archivo flavia.res (modos)**

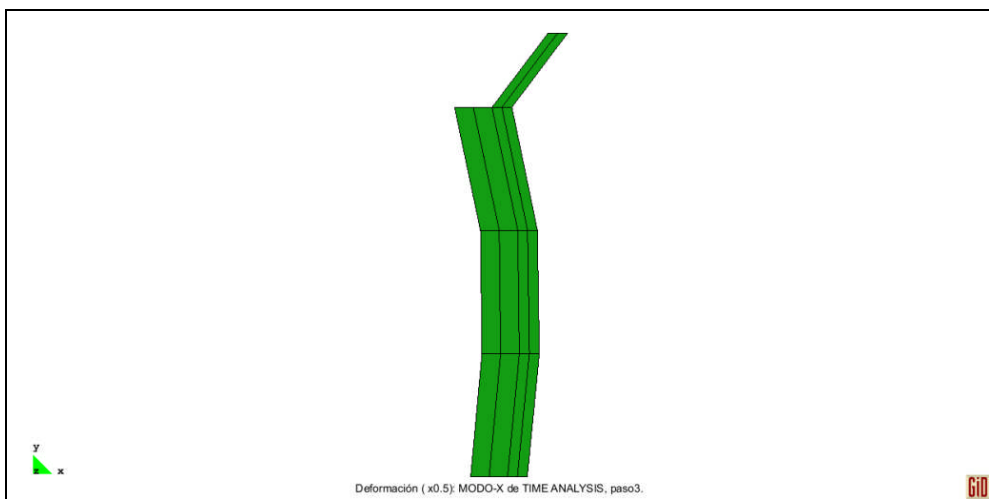
GID\_result\_modos\_estribo(nmodo,problem\_med,Modo\_gid\_XY,Modo\_gid\_X,divx1,divy1,  
divx2,divy2)  
end  
%-----end----



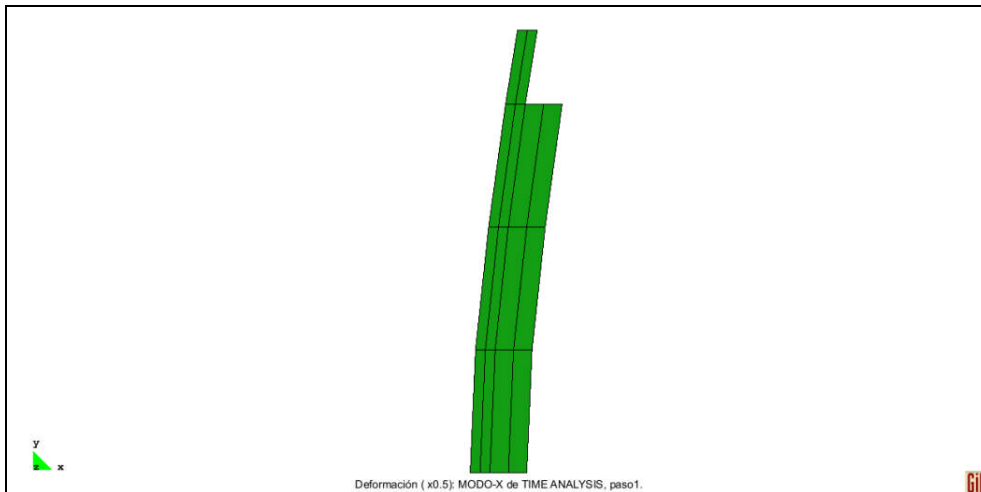
*Fig. 5.9: Primer Modo de Vibración del Estribo Derecho.*



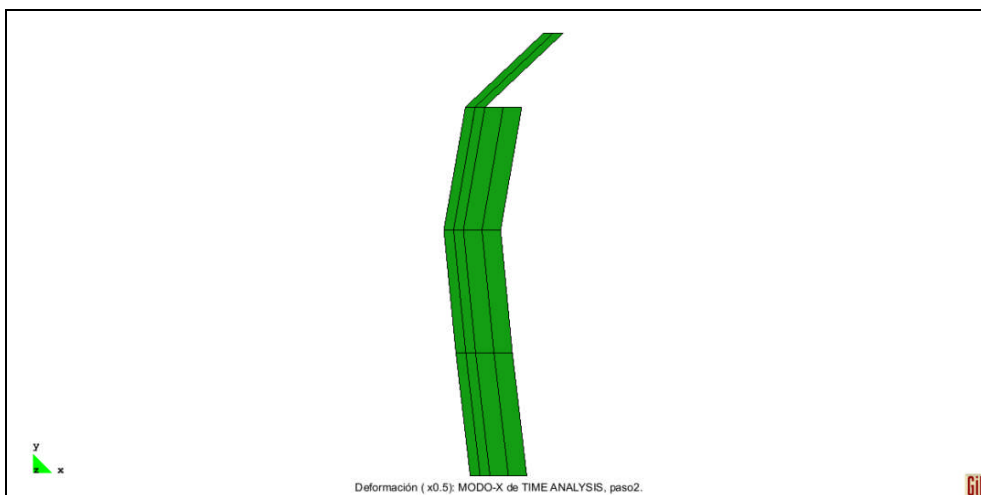
*Fig. 5.10: Segundo Modo de Vibración del Estribo Derecho*



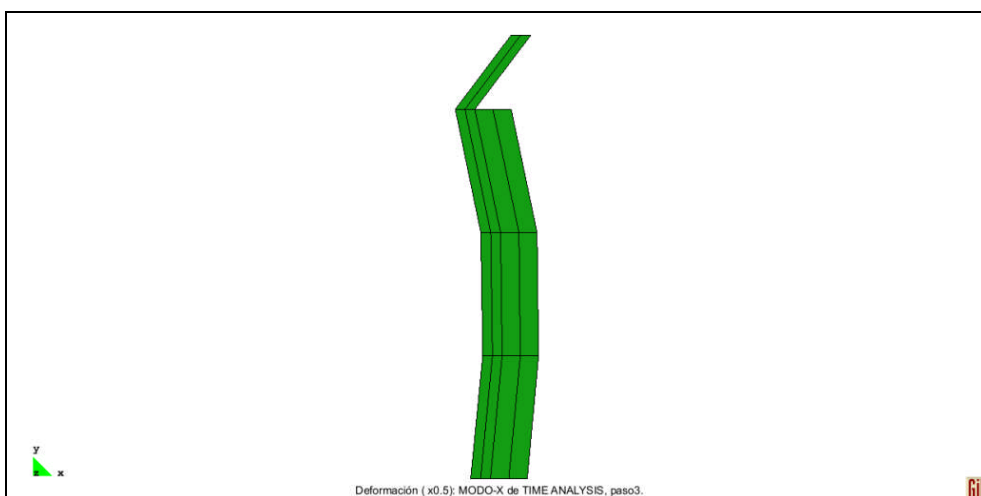
*Fig. 5.11: Tercer Modo de Vibración del Estribo Derecho*



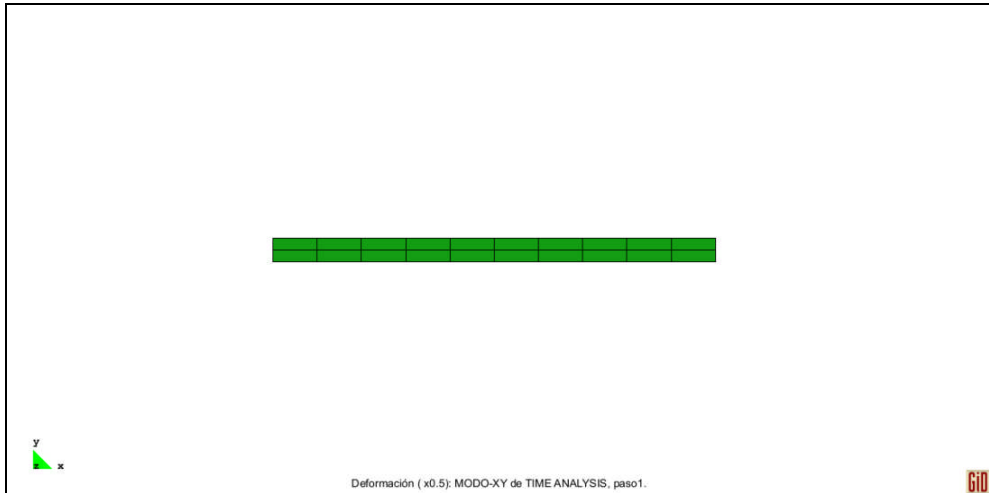
*Fig. 5.12: Primer Modo de Vibración del Estribo Izquierdo*



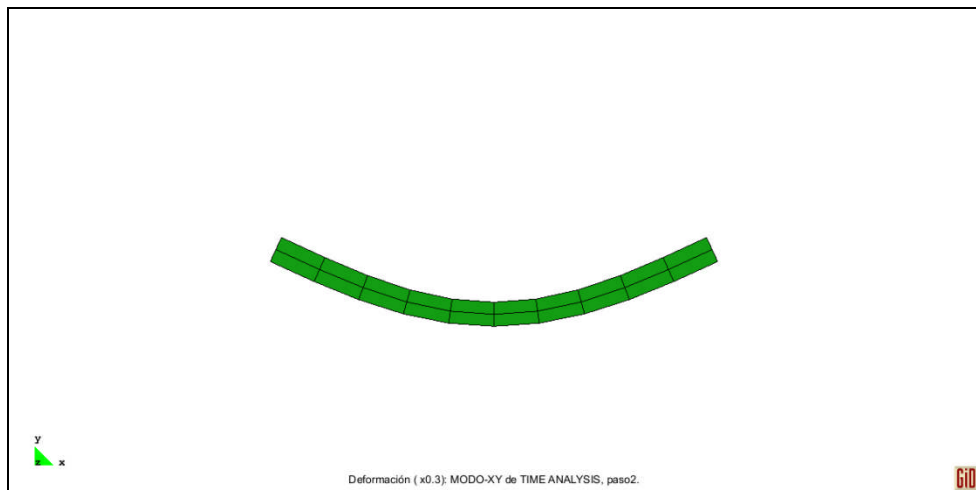
*Fig. 5.13: Segundo Modo de Vibración del Estribo Izquierdo*



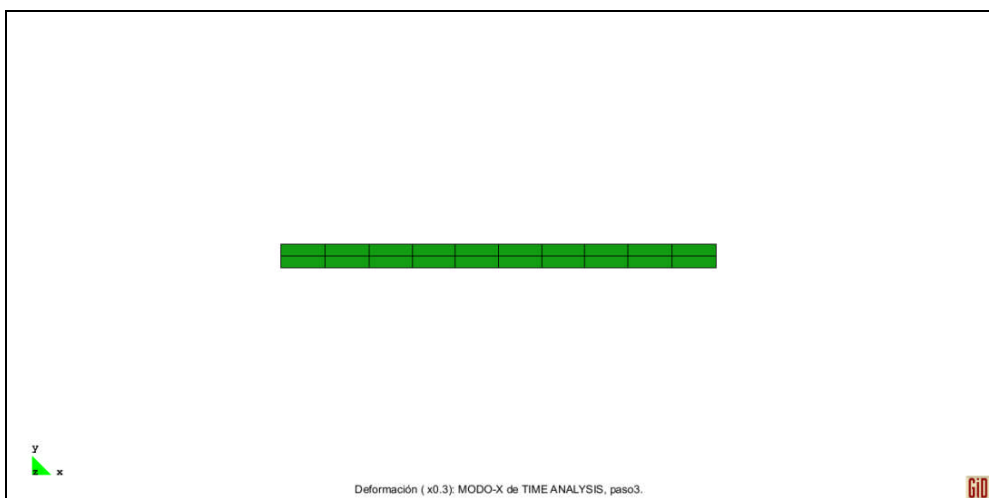
*Fig. 5.14: Tercer Modo de Vibración del Estribo Izquierdo*



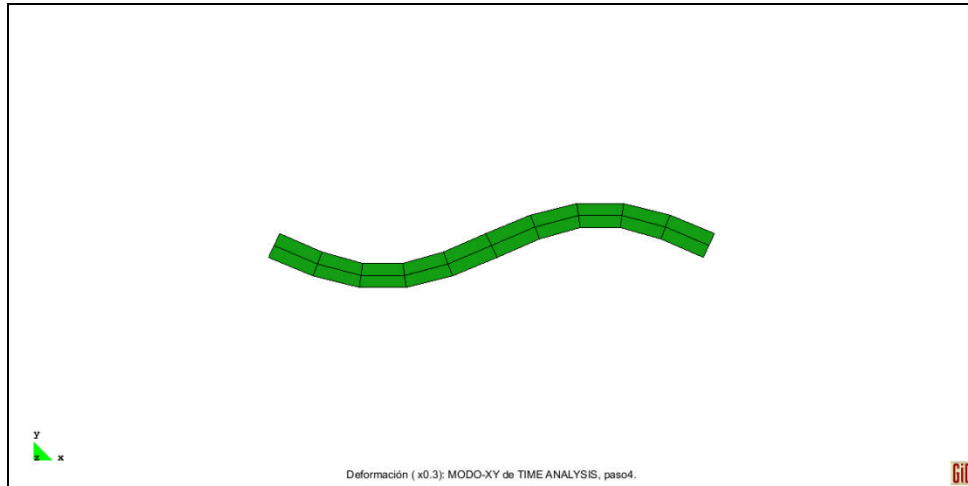
*Fig. 5.15: Primer Modo de Vibración de la Viga*



*Fig. 5.16: Segundo Modo de Vibración de la Viga*



*Fig. 5.17: Tercer Modo de Vibración de la Viga*



*Fig. 5.18: Cuarto Modo de Vibración de la Viga*

### 5.7. Criterios de Combinación Modal

Para encontrar las respuestas máximas probables de fuerzas y desplazamientos, en este trabajo se presentan dos Criterios de Combinación Modal, los cuales se detallan a continuación:

#### 5.7.1 Criterio del Máximo Valor Probable, Aguiar (2008,1):

Por su sencillez es uno de los más utilizados. Es apropiado su uso cuando las frecuencias naturales de vibración se encuentran bastante separadas, más del 10%. Si se utiliza este criterio cuando no cumple tal condición puede ocasionar que la respuesta sea subestimada.

$$r = \sqrt{\sum_{i=1}^N r_i^2}$$

Ecuación (5.32)

Dónde:

N = número total de modos

r = variable que se desea combinar



### 5.7.2 Criterio de la Doble Suma, Aguiar (2008,1):

A diferencia del caso anterior, este criterio se usa cuando las frecuencias naturales están bastante cercanas entre sí.

$$r^2 = \sum_{i=1}^N (r_i)^2 + \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \frac{r_i r_j}{1 + \varepsilon_{ij}^2}$$

Ecuación (5.33)

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\sqrt{1 - \xi}}{\xi} \frac{W_{ni} - W_{nj}}{W_{ni} + W_{nj}}$$

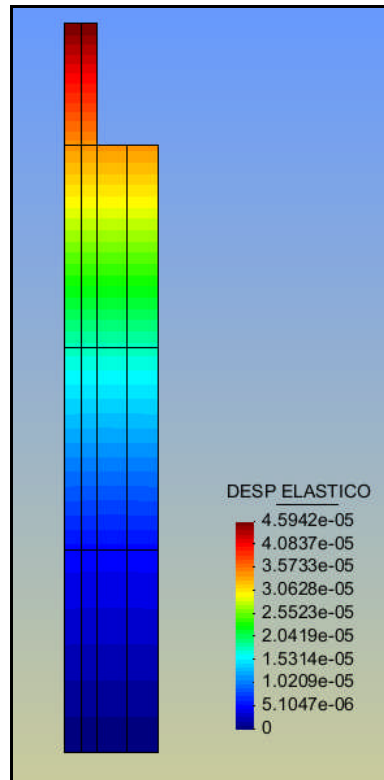
Donde  $W_{ni}$  y  $W_{nj}$  son las frecuencias de vibración de los modos  $i$ ,  $j$ .  $\xi$  es el porcentaje de amortiguamiento para cada modo de vibración. La parte más compleja del método es determinar los valores de  $\xi$  para cada modo. Una forma más refinada del criterio de la doble suma se tiene en función del tiempo de duración del sismo que se ha denominado  $s$ . En este caso, se tiene:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ij} &= \frac{W_{ai} - W_{aj}}{\xi'_i W_{ai} + \xi'_j W_{aj}} \\ W_{ai} &= W_{ni} \sqrt{1 - \xi_i^2} \\ \xi'_i &= \xi_i + \frac{2}{s W_{ni}} \end{aligned}$$

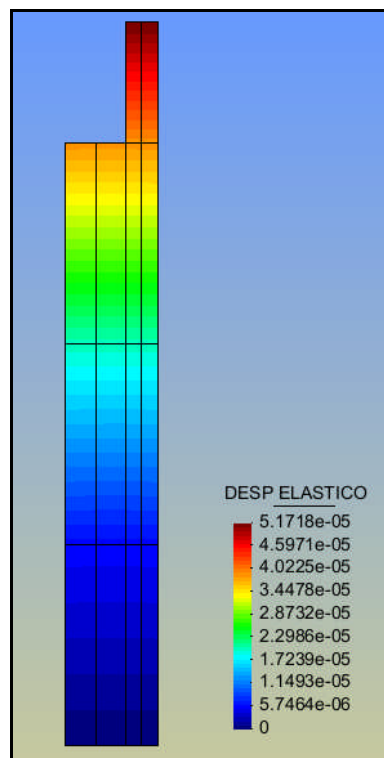
Ecuación (5.34)

Este criterio considera la proximidad entre los valores de las frecuencias de los modos que contribuyen a la respuesta, la fracción del amortiguamiento y la duración del sismo.

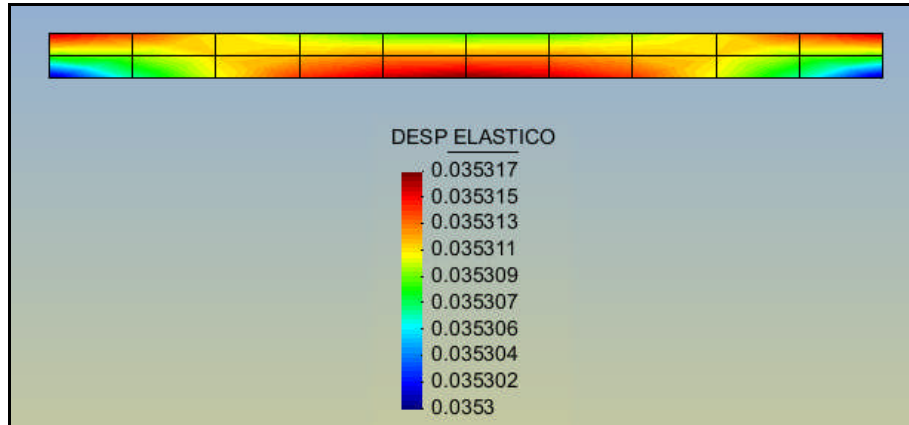
**5.8. Desplazamientos utilizando CEINCI-LAB y GID.**



*Fig. 5.19: Desplazamientos Elásticos del Estribo Derecho*

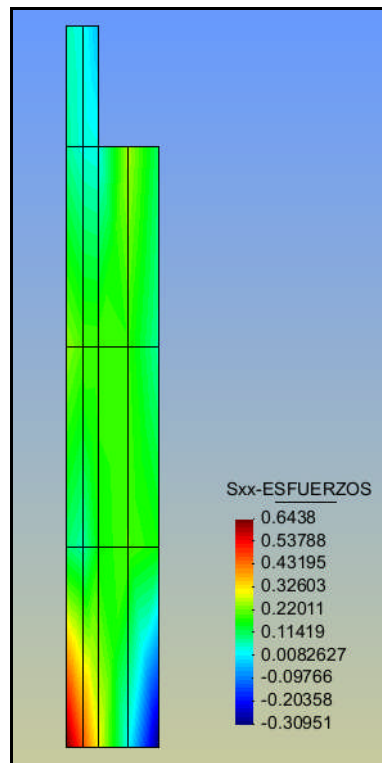


*Fig. 5.20: Desplazamientos Elásticos del Estribo Derecho*

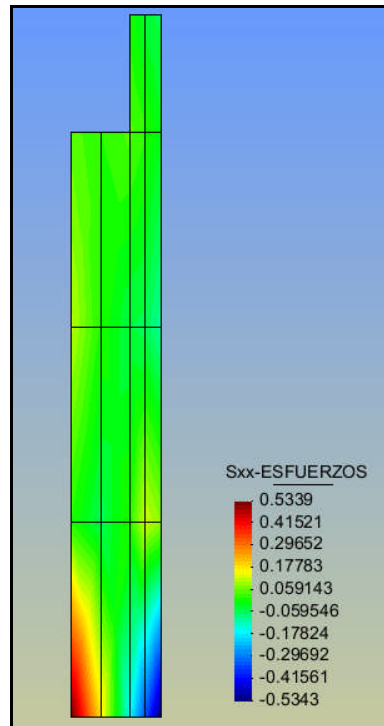


*Fig. 5.21: Desplazamientos Elásticos del Estribo Derecho*

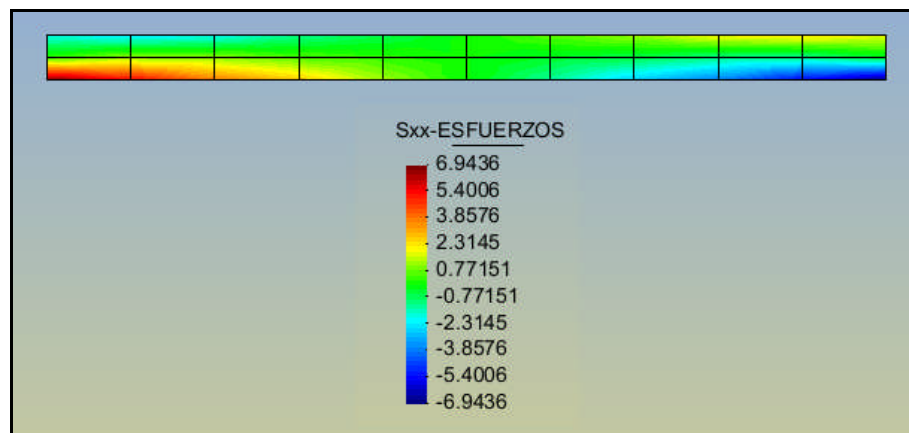
### 5.9. Determinación de Esfuerzos utilizando CEINCI-LAB y GID.



*Fig. 5.22: Esfuerzos de Estribo Izquierdo*



*Fig. 5.23: Esfuerzos de Estribo Derecho*



*Fig. 5.24: Esfuerzo de la Viga*

## 6. COMENTARIOS SOBRE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE SE DEBE CONSIDERAR EN EL ANALISIS SISMICO DE UN PUENTE, COMPARADOS CON LOS QUE ESTAN EN CONSTRUCCION EN LA TRONCAL AMAZONICA.

### 6.1. Placas de neopreno

Las placas de neopreno tienen que ser colocadas entre las vigas y los estribos y deben tener en cada cara una placa de acero como se muestra en la figura 6.1 las mismas que sirven para que se sujete a la viga y al estribo y de esta manera cumplan con el trabajo para lo cual fueron diseñadas



*Fig. 6.1 Forma correcta de colocar los apoyos de neopreno en los puentes*

En la construcción de los puentes de la troncal amazónica dentro del detalle indicado en el primer capítulo podemos observar que todos tienen los apoyos de neopreno con diferentes dimensiones de acuerdo al diseño, pero solamente dos de ellos fueron colocados con las placas de acero en sus caras como se muestra en la figura 6.2, el resto únicamente se los coloco de la manera que se muestra en la figura 6.3, que de acuerdo a estudios realizados, esta es una manera incorrecta de colocarlos ya que no trabaja de la manera correcta permitiendo que solamente se deslice por el

neopreno mas no se deforme para transmitir fuerzas horizontales en cualquier dirección ya que se oponen al movimiento sísmico con una rigidez horizontal.



*Fig. 6.2 Colocación del neopreno con placas metálicas de sujeción.  
Puente Marker*

La respuesta sísmica de un puente considerando la rigidez y amortiguamiento del apoyo de Neopreno es menor a la respuesta sísmica en que no se considera dicho apoyo. De ahí que se deban tomar las precauciones del caso para que este no se salga de su apoyo.





*Fig. 6.3 Colocación de las placas de neopreno*

## **6.2. Vigas Transversales.**

Si bien es cierto algunas normativas sísmicas permiten la construcción de puentes sin las vigas transversales, pero no es menos cierto que esas mismas normativas indican que el calculista debe demostrar que la solución adoptada, es capaz de soportar las fuerzas sísmicas transversales al puente, La construcción de vigas transversales hace que la estructura sea más sólida en las tres dimensiones.

En los puentes de la troncal amazónica todos aquellos con vigas de hormigón armado tienen sus vigas transversales (figura 6.4) con separaciones mínimas de 6m las cuales hacen que toda la estructura trabaje en forma de marco espacial en el cual existe suficiente rigidez en sentido longitudinal y transversal mientras que las vigas metálicas son unidas con arriostramientos (figura 6.5) utilizando ángulos los mismos que para el tamaño de las vigas, tal vez no son suficientes para soportar el movimiento transversal y el calculista debió considerar la colocación de perfiles de un tamaño considerable semejante a las que son colocadas en los puentes de hormigón.



*Fig. 6.4 Vigas transversales de hormigón armado*



*Fig. 6.5 Arriostramientos transversales*

### **6.3. Traba Sísmica.**

La traba sísmica exterior es aquella que impide el desplazamiento transversal del puente, evitando que la viga longitudinal exterior se salga del estribo provocando la caída del puente.

En el primer grupo de puentes que se construyó en la troncal amazónica las trabas sísmicas diseñadas no tienen una altura adecuada, de tal manera que ante un evento sísmico las vigas longitudinales sobrepasarían la traba y se produciría el colapso de la estructura (figura 6.6); en el segundo grupo de puentes que se construye en la troncal amazónica, para evitar que la viga exterior sobrepase dicha traba, esta se la ha diseñado a la misma altura que la tiene la viga longitudinal (figura 6.7). evitando así que la estructura llegue al colapso en caso de un evento sísmico.





*Fig. 6.6 Trabas sísmicas del primer grupo de puentes. Puente Piedra Fina 1*



*Fig. 6.7 Trabas sísmicas del segundo grupo de puentes. Puente Quijos 2*

#### **6.4. Anclajes Verticales**

Los anclajes verticales que se hacen a través de espigas de acero unen el extremo de las vigas longitudinales del puente con la viga cabezal impidiendo que se produzcan desplazamientos verticales, peligrosos para la estructura en caso de producirse un evento sísmico, la omisión de las barras de anclaje vertical es un ingrediente más para el mal comportamiento sísmico de un puente.

Permitir desplazamientos tales como los provocados por la acción de las cargas móviles, variaciones de temperatura, retracción, pretensado, etc.

Impedir más allá de los límites tolerados por los apoyos propiamente dichos, aquellos desplazamientos que, por su magnitud, hagan peligrar la estabilidad de la superestructura. Dichos anclajes o topes deberán proyectarse para resistir solamente las fuerzas sísmicas horizontales, mayoradas en un 50%, quedando destinada a los apoyos la función de soportar las cargas verticales.

En la construcción de los puentes de la Troncal Amazónica, en su mayoría no tiene estos anclajes, ya que los diseñadores no consideran necesario por tener una traba sísmica con una altura considerable y la longitud de apoyo de igual manera tiene un alto factor de seguridad lo cual permite encajonar a las vigas manteniéndolas en el sitio que fueron colocadas, pero no es un justificativo ya que nunca está por demás prevenir alguna falla estructural con la colocación de estos elementos que por experiencias anteriores y fuera de nuestro país se a observado que son necesarias.



*Fig. 6.8 Anclaje vertical en el Puente Montana.*

### **6.5. Viga Cabezal**

Este elemento estructural está colocado en todos los puentes de la Troncal Amazónica ya que es aquella que recibe la carga transmitida por las vigas a través de la placa de neopreno la cual la traslada a la zapata que a su vez distribuye la carga al estrato de cimentación del puente.

Las dimensiones y reforzamiento de la viga cabezal guarda relación con la longitud del puente, ancho y el tren de carga considerado para el cálculo. Figura 6.9

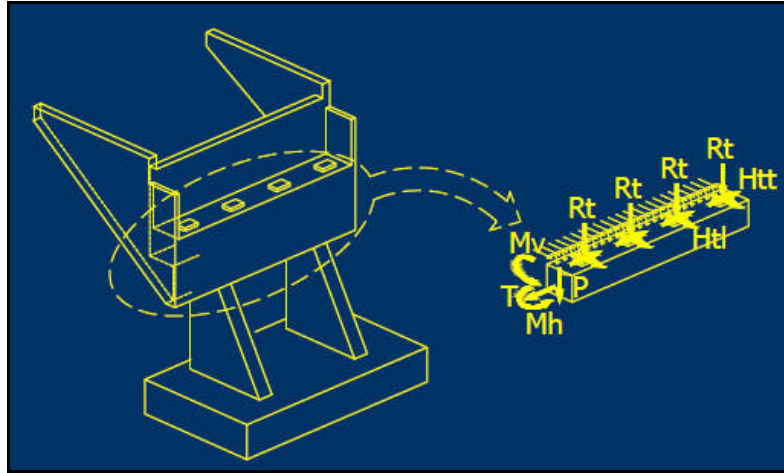


Fig. 6.9 Detalle de la viga cabezal

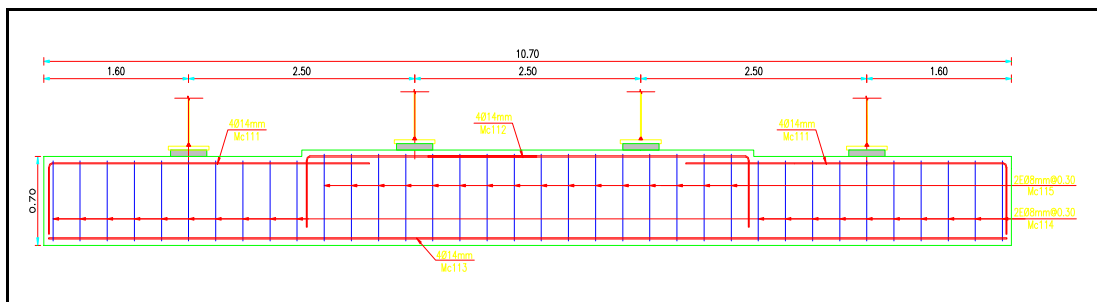
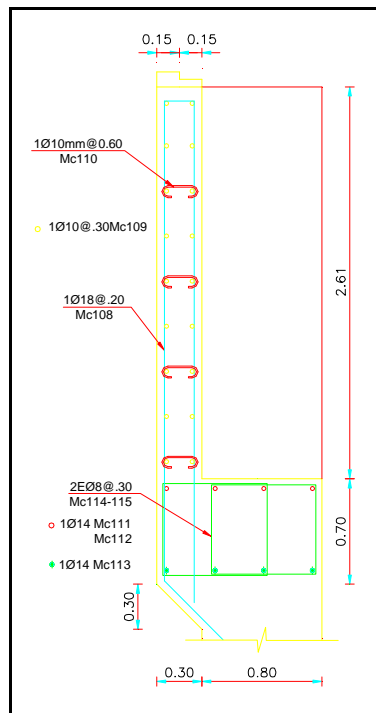


Fig. 6.10 Detalle de armado de la viga cabezal



## 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 7.1. Conclusiones

- Se ha presentado lo que prescriben algunas normativas sísmicas de Puentes, sobre espectros, los coeficientes de sitio  $S$  y el factor de reducción de las fuerzas sísmicas  $R$  con el cual se pasa del espectro elástico al inelástico, debido a que si el espectro de diseño no es seleccionada en forma adecuada se encontrarán resultados inapropiados y a lo mejor por el lado de la inseguridad.
- El tema de la selección del espectro de diseño es más importante que la diferencia que se obtienen con los métodos aproximados comparado con el exacto, los mismos que dicho sea de paso reportan resultados que se consideran satisfactorios para el Puente Simplemente Apoyado que se ha analizado en este artículo. Se aspira haber aportado al desarrollo de la Ingeniería Sísmica.
- Se observa que no son similares los valores encontrados en los métodos aproximados y el que se halla con el modelo de Elementos Finitos. Los resultados hallados con los Métodos aproximados se consideran satisfactorios ya que aquí únicamente se toma como dato el periodo fundamental lo que no sucede en el método de elementos finitos donde se consideran todos los periodos encontrados.
- Los puentes son estructuras de características especiales particularmente vulnerables, que requieren ser diseñados, mantenidos, evaluados y



rehabilitados bajo normativas sismoresistentes actualizadas, para cumplir una función social y brindar un servicio continuo.

- La regularidad de un puente es un parámetro importante, pero también es importante que sea simple, simétrico e íntegro. Simple, porque las fuerzas se transfieren al suelo en forma directa; simétrico, para no generar rotaciones torsionales; y finalmente íntegro, para que todas las componentes del puente permanezcan conectadas después del evento sísmico.
- Es necesario que los calculistas de puentes, conozcan y utilicen programas de análisis lineal y no lineal, que incorporen la respuesta tridimensional, la influencia de estribos, apoyos, juntas, aisladores y disipadores de energía algo que parece hizo falta en el cálculo de los puentes que se están construyendo en la Troncal Amazónica considerando que algunos elementos sísmicos no han sido tomados en cuenta para un mejor desempeño ante un evento sísmico.
- Una vez realizado los ejemplos con los diferentes métodos estudiados en este proyecto observamos que el Análisis Espectral Unimodal (MEU), resultan mayores que las obtenidas con un análisis de Carga Uniforme (MCU); en consecuencia, el análisis Unimodal es más conservador.
- La clasificación por importancia de un puente es un parámetro importante ya que determina qué método de análisis sísmico se debe utilizar y esto se da de acuerdo a la cantidad de vehículos que debe soportar diariamente el mismo, aunque no por eso se debe quitar importancia aquellos que se encuentran en lugares con poca circulación vehicular.



## 7.2. Recomendaciones.

- El Ministerio de Transporte y Obras Públicas debería realizar un estudio detallado de los puentes existentes en el Ecuador, ya que muchos de ellos soportan demasiada sobrecarga vertical debido a la repavimentación que se realiza para mejoramiento de las vías, sus apoyos se encuentran en muy mal estado, les falta losas de acceso, tienen asentamientos diferenciales, losas agrietadas, falta de simetría y de regularidad, socavación de pilares y estribos, poco o nada de mantenimiento, y además no se espera un comportamiento sísmico resistente adecuado.
- Deben tenerse en consideración los desplazamientos que existe en la longitud de apoyo, las juntas sísmicas, las trabas sísmicas, los anclajes verticales, para un buen comportamiento sísmico del puente.
- Además, en la propuesta de este trabajo de investigación, se dan algunos criterios de la traba sísmica, apoyos de neopreno y del uso de topes transversales; criterios importantes cuando se tiene puentes simplemente apoyados.
- El espectro de respuesta sísmica elástica debe ser el dado por la propuesta de norma NEC-11 y no la de la AASHTO, ya que ésta no está acorde a la sismicidad local.



## REFERENCIAS

- Aguiar R., (2004), “Análisis Matricial de Estructuras”, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Tercera Edición, 550 p., Quito.
- Aguiar R., (2007), "Dinámica de Estructuras con Matlab", Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.
- Aguiar R., (2008), “Análisis Sísmico de Edificios”, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Primera Edición, 704 p., Quito.
- Oñate E., (1992) “Cálculo de estructuras por el Método de Elementos Finitos”. Análisis Estático Lineal. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Universidad Politécnica de Cataluña. Primera Edición, 838 p., Barcelona.
- Manual de Diseño de Puentes, (2003), Ministerio de Transporte y Comunicación, Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Dirección de Normatividad Vial, 287 p., Lima.
- AASHTO (1996), Standard Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, 16th Edition.
- CALTRANS (2001), Seismic Design Criteria SDC, California Department of Transportation, Division of Engineering Service.
- AASHTO (1998), LRFD Bridge Design Specifications. American Association of State Highway and Transportation Officials, 2nd. Edition.
- Aguiar R., (2007,2), Factor de reducción de fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército., 117 p., Quito.



- Aguiar R., (2010), “El mega sismo de Chile 2010 y lecciones para el Ecuador”, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Sección Nacional del Ecuador - IPGH, Primera Edición, Quito.
- CEC-2000, Código Ecuatoriano de la Construcción, XIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Pontificia Universidad Católica del Ecuador, 325-350, Quito.
- NEC – 11, Norma ecuatoriana de la Construcción, “Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente”, 9 - 46, Quito.





## HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS

### ELABORADO POR

\_\_\_\_\_  
Capt. De E. Fredy Ayala

\_\_\_\_\_  
Capt. De E. Edison Gudiño

### DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

\_\_\_\_\_  
Ing. Jorge Zuñiga

### DIRECTOR DE LA UNIDAD DE ADMISIÓN Y REGISTRO

\_\_\_\_\_  
Ing. MBA. Fanny Cevallos Ortega

Lugar y Fecha: \_\_\_\_\_