



ESPE

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA: “ANÁLISIS INTEGRAL DEL PUENTE PEATONAL DE
ACCESO FRONTAL A LA UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS
ARMADAS APLICANDO LA NEC 2015, CON FINES DE
REFORZAMIENTO”**

AUTOR: VEGA VEGA DAVID ISRAEL.

DIRECTOR: ING. CAIZA SÁNCHEZ PABLO ENRIQUE Ph. D

SANGOLQUÍ 2017



**DEPARTAMENTO DE LAS CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA
CONSTRUCCIÓN CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, “ANÁLISIS INTEGRAL DEL PUENTE PEATONAL DE ACCESO FRONTAL A LA UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS APLICANDO LA NEC 2015, CON FINES DE REFORZAMIENTO” realizado por el señor DAVID ISRAEL VEGA VEGA, ha sido revisado en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar al señor para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 17 de agosto del 2017

A handwritten signature in blue ink is written over a horizontal dashed line. The signature appears to read 'Pablo Enrique Caiza Sánchez'. Below the dashed line, there is a solid blue horizontal line.

ING. PABLO ENRIQUE CAIZA SÁNCHEZ PhD

DIRECTOR



**DEPARTAMENTO DE LAS CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA
CONSTRUCCIÓN CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, DAVID ISRAEL VEGA VEGA, con cédula de identidad N° 115013627-1, declaro que este trabajo de titulación “ANÁLISIS INTEGRAL DEL PUENTE PEATONAL DE ACCESO FRONTAL A LA UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS APLICANDO LA NEC 2015, CON FINES DE REFORZAMIENTO” ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, 17 de agosto del 2017

A handwritten signature in blue ink is written above a dashed horizontal line. The signature appears to be 'David Israel Vega Vega'.

C.C 115013627-1



**DEPARTAMENTO DE LAS CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA
CONSTRUCCIÓN CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

AUTORIZACIÓN

Yo, DAVID ISRAEL VEGA VEGA, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la institución el presente trabajo de titulación “ANÁLISIS INTEGRAL DEL PUENTE PEATONAL DE ACCESO FRONTAL A LA UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS APLICANDO LA NEC 2015, CON FINES DE REFORZAMIENTO” cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

Sangolquí, 17 de agosto del 2017

C.C 115013627-1

DEDICATORIA

El presente trabajo lo dedico a mis padres Kirman y Meybol quienes han sido pilares fundamentales para mi educación y desarrollo tanto en calidad humana como profesional. También se lo dedico a mi hermano Kirman y a mis hermanas Michelle y Anent, quienes son fuente de mi inspiración y perseverancia para ser siempre un buen ejemplo y modelo que seguir.

DAVID ISRAEL VEGA VEGA

AGRADECIMIENTO

A Dios a quien le debo todo lo que soy y todo lo que tengo, por haberme brindado una maravillosa familia la cual quiero hacer sentir orgullosa por medio de este logro.

A mi padre Kirman y mi madre Meybol maravillosos seres de quienes realmente me siento orgulloso ya que sin su apoyo incondicional este proyecto habría sido imposible de realizar.

A mi hermano Kirman, mis hermanas Michelle y Anent, por llenar mi vida de alegrías e inspirarme a seguir adelante.

A mi tutor Dr. Pablo Caiza por compartir sus conocimientos e incentivar en mí un espíritu investigador.

A mi abuelito Gustavo, mis abuelitas Elsitita y Enmita, quienes siempre creyeron en mí y mi capacidad para lograr mis objetivos, a mi abuelito Amílcar quien me cuida y protege desde el cielo.

A mis tíos y mis tías quienes con una sonrisa en su rostro alegraron mis días y me ensañaron lo importante que es mi familia.

A mis primos y primas, con quienes crecí y compartí muchos momentos inolvidables cuando éramos niños y aun siendo jóvenes.

A mis maestros Dr. Roberto Aguiar, Ing. Jorge Zúñiga, Dr. Washington Sandoval, Ing. Martha Pazmiño, Ing. Blanquita Chávez, Ing. Carolina Robalino, Ing. Izar, Ing. Eduardo Ordoñez, Ing. Estuardo Peñaherrera por impartir sus conocimientos a lo largo de mi carrera profesional, los cuales me ayudaron a seguir adelante y alcanzar este objetivo.

A mis amigos y futuros colegas Sebastián, Alexander, Martín, Hjalmar, Álvaro, con quienes compartí tantos momentos llenos de felicidad y tristeza.

A mis amigos que aprecio demasiado Iván, Carlos, Brayan, Paúl, Gisell, Naty, Ximena.

DAVID ISRAEL VEGA VEGA

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	iii
AUTORIZACIÓN	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
ÍNDICE DE TABLAS	xi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xv
RESUMEN.....	xxi
ABSTRACT	xxii
1.PROBLEMA	1
1.1.Planteamiento del problema.....	1
1.2.Antecedentes	1
1.3.Justificación e importancia.....	2
1.4.Área de influencia	2
1.5.Objetivos	3
1.5.1.Objetivo general	3
1.5.2.Objetivos específicos	3
2.MARCO TEÓRICO.....	3
2.1.Levantamiento topográfico	3
2.1.1.Estación total Trimble M3 5”	4
2.1.2.Trimble TX5 3D Laser Scanner	5
2.1.3.Fotogrametría con dron	8
2.2.Cables de atirantamiento.....	12
2.2.1.Definición.....	12

2.2.2. Tipos de cables	12
2.2.3. Propiedades físicas y resistencia	13
2.2.4. Usos y aplicaciones.	14
2.3. Deformaciones	16
2.3.1. Relación esfuerzo deformación	16
2.4. Factor de seguridad en cables de acero para puentes.	18
2.5. Empresas distribuidoras de cables en Ecuador.	19
2.6. Pilonos de hormigón armado	21
2.6.1. Concepto general	21
2.6.2. Usos y aplicaciones	22
2.7. Acero estructural	22
2.7.1. Concepto general	22
2.7.2. Usos y aplicaciones	23
2.8. Cargas	24
2.8.1. Cargas verticales	24
2.8.2. Sismo	25
2.8.3. Viento	37
2.8.4. Combinaciones.	40
3. DESARROLLO DEL PROYECTO	42
3.1. Levantamiento topográfico	42
3.1.1. Equipos utilizados	42
3.1.2. Análisis de resultados	66
3.1.3. Ecuación matemática del cable a partir de una nube de puntos.	67
3.1.4. Modelamiento tridimensional de la geometría de la estructura	68

3.2.Ensayos no destructivos	68
3.2.1.Metodología utilizada.....	69
3.2.2.Registro de datos	79
3.2.3.Interpretación de los datos	79
3.2.4.Análisis de resultados obtenidos	80
3.3.Modelamiento estructural.....	81
3.3.1.Diseño de los cables del tablero.	81
3.3.2.Diseño de cables que van al muerto.	84
3.3.3.Cargas de viento.....	84
3.3.4.Modelamiento de la estructura.	87
3.3.5.Análisis modal espectral de la estructura	108
3.3.6.Análisis estático lineal y no lineal de la estructura	109
3.3.7.Análisis dinámico elástico.....	114
3.3.8.Análisis por desempeño sísmico	131
4.RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	132
4.1.Análisis integral del puente, comparación entre el estado tensado y el estado actual del puente.....	132
4.1.1.Estado actual	132
4.1.2.Estado tensado.....	153
4.2. Análisis por desempeño	170
5.REFORZAMIENTO	171
5.1. Propuestas de retensado de los cables.....	171
6.CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	182
6.1. Conclusiones	182

6.2. Recomendaciones	184
7.BIBLIOGRAFÍA	185

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Características de cable de acero MULTICABLES	19
Tabla 2 Características de cable de acero LEONCABLES	20
Tabla 3 Características de cable de acero CABLE MAX.....	20
Tabla 4 Datos de las empresas	21
Tabla 5 Valores del factor Z según la zona sísmica.....	26
Tabla 6 Estados limites (Basado en AASHTO LRFD 1.3.2).....	26
Tabla 7 Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico	27
Tabla 8 Tipo de suelo y factores de sitio Fa.....	29
Tabla 9 Tipo de suelo y factores de sitio Fd.	30
Tabla 10 Tipo de suelo y factores de sitio Fs.....	30
Tabla 11 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	33
Tabla 12 Niveles de amenazas sísmicas.....	34
Tabla 13 Nivel de desempeño sísmico.....	35
Tabla 14 Valores de coeficiente de reducción de respuesta estructural R	35
Tabla 15 Factor de corrección σ	38
Tabla 16 Coeficiente Ce.....	39
Tabla 17 Coeficiente Cf	39
Tabla 18 Combinaciones de carga en puentes según AASHTO LRFD.....	41
Tabla 19 Selección del idioma	50
Tabla 20 Configuración de fecha y hora	51
Tabla 21 Configuración de unidades.....	51
Tabla 22 Parámetros de escaneo	51
Tabla 23 Resolución del escaneo	52
Tabla 24 Configuración de ángulos	53
Tabla 25 Inicio del escaneo.....	53
Tabla 26 Flechas lado derecho del puente	66
Tabla 27 Flechas lado izquierdo del puente.....	67
Tabla 28 Estado de los cables del puente según su tensión.	68
Tabla 29 Deformación de cable por ensayo de carga	80

Tabla 30 Características de cables de acero	83
Tabla 31 Coeficiente de corrección de velocidad del viento	85
Tabla 32 Definición de materiales	87
Tabla 33 Hormigón	87
Tabla 34 Acero estructural	88
Tabla 35 Cables	88
Tabla 36 Propiedades de las secciones.....	89
Tabla 37 Pilas del puente	89
Tabla 38 Inercia de pilas	90
Tabla 39 Viga unión pilas	90
Tabla 40 Inercia viga de unión a pilas	91
Tabla 41 Vigas principales de acero	91
Tabla 42 Vigas secundarias de acero	92
Tabla 43 Sección del cable.....	92
Tabla 44 Propiedades de la sección del cable a tablero	93
Tabla 45 Propiedades de la sección del cable a muerto	93
Tabla 46 Definición de cargas.....	93
Tabla 47 Datos para obtención de porcentaje de cortante basal	95
Tabla 48 Geometría de cable según su flecha.....	97
Tabla 49 Geometría de cable según su tensión.....	97
Tabla 50 Geometría del cable según su tensión	99
Tabla 51 Definición de cargas.....	100
Tabla 52 Definición carga muerta no lineal	101
Tabla 53 Definición Tensión.....	102
Tabla 54 Definición Viento.....	102
Tabla 55 Carga de viento en cables.....	103
Tabla 56 Carga de viento en vigas de acero.....	104
Tabla 57 Carga de viento en Pilas.....	104
Tabla 58 Definición carga viva.....	104
Tabla 59 Carga viva sobre el tablero.....	105

Tabla 60 Definición carga pasamanos	106
Tabla 61 Carga de pasamanos.....	107
Tabla 62 Configuración Masa.....	108
Tabla 63 Configuración análisis modal.....	108
Tabla 64 Configuración de porcentaje en sismo x	110
Tabla 65 Configuración de porcentaje en sismo y	110
Tabla 66 Estado estático lineal sismo x	110
Tabla 67 Estado estático lineal sismo y	111
Tabla 68 Configuración Pushover X.....	111
Tabla 69 Configuración aplicación de carga para pushover	112
Tabla 70 Configuración de resultados guardados	112
Tabla 71 Configuración Parámetros no lineales	112
Tabla 72 Configuración Pushover Y.....	113
Tabla 73 Pedernales E.....	114
Tabla 74 Pedernales N	115
Tabla 75 Manta N.....	116
Tabla 76 Manta E	117
Tabla 77 EPN N	118
Tabla 78 EPN E.....	119
Tabla 79 Match Time History	120
Tabla 80 Escalamiento de Pedernales E.....	121
Tabla 81 Pedernales E escalado a espectro elástico.....	122
Tabla 82 Pedernales N escalado a espectro elástico	123
Tabla 83 Manta N escalado a espectro elástico	124
Tabla 84 Manta E escalado a espectro elástico.....	125
Tabla 85 EPN N escalado a espectro elástico	126
Tabla 86 EPN E escalado a espectro elástico.....	127
Tabla 87 Registros escalados	128
Tabla 88 Configuración análisis historia en el tiempo registro Pedernales	128
Tabla 89 Configuración análisis historia en el tiempo registro Manta	129

Tabla 90 Configuración análisis historia en el tiempo registro EPN	130
Tabla 91 Valores de cargas en elemento 166, carga muerta, estado actual	134
Tabla 92 Valores de cargas en elemento 186, carga muerta, estado actual	135
Tabla 93 Comportamiento de vigas transversales, carga muerta, estado actual (5 primeros cables)	136
Tabla 94 Comportamiento de vigas longitudinales, carga muerta, estado actual (5 primeros cables).....	136
Tabla 95 Valores de cargas para vigas 186 y 166, carga muerta más viva, estado actual	138
Tabla 96 Análisis de cargas de viento, estado actual	138
Tabla 97 Análisis modal estado actual del puente.	138
Tabla 98 Análisis de combinaciones de cargas, estado actual del puente	142
Tabla 99 Ubicación de puntos de desempeño, estado actual	148
Tabla 100 Valores de cargas en elementos 186 y 166, carga muerta, estado tensado ...	155
Tabla 101 Comportamiento de vigas transversales, carga muerta, estado tensado (5 primeros cables)	155
Tabla 102 Comportamiento de vigas longitudinales, carga muerta, estado tensado (5 primeros cables)	155
Tabla 103 Valores de cargas para vigas 186 y 166, carga muerta más viva, estado tensado.....	157
Tabla 104 Análisis de cargas de viento, estado tensado	158
Tabla 105 Modos de vibración estado tensado	158
Tabla 106 Análisis de combinaciones de cargas, estado tensado del puente.....	161
Tabla 107 Ubicación de puntos de desempeño, estado tensado.....	165
Tabla 108 Ubicación de puntos de desempeño, análisis para 2500 años.....	171
Tabla 109 Proceso de retensado de cables	172
Tabla 110 Fuerza de tensado de cables	179
Tabla 111 Primera propuesta de reforzamiento	180
Tabla 112 Segunda propuesta de reforzamiento	181

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Trimble TX5 3D laser scanner	6
Figura 2 Láser y espejo Trimble TX5 3D	7
Figura 3 Campo de visión Trimble TX5 3D	8
Figura 4 Detalle de cables	12
Figura 5 Cable Dyaform.....	13
Figura 6 Viga tipo Fink.....	14
Figura 7 Golden Gate	15
Figura 8 Puente atirantado	16
Figura 9 Deformación de un elemento.....	17
Figura 10 Cables de acero	19
Figura 11 Mapa de zona sísmica del Ecuador.....	25
Figura 12 Espectro de respuesta elástico	31
Figura 13 Componente vertical del sismo.....	33
Figura 14 Cálculo de cortante Basal	37
Figura 15 Cálculo de cortante Basal puentes (T menor a 0.6 s)	37
Figura 16 Velocidad corregida del viento.....	38
Figura 17 Presión ejercida del viento.....	39
Figura 18 Símbolos que representan las combinaciones de cargas.....	40
Figura 19 Combinaciones de carga NEC-15.....	41
Figura 20 Plantación de Estación Total	43
Figura 21 Ubicación de estaciones.....	44
Figura 22 Método de medición de altura	44
Figura 23 Medición de ángulos de inclinación	45
Figura 24 Diferencia de altura h para formación geométrica del cable	46
Figura 25 Geometría de cables lado derecho del puente (Estación)	47
Figura 26 Geometría de cables lado izquierda del puente (Estación).....	48
Figura 27 Plantación del equipo Trimble TX5 3D.....	49

Figura 28 Colocación de las esferas.....	50
Figura 29 Modelo 3D.....	55
Figura 30 Geometría de cables lado derecho del puente (Trimble).....	55
Figura 31 Geometría de cables lado izquierdo del puente (Trimble).....	56
Figura 32 Ubicación del Dron.....	56
Figura 33 Pantalla de inicio.....	57
Figura 34 Opción Grid Mission.....	57
Figura 35 Angulo de cámara y resolución.....	58
Figura 36 Despegue del Dron.....	58
Figura 37 Fotografía aérea.....	59
Figura 38 Fotografía aérea.....	59
Figura 39 Nuevo Proyecto.....	60
Figura 40 Nombre del Proyecto.....	60
Figura 41 Selección de imágenes tomadas por el Dron.....	61
Figura 42 Modelos 3D.....	61
Figura 43 Ubicación de fotografías en el programa.....	62
Figura 44 Opciones de procesamiento.....	62
Figura 45 Procesamiento de Datos.....	63
Figura 46 Procesamiento de modelo tridimensional.....	63
Figura 47 Nube de puntos en AutoCAD.....	64
Figura 48 Modelo 3D.....	65
Figura 49 Geometría de cables lado izquierdo del puente (Dron).....	65
Figura 50 Comparación geometría del primer cable por 3 métodos de medición.....	66
Figura 51 Grafico de cable en base a nube de puntos.....	68
Figura 52 Interfaz gráfica Waspnote-pro-ide-v05.....	69
Figura 53 Conexión USB.....	70
Figura 54 Verificación del código.....	70
Figura 55 Activar Waspnote-api-v27.....	71
Figura 56 Subir el código del computador a Waspnote.....	71
Figura 57 Carga de equipos Waspnote.....	71

Figura 58	Deformímetro	72
Figura 59	Colocación de deformímetro en cable	73
Figura 60	Conexión de Meshlium y computador.....	74
Figura 61	Conexión de Meshlium a red eléctrica	74
Figura 62	Usuario y Contraseña.....	75
Figura 63	Interfaz gráfica de Meshlium Manager.....	75
Figura 64	Colocación de Waspnote 3 y 4	76
Figura 65	Aplicación de carga en posición inicial	77
Figura 66	Aplicación de carga en posición intermedia.....	78
Figura 67	Aplicación de carga en posición final.....	79
Figura 68	Carga axial dirigida al cable por medio del ángulo de inclinación.....	83
Figura 69	Carga axial dirigida al cable por medio del ángulo de inclinación.....	84
Figura 70	Modelado del puente	94
Figura 71	Espectro de respuesta inelástico CSI Bridge.	95
Figura 72	Cargas de viento en pilas y vigas de acero	103
Figura 73	Cargas de viento en cables.....	103
Figura 74	Carga viva sobre tablero	105
Figura 75	Carga de pasamanos	107
Figura 76	Introducción de rotulas plásticas	109
Figura 77	Espectro elástico de diseño para 2500 años.....	132
Figura 78	Deformación por carga muerta de la estructura, estado actual.....	133
Figura 79	Deformación en viga del segundo cable, estado actual	133
Figura 80	Elemento 166 viga longitudinal, estado actual	134
Figura 81	Elemento 186 viga transversal, estado actual	135
Figura 82	Vigas transversales y longitudinales (5 primeros cables).....	135
Figura 83	Deformación por carga muerta más viva de la estructura, estado actual.....	137
Figura 84	Deformación en viga del segundo cable por carga viva más carga muerta, estado actual	137
Figura 85	Primer modo de vibración, estado actual.....	139
Figura 86	Segundo modo de vibración, estado actual.....	140

Figura 87 Tercer modo de vibración, estado actual	141
Figura 88 Cuarto modo de vibración, estado actual.....	141
Figura 89 Desplazamiento producido por sismo x, estado actual del puente	143
Figura 90 Desplazamiento producido por sismo y, estado actual del puente	144
Figura 91 Curva de capacidad sentido longitudinal, estado actual	145
Figura 92 Curva de capacidad sentido transversal, estado actual	145
Figura 93 Formación de rotulas plásticas en vigas	146
Figura 94 Nivel de desempeño inmediatamente ocupacional.....	146
Figura 95 Curva demanda vs capacidad sentido longitudinal, estado actual	147
Figura 96 Curva demanda vs capacidad sentido transversal, estado actual	147
Figura 97 Punto de Análisis, para historia en el tiempo, estado actual.....	148
Figura 98 Aceleración espectral vs período, Pedernales (X=Este-Oeste), estado actual	149
Figura 99 Aceleración espectral vs periodo, Pedernales (Y=Norte-Sur), estado actual	149
Figura 100 Aceleración espectral vs período, Pedernales (Y=Este-Oeste), estado actual	150
Figura 101 Aceleración espectral vs periodo, Pedernales (X=Norte-Sur), estado actual	150
Figura 102 Desplazamiento espectral vs período, Pedernales (X=Este-Oeste), estado actual	151
Figura 103 Desplazamiento espectral vs período, Pedernales (Y=Norte-Sur), estado actual	152
Figura 104 Desplazamiento espectral vs período, Pedernales (Y=Este-Oeste), estado actual	152
Figura 105 Desplazamiento espectral vs período, Pedernales (X=Norte-Sur), estado actual	153
Figura 106 Deformación por carga muerta de la estructura, estado tensado.	154
Figura 107 Deformación en viga del segundo cable, estado tensado	154
Figura 108 Deformación por carga muerta más viva de la estructura, estado tensado.	156

Figura 109 Deformación en viga del segundo cable por carga viva más carga muerta, estado tensado	157
Figura 110 Primer modo de vibración, estado tensado	159
Figura 111 Segundo modo de vibración, estado tensado	159
Figura 112 Tercer modo de vibración, estado tensado	160
Figura 113 Cuarto modo de vibración, estado tensado	160
Figura 114 Desplazamiento producido por sismo x, estado tensado	162
Figura 115 Desplazamiento producido por sismo y, estado tensado	162
Figura 116 Curva capacidad sentido longitudinal, estado tensado	163
Figura 117 Curva capacidad sentido transversal, estado tensado	163
Figura 118 Curva demanda vs capacidad sentido longitudinal, estado tensado	164
Figura 119 Curva demanda vs capacidad sentido transversal, estado tensado	164
Figura 120 Aceleración espectral vs período, Pedernales (X=Este-Oeste), estado tensado.....	166
Figura 121 Aceleración espectral vs periodo, Pedernales (Y=Norte-Sur), estado tensado.....	166
Figura 122 Aceleración espectral vs período, Pedernales (Y=Este-Oeste), estado tensado.....	167
Figura 123 Aceleración espectral vs periodo, Pedernales (X=Norte-Sur), estado tensado.....	167
Figura 124 Desplazamiento espectral vs período, Pedernales (X=Este-Oeste), estado tensado	168
Figura 125 Desplazamiento espectral vs período, Pedernales (Y=Norte-Sur), estado tensado	168
Figura 126 Desplazamiento espectral vs período, Pedernales (Y=Este-Oeste), estado tensado	169
Figura 127 Desplazamiento espectral vs período, Pedernales (X=Norte-Sur), estado tensado	169
Figura 128 Curva demanda vs capacidad, 2500 años en sentido longitudinal, estado actual	170

Figura 129 Curva demanda vs capacidad, 2500 años en sentido transversal, estado actual	171
Figura 130 Valor de deformación en tablero (4.15 cm), estado actual	173
Figura 131 Colocación de gatos y retiro de los primeros cables.....	173
Figura 132 Deformaciones con primeros cables tensados.	174
Figura 133 Colocación de gatos y retiro de los segundos cables.....	174
Figura 134 Deformaciones con segundos cables tensados.	175
Figura 135 Colocación de gatos y retiro de los terceros cables	175
Figura 136 Deformaciones con terceros cables tensados.....	176
Figura 137 Colocación de gatos y retiro de los cuartos cables	176
Figura 138 Deformaciones con cuartos cables tensados.....	177
Figura 139 Colocación de gatos y retiro del quinto cable lado derecho	178
Figura 140 Deformaciones con quinto cable del lado derecho tensado.....	178
Figura 141 Guarda cables y grapas.	180

RESUMEN

Los problemas ocasionados durante la construcción del puente peatonal de acceso frontal a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, especialmente el mal funcionamiento de los templadores, que ocasionaron el comportamiento estructural no deseado en los cables y vigas del puente, el cambio en la longitud del puente respecto a su diseño original genera la necesidad de un análisis integral que determine el comportamiento actual del puente. El presente proyecto de investigación tiene como finalidad garantizar la seguridad del puente peatonal, mediante una evaluación estructural completa utilizando el programa CSI BRIGDE 2017, al realizar los análisis lineales (estático, modal espectral e historia en el tiempo), y pushover para análisis no lineal. También se hicieron ensayos para determinar su geometría actual por medio de equipos de medición de alta precisión los cuales garantizan los datos obtenidos en campo, y nos permiten tener un modelo geométrico muy cercano a la realidad, y el ensayo de deformaciones que estudia el comportamiento estructural de los cables, en el estado que actualmente se encuentra el puente. Mediante los métodos aplicados se puede observar el estado actual del puente, definir su comportamiento estructural y hacer una comparación con el estado tensado que es en el que debería estar el puente. El análisis integral se basa en las NEC 15, ACI 318S-14 y AISC 7-10, con lo cual se asegura el buen comportamiento estructural. Los respectivos análisis obligan a realizar una propuesta de alternativas de reforzamiento como solución utilizando criterios técnicos y económicos, con lo cual se logra mejorar el desempeño del puente.

Palabras Clave:

- **ANÁLISIS**
- **CABLES**
- **DESEMPEÑO**
- **EVALUACIÓN**
- **REFORZAMIENTO**

ABSTRACT

Problems caused during the construction of the pedestrian bridge of frontal access at the Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, especially the malfunctioning of the templers, that caused the structural behavior not desired in the cables and beams of the bridge, the change in bridge length from its original design generates the need for a comprehensive analysis that determines the current behavior of the bridge. This research project aims to guarantee the safety of the pedestrian bridge, through a complete structural evaluation using the CSI BRIDGE program, when performing linear analysis (static, spectral modal and time history), and Pushover for non-linear analysis. Tests were also carried out to determine its current geometry by means of high precision measuring equipment which guarantees the data obtained in the field and allows us to have a geometric model very close to reality and the strain test that studies the structural behavior of the cables, in the current state of the bridge. By means of the applied methods it is possible to observe the present state of the bridge, to define its structural behavior and to make a comparison with the tensioned state that is in which the bridge should be. The integral analysis is based on the NEC 15, ACI 318S-14 and AISC 7-10, which ensures the good structural behavior. The respective analyzes force to make a proposal of reinforcement alternatives as a solution using technical and economic criteria, with which the bridge performance is improved.

Key Words:

- **ANALYSIS**
- **CABLES**
- **PERFORMANCE**
- **EVALUATION**
- **REINFORCEMENT**

1. PROBLEMA

1.1. Planteamiento del problema

El puente peatonal está afectado por deformaciones en el tablero que se produjeron aparentemente porque los cables no cuentan con un adecuado sistema tensor. Además, en la parte final del tramo del tablero se forma un cantiliver el que probablemente se origina por la excesiva flexibilidad producida por el mal funcionamiento de los tensadores, que afecta el comportamiento de los primeros cables, que al no estar tensados no absorben la carga que les corresponde, la cual se transmite a las vigas longitudinales creando un mayor esfuerzo en estas y cambiando el comportamiento estructural del puente. Nótese que estas deformaciones aumentan con el tiempo, y a mediano plazo, pueden representar un grave problema estructural. Finalmente, es necesario investigar probables fuentes no visibles, origen de los daños observados. Por tal motivo, este proyecto de investigación sugiere realizar un análisis integral en donde se analizarán todos los componentes del puente peatonal como son, tablero, vigas, pilón, cimentación, cables y demás elementos estructurales, que permitan hacer una comparación del nuevo modelo con el estado actual del puente para así proponer un reforzamiento en los elementos estructurales, principalmente los que se pueden apreciar más como el tablero, las vigas y los cables.

1.2. Antecedentes

En el año de 2008 comenzó la construcción del puente peatonal que se encuentra frente a la Universidad de las Fuerzas Armadas Campus Sangolquí, en dicho proyecto el Municipio del Cantón Rumiñahui y la Universidad tuvieron un acuerdo que consistió en que la entidad pública se encargaba del financiamiento y la ESPE de la construcción. El análisis estructural del puente peatonal fue encargado al Ing. Marlon Herrera y tuvo la participación de ingenieros estructurales del Ecuador como son el Ing. Marcelo Romo y el Ing. Marcelo Guerra cuya experiencia en diseño y construcciones de este tipo de estructuras permitieron el cálculo y construcción de esta obra. El proyecto duró alrededor de 5 meses, las dificultades en el proceso de tensado de los cables durante su construcción representaron un problema, con lo cual se fueron desarrollando fallas en el sistema

tensador con el paso de los años. Estas fallas serán analizadas y de ser necesario corregidas con la elaboración de este proyecto. En obra se tuvo que realizar un cambio en cuanto a la geometría de la estructura debido a las condiciones del suelo donde está cimentado; esto afectó a la longitud del tablero, y la ubicación de la cimentación por lo cual existe una variación respecto al diseño original, que será motivo de estudio en el desarrollo de este proyecto. El puente actualmente presenta vibraciones verticales en el tablero que se deben a las fuerzas producidas por el cruce de peatones. El aumento en los desplazamientos de las vigas se observó durante mi vida estudiantil. En el año 2016 se construyó un acceso adicional, con esto se ha logrado que más personas hagan uso del mismo, lo cual crea una carga mayor para la estructura. A simple vista el usuario se puede dar cuenta que los cables no están tensados lo que genera un estado de inseguridad el que debe ser eliminado con el reforzamiento de los elementos estructurales y el tensado de los cables.

1.3. Justificación e importancia

Se observa que hay una excesiva flexibilidad en el tablero y sus vigas, lo cual crea principios de daño de la estructura debido a que se podrían tener mayores esfuerzos, básicamente en el tablero y las vigas longitudinales debido a que los primeros cables no están tensados y no absorben carga. Al observar que los cables no están trabajando es necesario evaluar el estado actual del comportamiento de la estructura, lo cual crea esfuerzos no deseados en el tablero, ciertas vigas tanto longitudinales y transversales, los cuales serán analizados para determinar que la evaluación integral del puente y el retensado de los cables necesita una intervención adecuada e inmediata.

1.4. Área de influencia

La propuesta de análisis integral del puente peatonal con fines de reforzamiento interviene directamente en la seguridad de los estudiantes, docentes y demás personas que utilizan este acceso, para cruzar la Autopista General Rumiñahui desde el sector de la Colina hacia la Universidad de las Fuerzas Armadas Campus Sangolquí.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

Realizar el análisis integral del puente peatonal de acceso frontal a la Universidad de las Fuerzas Armadas aplicando la NEC 2015, con fines de reforzamiento.

1.5.2. Objetivos específicos

- Efectuar el levantamiento topográfico del puente peatonal
- Crear modelos analíticos del puente para el correcto análisis de los problemas estructurales producidos en el tablero, vigas y cables.
- Realizar el ensayo de las deformaciones en los cables.
- Hacer una comparación del estado tensado del puente frente al estado actual del puente, detallando el comportamiento según los análisis realizados (lineal y no lineal), y reforzamiento de los elementos estructurales.
- Proponer las alternativas de solución al retensado de los cables del puente peatonal y a la alta flexibilidad de la estructura.

2. MARCO TEÓRICO

Debido al desarrollo tecnológico del país, y las exigencias impuestas para la elaboración de proyectos de investigación a nivel de universidades, genera la necesidad de aprovechar al máximo los equipos tecnológicos y las bondades que estos nos brindan en cuanto a calidad y precisión, por lo cual se decidió analizar la geometría del puente usando 3 métodos distintos que se obtienen con los equipos de medición presentados a continuación:

- Estación total Trimble M3 5"
- Trimble TX5 3D Laser Scanner
- Fotogrametría con dron

2.1. Levantamiento topográfico

El conjunto de operaciones que se elaboran sobre una superficie con los instrumentos de medición adecuados para poder crear una correcta representación gráfica o plano se

define como levantamiento topográfico. Para ubicar correctamente la obra o el proyecto técnico que se desea desarrollar, el plano obtenido resulta fundamental. Básicamente para conocer la ubicación de puntos en el área de análisis es necesario determinar su posición mediante tres coordenadas que son latitud, longitud y elevación. (Franquet Bernis & Querol Gómez, 2010).

2.1.1. Estación total Trimble M3 5”

La estación total usada en este proyecto corresponde a un equipo propiedad de la Universidad de las Fuerzas Armadas, el cual fue adquirido para la elaboración de proyectos dentro y fuera de la Universidad, como una ayuda a los estudiantes, principalmente de las carreras de Ingeniería Geográfica e Ingeniería Civil, los conocimientos adquiridos en las diferentes materias que dan uso a estos equipos serán utilizados para la elaboración de dichos proyectos, ya sean trabajos en clase, o como en este caso un proyecto de investigación. La estación total fue adquirida en la empresa “Instrumental y Óptica”.

La ventaja del uso de este equipo básicamente radica en que los estudiantes opten por aprender el nuevo sistema de medición y precisión que ofrece el equipo en comparación al teodolito u otros equipos utilizados en topografía que ya van perdiendo uso debido a su falta de innovación tecnológica. La universidad permite a los estudiantes el uso de este equipo para diversos proyectos ya sea dentro o fuera de la Universidad lo cual representa una ventaja ya que sin esta facilidad los estudiantes deberían buscar alternativas para realizar sus trabajos.

La estación total Trimble M3 5” de largo alcance, puede ahorrar tiempo reduciendo los estacionamientos del instrumento para alcanzar sus puntos de medición deseados. La EDM de alta precisión ofrece mediciones rápidas y confiables para realizar un trabajo de forma rápida y eficaz. La prestigiosa óptica de Nikon ofrece una claridad, calidad y precisión de eficacia comprobada que mejoran la puntería y la operación. (TRIMBLE, Estacion Total TRIMBLE M3, 2013)

Los controles ergonómicos, junto con la pantalla y el teclado integrados simplifican y hacen más eficiente la introducción de información. La Trimble M3 es pequeña y liviana, lo que permite transportarla con facilidad por el sitio de la obra. Cada instrumento lleva integrada una plomada óptica interna (o una plomada láser) según lo que el usuario haya elegido. Esta plomada facilita los posicionamientos en puntos conocidos. El sistema se embarca con una maleta dura, robusta y compacta que facilita el transporte a y desde el sitio de la obra. (TRIMBLE, Estacion Total TRIMBLE M3, 2013)

Las desventajas que presenta la Estación Total básicamente corresponden a su precisión y alcance respecto a su utilización, en este proyecto hubo dificultades al momento de medir la geometría de los cables ya que al no poder usar el prisma adecuadamente debido a que los cables presentan una altura que supera al prisma, se realizó una medición manual, que corresponde a medir directamente visualizando el cable.

2.1.2. Trimble TX5 3D Laser Scanner

El equipo Trimble TX5 3D Laser Scanner usado para la elaboración de este proyecto es de propiedad del Instituto Espacial Ecuatoriano, que como un incentivo hacia la investigación por parte de las universidades presta su servicio a través del préstamo del equipo. Para acceder al uso de estos equipos se envía un oficio desde el Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción de la Universidad de las Fuerzas Armadas firmado por el director del departamento dirigido hacia el director del Instituto Espacial Ecuatoriano, en el cual se detalla en que se va a utilizar el equipo y cuál es la finalidad de la investigación. Una vez que se entrega el oficio se conversa con el Ingeniero a cargo del equipo y se coordina su transporte hacia el lugar donde se realizará el ensayo, así mismo la devolución hacia el Instituto Espacial Ecuatoriano.

El equipo de medición requiere del uso del programa Trimble que posee el Instituto Espacial Ecuatoriano, para procesamiento de datos y obtención de resultados del ensayo, el Ingeniero Eduardo Ordoñez es quien maneja el equipo y realiza el procesamiento de los datos. Una vez procesados los datos el estudiante realiza la interpretación de los resultados mediante el uso del programa AutoCAD.

El escáner láser Trimble TX5 3D es un escáner láser tridimensional de alta velocidad para medición y documentación. El escáner láser utiliza la tecnología láser para producir imágenes tridimensionales detalladas de entornos complejos y geometrías en sólo unos pocos minutos. Las imágenes resultantes son un conjunto de millones de puntos de medición 3D. (TRIMBLE, USER GUIDE TRIMBLE TX5 3D LASER SCANNER, 2012)



Figura 1 Trimble TX5 3D laser scanner

Fuente: (TRIMBLE, USER GUIDE TRIMBLE TX5 3D LASER SCANNER, 2012)

Las características principales son:

- Alta precisión.
- Alta resolución.
- Alta velocidad.
- Control intuitivo a través de la pantalla táctil incorporada.
- Alta movilidad debido a su pequeño tamaño, peso ligero, y la batería de carga rápida integrada.
- Escaneado en color 3D foto realístico gracias a la cámara de color integrada.

- Compensador de eje dual integrado para nivelar automáticamente los datos de escaneo capturados.
- Compás integrado y altímetro para dar a los escaneos una orientación y una información de altura.
- WLAN para controlar remotamente el escáner.

En principio, el escáner láser TX5 3D funciona enviando un rayo láser infrarrojo al centro de su espejo giratorio como se indica en la figura 2. El espejo desvía el rayo láser sobre una rotación vertical alrededor del entorno a ser escaneado; La luz difusa de los objetos circundantes se refleja de nuevo en el escáner. (TRIMBLE, USER GUIDE TRIMBLE TX5 3D LASER SCANNER, 2012)

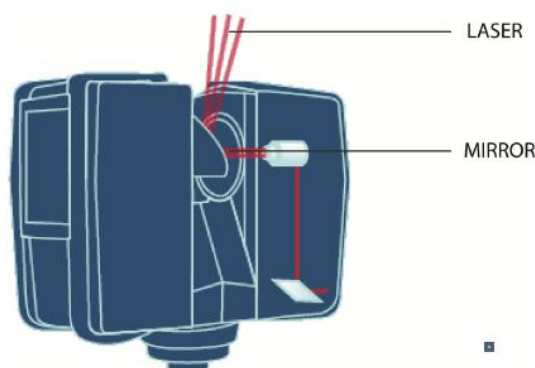


Figura 2 Láser y espejo Trimble TX5 3D

Fuente: (TRIMBLE, USER GUIDE TRIMBLE TX5 3D LASER SCANNER, 2012)

Para medir la distancia, el escáner láser utiliza tecnología de cambio de fase, donde sus luces infrarrojas de longitud variable se proyectan hacia fuera desde el escáner. Al entrar en contacto con un objeto, se reflejan de nuevo en el escáner. La distancia desde el escáner al objeto es determinada con precisión mediante la medición de los cambios de fase en las ondas de la luz infrarroja. La hipermodulación mejora en gran medida la relación señal-ruido de la señal modulada con la ayuda de una tecnología de modulación especial. Las coordenadas x , y , z de cada punto se calculan entonces utilizando

codificadores angulares para medir la rotación del espejo y la rotación horizontal del láser escáner. Estos ángulos se codifican simultáneamente con la medición de distancia. El ángulo vertical y el ángulo horizontal forman una coordenada polar (δ , α , β), que luego se transforma a una coordenada cartesiana (x , y , z). El escáner cubre un campo de visión de $360^\circ \times 300^\circ$ como se indica en la figura 3. (TRIMBLE, USER GUIDE TRIMBLE TX5 3D LASER SCANNER, 2012)

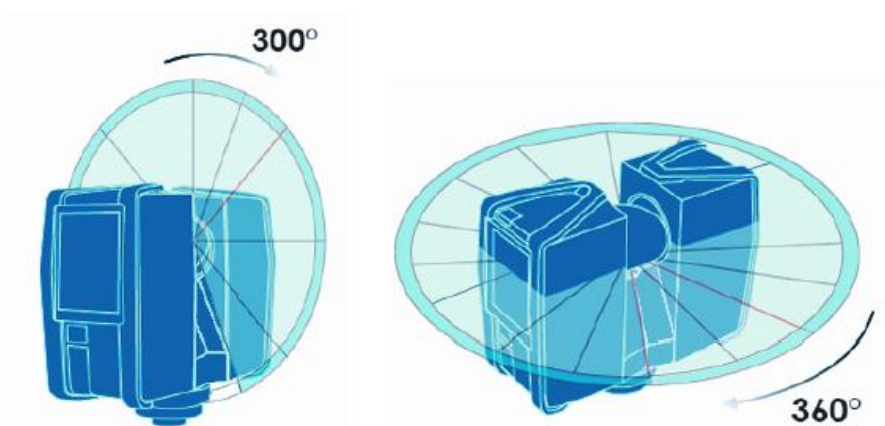


Figura 3 Campo de visión Trimble TX5 3D

Fuente: (TRIMBLE, USER GUIDE TRIMBLE TX5 3D LASER SCANNER, 2012)

Las desventajas del uso de este equipo radica en no poseer los programas para procesar los datos al alcance de los estudiantes ya que son softwares con un costo elevado, para el procesamiento de los datos se requiere el uso de computadoras de alta capacidad lo cual genera un grave problema para el estudiante ya que debe conseguir que la Universidad le de las facilidades para poder usar estos equipos, o a su vez solicitar la ayuda del Instituto Espacial especialmente de los Ingenieros que trabajan en el uso del equipo.

2.1.3. Fotogrametría con dron

2.1.3.1. Fotogrametría

La fotogrametría es la ciencia cuyo objetivo es el conocimiento de las dimensiones y posición de objetos en el espacio, a través de la medida o medidas realizadas a partir de

la intersección de dos o más fotografías, o de una fotografía y el modelo digital del terreno correspondiente al lugar representado, el cual ha de ser realizado anteriormente por intersección de dos o más fotografías. (Equipos, 2013)

Por lo que resulta que el concepto de fotogrametría es: "medir sobre fotos". Si trabajamos con una foto podemos obtener información en primera instancia de la geometría del objeto, es decir, información bidimensional. Si trabajamos con dos fotos, en la zona común a éstas (zona de solape), podremos tener visión estereoscópica; o dicho de otro modo, información tridimensional. (Equipos, 2013)

La fotogrametría puede ser terrestre o aérea dependiendo desde donde son obtenidas las imágenes.

Aplicaciones

Sus aplicaciones son numerosas:

- Agronomía.
- Cartografía.
- Orto fotografía.
- Arquitectura.
- Planeamiento y ordenación del territorio.
- Medio ambiente.
- Arqueología.
- Control de estructuras.
- Mediciones.
- Topografía.
- Medicina.
- Zoología

Tipos de fotogrametría

Existen cinco formas de hacer fotogrametría:

- Fotogrametría analógica: Son los modelos matemáticos utilizados. Evidentemente, fue la primera parte de la fotogrametría en desarrollarse.
- Fotogrametría analítica: Se encarga de aplicar los modelos matemáticos a objetos físicos. Fue la segunda parte en desarrollarse.
- Fotogrametría digital: Con la aparición de los ordenadores, se sustituye la imagen analógica por la imagen digital, del mismo modo que se empiezan a utilizar programas informáticos. En la actualidad la fotogrametría digital convive con la analítica.
- Fotogrametría Aérea: Es en donde las estaciones se encuentran en el Aire, esta se aplica para la elaboración de planos y/o mapas para el desarrollo de proyectos de Ingeniería.
- Fotogrametría Terrestre: En este caso las estaciones se encuentran a nivel del suelo. (Equipos, 2013)

Método de reconstrucción de objetos o terreno mediante fotogrametría:

Para fotografiar los objetos será necesario una previa planificación del vuelo y de las tomas de fotografías (se hace en la fase de Proyecto de vuelo), tras la planificación se procede a la obtención de imágenes (Vuelo), y a un posterior procesado. Para realizar la orientación de las imágenes, se hace la colocación de los fotogramas en la posición adecuada con su orientación interna, esto significa que nos permite transformar de los píxeles del fichero la imagen a sus dimensiones físicas reales; colocar los fotogramas en la misma posición que ocupaban entre ellos en el momento de las tomas (orientación relativa); formación del modelo por restitución para después aplicarle giros, una traslación y un factor de escala (orientación absoluta) para tener el modelo (objeto) en coordenadas terreno. Incluye también el escalado del objeto para obtener y realizar medidas en las magnitudes reales. (Equipos, 2013)

La formación del modelo por rectificación, consistente en, una vez aplicada la orientación tanto interna como externa del haz de luz, por orientación externa se refiere a que determina la posición y orientación exactas de la cámara en el instante en que se

realizó la fotografía; hallar la intersección entre dicho haz orientado y el modelo digital del terreno correspondiente al espacio que se quiere determinar. (Equipos, 2013)

2.1.3.2. Dron

Un dron es un vehículo capaz de volar y de ser controlado, sin que se requiera de la participación de un piloto. Hoy en día se pueden encontrar drones de todos los tamaños y orientados a diversos usos. No obstante, es importante señalar que artefactos de este tipo existen desde hace bastante tiempo, aunque por supuesto nunca fue tan barato fabricarlos, ni tampoco poseían la gran cantidad de características que poseen en la actualidad (Definición, 2010)

El dron utilizado para esta investigación es propiedad del Ingeniero Izar profesor de la Universidad de las Fuerzas Armadas, quien dijo que es la primera vez que va a usar el equipo para medir un puente peatonal, por lo cual tendríamos que hacer varios ensayos de prueba y error hasta obtener la geometría deseada.

Problemas y desventajas

La principal desventaja es la precisión que se ve afectada por el tipo de uso que se le va a dar al equipo ya que el dron genera 2mm de error por cada 10 m de distancia conforme se aleja del punto de medición, al ser la primera vez que se realizaba mediciones en este tipo de estructuras otra desventaja era el realizar varios ensayos hasta obtener una geometría que nos permita trabajar de la mejor manera en el desarrollo de este proyecto. Finalmente se realizaron dos ensayos ya que en el primero no se obtuvo la calidad y cantidad de puntos necesarios para la obtención de la geometría de los cables. Los problemas obtenidos en el uso de este equipo fueron el uso de los programas y el no tener una computadora con la capacidad de procesar gran cantidad de datos ya que se generan millones de puntos en las mediciones. El Ingeniero Izar fue quien ayudo a la obtención de los modelos y las nubes de puntos por medio del programa Pix4D. Los datos necesarios para la elaboración de la geometría del punto fueron finalmente procesados en el programa AutoCAD.

2.2. Cables de atirantamiento

2.2.1. Definición

Los cables de atirantamiento son aquellos que van conectados desde las torres o el pilón hacia el tablero; estos cumplen la función principal de la estructura la cual es sostener al tablero donde serán repartidas las cargas según sea la función que este cumpla. Los cables de atirantamiento se pueden organizar de diversas formas dentro de cada uno de los haces ya sea al borde del tablero, o un solo plano situado en su eje. (Reategui, 2015)

Los primeros cables se emplearon en la minería en Alemania, en 1834, gracias a la iniciativa del Ingeniero Wilhelm Albert (1787-1846). Estaban trenzando a mano partiendo de tres alambres de hierro forjado. Debido a su poca flexibilidad y a la complejidad de su elaboración, fueron abandonados hacia 1850. Entre 1846 y 1888, se desarrollaron la mayoría de las formas básicas de cable de acero que actualmente continúan en uso. (Portales, 2013)

2.2.2. Tipos de cables

En la actualidad, los cables de acero se fabrican tanto en torcido regular como en torcido Lang, en función de los usos a que vayan a ser destinados. En el torcido regular como se observa a la izquierda de la figura 4 los alambres de cada torón de base llevan un sentido de giro opuesto al de los torones compuestos. En el torcido Lang como se observa a la derecha de la figura 4, los alambres y los torones presentan el mismo sentido de giro. En ambos casos, el torcido de los alambres puede ser hacia la derecha o hacia la izquierda. (Portales, 2013)



Figura 4 Detalle de cables

Fuente: (Portales, 2013)

En general, los cables de torcido regular son más fáciles de manejar, pero menos flexibles que los Lang. Estos últimos se muestran más resistentes a la abrasión y a la fatiga. Por el contrario, presentan el inconveniente de que tienden a destorcerse, por lo que su uso idóneo se centra en aquellos casos en que sus extremos están fijos. (Portales, 2013).

En 1884, el fabricante de cables Arthur Latch y el ingeniero y matemático Telford C. Batchelor patentaron los torones espirales con alambres de perfiles especiales, denominados locked coil ropes (“cables sellados”), cuya geometría los hace especialmente resistentes al desgaste, puesto que las superficies de contacto, a diferencia de los alambres circulares y los torones, es prácticamente plana como se observa a la izquierda de la figura 5. La compañía Latch y Batchelor, fundada en 1884, patentó en 1888 cables con torones triangulares y ovalados, conocidos con el nombre comercial de Dyaform como se observa a la derecha de la figura 5. Gracias a su geometría, se consigue indeformabilidad, cualidad muy apreciada en la construcción de vigas de cables. (Portales, 2013)

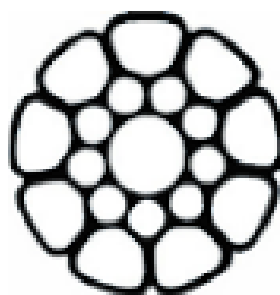


Figura 5 Cable Dyaform

Fuente: (Portales, 2013)

2.2.3. Propiedades físicas y resistencia

Sin aportar nuevos conceptos, a lo largo de los años se han producido algunas mejoras en el proceso de fabricación de alambres y cables, entre ellas la aplicación, a partir de 1926, de componentes de vidia (carburo de tungsteno), que permiten un perfecto trefilado de alambres con un alto contenido de carbono. El trefilado consiste en el estirado

del alambre en frío, por pasos sucesivos, a través de hileras, dados o trefilas de vidia, de forma troncocónica. Ello es posible merced de la ductilidad el acero. Al disminuir la sección a causa del estiramiento y la compresión contra las paredes, el material mejora sus características mecánicas, pero se vuelve más agrio, eso es, resulta menos flexible. (Portales, 2013)

Basándose en los mismos principios, en 1953 la empresa British Ropes Ltd. patentó el proceso de trefilado de torones con la configuración de alambres paralelos que ha sido aceptado mundialmente. Con ellos, se consiguen cables muy compactos. Lo que mejora su resistencia y durabilidad. (Portales, 2013)

2.2.4. Usos y aplicaciones.

El conocimiento del comportamiento mecánico de las vigas, desarrollado de acuerdo con los principios de Navier-Bernnoulli, permitió elaborar las primeras vigas en que cables o simples tirantes de sección maciza absorben las tracciones generadas por los esfuerzos de flexión a través de barras verticales comprimidas. En la figura 6 en la parte izquierda se puede observar una viga planteada como una cercha de cubierta invertida, desarrollada por Albert Fink en 1850. En la parte central de la figura 6 se observa una viga Fink doble y en la parte derecha una viga Fink múltiple. (Portales, 2013)



Figura 6 Viga tipo Fink.

Fuente: (Portales, 2013)

Los cables también son utilizados corrientemente como sustentantes y suspendidos de los puentes colgantes como se indica en la figura 7, y el anclaje propiamente dicho o cabeza, que es un abultamiento que se provoca en el cable; se ha utilizado en primer lugar

para confeccionar los puntos fijos en los cables de unión en las cabezas de las pilas de los puentes colgantes de múltiples vanos. (Lacrox & Fuentes, 1978)



Figura 7 Golden Gate

Fuente: (Digital, 2012)

Los largos cables principales que se tiran sobre las torres y dan a ese tipo de puente su perfil característico, un puente atirantado tiene una calzada sostenida directamente por múltiples cables que provienen de las torres. Comúnmente llamadas pilones, las torres de los puentes atirantados son por lo general más ligeras en masa y forma. Además, como no hay cables principales de suspensión, el puente atirantado no necesita un anclaje costoso y no requiere que giren los cables en la obra, lo cual es muy demandante. Los cables se pueden instalar completamente formados, y su multiplicidad proporciona una redundancia estructural que por lo general le falta al puente colgante. (Petroski, 2011)

Además, debido a la gran variedad de formas en las que se pueden arreglar múltiples cables para conectar la calzada al pilón, el puente atirantado ofrece muchas opciones estéticas. En términos generales, los diseños atirantados son más ligeros, se construyen más rápido, son menos costosos y de manera individual son más distintos que los diseños de puentes colgantes un ejemplo de puente atirantado se observa en la figura 8. (Petroski, 2011)

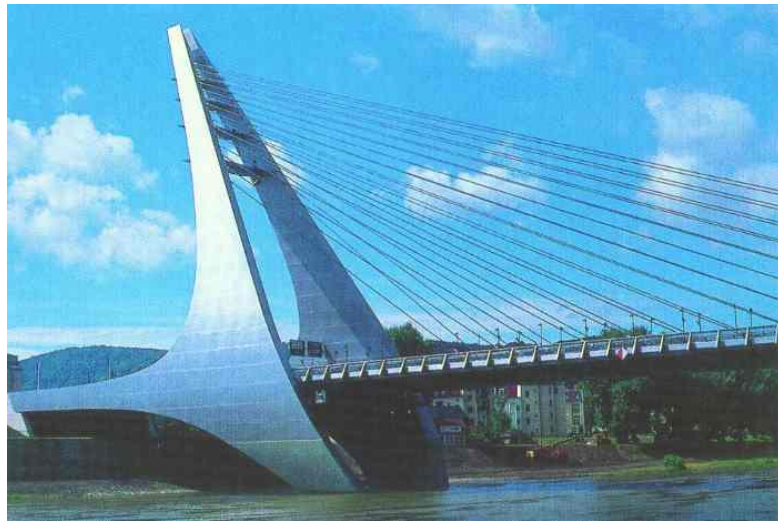


Figura 8 Puente atirantado

Fuente: (Petroski, 2011)

2.3. Deformaciones

2.3.1. Relación esfuerzo deformación

Para conocer el comportamiento que presenta los materiales, es importante determinar una relación esfuerzo – deformación. Al someter a una barra de acero ante cargas axiales de tensión, esta desarrolla esfuerzos internos como una fuerza distribuida de manera continua que actúa sobre toda la sección transversal. La intensidad de esta fuerza se la conoce como esfuerzo, que se denota con la letra sigma (σ). La carga axial P a la cual fue sometida la barra, es la resultante de estos esfuerzos. Al asumir que esta distribución de esfuerzos es uniforme, se puede determinar que la resultante debe ser igual al producto de la intensidad del área A de la sección transversal de la barra; por lo tanto, el esfuerzo puede ser expresada por: (Hibbeler, 2006)

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

En los cables el área que se tomará para el cálculo será el área efectiva cuya sección viene dada por el área de los torones del cable, que se calcula según la sección transversal

que soporta las cargas de tracción. Cabe señalar que esta ecuación se la debe usar cuando el esfuerzo se encuentra distribuido de manera uniforme, de no ser así, la ecuación entrega un promedio de esfuerzos en la sección transversal del elemento. Cuando se analiza una barra de acero ante cargas axiales, esta se vuelve más larga o más corta según el sentido en que sean aplicadas las fuerzas, (tensión y/o compresión). A diferencia de los cables, estos no soportan esfuerzos de compresión, pero soportan grandes esfuerzos de tensión. (Hibbeler, 2006)

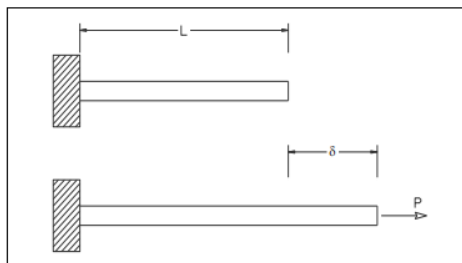


Figura 9 Deformación de un elemento

Fuente: (Hibbeler, 2006)

Deformación de una barra prismática sometida a esfuerzos de tensión

Debido a las cargas axiales de tensión que se aplica en la barra, esta sufre una deformación $1/L$ veces, es decir, un alargamiento δ de su estado original. A este fenómeno se lo conoce como deformación unitaria ε expresada en la siguiente ecuación:

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L}$$

En la primera etapa el acero tiene un comportamiento elástico que se mantiene como una línea recta que nace desde el origen hasta llegar a su límite de fluencia, razón por la cual al acero se lo conoce como un material elástico lineal. Siempre que los esfuerzos presentes en los elementos de una estructura se encuentren en este rango elástico, se evita que las estructuras sufran deformaciones permanentes. (Hibbeler, 2006)

A esta relación lineal entre el esfuerzo y la deformación se expresa mediante la Ley de Hooke:

$$\sigma = E * \varepsilon$$

Variaciones de longitud debido a cargas axiales

Tomando en cuenta que los cables están conformados por material elástico lineal, por tanto, sigue la ley de Hooke, se puede realizar una combinación de las expresiones obteniendo que el alargamiento se lo pueda expresar como:

$$\delta = \frac{P L}{E A}$$

Donde este alargamiento es directamente proporcional a la carga P, e inversamente proporcional al módulo de elasticidad E y al área de la sección transversal A. Considerando que la rigidez es la fuerza que se necesita para producir un alargamiento unitario P/δ, la rigidez k es igual a: (Hibbeler, 2006)

$$K = \frac{E A}{L}$$

2.4. Factor de seguridad en cables de acero para puentes.

Parte del concepto de seguridad para la resistencia de cables que dice que “la carga nominal, dividida entre la cantidad de secciones de cable, no debe exceder en 20 por ciento la resistencia de ruptura nominal del cable”.

$$\frac{\text{Resistencia nominal a la ruptura}}{\text{Carga del cable de acero}} \geq 5$$

La resistencia nominal a la ruptura se refiere a la capacidad que tiene la sección transversal del cable para resistir las cargas, hasta antes de que el elemento se rompa.

Para cables atirantados de puentes se manejan valores de entre 5 y 6. (Asfahl, 2012)

2.5. Empresas distribuidoras de cables en Ecuador.

Existen muchas empresas en Ecuador las cuales son distribuidoras de cables con las características propias del diseño de puentes atirantados, a continuación, se presentan 3 empresas ecuatorianas y las características que presentan los tipos de cables de 6x19 (6 torones y 19 alambres) y 6x36 (6 torones y 36 alambres), en las tablas 1, 2 y 3 se observa que los cables tienen características similares por lo cual queda a criterio del diseñador escoger la empresa con la que se va a trabajar. A continuación, se presenta la figura 10 donde se muestra a la izquierda un cable con alma de polipropileno y a la derecha con alma de acero.

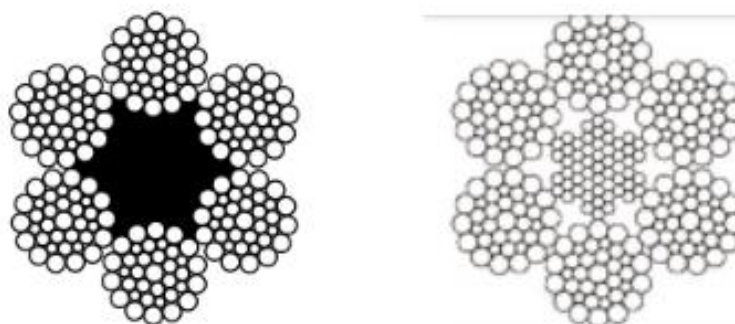


Figura 10 Cables de acero

Fuente: (MULTICABLE DEL ECUADOR, 2016)

Tabla 1

Características de cable de acero MULTICABLES

MULTICABLES DEL ECUADOR ALMA DE ACERO 6X36			
ϕ Nom [pulg]	ϕ Nom [mm]	Carga de Rotura Mínima [T]	Peso Lineal [kg/m]
3/8"	9.5	6	0.35
1/2"	13	12.6	0.73
9/16"	14	14.6	0.85
5/8"	16	19	1.11
3/4"	19	26.8	1.56
7/8"	22	36	2.09

CONTINÚA



	24	42.8	2.49
1"	1	50.2	2.92
1 1/8"	29	62.3	3.64
1 1/4"	32	76.1	4.43
1 3/8"	35	91.1	5.3
1 1/2"	38	107.3	6.24

Fuente: (MULTICABLE DEL ECUADOR, 2016)

Tabla 2

Características de cable de acero LEONCABLES

LEON CABLES ALMA DE ACERO 6X36			
ϕ Nom [pulg]	ϕ Nom [mm]	Carga de Rotura Mínima [T]	Peso Lineal [kg/m]
1/4"	6.4	3.08	0.17
5/16"	8	4.78	0.27
3/8"	9.5	6.85	0.39
7/16"	11.5	9.25	0.52
1/2"	13	12.1	0.68
9/16"	14.5	15.2	0.88
5/8"	16	18.7	1.07
3/4"	19	26.7	1.55
7/8"	22	36.1	2.11
1"	26	46.9	2.75
1 1/8"	29	59	3.48
1 1/4"	32	72.5	4.3
1 3/8"	35	87.1	5.21
1 1/2"	38	103	6.19

Fuente: (LEONCABLES, 2017)

Tabla 3

Características de cable de acero CABLE MAX

CABLE MAX ALMA DE ACERO 6X19			
ϕ Nom [pulg]	ϕ Nom [mm]	Carga de Rotura Mínima [T]	Peso Lineal [kg/m]
3/16"	4.8	1.63	0.095
1/4"	6	2.35	0.15
5/16"	8	4.18	0.27
3/8"	9	5.2	0.32
1/2"	13	12	0.69
5/8"	16	17	1.04

CONTINÚA



3/4"	20	27	1.62
7/8"	22	33	1.96
1"	26	46	2.74
1 1/8"	29	44	3.52
1 1/4"	32	70	4.15

Fuente: (INDUFERRO B&B, 2015)

Tabla 4

Datos de las empresas

DATOS DE LAS EMPRESAS				
	DIRECCION	TELEFO NO	CORREO	WEB
MULTICABLES DEL ECUADOR	Av. Eloy Alfaro y Eucaliptos E7-105	(2) 2800- 280	ventas@multica ble.com.ec	http://multicable.com.ec/
LEON CABLES	Av. Antonio José de Sucre (Av. Occidental) entre Vicente Heredia y Antonio Román Sector San Fernando	(2) 2923- 930	ventas@leoncab les.net	http://www.leoncables.net/
CABLE MAX	Ave. 10 de Agosto N30-150 y Cuero y Caicedo, Quito, Pichincha, 170515	(2) 2549- 017	ventas@indufer ro.com.ec	http://www.induferro.com.ec/

2.6. Pilones de hormigón armado

2.6.1. Concepto general

Las torres, son la parte más importante dentro de la estructura de los puentes atirantados, ya que estos son los que van a soportar toda la carga que se ha de distribuir del tablero a los cables y estos al pilón o torres. Generalmente la altura de estas torres está en función de la luz libre que tendrá el tablero entre sus puntos de apoyo. Longitudinalmente pueden tener dos torres y ser simétricos, o una sola torre desde donde se atirante todo el vano principal. (Reategui, 2015)

2.6.2. Usos y aplicaciones

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 tener forma de A. prolongada verticalmente, entre otras formas. La “A” prolongada superiormente con un pilar vertical, que es la Y invertida; esta solución se ha utilizado en diferentes puentes. La “A” cerrada bajo el tablero para reducir el ancho total de la base, forma que se ha llamado un diamante. (Reategui, 2015)

El pilón del puente peatonal está construido en hormigón armado, el cual consta de dos columnas de sección de 3×0.7 m unidas por 5 vigas transversales de sección 0.8×0.5 m formando un pórtico. La altura total del pilón es de 18.82 m.

2.7. Acero estructural

2.7.1. Concepto general

El acero se define como una combinación de hierro y pequeñas cantidades de carbono, generalmente menos de 1%. También contiene pequeños porcentajes de algunos otros elementos. Aunque se ha fabricado acero desde hace 2000 o 3000 años, no existió realmente un método de producción económico sino hasta la mitad del siglo XIX. La supuesta perfección de este metal, tal vez el más versátil de todos los materiales estructurales, parece más razonable cuando se considera su gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación y otras propiedades convenientes. Las cuales se describen a continuación. (McCormac & Csernak, 2012)

- Alta resistencia: Posee una alta resistencia por unidad de peso lo cual hace que el peso de las estructuras será relativamente bajo.
- Uniformidad: Mientras avance el tiempo las propiedades del acero permanecen constantes.
- Elasticidad: El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, debido a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastantes altos.

- Durabilidad: Con un adecuado mantenimiento del acero este puede durar indefinidamente.
- Ductilidad: La ductilidad es la propiedad que tiene un material para soportar grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos de tensión altos.
- Tenacidad: Al poseer resistencia y ductilidad se puede decir que un material es tenaz. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aun capaz de resistir grandes fuerzas. (McCormac & Csernak, 2012)

El acero posee también ciertas desventajas las cuales se presentan a continuación.

- Corrosión: Cuando este material es expuesto constantemente al aire y al agua son susceptibles a la corrosión, por lo cual deben ser sometidos a mantenimiento en especial a la pintura.
- Costo de la protección contra el fuego: Cuando el acero se expone a altas temperaturas tiende a reducir considerablemente su resistencia, debido a que el acero también es un excelente conductor del calor. Por lo cual el acero debe ser protegido mediante materiales de características aislantes.
- Susceptibilidad al pandeo: Esto se produce cuando tenemos secciones muy esbeltas y largas.
- Fatiga: Su resistencia se puede reducir si se somete a un gran número de inversiones del sentido del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios en la magnitud del esfuerzo de tensión. (McCormac & Csernak, 2012)

2.7.2. Usos y aplicaciones

Aunque los precios de los aceros aumentan con el incremento de los esfuerzos de fluencia, el porcentaje de incremento en los precios no es mayor que el porcentaje de incremento de los esfuerzos de fluencia. En consecuencia, el uso de aceros más resistentes resultará económico en miembros a tensión, vigas, columnas. Tal vez la mayor economía se obtendrá con los miembros a tensión. Otra fuente de ahorro lo proporciona la construcción híbrida. El acero presenta ciertas ventajas en su material, el cual se podría

concluir que es el material perfecto para puentes, edificios, torres y otras estructuras. (McCormac & Csernak, 2012).

Como ventajas de la superestructura en puente atirantados encontramos que la disposición de los cables y las vigas de acero pueden ser muy variadas, con lo cual se pueden obtener diversos modelos estructurales. Los puentes atirantados poseen una gran ligereza y eficacia estructural.

2.8. Cargas

Para el desarrollo de este proyecto se ha considerado la utilización de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) como base fundamental, para el diseño de los diferentes elementos que componen el puente peatonal, respetando sus condiciones y especificaciones ahí descritas, lo cual nos permite obtener un comportamiento estructural seguro y confiable.

2.8.1. Cargas verticales

2.8.1.1. Cargas permanentes

Se refiere al peso que constituye la suma de todos los elementos estructurales los cuales están actuando en permanencia sobre la estructura. (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas, (No Sísmicas), 2015)

Estos elementos son vigas, columnas, cables, pasamanos y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.

2.8.1.2. Cargas vivas

Estas cargas se refieren a las sobrecargas de uso, las cuales serán utilizadas en el cálculo según depende la ocupación o uso a la que está destinada la estructura y están conformadas por los pesos de las personas. (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas, (No Sísmicas), 2015)

Los puentes para uso peatonal y para el tráfico de bicicletas se diseñan para una carga viva de 420 kg/m². (AASHTO LRFD 3-32 3.6.1.6) Sin embargo, deberá evaluarse también la posible circulación de vehículos de emergencia o mantenimiento los cuales no

se incrementan por efectos dinámicos ni son combinados con la carga viva de diseño. (Rodríguez, 2014)

2.8.2. Sismo

En el diseño sismo resistente de puentes se debe aplicar los objetivos de desempeño, nivel de amenaza sísmica (probabilidad de excedencia o período de retorno) y niveles de desempeño estructural (estados límites) especificados en AASHTO, Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design.

2.8.2.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z

Cuando se tienen edificaciones de uso normal, se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. Existen seis zonas sísmicas del Ecuador las cuales serán determinadas por el sitio donde se construirá la estructura, caracterizada por el valor del factor de zona Z, de acuerdo con la figura 11. (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

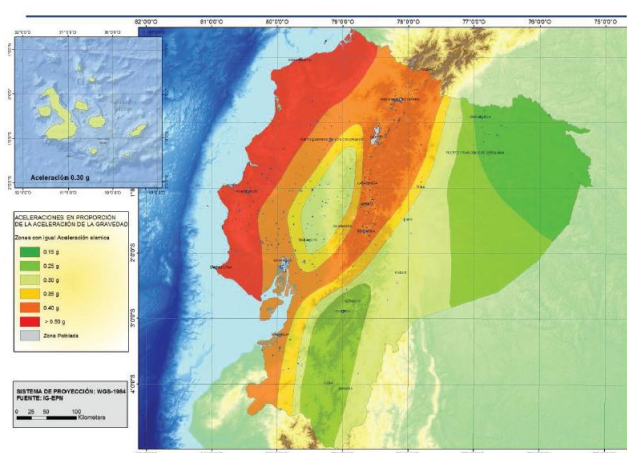


Figura 11 Mapa de zona sísmica del Ecuador.

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

Después de realizado un estudio de peligro sísmico se obtiene el mapa de zonificación sísmica para el diseño, que fue hecho para un 10% de excedencia en 50 años,

que incluyen una saturación a 0.5 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI, cuya nomenclatura se puede observar en la tabla 5. (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

Tabla 5

Valores del factor Z según la zona sísmica

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del Peligro Sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

2.8.2.2. Curvas del peligro sísmico

En estructuras de ocupación especial, estructuras esenciales, puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación, para su diseño es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico, con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño y los estados límites indicados en la tabla 6. (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

Tabla 6

Estados límites (Basado en AASHTO LRFD 1.3.2)

Estado límite	Condiciones	Efectos	Consecuencia
Resistencia	Combinaciones de carga específicas, estadísticamente significativas que el puente espera experimentar en su vida de diseño	* Excede resistencia del concreto al aplastamiento * Excede resistencia de ruptura de cables, conexiones o empalmes * Fluencia del acero de refuerzo longitudinal en la pantalla del estribo	Colapso

CONTINÚA



Servicio	Solicitaciones y condiciones regulares de servicio	* Deflexión excesiva * Agrietamiento de miembros estructurales * Deslizamientos en conexiones con pernos	Comportamiento inaceptable que no involucra colapso
Eventos extremos	Sismos severos, inundaciones severas, colisión de vehículos y embarcaciones, cargas de hielo	* Formación de rotulas plásticas en determinados miembros estructurales * Destrucción parcial y localizada de protecciones a causa de una colisión	Involucra daño, pero no colapso
Fatiga y fractura	Sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño	* Se limita el crecimiento de grietas bajo cargas repetitivas * Se previene la fractura de los miembros estructurales durante la vida de diseño del puente	Involucra daño, pero no colapso

Fuente: (Guerrero, 2015)

2.8.2.3. Geología Local

Los primeros 30 m de profundidad del suelo se clasificaron según la tabla 7, para cada perfil se asigna una letra ya sea esta A, B, C, D, E, F. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice i que va desde 1 en la superficie, hasta n en la parte inferior de los 30m superiores del perfil. (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

Tabla 7

Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio	760 m/s > $V_s \geq 360$ m/s

CONTINÚA



	de velocidad de la onda de cortante, o	
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
D	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 con cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	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 3m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1: Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2: Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3: Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
	F4: Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)	

CONTINÚA



F5: Suelos con contrastes de impedancia α , definido como la relación entre la densidad y la velocidad de onda de corte entre el subsuelo y el estrato del semi espacio, 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.

F6: Rellenos colocados sin control ingenieril.

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sismico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

2.8.2.4. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s

En la tabla 8, 9, 10 se presentan los valores de F_a : Coeficiente de amplificación de los suelos en la zona de período corto, F_d : Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca., y F_s : Comportamiento no lineal de los suelos; respectivamente. (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sismico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

Tabla 8

Tipo de suelo y factores de sitio F_a .

TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO F_a							
TIPO DE PERFIL DE 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	1.12
E		1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85
F							

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sismico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

Tabla 9*Tipo de suelo y factores de sitio Fd.*

TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO Fd							
TIPO DE PERFIL DE 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
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D		1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F							

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

Tabla 10*Tipo de suelo y factores de sitio Fs.*

TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO Fs							
TIPO DE PERFIL DE 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
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		0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D		1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F							

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

2.8.2.5. Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño.

En la figura 12. Se puede observar el espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , el cual representa un valor como porcentaje de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, en el cálculo de S_a , intervienen factores como

el de zona sísmica (Z), el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura, y la consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , y F_s . (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

También se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, n , que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

- $n = 1.80$: Provincias de la Costa (Excepto Esmeraldas)
- $n = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- $n = 2.60$: Provincias del Oriente.

T representa el periodo fundamental de vibración de la estructura, T_0 el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, T_c el período de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

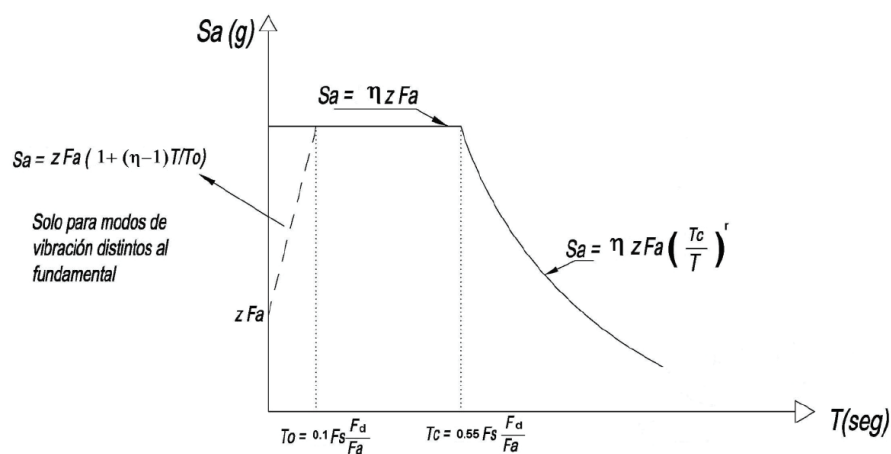


Figura 12 Espectro de respuesta elástico

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

2.8.2.6. Componentes verticales de la carga sísmica.

La carga sísmica vertical se representa como 0.2 del parámetro del espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a) por el efecto de la carga muerta, la cual será incluida a las combinaciones de cargas sísmicas en estructuras que no están sujetas a cargas de hielo atmosférico o inundaciones las cuales serán descritas a continuación, por las siguientes formulas. (ASCE, 2010)

$$(1.2 + 0.2 S_a)D + pQ_e + L + 0.2 S$$

- Carga vertical sísmica= $0.2 S_a$
- S_a : Valor del espectro de respuesta elástico de aceleraciones
- D : Carga muerta
- p : Factor de redundancia
- Q_e : Efectos de las fuerzas sísmicas horizontales de V
- V : Fuerza lateral de diseño
- L : Carga viva
- S : Carga de Nieve

Las fuerzas sísmicas verticales se deberán incorporar para elementos que exceden los límites de las plantas de pisos, como caso general la componente vertical del sismo puede definirse mediante el escalamiento de la componente horizontal de la aceleración por un factor mínimo de $2/3$ tal como se indica en la figura 13. (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

$$E_v \geq \frac{2}{3} E_h$$

Dónde:

E_v Componente vertical del sismo

E_h Componente horizontal del sismo

Figura 13 Componente vertical del sismo

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sísmico Resistente, 2015)

2.8.2.7. Categoría y coeficiente de importancia.

La estructura debe caer en una de las siguientes categorías las cuales son expuestas en la tabla 11.

Tabla 11

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5

CONTINÚA



Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

Para el cálculo el puente se considera como una estructura de ocupación especial debido a que en caso de un evento sísmico importante se requiere la funcionalidad del puente, y por un posible colapso esta afectará la Autopista General Rumiñahui, creando un gran problema para el tránsito vehicular.

2.8.2.8. Estructuras de ocupación especial y esencial.

Para las estructuras de ocupación especial y esencial se requiere un análisis de desempeño. Se deberá limitar los daños estructurales, buscando elevar el nivel de protección y asegurando que las estructuras puedan mantenerse operacionales aún después de la ocurrencia del sismo de diseño. La verificación de desempeño se hace para los niveles de amenaza sísmica presentadas a seguir en la tabla 12. (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

Tabla 12
Niveles de amenazas sísmicas

Nivel del Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno (años)	Tasa anual de excedencia (1/Tr)
1 Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2 Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444

CONTINÚA



3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.00040

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

Para el análisis del nivel de las fuerzas sísmicas se debe cumplir que no sean menores que las estipuladas en el método estático del DBF, y a su vez no menores que aquellas que resulten de utilizar la aceleración máxima y las aceleraciones espectrales máximas esperadas en el sitio del emplazamiento de la estructura, obtenidas a partir de las curvas de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años, sin aplicación del factor de importancia I. (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

En estructuras de ocupación especial se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para No colapso, ante un terremoto de 2500 años de periodo de retorno, en síntesis, se presenta la tabla 13 en la cual se explica el nivel de desempeño sísmico, el daño de la estructura y como se relaciona con la importancia estructural. (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

Tabla 13

Nivel de desempeño sísmico

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Estructuras de ocupación especial	Estructuras esenciales	Tasa anual de excedencia
Daño	No	Si	0.00211
Colapso	Si	Si	0.00004

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

2.8.2.9. Factor de reducción R.

Tabla 14

Valores de coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Valores de coeficiente de reducción de respuesta estructural R

CONTINÚA



Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	2
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación	3.5
Estructuras tipo cantiliver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes	3
Naves industriales con perfiles de acero	3
Torres en armadura (autoportantes o atirantadas)	3
Estructuras en forma de péndulo invertido	2
Torres de enfriamiento	3.5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3
Letreros y carteleras	3.5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2
Otras estructuras no descritas en este documento	2

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sismico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

Para el cálculo de la estructura se ha decidido utilizar un $R=3$ debido a que tiene relación con las estructuras tipo cantiliver, y las torres en armadura. Es decir, es una estructura con relativamente bajo grado de redundancia.

2.8.2.10. DBF (DISEÑO BASADO EN FUERZAS)

Para el diseño de estructuras usando este método se de determinar el espectro de diseño $S_a(T)$ de acuerdo con las características geotécnicas del lugar de emplazamiento de la estructura, realizar el cálculo aproximado del periodo fundamental de vibración aproximado T_a , determinar el cortante de base V , explicado en la figura 14. Con los resultados de los pasos anteriores, determinar las distribuciones vertical y horizontal de V , y la dirección de aplicación de estas fuerzas sísmicas y verificación de que los índices de deriva no sobrepasen el valor permitido. Si el valor de periodo de vibración de la estructura posee un valor menor que 0.6 s se deberá calcular según la fórmula presentada en la figura 15 que corresponde para estructuras de puentes. (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sismico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \theta_P \theta_E} W$$

Dónde

$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección [3.3.2]
θ_P y θ_E	Coefficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección [5.3]
I	Coefficiente de importancia; se determina en la sección [4.1]
R	Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección [6.3.4]
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga sísmica reactiva; véase en la sección [6.1.7]
T_a	Período de vibración; véase en la sección [6.3.3]

Figura 14 Cálculo de cortante Basal

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

$$V = \eta Z F_a I W$$

Dónde:

V	Cortante total en la base de la estructura para el DBF
D	Razón entre la aceleración espectral $S_a(T = 0.1 \text{ s})$ y el PGA para el período de retorno seleccionado.
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g
F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en las zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro

Figura 15 Cálculo de cortante Basal puentes (T menor a 0.6 s)

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

2.8.3. Viento

2.8.3.1. Velocidad instantánea máxima del viento

La velocidad de diseño para viento hasta 10 m de altura será la adecuada a la velocidad máxima que se podría encontrar en la zona de ubicación de la edificación, pero esta no podrá tener un valor menor a 21 m/s (75 Km/h). (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas, (No Sísmicas), 2015)

2.8.3.2. Velocidad corregida de viento.

La velocidad corregida de viento se le conoce como V_b , que denota un valor característico de la velocidad media del viento a lo largo de un período de 10 minutos, medida en una zona plana y desprotegida frente al viento, a una altura de 10 metros sobre el suelo. La velocidad instantánea máxima del viento tendrá un factor de corrección σ por el cual se multiplicará en función de la altura y las características topográficas de la estructura y del nivel de exposición al viento, según la tabla 15. (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas, (No Sísmicas), 2015)

Tabla 15

Factor de corrección σ

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)
5	0.91
10	1.00
20	1.06
40	1.14
80	1.21
150	1.28

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas, (No Sísmicas), 2015)

$$V_b = V \cdot \sigma$$

Dónde:

V_b velocidad corregida del viento en m/s;

V velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10 m de altura sobre el terreno;

Figura 16 Velocidad corregida del viento

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas, (No Sísmicas), 2015)

La característica topográfica del puente se encuentra en la categoría A

Categoría A (sin obstrucción): estructuras frente al mar, zonas rurales o espacios topográficos.

2.8.3.3. Cálculo de la presión del viento

Sobre la fachada de los elementos la acción del viento se presenta como una presión, para determinar qué valor de resistencia tiene el elemento frente al empuje del viento, establecemos una presión que se calcula como P, cuyo valor se determinará mediante la expresión que se muestra en la figura 17. (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas, (No Sísmicas), 2015)

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot c_e \cdot c_f$$

Dónde:

P Presión de cálculo expresada en Pa (N/m²)

ρ Densidad del aire expresada en Kg/m³ (En general, se puede adoptar 1.25 Kg/m³)

c_e Coeficiente de entorno/altura

c_f Coeficiente de forma (apartado [d](#) de la presente sección [3.2.4](#))

Figura 17 Presión ejercida del viento

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas, (No Sísmicas), 2015)

Los valores de C_e y C_f se obtendrán de las tablas 16 y 17 respectivamente.

Tabla 16

Coeficiente C_e

Construcción	Barlovento	Sotavento
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	1.5	

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas, (No Sísmicas), 2015)

Para el cálculo de las cargas de viento usaremos el coeficiente C_e de valor de 1.5 debido a que nuestro puente posee una estructura similar a un gran muro aislado.

Tabla 17

Coeficiente C_f

Construcción	Coeficiente f
Elementos en fachadas expuestas en edificaciones aisladas o fachadas de longitud menor que el doble de la altura	1.3

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas, (No Sísmicas), 2015)

Nuestro puente posee los pilones con la característica de que es una estructura bastante expuesta a las cargas de viento por lo cual se decide trabajar con un valor de C_f de 1.3

2.8.4. Combinaciones.

Las construcciones en general deberán diseñarse para resistir las combinaciones de:

- Cargas permanentes

Cargas variables (cargas vías, también llamados sobrecargas de uso, cargas estáticas por viento y cargas de granizo)

- Cargas accidentales (acciones sísmicas). (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas, (No Sísmicas), 2015)

En las combinaciones de cargas se utilizarán los siguientes símbolos en la expresión de las combinaciones de cargas que deberán tomarse en cuenta y se muestran en la figura 18. (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas, (No Sísmicas), 2015)

D	Carga permanente
E	Carga de sismo
L	Sobrecarga (carga viva)
L_r	Sobrecarga cubierta (carga viva)
S	Carga de granizo
W	Carga de viento

Figura 18 Símbolos que representan las combinaciones de cargas

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas, (No Sísmicas), 2015)

Las combinaciones que se mostrarán a continuación se deberán respetar con cualquiera que sea la estructura que se va a analizar, cuando se considere necesario se

investigará cada estado límite de resistencia, para las condiciones más desfavorables tanto de viento como de sismo, no necesitan ser consideradas simultáneamente. Las estructuras y todos sus componentes deberán ser diseñados de tal manera que su resistencia supere el valor de las combinaciones que se presentan a continuación en la figura 19. (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas, (No Sísmicas), 2015)

<u>Combinación 1</u>
1.4 D
<u>Combinación 2</u>
1.2 D + 1.6 L + 0.5max[L _r ; S ; R]
<u>Combinación 3*</u>
1.2 D + 1.6 max[L _r ; S ; R] + max[L ; 0.5W]
<u>Combinación 4*</u>
1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L _r ; S ; R]
<u>Combinación 5*</u>
1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
<u>Combinación 6</u>
0.9 D + 1.0 W
<u>Combinación 7</u>
0.9 D + 1.0 E

Figura 19 Combinaciones de carga NEC-15

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas, (No Sísmicas), 2015)

Tabla 18

Combinaciones de carga en puentes según AASHTO LRFD

COMBINACIONES DE CARGAS PUENTES	
RESISTENCIA I	1.25 DC + 1.75 PL
EVENTO EXTREMO I	1.25 DC + 1.0 PL + 1EQ
SERVICIO I	1.25 DC + 1.0 PL + 0.3WS
DC= Carga muerta	PL= Carga Peatonal
EQ= Sismo	Ws= Viento

Fuente: (AASHTO, 2014)

3. DESARROLLO DEL PROYECTO

3.1. Levantamiento topográfico

Para el levantamiento de la geometría del puente peatonal se utilizaron tres diferentes equipos y metodologías las cuales se explicarán a continuación haciendo énfasis en cada uno de los puntos de cómo funcionan los equipos, su montaje, utilización, toma de datos y procesamiento de los mismos.

3.1.1. Equipos utilizados

Trimble M3 5”

1) Ubicación del equipo

Para medir la geometría de los cables usando este equipo se fueron realizando varias tomas de datos plantando el equipo en el punto medio del tablero del puente empezando a la altura del final del cable más largo y se terminó a la altura del cable más corto.



Figura 20 Plantación de Estación Total

2) Metodología de medición

Consiste en hacer mediciones angulares de cada uno de los cables respecto al nivel del tablero, las estaciones fueron plantadas cada 3 metros de distancia en un eje que denominaremos “x” siguiendo una línea recta, y la toma de la diferencia de ángulos se realiza restando el ángulo que se obtiene en el eje que llamaremos “z” apuntando al cable con el ángulo que se obtiene en la en el “eje y”, para una mayor comprensión del método (ver figura 21 y figura 22)

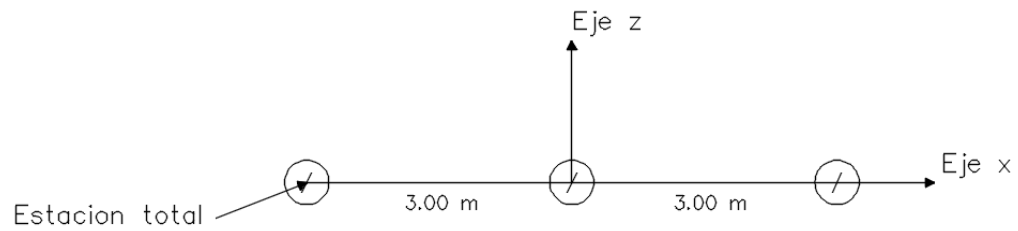


Figura 21 Ubicación de estaciones

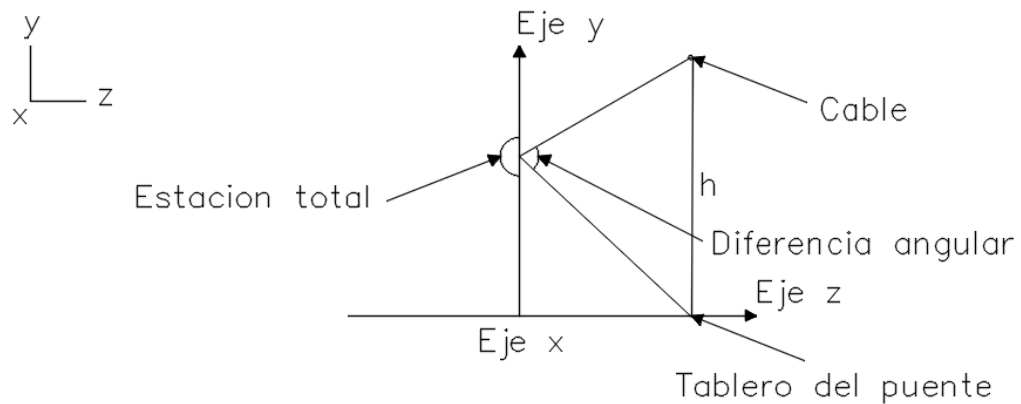


Figura 22 Método de medición de altura

Una vez que se obtienen las diferencias angulares por medio de cálculos geométricos se obtiene la altura “h” de cada cable en cada una de las estaciones con lo cual ya se obtiene la geometría del cable y se puede calcular la catenaria y las fuerzas de tracción.



Figura 23 Medición de ángulos de inclinación

A continuación, se presenta una tabla resumen en la cual podemos observar los puntos donde se implanto cada estación, la altura de cada estación en cm, la altura desde el nivel del tablero hasta en anclaje inferior del cable dado en cm, Delta H (cm) que representa la diferencia entre la altura de cada estación y el anclaje inferior, la distancia de la estación en el punto que está a nivel del tablero hacia el anclaje en cm, el ángulo inferior α representan el ángulo inicial de referencia para el cálculo de las alturas, D.A que representa la diferencia angular entre el ángulo inicial y el ángulo final, los cálculos de las alturas (H) las cuales se encuentran en metros, también se puede observar, cada uno de los cables. El número de cables del puente es diez, el ultimo cable no se incluye en esta tabla debido a que su geometría es muy básica constando de dos puntos y una línea que los une. Los datos fueron tomados manualmente e ingresados a una hoja Excel.

Estación	1		2		3		4		5		6		7		8		9	
H estacion	150.5		150.5		150.5		150		150.3		150		150		150		150	
H anclaje	6.5		6.5		6.5		6.5		6.5		6.5		6.5		6.5		6.5	
Delta H	144		144		144		143.5		143.8		143.5		143.5		143.5		143.5	
Distancia de E a anclaje	155		155		155		155		155		155		155		155		155	
Hipotenusa	211.57		211.57		211.57		211.23		211.43		211.23		211.23		211.23		211.23	
Angulo Inferior IZQ	227.20		227.35		227.12		227.18		227.74		227.07		227.44		226.69		226.43	
	D. A.	H	D. A.	H	D. A.	H	D. A.	H	D. A.	H	D. A.	H	D. A.	H	D. A.	H	D. A.	H
Cable 1		1.11	72.67	2.33	96.38	3.53	107.48	4.71	113.48	5.85	117.26	7.01	120.11	8.32	122.11	9.65	123.55	10.96
Cable 2				1.24	76.88	2.49	98.66	3.72	109.11	4.96	114.77	6.20	118.51	7.53	120.96	8.83	122.72	10.16
Cable 3						1.29	79.41	2.59	100.34	3.87	110.17	5.15	115.85	6.52	119.32	7.90	121.58	9.26
Cable 4								1.38	83.23	2.76	103.08	4.15	112.16	5.55	117.14	6.97	120.25	8.40
Cable 5									44.70	1.49	87.48	2.97	105.61	4.45	113.80	5.94	118.28	7.42
Cable 6											48.65	1.59	91.31	3.19	107.94	4.78	115.37	6.38
Cable 7													54.42	1.75	96.01	3.51	110.75	5.26
Cable 8															63.15	2.01	101.85	4.02
Cable 9																	76.93	2.49
Angulo Inferior DER	132.46		132.86		132.24		132.49		132.46		132.51		132.47		132.45		131.13	
	D. A.	H	D. A.	H	D. A.	H	D. A.	H	D. A.	H	D. A.	H	D. A.	H	D. A.	H	D. A.	H
Cable 1		1.12	72.92	2.34	96.51	3.54	107.60	4.73	113.59	5.87	117.48	7.10	120.23	8.39	122.22	9.69	123.58	10.99
Cable 2				1.26	77.01	2.49	98.87	3.74	109.34	5.00	114.95	6.25	118.57	7.55	121.02	8.87	122.75	10.19
Cable 3						1.30	79.53	2.59	100.53	3.89	100.33	5.18	115.90	6.54	119.32	7.90	121.59	9.26
Cable 4								137.50	83.10	2.75	102.84	4.13	112.12	5.54	117.12	6.96	120.24	8.39
Cable 5									44.70	1.49	87.48	2.97	105.61	4.45	113.80	5.94	118.28	7.42
Cable 6											48.65	1.59	91.31	3.19	107.94	4.78	115.37	6.38
Cable 7													54.42	1.75	96.01	3.51	110.75	5.26
Cable 8															63.15	2.01	101.85	4.02
Cable 9																	76.93	2.49

Figura 24 Diferencia de altura h para formación geométrica del cable

3) Resultados

A partir de los datos de distancia en el “eje x” y altura “H” se obtienen las gráficas donde claramente se puede apreciar la geometría del cable, los datos son enviados a un archivo de AutoCAD donde realizamos las respectivas mediciones para obtener la catenaria y los cálculos para determinar la fuerza de tracción ejercida en los cables.

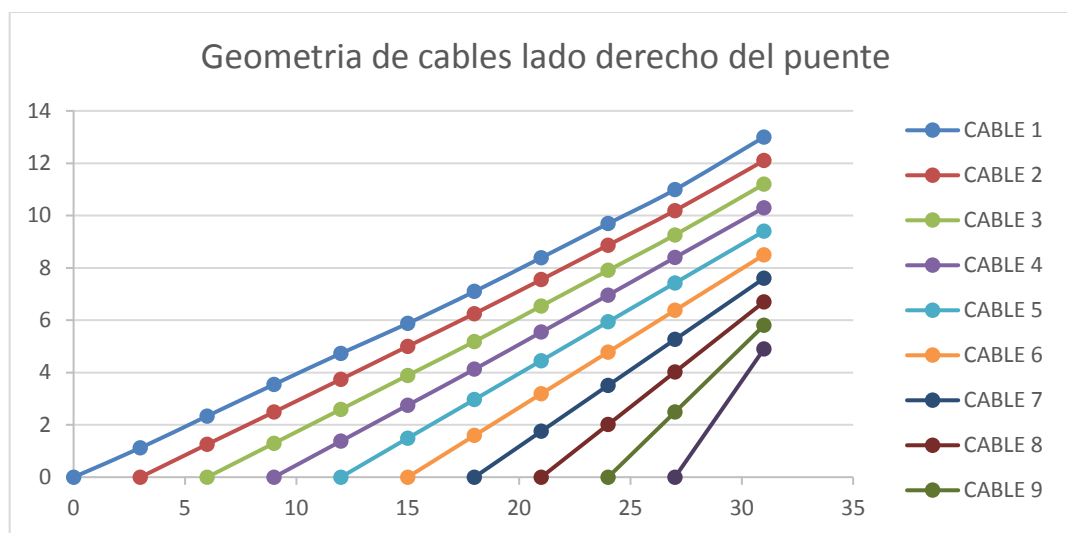


Figura 25 Geometría de cables lado derecho del puente (Estación)

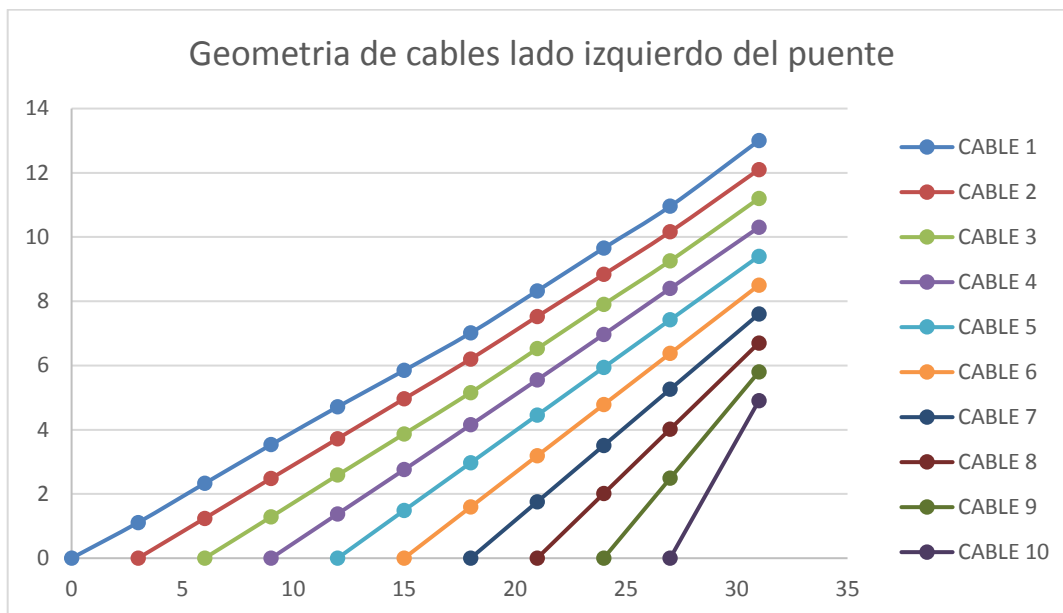


Figura 26 Geometría de cables lado izquierda del puente (Estación)

Trimble TX5 3D Laser Scanner

1) Ubicación del equipo

Para medir la geometría de los cables usando este equipo se realizaron dos estaciones la primera se hizo al final del tablero y la segunda en la mitad del tablero del puente.

2) Metodología de medición

Lo que realiza este equipo es un escaneo laser en 3 dimensiones, una vez calibrado comienza a tomar medidas y fotografías en ángulos rotacionales y elevaciones. A continuación, se presenta el uso del equipo.



Figura 27 Plantación del equipo Trimble TX5 3D



Figura 28 Colocación de las esferas

Cuando se realizan dos o más estaciones para la obtención de un mismo modelo tridimensional de lo que se está midiendo es necesario ubicar las esferas las cuales deben ser vistas desde todas las estaciones, debido a que posteriormente se tienen que unir las escenas y las esferas son la línea base para realizar este procedimiento.

Tabla 19

Selección del idioma

Lenguaje
Seleccione el idioma de la interfaz de usuario
Inglés

CONTINÚA



Alemán
rances
Italiano
Portugués

Tabla 20

Configuración de fecha y hora

Fecha y Hora	
Cambiar el formato de hora. Elija entre 24 o 12 horas de reloj:	
24-Horas	<input checked="" type="checkbox"/>
Cambiar el formato de fecha mostrado:	
Seleccionar formato de fecha	
MM / DD / AAAA	
Cambie la fecha y la hora en el escáner:	
Cambiar fecha y hora	
07/05/2017 9:32	

Tabla 21

Configuración de unidades

Unidades
Establezca la unidad de longitud:
Metros [m]
Pies [pies]
Ajuste la escala de temperatura:
Celsius [* C]
Fahrenheit [* F]

Tabla 22

Parámetros de escaneo

Parámetros de escaneo

CONTINÚA





Perfil seleccionado:		
Resolución [MPts]	45.2	4x
Horizontal	0.0* to 360.0* -60.0* to 90.0*	
Seleccionar sensores		
Escanear con color	<input checked="" type="checkbox"/>	
Puntos de seguridad para los ojos. [metro]	axial 10.61 radial 3.24	
Duración de la exploración [mm: ss]	aprox. 8:36	
Tamaño del archivo de escaneo [MB]	aprox. 174.77	
Tamaño de escaneo [Pt]	10240 x 4410	
Ajustes avanzados		

En la tabla 22 observamos los parámetros de escaneo, en el cual el ítem “horizontal” se refiere a los ángulos que se programan para la rotación del equipo en el ensayo

Tabla 23

Resolución del escaneo

Resolución / Calidad		
Cambiar la resolución y la calidad:		
Resolución	Duración de la exploración [mm: ss]	Calidad
	aprox. 02:50 Scan Size [Pt] 5120x2134 MPts 10.9 Distancia del punto	

CONTINÚA




[mm / 10m] 12.272

En la tabla 23 podemos observar a configuración de la resolución que adopta el equipo para la medición de los elementos geométricos así también como la calidad de la imagen, mientras más altos son los valores de estos parámetros más tiempo se demora en la toma de datos.

Tabla 24

Configuración de ángulos

Área de escaneo	
	
<input type="button" value="▲"/> <input type="button" value="▼"/>	Área vertical [*] -40 to 52
<input type="button" value="◀"/> <input type="button" value="▶"/>	Área horizontal [*] -46 to 307

En la tabla 24 podemos observar el área de escaneo que representa la visualización que tiene el equipo, que encierra todo el elemento a ser escaneado y viene medido por la configuración de los ángulos tanto en sentido vertical como en horizontal

Tabla 25

Inicio del escaneo

Casa
Operador: Operador predeterminado
Proyecto: Defalut_Project

CONTINÚA





Una vez configurado el idioma, la fecha y la hora del proyecto se procede a realizar las diferentes configuraciones para la medición, en este caso para las dos estaciones se trabajó con una resolución 1/2 (medio cm por pixel) y una calidad 4x, que son parámetros que determinan la cantidad de detalles que se pueden observar en la imagen, el ángulo horizontal fue de 360 grados y el vertical de 0 a 300 grados, con esta configuración el tiempo de medición en cada estación fue de 31: 51 (mm:ss), una vez que se realizan estas configuraciones se procede a iniciar con el escaneo seleccionando “Start Scan” como se muestra en la tabla 25.

3) Resultados

Una vez terminada la medición se procedió a bajar los datos por medio del programa FARO SCENE el cual nos proporciona una vista tridimensional del puente con medidas reales las cuales servirán para construir la geometría actual de los cables del puente, además de proporcionar un modelo tridimensional bastante real.

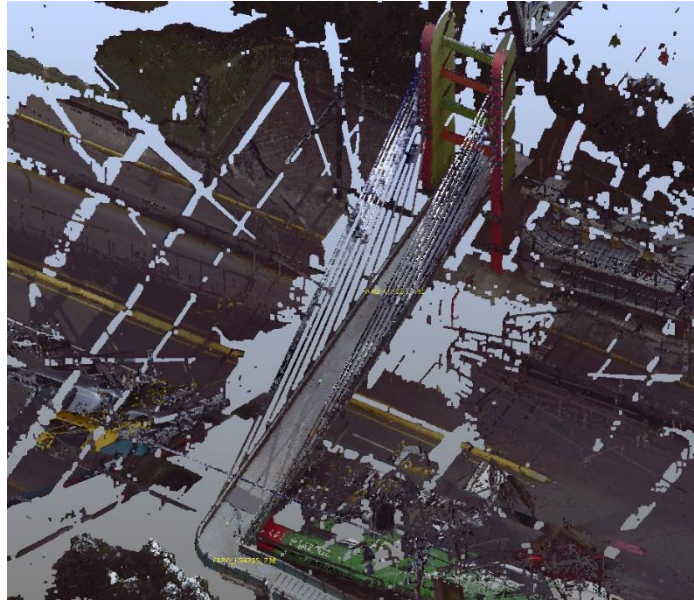


Figura 29 Modelo 3D

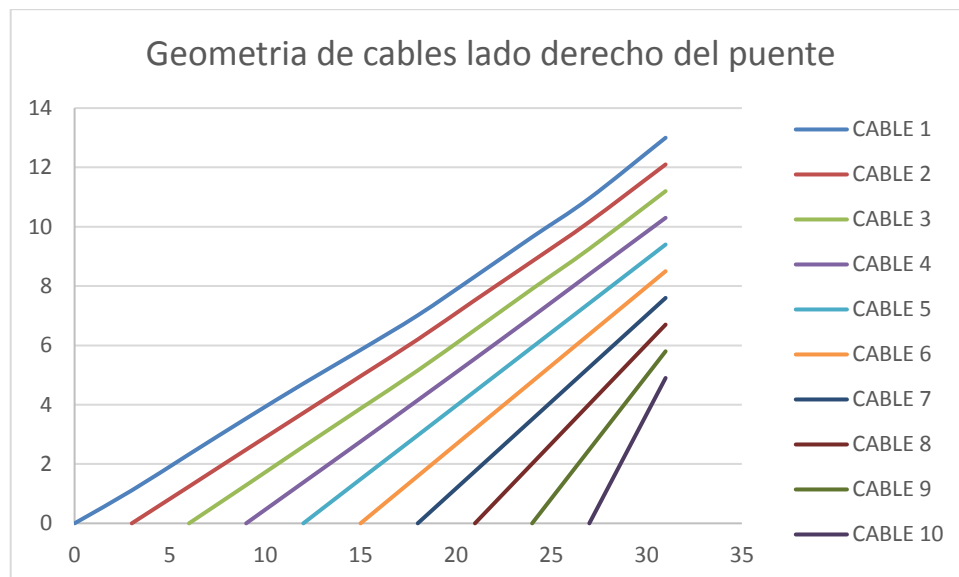


Figura 30 Geometría de cables lado derecho del puente (Trimble)

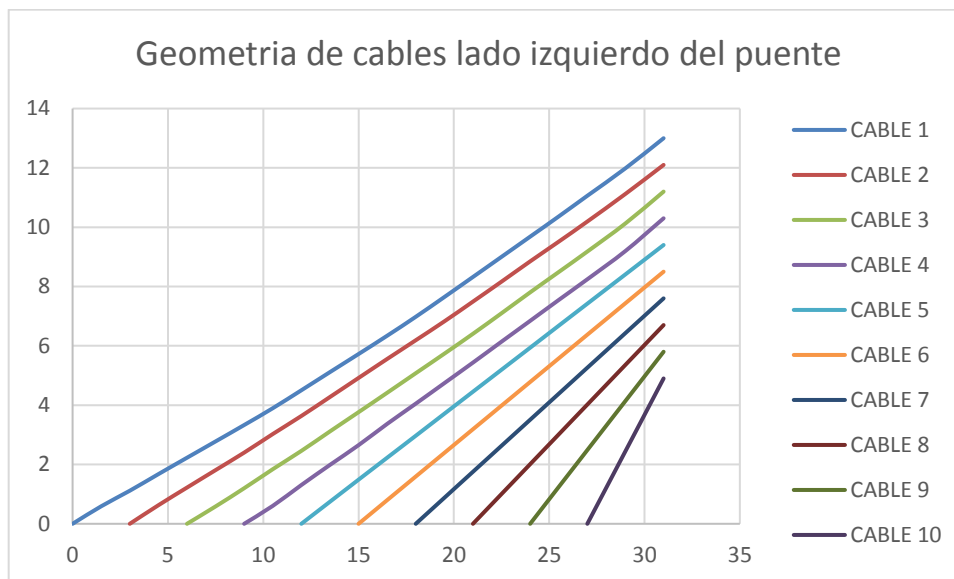


Figura 31 Geometría de cables lado izquierdo del puente (Trimble)

Fotogrametría con dron

1) Ubicación del dron

Para realizar la medición del puente peatonal usando el Dron este fue colocado en su estación de salida atrás del puente en el sector de los anclajes de los muertos como se puede observar en la figura 32.



Figura 32 Ubicación del Dron

2) Metodología de medición

Una vez que el Dron ha sido ubicado en su posición se realiza la programación de su vuelo, este tuvo una duración de 20 minutos a una altura de 20 m. el ángulo de la cámara es de 65 grados y la resolución se trabajó a un 90% ya que con estos parámetros obtenemos una mejor visión de la estructura, cuya configuración se realiza en el interfaz mostrado en la figura 35. Al momento del levantamiento se obtuvieron 331 fotografías con las cuales se va a obtener una nube de puntos que simularan una vista 3D del puente en escala real. A continuación, se presenta los diferentes pasos para el manejo del Dron.

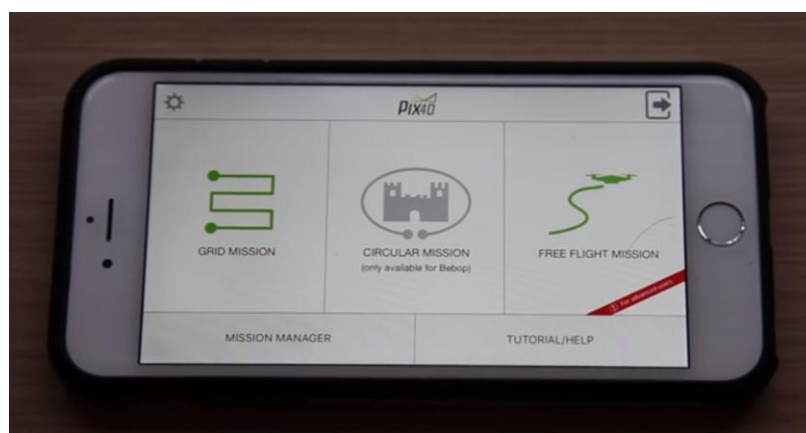


Figura 33 Pantalla de inicio

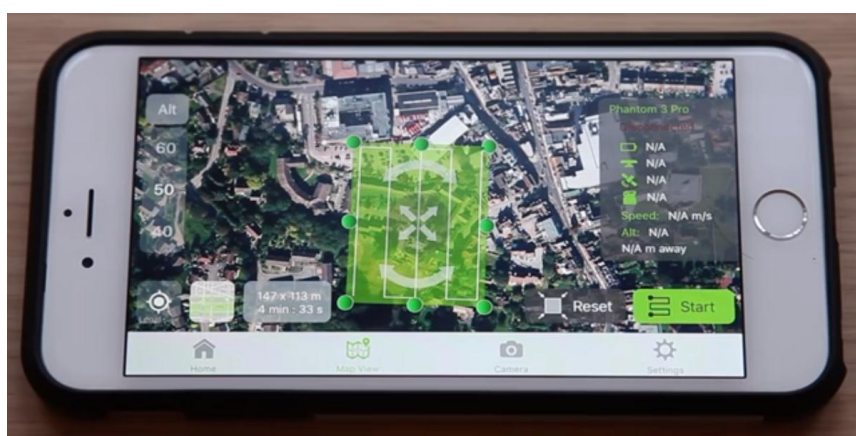


Figura 34 Opción Grid Mission

En la figura 34 se puede observar donde tenemos la opción de programar el vuelo que va a realizar el Dron, para el puente se realizó una malla doble a una altura de 20m como se había especificado, en esta opción podemos observar exactamente la ubicación del puente y ubicar la malla sobre este lo cual brinda una vista previa de nuestro vuelo.

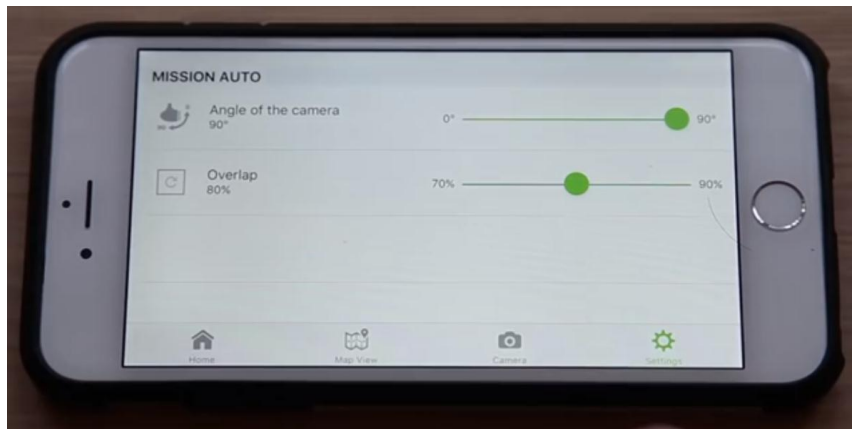


Figura 35 Angulo de cámara y resolución



Figura 36 Despegue del Dron

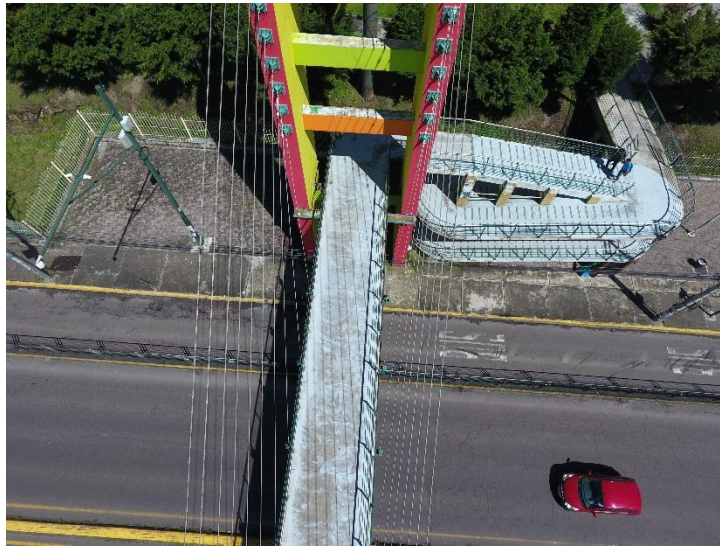


Figura 37 Fotografía aérea

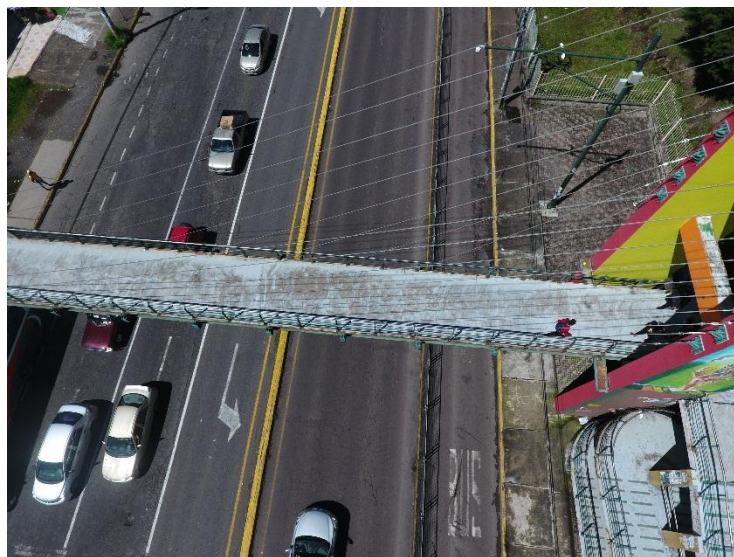


Figura 38 Fotografía aérea

A continuación, se presenta el uso del programa Pix4D, donde nosotros procedemos a ingresar las fotografías tomadas con el Dron y donde se realiza el procesamiento de los datos, una vez que se obtiene el modelo tridimensional del puente se procede a exportar la nube de puntos a AutoCAD donde podemos realizar la medición de la geometría de los cables.



Figura 39 Nuevo Proyecto

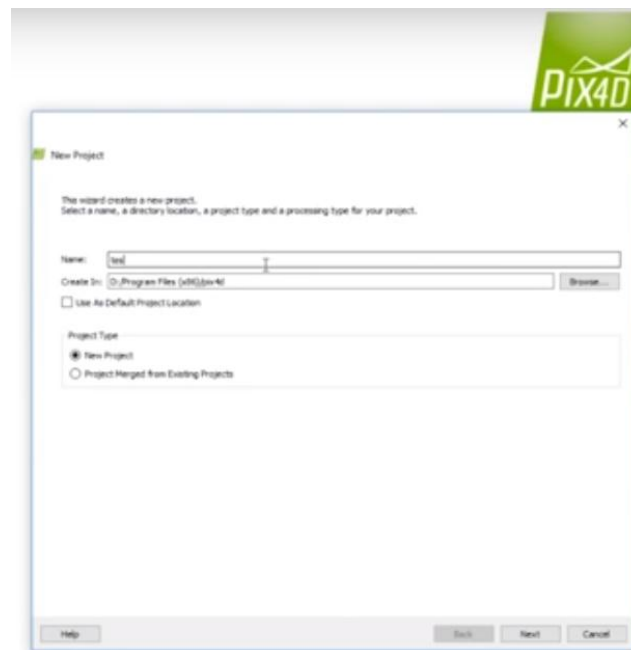


Figura 40 Nombre del Proyecto

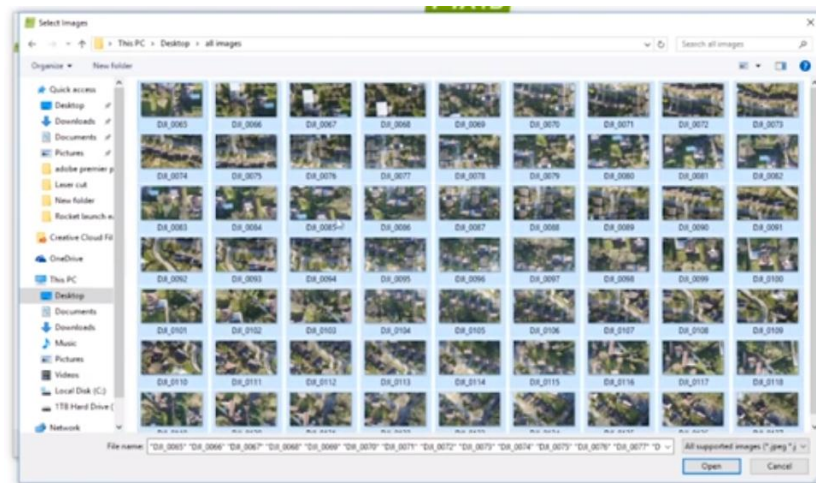


Figura 41 Selección de imágenes tomadas por el Dron

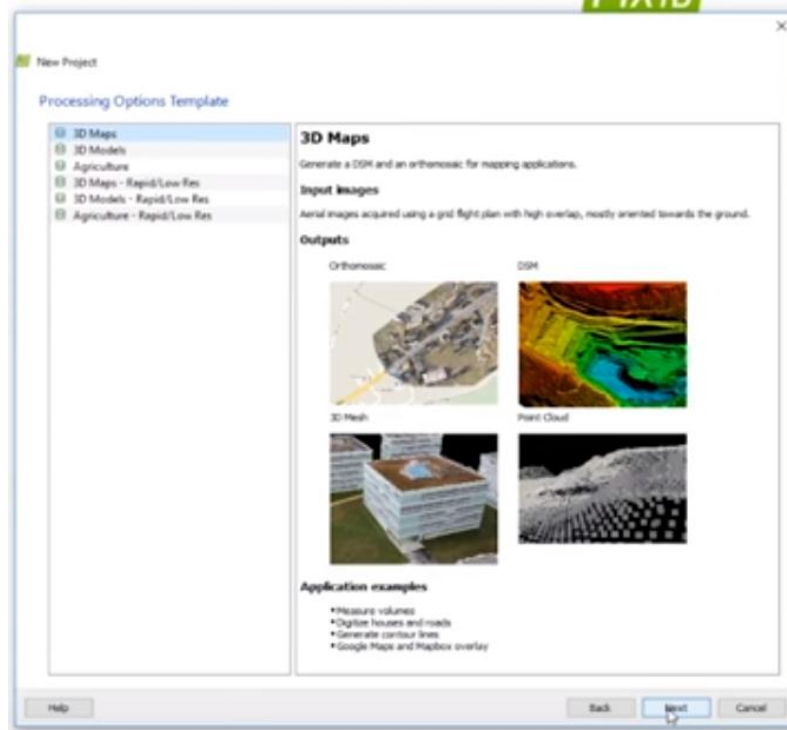


Figura 42 Modelos 3D

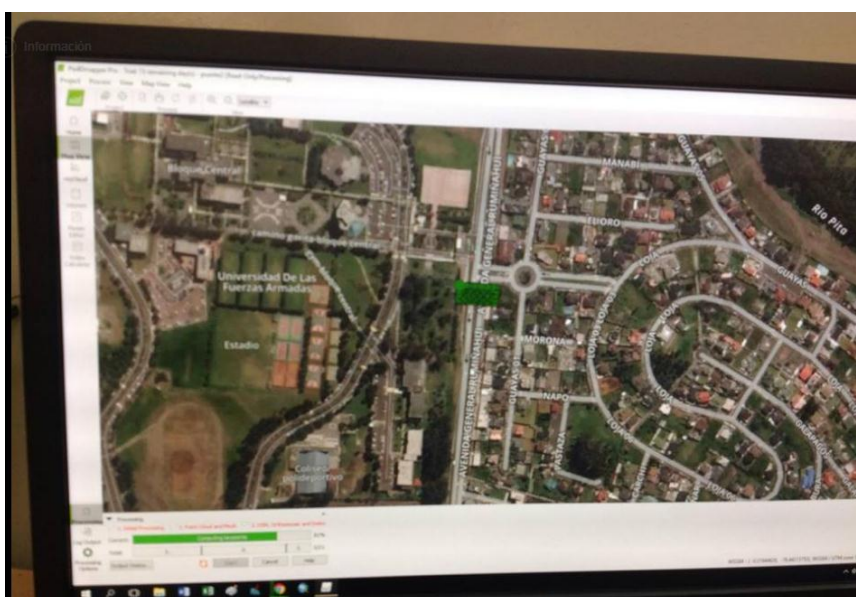


Figura 43 Ubicación de fotografías en el programa

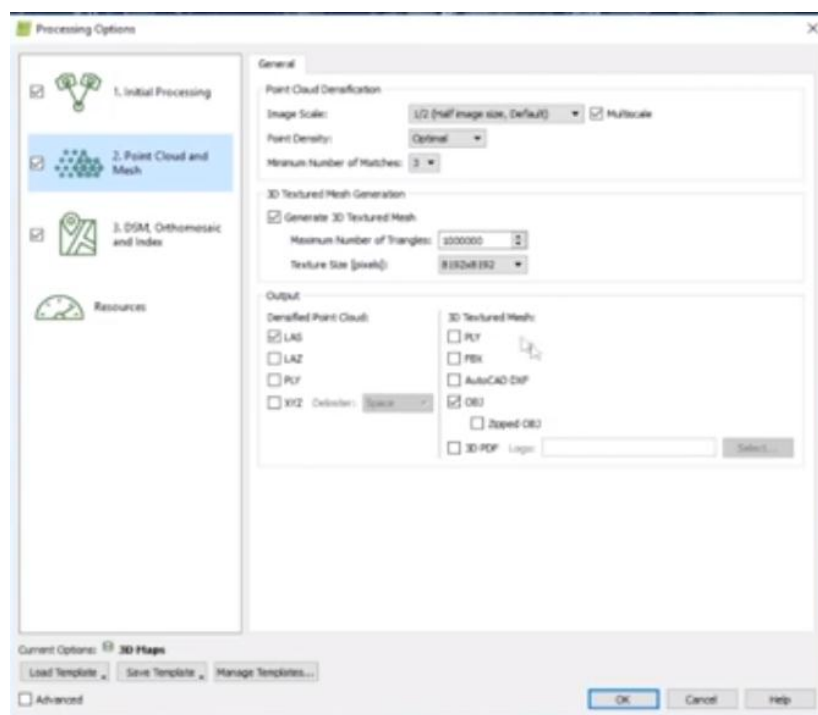


Figura 44 Opciones de procesamiento

En la figura 44 se observa la configuración para la obtención de la nube de puntos, y los formatos de exportación que se obtendrán para poder trabajar en el programa de AutoCAD. Se pide disculpas por la mala calidad de la imagen.

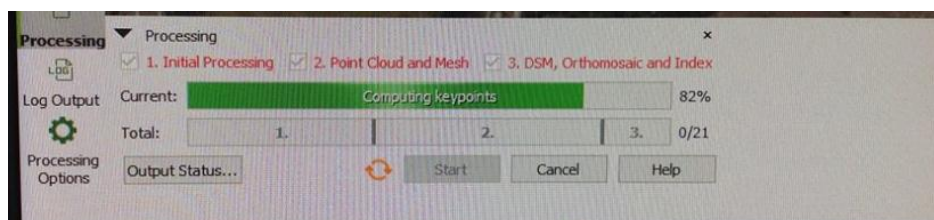


Figura 45 Procesamiento de Datos.

En la figura 45 observamos la barra de procesamiento de datos, aquí es donde se ve el proceso de creación del modelo tridimensional del puente, el cual se va recreando en 3 fases. La primera enlaza las fotografías, la segunda crea la nube de puntos y en la tercera parte obtenemos el modelo tridimensional final.

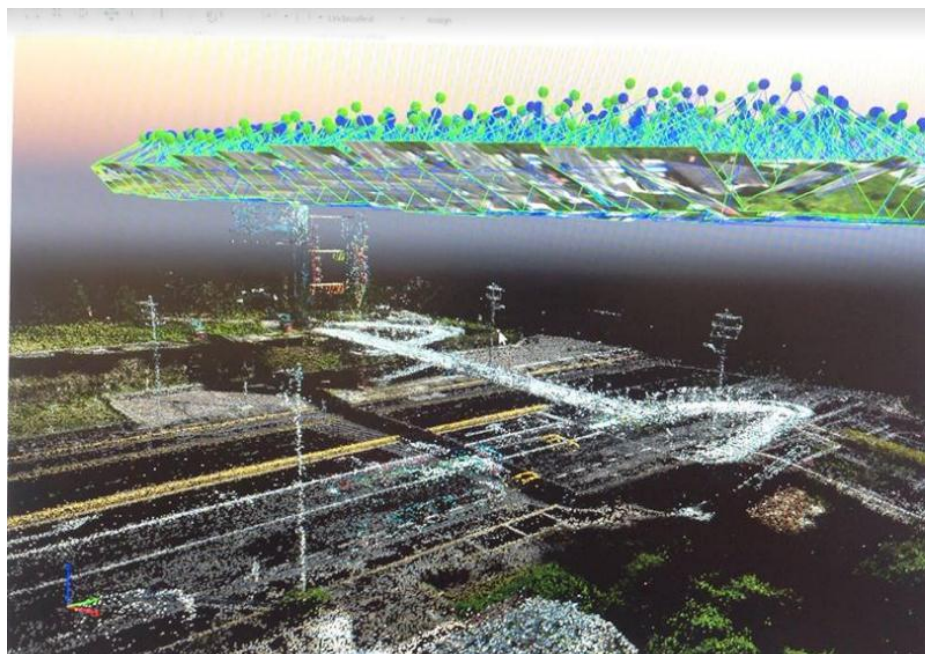


Figura 46 Procesamiento de modelo tridimensional

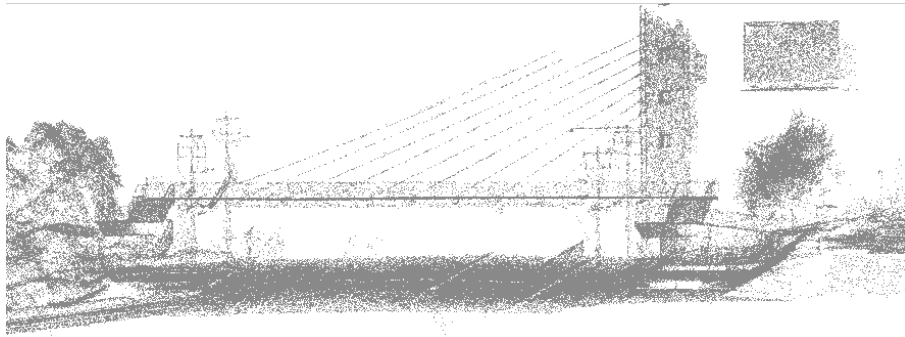


Figura 47 Nube de puntos en AutoCAD

3) Resultados

A partir de los datos obtenidos en la nube de puntos se realizó la medición de la geometría de los cables del lado izquierdo del puente con lo cual se obtuvo una comparación con la analítica del cable en su máxima tensión, los resultados que se muestran tienen bastante similitud con los datos obtenidos en el levantamiento topográfico con la estación total y el escáner laser.

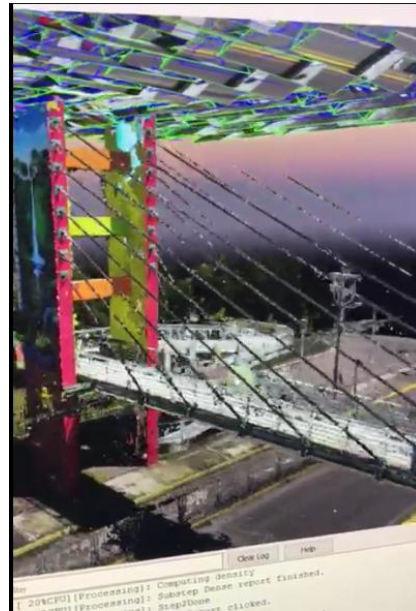


Figura 48 Modelo 3D

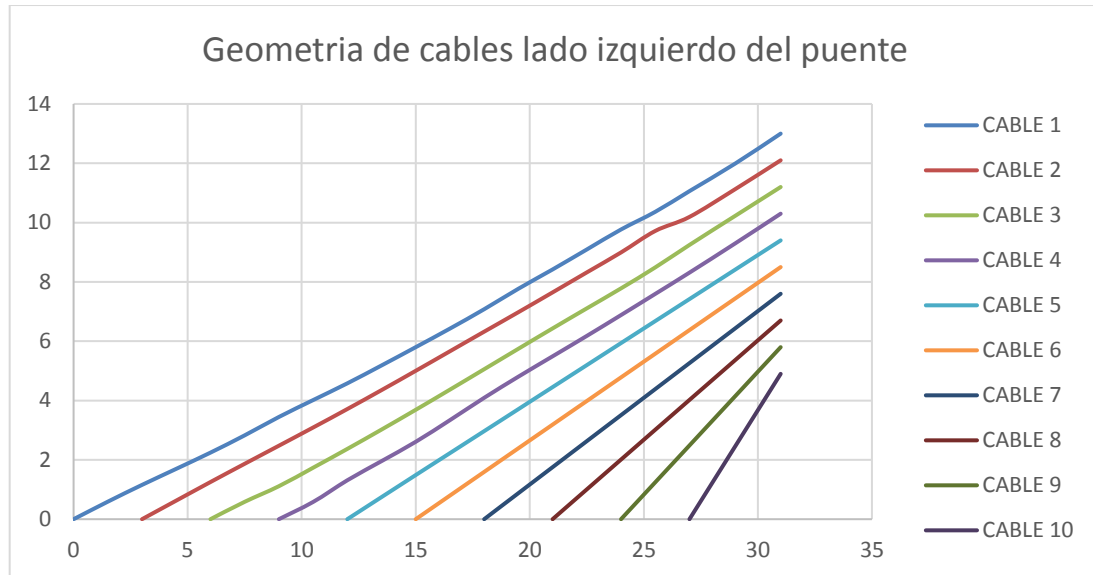


Figura 49 Geometría de cables lado izquierdo del puente (Dron)

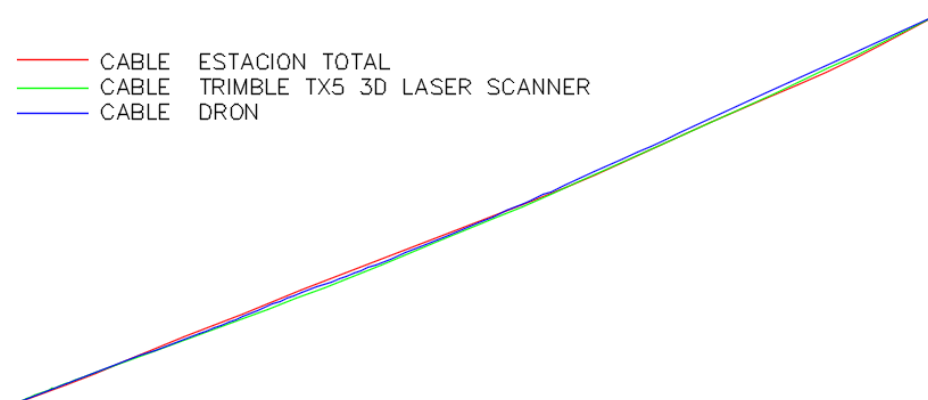


Figura 50 Comparación geometría del primer cable por 3 métodos de medición

3.1.2. Análisis de resultados

Como se puede observar en la tabla 26 el resultado obtenido en la topografía con la estación de total tiene resultados bastante parecidos a los realizados con el escáner laser, no obstante, no se pudo obtener datos precisos de este lado del puente con el dron por lo cual dejamos en blanco las casillas. En la tabla 27 podemos observar que igualmente los datos obtenidos de la estación total son similares a los del escáner laser, en este caso si se obtiene datos con el dron, pero los datos varían en el segundo y tercer cable respecto a las otras medidas

Tabla 26

Flechas lado derecho del puente

LADO DERECHO DEL PUENTE			
ELEMENTO	ESTACION TOTAL	LASER ESCANER	DRON
FLECHA EN CABLES [m]			
CABLE 1	0.416	0.4	-
CABLE 2	0.213	0.204	-
CABLE 3	0.175	0.144	-
CABLE 4	0.077	0.063	-
CABLE 5	0.081	0.093	-
CABLE 6	0	0	0
CABLE 7	0	0	0
CABLE 8	0	0	0
CABLE 9	0	0	0

CONTINÚA



CABLE 10	0	0	0
-----------------	---	---	---

Tabla 27*Flechas lado izquierdo del puente*

LADO IZQUIERDO DEL PUENTE			
ELEMENTO	ESTACION TOTAL	LASER ESCANER	DRON
FLECHA EN CABLES [m]			
CABLE 1	0.486	0.572	0.455
CABLE 2	0.252	0.281	0.168
CABLE 3	0.203	0.197	0.311
CABLE 4	0.06	0.07	0.163
CABLE 5	0	0	0
CABLE 6	0	0	0
CABLE 7	0	0	0
CABLE 8	0	0	0
CABLE 9	0	0	0
CABLE 10	0	0	0

3.1.3. Ecuación matemática del cable a partir de una nube de puntos.

A partir de la nube de puntos que se obtiene del equipo Trimble TX5 3D Laser Scanner se crea una ecuación del cable más largo exportando las coordenadas de cada uno de los puntos que lo conforman desde AutoCAD a Excel, usando las herramientas que ofrece este programa podemos obtener la ecuación por el método de mínimos cuadrados, los resultados se pueden observar en la figura 51.

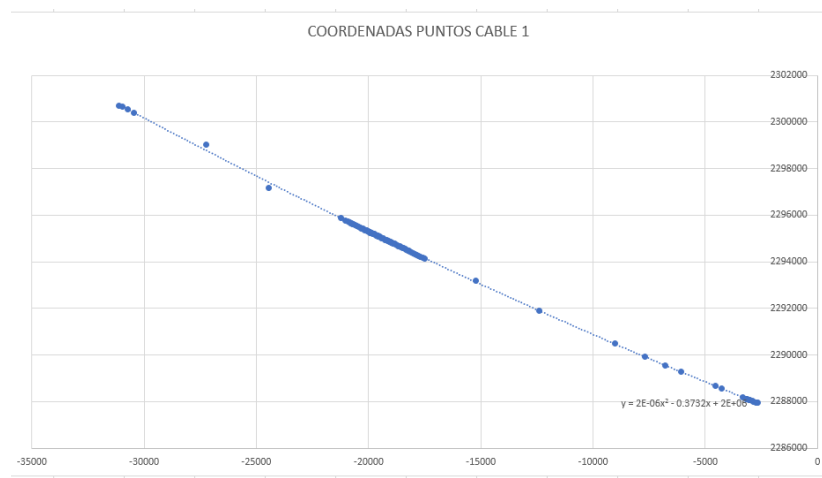


Figura 51 Grafico de cable en base a nube de puntos

Ecuación del cable: $y = 0.000002 x^2 + 0.3732 x + 0.000002$

Tabla 28

Estado de los cables del puente según su tensión.

ESTADO DE CABLES DEL PUENTE		
	LADO DERECHO	LADO IZQUIERDO
CABLE 1	SIN TENSION	SIN TENSION
CABLE 2	SIN TENSION	SIN TENSION
CABLE 3	SIN TENSION	SIN TENSION
CABLE 4	SIN TENSION	SIN TENSION
CABLE 5	SIN TENSION	TENSADO
CABLE 6	TENSADO	TENSADO
CABLE 7	TENSADO	TENSADO
CABLE 8	TENSADO	TENSADO
CABLE 9	TENSADO	TENSADO
CABLE 10	TENSADO	TENSADO

3.1.4. Modelamiento tridimensional de la geometría de la estructura

El modelamiento tridimensional de la estructura se presenta como anexo.

3.2. Ensayos no destructivos

Para obtener las deformaciones axiales en los cables se realizó un ensayo de deformación utilizando Deformímetros electrónicos los cuales se aseguran a los cables

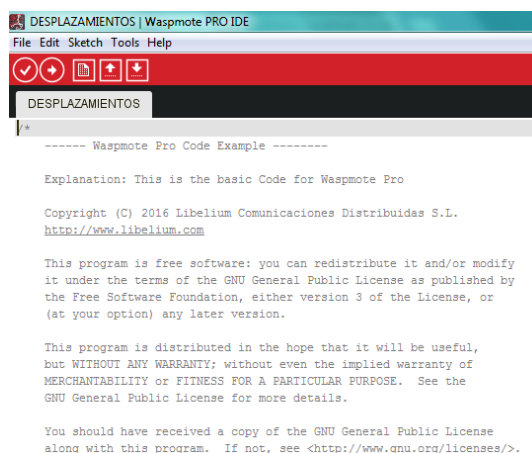
por medio de unas abrazaderas, posteriormente se conectan a un sensor que envía el valor de deformación del cable cuando se va aplicando la carga al puente. El router capta los datos enviados desde el sensor, los almacena y envía al computador. Con esta información se puede realizar un análisis del estado actual del puente en el cual podemos observar el comportamiento de los cables al ser sometidos a una determinada carga una vez que se van almacenando los datos y se determina la deformación.

3.2.1. Metodología utilizada

Uso de Deformímetro, Wasmote y Meshlium para recolección y registro de datos del ensayo. A continuación, se presenta el procedimiento que se sigue para realizar el ensayo de deformaciones.

1) Programación del Wasmote

Para cargar el código de programación al Wasmote, primero se debe descargar el programa “wasmote-pro-ide-v05-windows” de la página en: <http://www.libelium.com/development/wasmote>, una vez descargado e instalado el programa, se inicia el programa en el cual aparecerá una interfaz gráfica como se muestra en la figura 49, en dicha interfaz se procede a escribir el código que se desea usar dependiendo el ensayo que se va a realizar, para este caso se usa un código para medir las deformaciones elaborado por el Ingeniero Henry Vinueza.



```

DESPLAZAMIENTOS | Wasmote PRO IDE
File Edit Sketch Tools Help
DESPLAZAMIENTOS
----- Wasmote Pro Code Example -----

Explanation: This is the basic Code for Wasmote Pro

Copyright (C) 2016 Libelium Comunicaciones Distribuidas S.L.
http://www.libelium.com

This program is free software: you can redistribute it and/or modify
it under the terms of the GNU General Public License as published by
the Free Software Foundation, either version 3 of the License, or
(at your option) any later version.

This program is distributed in the hope that it will be useful,
but WITHOUT ANY WARRANTY; without even the implied warranty of
MERCHANTABILITY or FITNESS FOR A PARTICULAR PURPOSE. See the
GNU General Public License for more details.

You should have received a copy of the GNU General Public License
along with this program. If not, see <http://www.gnu.org/licenses/>.

```

Figura 52 Interfaz gráfica Wasmote-pro-ide-v05.

Una vez que se escribe el código se procede a cargar el programa al Wasmote, para eso se debe conectar el cable USB, y este a su vez conectar al computador como se indica en la figura 53. Se procede a verificar el programa dando click en “Verify” tal como se indica en la figura 54, una vez verificado el programa vamos a la pestaña “tools” y seleccionamos la opción “Board” asegurándonos que “Wasmote-api-v27” este habilitado, para poder cargar el programa tenemos que elegir la opción “port” y escoger el puerto al que está conectado el Wasmote. Para subir el programa al Wasmote finalmente damos click en la opción “Upload” según como se indica en la figura 56.

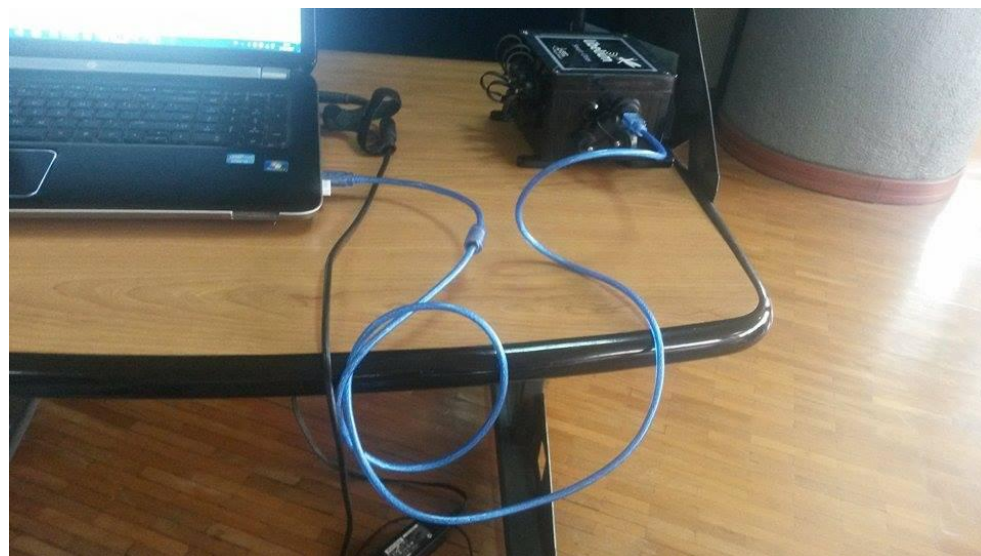


Figura 53 Conexión USB

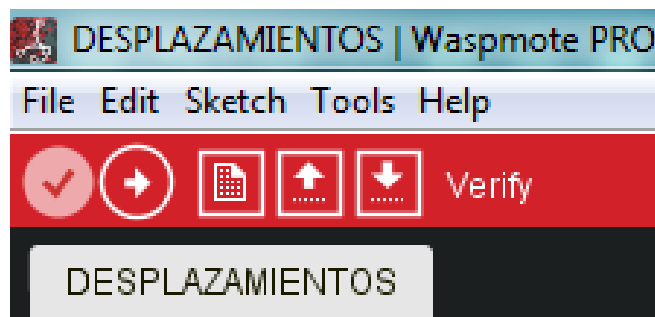


Figura 54 Verificación del código

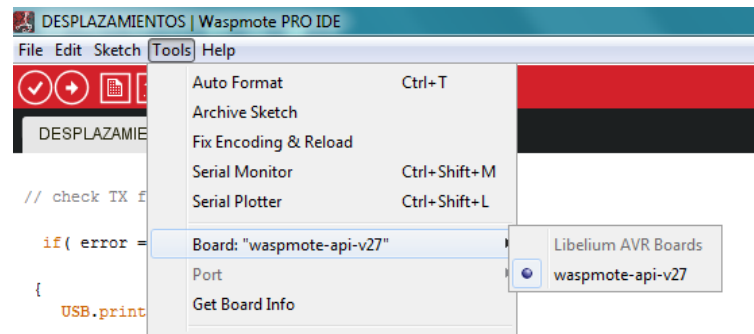


Figura 55 Activar Waspote-api-v27

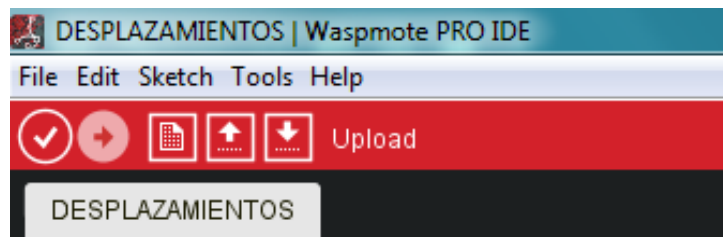


Figura 56 Subir el código del computador a Waspote.



Figura 57 Carga de equipos Waspote

2) Instalación de Deformímetros en los cables

Una vez cargado el programa en los Waspnote, se procede a realizar el ensayo de deformaciones, para esto se deben colocar los deformímetros en los cables tal como se indica en la figura 59, el dispositivo se aseguró usando unas abrazaderas de $\frac{3}{4}$ ' de pulgada específicamente para el diámetro del cable de tal forma que asegure la medición de los desplazamientos lineales que sufriría el cable al momento de aplicarse la carga.



Figura 58 Deformímetro



Figura 59 Colocación de deformímetro en cable

3) Conexión de Waspnote y Meshlium.

Una vez instalados los deformímetros se verificó la conexión de estos con Meshlium, la conexión se realizó cerca del puente exactamente a la entrada del nuevo acceso al puente peatonal según se indica en la figura 60. La conexión a Meshlium se realiza como conectarse a un router de internet, primero realizamos la conexión de Meshlium a la fuente de alimentación tal como se indica en la figura 61.



Figura 60 Conexión de Meshlium y computador

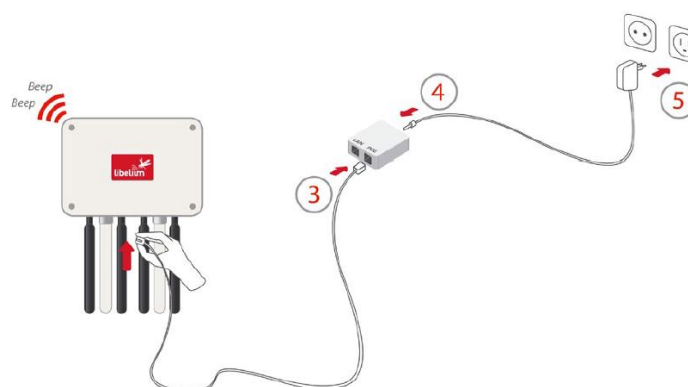


Figura 61 Conexión de Meshlium a red eléctrica

Para poder acceder al programa donde vamos a recibir los datos accedemos a la siguiente dirección en nuestro navegador <http://10.10.10.1/ManagerSystem> una vez adentro nos aparece una interface gráfica según se indica en la figura 62, para acceder al sistema necesitamos un usuario y una clave (usuario = root, clave=libelium). Una vez que se ingresa al sistema tenemos que ir a la opción “sensor networks” dando click en dicha pestaña tal como se indica en la figura 63.



Figura 62 Usuario y Contraseña



Figura 63 Interfaz gráfica de Meshlium Manager

En la pestaña “sensor networks”, en la opción “logs” se van cargando los datos recibidos por los Waspnote una vez que estos se encienden, se pueden descargar los datos directamente de la opción “logs” o se pueden almacenar los datos en “Local Data Base”

4) Aplicación de cargas al puente y distribución de los deformímetros

Para el ensayo se aplicó una carga de 2 toneladas en 3 diferentes puntos del puente los cuales fueron al inicio al centro y al final del puente, siendo el inicio el que está junto a los pilones del puente. Se adopta esta decisión de la ubicación de las cargas del puente debido a que tenemos una gran diferencia del comportamiento de los cables, debido a que unos no tienen tensión y otros si. Los Waspnote y Deformímetros número 3 y 4 se ubicaron durante todo el ensayo en la posición inicial, en el décimo cable tal como se indica en la figura 64.



Figura 64 Colocación de Waspnote 3 y 4

- Primera posición de la carga

Esta posición es la que se encuentra al final del tablero del puente aquí se aplica la carga de 2T a la altura del cable 1 el cual es el más largo tal como se indica en la figura 65. En este caso los Deformímetros 1 y 2 se encuentran ubicados en el cable 1 y los Deformímetros 3 y 4 en su posición original como se indicó anteriormente.

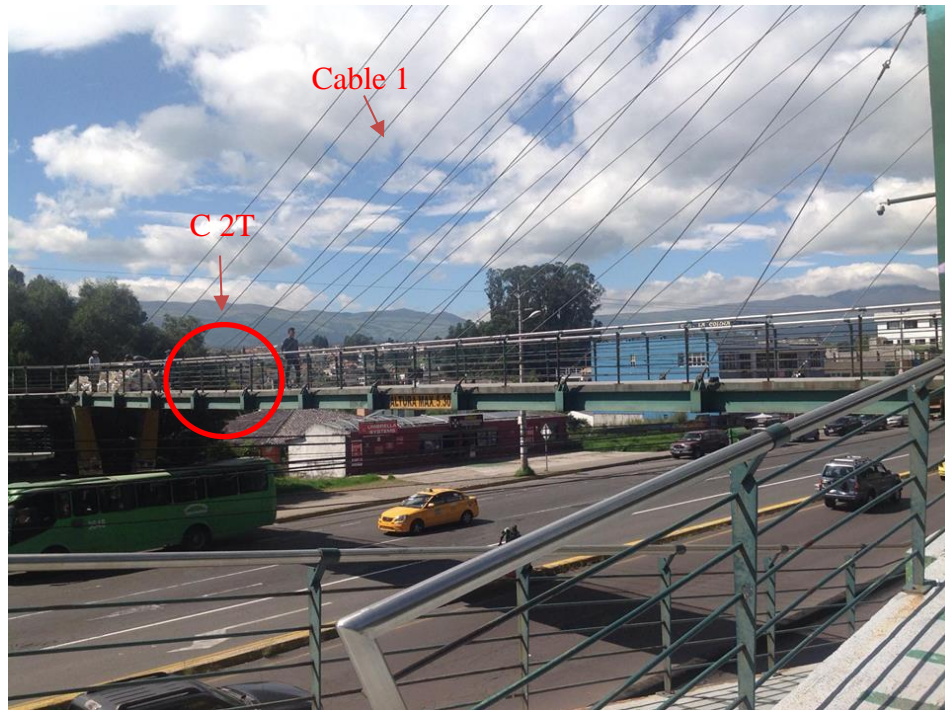


Figura 65 Aplicación de carga en posición inicial

- Segunda posición de la carga

Esta posición es la que se encuentra a la mitad del tablero del puente aquí se aplica la carga de 2T a la altura del cable 6 tal como se indica en la figura 66. En este caso los Deformímetros 1 y 2 se encuentran ubicados en el cable 6 y los Deformímetros 3 y 4 en su posición original como se indicó anteriormente.



Figura 66 Aplicación de carga en posición intermedia

- Tercera posición de la carga

Esta posición es la que se encuentra al inicio del tablero del puente aquí se aplica la carga de 2T a la altura del cable 9 tal como se indica en la figura 67. En este caso los Deformímetros 1 y 2 se encuentran ubicados en el cable 9 y los Deformímetros 3 y 4 en su posición original como se indicó anteriormente.



Figura 67 Aplicación de carga en posición final

3.2.2. Registro de datos

Los datos se obtuvieron directamente de la pestaña “Logs” en la sección “Sensor Networks” los cuales fueron bajados directamente a un documento Word para posteriormente ordenarlos e interpretarlos según el orden de los ensayos realizados explicados anteriormente, los datos obtenidos serán anexados al final del presente documento.

3.2.3. Interpretación de los datos

Para la interpretación de los datos se toma en cuenta el valor inicial del Deformímetro al comienzo del ensayo, esto se refiere a cuando el cable se encuentra con carga cero, y el valor final del Deformímetro que es el que se obtiene una vez que se aplicó la carga de 2T, esto quiere decir que al final la diferencia entre los valores iniciales y finales de cada Deformímetro será el valor de deformación final debido a la aplicación de la carga. Se debe tomar en cuenta que la carga que va a cada cable es de 1T en favor de la gravedad y la carga axial que este recibe se obtiene de la descomposición de fuerzas según el ángulo de inclinación de cada cable.

3.2.4. Análisis de resultados obtenidos

Para el análisis de resultados se ha creado una tabla en la cual se va explicando detalladamente la variación de la carga según el tiempo de aplicación y las deformaciones sufridas en los cables, el cable donde se obtuvo un resultado aceptable fue el sexto del lado derecho del puente, la aplicación de una carga de 2T se repartió a lo ancho del puente esto quiere decir que el cable absorbió una carga de 1T en favor de la gravedad y axialmente una carga de 2.13T, al final el resultado se aprecia en la tabla 29.

Tabla 29

Deformación de cable por ensayo de carga

WASPMOTE 2			
TIEMPO [seg]	LONGITUD [mm]	DEFORMACION [mm]	OBSERVACION
10:09:58	7.258		INICIA ENSAYO
10:10:02	7.269	0.011	COLOCACIÓN DE CARGA, DEFORMACIÓN EN CABLE
10:12:42	7.28	0.011	COLOCACIÓN DE CARGA, DEFORMACIÓN EN CABLE
10:12:43	7.28	0.0001	COLOCACIÓN DE CARGA, DEFORMACIÓN CASI NULA
10:13:21	7.28	0.00007	COLOCACIÓN DE CARGA, DEFORMACIÓN CASI NULA
10:13:24	7.28	0.0002	COLOCACIÓN DE CARGA, DEFORMACIÓN CASI NULA
10:15:28	7.29	0.01	COLOCACIÓN DE CARGA FINAL
TOTAL		0.03203	DEFORMACION FINAL

En la tabla se observa que el cable tuvo una deformación de 0.032mm con la aplicación final de la carga axial de 2.13 T. Las deformaciones medidas en el primer ensayo que corresponde a los cables de mayor longitud y que no están tensados presentaron deformación nula, debido a que necesitaríamos muchísimo más peso para lograr que estos cables alcancen la tensión, según los modelos de computación también se puede observar que la carga en el punto inicial es absorbida por las vigas longitudinales y

no por las vigas transversales, esto representa un problema al realizar el ensayo debido a que no se pueden obtener las deformaciones de los primeros cables.

3.3. Modelamiento estructural

Para el modelamiento de la estructura se utilizó el programa SAP 2000 en el cual se definió la geometría del puente en base a los planos estructurales y al levantamiento topográfico del mismo. Para poder realizar el modelamiento se volvió a calcular las cargas para el diseño de los cables debido a que según lo estudiado representa el principal problema en la estructura. A continuación, se presenta el diseño de los cables del puente y las cargas de viento aplicada en el pilón y los cables

3.3.1. Diseño de los cables del tablero.

Para el diseño de los cables se parte del cálculo de las diferentes cargas que este elemento va a soportar, las cuales son definidas por el peso de las vigas, tablero, pasamanos, peso aproximado del cable, y carga viva.

- Vigas.

$$\text{Area de la viga} = 0.0073 \text{ m}^2$$

$$\text{Densidad de la viga} = 7.85 \frac{T}{\text{m}^3}$$

$$\text{Peso de la viga} = 0.057 \frac{T}{m}$$

$$\text{Longitud total de vigas} = 113.36 \text{ m}$$

$$\text{Peso de la viga} = 6.50 T$$

- Pasamanos.

$$\text{Peso del pasamanos} = 25 \frac{kg}{m}$$

$$\text{Longitud de pasamanos} = 69.36 \text{ m}$$

$$\text{Peso del pasamanos} = 1.734 T$$

- Tablero

$$\text{Espesor del panel} = 0.76 \text{ mm}$$

$$\text{Peso del panel} = 7.44 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Espesor de la Losa} = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Volumen de Hormigón por m}^2 = 0.0995 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2}$$

$$\text{Área total del tablero} = 104.04 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de losa} + \text{panel} = 25.61 \text{ T}$$

- Carga viva

$$\text{Peso de Carga viva} = 420 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 43.69 \text{ T}$$

Sumando todos los pesos obtenemos una carga de 77.55 T la cual estaría repartida en un área de 104.04 m² que corresponde a toda el área del tablero que representa una carga de 0.7453 T/m², debido a que cada cable va a trabajar con un área cooperante de 1.5 x 3 que nos da un valor de 4,5 m² se obtiene que cada cable soporta una tensión de 3.35 T, para el diseño se aplica un factor de mayoración de carga de 5 con lo cual la fuerza gravitatoria soportada por el cable es de 16.77 T.

En el análisis de cargas observamos que la carga de 16.77 T no se absorbe en ese valor debido a que es una carga vertical y la distribución de los cables representan una inclinación por lo cual a continuación en la figura 68 se presenta el ángulo más crítico, el mismo que nos arroja una mayor carga axial al cable el cual sería el valor que se utilizará en su diseño.

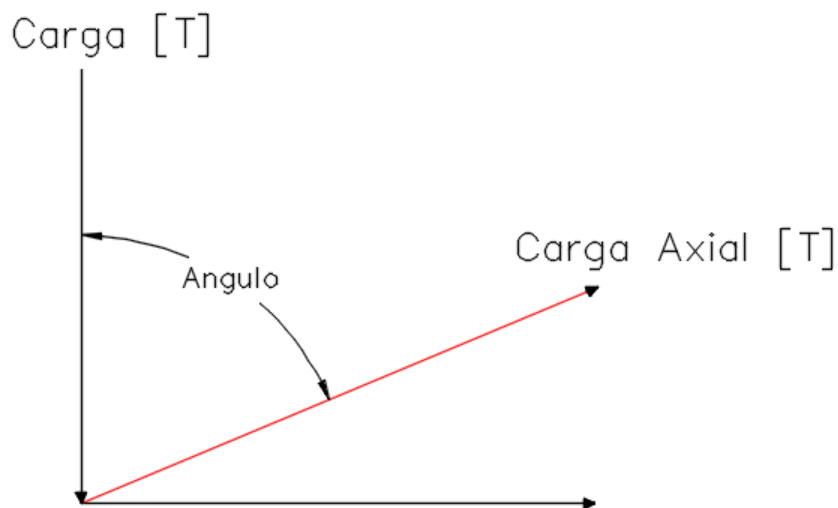


Figura 68 Carga axial dirigida al cable por medio del ángulo de inclinación

La tensión final axial aplicada al cable para su diseño presenta un valor de 42.75 T, según lo investigado en catálogos de cables de acero la mejor opción representa el torón de 7/8 de pulgada el cual posee una fuerza de resistencia a la tracción de 42.85 T o 420 KN. A continuación, en la tabla 30 se pueden observar las características físicas que posee este cable.

Tabla 30

Características de cables de acero

MULTICABLES DEL ECUADOR A/A ACERO 6X36				
ϕ Nom [pulg]	ϕ Nom [mm]	Carga de Rotura Mínima [T]	Peso Lineal [kg/m]	
3/8"	9.5	6	0.35	
1/2"	13	12.6	0.73	
9/16"	14	14.6	0.85	
5/8"	16	19	1.11	
3/4"	19	26.8	1.56	
7/8"	22	36	2.09	
	24	42.8	2.49	
1"	1	50.2	2.92	
1 1/8"	29	62.3	3.64	
1 1/4"	32	76.1	4.43	

CONTINÚA



1 3/8"	35	91.1	5.3
1 1/2"	38	107.3	6.24

3.3.2. Diseño de cables que van al muerto.

La fuerza se obtiene del análisis estructural de las torres debido a las cargas sísmicas, momentos y cargas horizontales. La carga obtenida del análisis es de 8 T aplicando el factor de mayoración de carga 5 se obtiene un valor de carga horizontal aplicada en lo más alto de la torre de 40 T, en la figura 69 se observa el ángulo que forma el cable que va al muerto con la torre pilón en el cual se obtiene una carga axial de diseño del cable de 63 T, y según los catálogos la mejor opción representa el torón de 1 1/4 de pulgada.

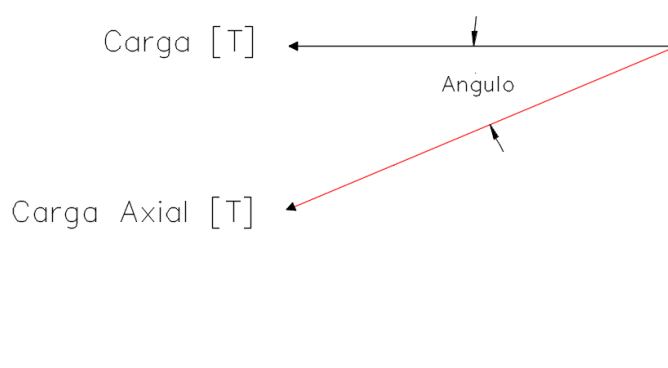


Figura 69 Carga axial dirigida al cable por medio del ángulo de inclinación

3.3.3. Cargas de viento.

Según lo recomendado por NEC-15 la velocidad de diseño será la adecuada a la velocidad máxima para la zona, pero no menor a $v = 21$ m/s (75 km/h).

Velocidad corregida del viento

$$V_b = V * \sigma$$

Donde

V_b = velocidad corregida del viento en m/s

V =velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10 m de altura sobre el terreno.

σ = coeficiente de corrección

Tabla 31

Coefficiente de corrección de velocidad del viento

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)
5	0.91
10	1.00
20	1.06
40	1.14
80	1.21
150	1.28

Fuente: (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas, (No Sísmicas), 2015)

Ya que la torre es de 18.8 metros, y al conocer que no existen obstrucciones se ha seleccionado $\sigma=1.06$ de la Tabla de Coeficiente de corrección proporcionada por la (NEC-SE-CG, 2015) por lo que:

$$V_b = 21 \frac{m}{s} * 1.06 = 22.26 \frac{m}{s}$$

Cálculo de la presión del viento

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * C_e * C_f$$

Donde

P = Presión de calculada expresada en Pa

ρ = Densidad del aire expresada en Kg/m^3 (se puede adoptar $1.25 Kg/m^3$)

C_e = Coeficiente de entorno/altura

C_f = Coeficiente de forma

Se ha determinado los siguientes valores de coeficiente de entorno y coeficiente de forma según las recomendaciones establecidas en la NEC-15, en la Tabla 8: Determinación de factor de forma C_f y en la Tabla 9:

Determinación simplificada del factor de forma C_e .

$$C_e = 1,50$$

$$C_f = 1.3$$

Por lo que

$$P = \frac{1}{2} * (1,25) * (22.26)^2 * 1,50 * 1.30 = 603.89 \frac{N}{m^2}$$

Una vez que se obtiene la presión del viento esta se debe aplicar a los diferentes elementos según corresponda su análisis, para las pilas del puente debemos trabajar con una sección de ancho equivalente a los 3 m, para las vigas de acero tenemos un ancho de 0.35m y para los cables trabajaremos con una sección de 0.02m de ancho, a continuación, se presenta el cálculo para las 3 secciones.

Pilas

$$\text{Ancho} = 3 \text{ m.}$$

$$\text{Carga} = 603.89 * \frac{3}{1000 * 9.8} = 0.1848 \text{ T/m}$$

Vigas de acero

$$\text{Ancho} = 0.35 \text{ m.}$$

$$\text{Carga} = 603.89 * \frac{0.35}{1000 * 9.8} = 0.02 \text{ T/m}$$

Cables

$$\text{Ancho} = 0.02 \text{ m.}$$

$$\text{Carga} = 603.89 * \frac{0.02}{1000 * 9.8} = 0.00123 \text{ T/m}$$

3.3.4. Modelamiento de la estructura.

Para el modelamiento de la estructura se utilizó el programa SAP2000, con el cual podemos obtener un modelo matemático que nos ayudará a entender el comportamiento estructural del puente, cuáles son sus reacciones a las diferentes combinaciones de cargas aplicadas según la Norma Ecuatoriana de la Construcción. A continuación, se presenta el desarrollo paso a paso de la utilización del programa y su modelado. Las unidades con las que se trabajó en el proyecto son: Toneladas, metros y segundos. A menos que se especifique la unidad en las tablas.

Tabla 32

Definición de materiales

Definir materiales	
Materiales:	
Hormigón	
A572 Gr 50	
A416 Gr 270	
A615 Gr 60	
A992 Fy50	
Concreto	

Tabla 33

Hormigón

Datos de la propiedad del material	
Información General	
Nombre del material y color de la pantalla	280 kg/cm ²
Tipo de material	Concreto
Peso y Masa	
Peso por unidad de volumen	2.4
Masa por unidad de volumen	0.245
Datos de propiedades isotrópicas	

CONTINÚA



Módulo de elasticidad, E	2534563.5
Poisson, U	0.2
Coefficiente de Expansión Térmica, A	9.90E-06
Módulo de corte, G	1056068.1
Fuerza de compresión especificada, f'c	2812.2785
Fuerza de compresión esperada	2812.2785

Tabla 34

Acero estructural

Datos de la propiedad del material	
Información General	
Nombre del material y color de la pantalla	A572 Gr 50
tipo de material	Acero
Peso y Masa	
Peso por unidad de volumen	7.849
Masa por unidad de volumen	0.8004
Datos de propiedades isotrópicas	
Módulo de elasticidad, E	20389019
Poisson, U	0.3
Coefficiente de Expansión Térmica, A	1.17E-05
Módulo de corte, G	7841930
Otros inmuebles para Concreto Materiales	
Estrés de rendimiento mínimo, Fy	35153.48
Esfuerzo Mínimo de Tensión, Fu	45699.53
Estrés de rendimiento esperado, Fye	38699.53
Estrés de tensión esperado, Fue	50269.48

Tabla 35

Cables

Datos de la propiedad del material	
Información General	

CONTINÚA



Nombre del material y color de la pantalla	A 416 Gr 270
tipo de material	Tendón
Peso y Masa	
Peso por unidad de volumen	7.849
Masa por unidad de volumen	0.8004
Datos de propiedades isotrópicas	
Módulo de elasticidad, E	20037484
Poisson, U	0
Coefficiente de Expansión Térmica, A	1.17E-05
Módulo de corte, G	10018742
Otros inmuebles para Concrete Materiales	
Estrés de rendimiento mínimo, Fy	172322.37
Esfuerzo Mínimo de Tensión, Fu	189828.8

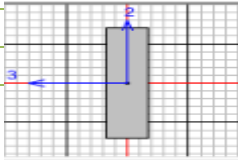
Tabla 36

Propiedades de las secciones

Propiedades de las secciones	
Propiedades	
PILAS	
VIGAS PRINCIPALES ACERO	
VIGA UNION PILAS	
VIGAS SECUNDARIAS ACERO	

Tabla 37

Pilas del puente

Sección rectangular	
Nombre de la sección	PILAS
Dimensiones	
Profundidad (t3)	3
Ancho (t2)	0.7
	

CONTINÚA



Material	280 kg/cm ²

Tabla 38

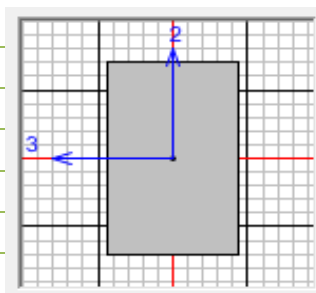
Inercia de pilas

Factores de modificación de la propiedad de la estructura / rigidez	
Modificadores de Propiedad / Rigidez para Análisis	
Sección transversal (axial) Área	1
Cizalla en 2 direcciones	1
Cizalla en 3 direcciones	1
Constante de torsión	1
Momento de inercia alrededor de 2 ejes	0.8
Momento de inercia alrededor de 3 ejes	0.8
Masa	1
Peso	1

Tabla 39

Viga unión pilas

Sección rectangular	
Nombre de la sección	VIGA UNION PILAS
Dimensiones	
Profundidad (t3)	0.8
Ancho (t2)	0.5



CONTINÚA



Material	280 kg/cm ²
----------	------------------------

Tabla 40

Inercia viga de unión a pilas

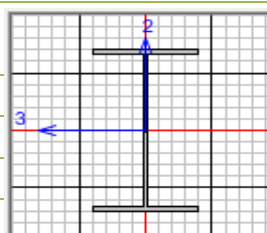
Factores de modificación de la propiedad de la estructura / rigidez	
Modificadores de Propiedad / Rigidez para Análisis	
Sección transversal (axial) Área	1
Cizalla en 2 direcciones	1
Cizalla en 3 direcciones	1
Constante de torsión	1
Momento de inercia alrededor de 2 ejes	0.5
Momento de inercia alrededor de 3 ejes	0.5
Masa	1
Peso	1

Tabla 41

Vigas principales de acero

I / Sección de brida ancha	
Nombre de la sección	VIGAS PRINCIPALES ACERO
Dimensiones	
Altura exterior (t3)	0.35
Ancho de la brida superior (t2)	0.2
Grosor de la brida superior (tf)	0.01
Espesor de la tela (tw)	0.01
Ancho de la brida inferior (t2b)	0.2
Grosor de la brida inferior (tfb)	0.01

Section



CONTINÚA



Material	A 572 Gr 50

Tabla 42

Vigas secundarias de acero

I / Sección de brida ancha	
Nombre de la sección	VIGAS SECUNDARIAS ACERO
Dimensiones	
Altura exterior (t3)	0.35
Ancho de la brida superior (t2)	0.1
Grosor de la brida superior (tf)	0.008
Espesor de la tela (tw)	0.008
Ancho de la brida inferior (t2b)	0.1
Grosor de la brida inferior (tfb)	0.008
Sección	
Material	A 572 Gr 50

Tabla 43

Sección del cable

Sección de cable
CABLE PUENTE

CONTINÚA



CABLE A MUERTO

Tabla 44

Propiedades de la sección del cable a tablero

Datos de la sección de cables	
Nombre de la sección del cable	CABLE PUENTE
Material del cable	
Propiedad material	A 416 Gr 270
Propiedades del Cable	
Especificar el diámetro del cable	0.0191
Especificar el área del cable	2.85E-04
Constante de torsión	1.29E-08
Momento de inercia	6.47E-09
Área de corte	2.57E-04

Tabla 45

Propiedades de la sección del cable a muerto

Datos de la sección de cables	
Nombre de la sección del cable	CABLE A MUERTO
Material del cable	
Propiedad material	A 416 Gr 270
Propiedades del Cable	
Especificar el diámetro del cable	0.0191
Especificar el área del cable	2.85E-04
Constante de torsión	1.29E-08
Momento de inercia	6.47E-09
Área de corte	2.57E-04

Tabla 46

Definición de cargas

Definir patrones de carga

CONTINÚA



Patrones de carga	Tipo	Multiplicador de peso propio	Patrón de carga lateral automática
DEAD	Muerto	1	
VIVA	Peatón LL	0	
VIENTO	Viento	0	Usuario definido
TENSION	Otro	0	
PASAMANOS	Muerto	0	
SISMO X	Terremoto	0	Coefficiente de usuario
SISMO Y	Terremoto	0	Coefficiente de usuario

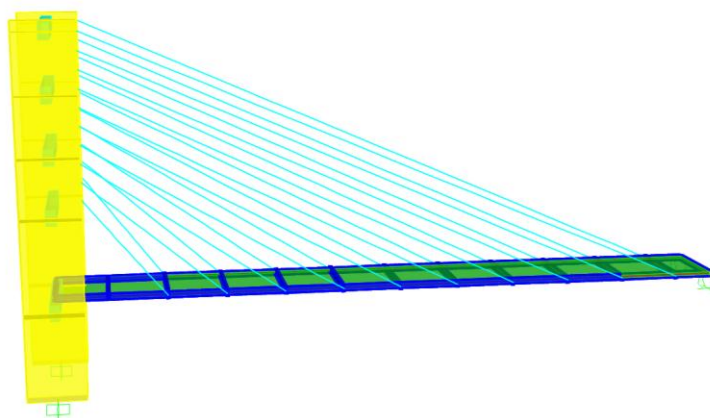


Figura 70 Modelado del puente

Lo desarrollado anteriormente fue realizado con el programa SAP2000. Después de hacer un análisis respecto al uso del programa se decidió continuar al cálculo de la estructura usando el programa CSI BRIDGE 2017, por lo cual lo que se detallará de aquí en adelante será el modelado del puente en el programa CSI BRIDGE.

3.3.4.1. Espectro de respuesta.

El diseño está basado según la norma NEC-15 aplicando el método DBF considerando que nuestra estructura es de ocupación especial, a continuación, se presenta en la tabla 47 los diferentes parámetros que han sido utilizados para el desarrollo de este análisis, cumpliendo estrictamente los pasos que dicta la norma para obtener el cortante basal y el espectro de respuesta.

Tabla 47

Datos para obtención de porcentaje de cortante basal

DATOS INGRESADOS	
ZONA SÍSMICA (Z)	5
TIPO DE SUELO	D
VALOR DE η	2.48
r	1.5
FACTORES OBTENIDOS	
z	0.4
Fa	1.2
Fd	1.4
Fs	1.5
Tc	0.963
Sa para T<Tc	1.1904
I	1.3
R	3
% Cortante Basal	0.5158

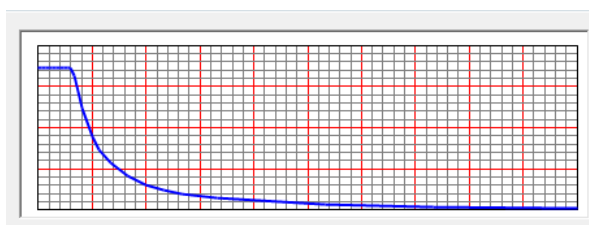


Figura 71 Espectro de respuesta inelástico CSI Bridge.

Los pasos previamente vistos son de manera general tanto para el estado actual del puente y de análisis integral, por lo que solo representa el modelado de su geometría y asignación de materiales y secciones. A continuación, se presentan el análisis integral y de estado actual del puente.

3.3.4.2. Análisis Integral del puente.

El análisis integral del puente se lo desarrollará de la siguiente manera, se evalúan dos modelos los cuales son, estado actual del puente y estado tensado del puente; cada modelo se analizará según lo que se presentan a continuación.

- Carga muerta.
- Carga muerta más carga viva.
- Cargas de viento.
- Análisis modal.
- Análisis estático lineal y no lineal.
- Análisis dinámico elástico.

3.3.4.3. Estado actual del puente

Como se vio en las secciones anteriores se ha realizado un estudio geométrico y estructural en los cables del estado actual del puente con dicha información se procederá a realizar el modelado del puente y su estudio tanto en deformaciones, y esfuerzos. Este análisis se lo realiza mediante el programa CSI Bridge 2017.

El estado actual del puente básicamente consiste en modelar conforme a la geometría que tiene la estructura, los cables y al análisis correspondiente, debido a que los cables representan el principal problema estructural, el programa nos permite modelar geoméricamente la curvatura que forman según su longitud de flecha, esto se aplica a los cables que según el estudio geométrico realizado presentan dicha curvatura, para los demás cables se modela de acuerdo con la carga que estos están soportando según el análisis correspondiente. En la tabla 48 se observa un ejemplo del modelo de cables según su flecha y en la tabla 49 según su tensión. Se resaltan en rojo los datos a ingresar

Tabla 48

Geometría de cable según su flecha.

Geometría de cables						
Parámetros del objeto de línea			Parámetros del cable			
Tipo de objeto de línea	Cable		Número de segmentos de cable		1	
Tipo de cable	Cable - Tension At J End		Peso añadido por unidad de longitud		0	
Propiedad de Sección	CABLE PUENTE		Carga de gravedad uniforme proyectada		0	
			Tensión I		0.5419	
			X	Y	Z	Tensión J
						0.512
comienzo	18	2.1	18.3	Componente de tensión horizontal		0.4832
Fin	49.17	2.8	4.97			
			5	7	5	
					Deformada	No deformada
					a	a
			Máxima caída vertical		0.6122	0.5722
			Baja punta vertical		0	0
			Longitud		33.944	33.9413
			Longitud relativa		1.0007	1.0006
Coordenadas de puntos calculadas para segmentos lineales (Geometría de cable no deformada)					Ver el mapa	

Pt.	X	Y	Z	Sag	Distance	Rel. Dist.
0	18.	2.12	18.32	0.	0.	0.
1	19.8987	2.1657	17.3752	0.132	2.1213	0.0625
2	21.8044	2.2115	16.4444	0.247	4.2426	0.125
3	23.717	2.2575	15.5278	0.3449	6.364	0.1875
4	25.6363	2.3037	14.6257	0.4255	8.4853	0.25
5	27.5624	2.3501	13.738	0.4887	10.6066	0.3125
6	29.4952	2.3965	12.865	0.5343	12.7279	0.375
7	31.4347	2.4432	12.0068	0.5623	14.8493	0.4375
8	33.3806	2.49	11.1636	0.5725	16.9706	0.5
9	35.3331	2.537	10.3355	0.5648	19.0919	0.5625




Tabla 49

Geometría de cable según su tensión.

Geometría de cables						
Parámetros del objeto de línea			Parámetros del cable			
Tipo de objeto de línea	Cable		Número de segmentos de cable	1		
Tipo de cable	Cable - Tension At J End		Peso añadido por unidad de longitud	0		
Propiedad de Sección	CABLE PUENTE		Carga de gravedad uniforme proyectada	0		
			Tensión I	2.2837		
	X	Y	Z	Tensión J	2.27	
comienzo	18	2.12	11.12	Componente de tensión horizontal	1.733	
Fin	25.175	2.87	4.975		Deformada	No deformada
				Máxima caída vertical	0.011	0
				Baja punta vertical	0	0
				Longitud	9.4727	
				Longitud relativa	0.9996	
Coordenadas de puntos calculadas para segmentos lineales (Geometría de cable no deformada)					Ver el mapa	
Pt.	X	Y	Z	Sag	Distance	Rel. Dist.
0	18.	2.12	11.12	0.	0.	0.
1	18.4484	2.1669	10.7359	0.	0.5923	0.0625
2	18.8969	2.2138	10.3519	0.	1.1846	0.125
3	19.3453	2.2606	9.9678	0.	1.7768	0.1875
4	19.7938	2.3075	9.5838	0.	2.3691	0.25
5	20.2422	2.3544	9.1997	0.	2.9614	0.3125
6	20.6906	2.4013	8.8156	0.	3.5537	0.375
7	21.1391	2.4481	8.4316	0.	4.146	0.4375
8	21.5875	2.495	8.0475	0.	4.7383	0.5
9	22.0359	2.5419	7.6634	0.	5.3305	0.5625

En la tabla 48 se puede observar que los datos a ser ingresado corresponden al valor de la flecha calculada en la medición de la geometría del puente, mientras que en la

figura 49 el dato a ser ingresados corresponde al estado no deformado de los cables, que se obtiene introduciendo la carga que soporta el cable.

3.3.4.4. Análisis estado tensado del puente.

El estado tensado del puente básicamente consiste en modelar conforme al tensado que deberían tener los cables según el análisis correspondiente, en cuanto a la estructura formada por vigas y columnas estas se mantienen debido a que no sufren ningún cambio geométrico. En la tabla 50 se observa un ejemplo del modelo de cables según su tensión.

Tabla 50

Geometría del cable según su tensión

Geometría de cables						
Parámetros del objeto de línea			Parámetros del cable			
Tipo de objeto de línea	Cable		Número de segmentos de cable	1		
Tipo de objeto de línea	Cable - Tension At J End		Peso añadido por unidad de longitud	0		
Tipo de cable	CABLE PUENTE		Carga de gravedad uniforme proyectada	0		
Propiedad de Sección			Tensión al final	2.2837		
	X	Y	Z	Tensión en el extremo	2.27	
	18	2.12	11.12	Componente de tensión horizontal	1.733	
comienzo	25.175	2.87	4.975		Deformada	No deformada
Fin			Máxima caída vertical	0.011	0	
			Baja punta vertical	0	0	
			Longitud	9.4727		
			Longitud relativa	0.9996		

CONTINÚA



Coordenadas de puntos calculadas para segmentos lineales (Geometría de cable no deformada)							Ver el mapa
Pt.	X	Y	Z	Sag	Distance	Rel. Dist.	
0	18.	2.12	11.12	0.	0.	0.	
1	18.4484	2.1669	10.7359	0.	0.5923	0.0625	
2	18.8969	2.2138	10.3519	0.	1.1846	0.125	
3	19.3453	2.2606	9.9678	0.	1.7768	0.1875	
4	19.7938	2.3075	9.5838	0.	2.3691	0.25	
5	20.2422	2.3544	9.1997	0.	2.9614	0.3125	
6	20.6906	2.4013	8.8156	0.	3.5537	0.375	
7	21.1391	2.4481	8.4316	0.	4.146	0.4375	
8	21.5875	2.495	8.0475	0.	4.7383	0.5	
9	22.0359	2.5419	7.6634	0.	5.3305	0.5625	

3.3.4.5. Configuración de cargas para estado actual y tensado del puente.

Para que el programa CSI BRIDGE realice un análisis correcto de las cargas aplicadas a los cables se parte de la condición de que la carga muerta tiene que estar en la condición de “no lineal”, ya que a partir de esta carga comienza a actuar las cargas de tensión en los cables y de viento.

Tabla 51

Definición de cargas

Define Load Cases	
Definición de cargas	Tipo de caso de carga
MUERTA- NO LINEAL	Estático no lineal
VIVA	Estático Lineal
VIENTO	Estático no lineal
TENSION	Estático no lineal
PASAMANOS	Estático Lineal
SISMO X	Estático Lineal
SISMO Y	Estático Lineal
MODAL	Modal

CONTINÚA



PUSHOVER X	Estático Lineal
PUSHOVER Y	Estático Lineal
PEDERNALES	Historia en el tiempo
MANTA	Historia en el tiempo
EPN	Historia en el tiempo

Tabla 52

Definición carga muerta no lineal

Datos del caso de carga: Estático no lineal			
Nombre del caso de carga			Tipo de caja de carga
MUERTA NO LINEAL	Estático		Estático
Rigidez para usar			Tipo de análisis
Condiciones iniciales cero - Estado sin estrés	Lineal		Lineal
Continuar de la finca al final del caso no lineal	No lineal		No lineal X
Caja de carga modal			Construcción escalonada no lineal
Carga Modal		Modal	Parámetros geométricos no lineales
Carga aplicada			Ninguna
Tipo de carga	Nombre de carga		P Delta
Patrón de carga	DEAD	1	P Delta Más grandes desplazamientos
			Masa

Tabla 53

Definición Tensión

Datos del caso de carga: Estático no lineal				
Nombre del caso de carga		Tipo de caja de carga		
TENSION	Establecer Def nombre	Estático		
Rigidez para usar		Tipo de análisis		
Condiciones iniciales cero - Estado sin estrés		Linear		
Continuar desde estado al final de caso no lineal		MUERTA NO LINEAL	No linear	X
Carga modal		Construcción escalonada no lineal		
Caso modal		Modal	Parámetros geométricos no lineales	
Carga aplicada		Ninguna		
Tipo de carga		P Delta	P Delta	
Patrón de carga		TENSION	1	P Delta Más grandes desplazamientos

Tabla 54

Definición Viento.

Datos del caso de carga: Estático no lineal				
Nombre del caso de carga		Tipo de caja de carga		
VIENTO	Establecer Def nombre	Estático		
Rigidez para usar		Tipo de análisis		
Condiciones iniciales cero - Estado sin estrés		Linear		
Continuar desde estado al final de caso no lineal		TENSI ON	No linear	X
Carga modal		Construcción escalonada no lineal		
Caso modal		Modal	Parámetros geométricos no lineales	
Carga aplicada		Ninguna		
Tipo de carga		P Delta	P Delta	
Patrón de carga		TENSION	1	P Delta Más grandes desplazamientos

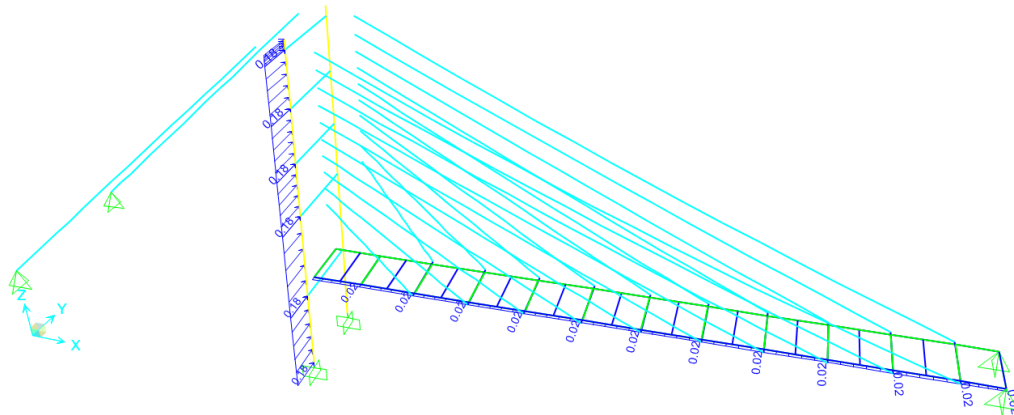


Figura 72 Cargas de viento en pilas y vigas de acero

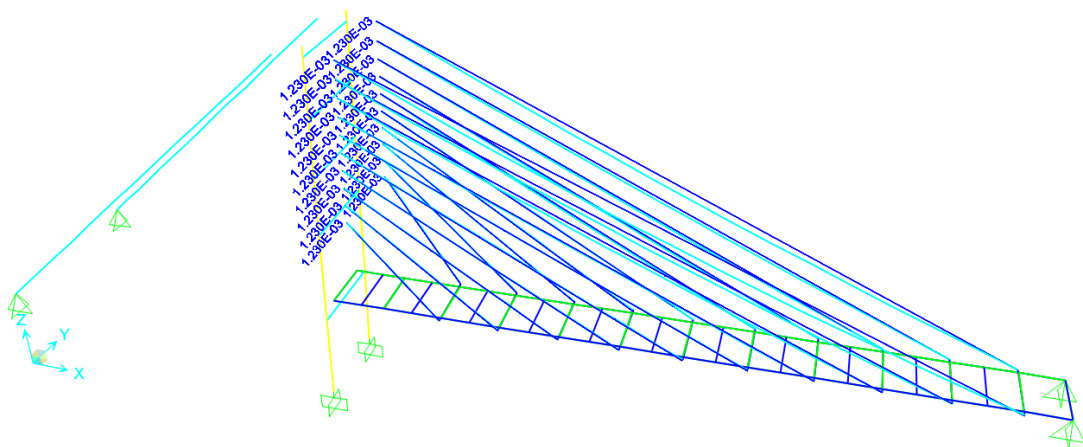


Figura 73 Cargas de viento en cables

Tabla 55

Carga de viento en cables

Asignar Cargas Distribuidas por Cable	
General	
Patrón de carga	VIENTO
Sistema coordinado	GLOBAL
Dirección de carga	Y

CONTINÚA



Tipo de carga	FUERZA	Carga uniforme	
			0.00123 T/m

Tabla 56

Carga de viento en vigas de acero

Asignar Cargas Distribuidas por vigas			
General			
Patrón de carga	VIENTO		
Sistema coordinado	GLOBAL		
Dirección de carga	Y		
Tipo de carga	FUERZA	Carga uniforme	
			0.02 T/m

Tabla 57

Carga de viento en Pilas

Asignar Cargas Distribuidas en pilas			
General			
Patrón de carga	VIENTO		
Sistema coordinado	GLOBAL		
Dirección de carga	Y		
Tipo de carga	Fuerza	Carga uniforme	
			0.18 T/m

Tabla 58

Definición carga viva

Datos del caso de carga: Estático no lineal		
Nombre del caso de carga		Caso de carga
VIVA	Establecer Def nombre	Estático
Rigidez para usar		Tipo de análisis

CONTINÚA



Condiciones iniciales cero - Estado sin estrés	X	Linear	X
Continuar desde estado al final del caso no lineal		No lineal	
Caso carga modal		Construcción escalonada no lineal	
Carga modal	Moda I	Parámetros geométricos no lineales	
Carga aplicada		Masa	
Tipo de carga	Nombre Carga		
Patrón de carga	VIVA	1	

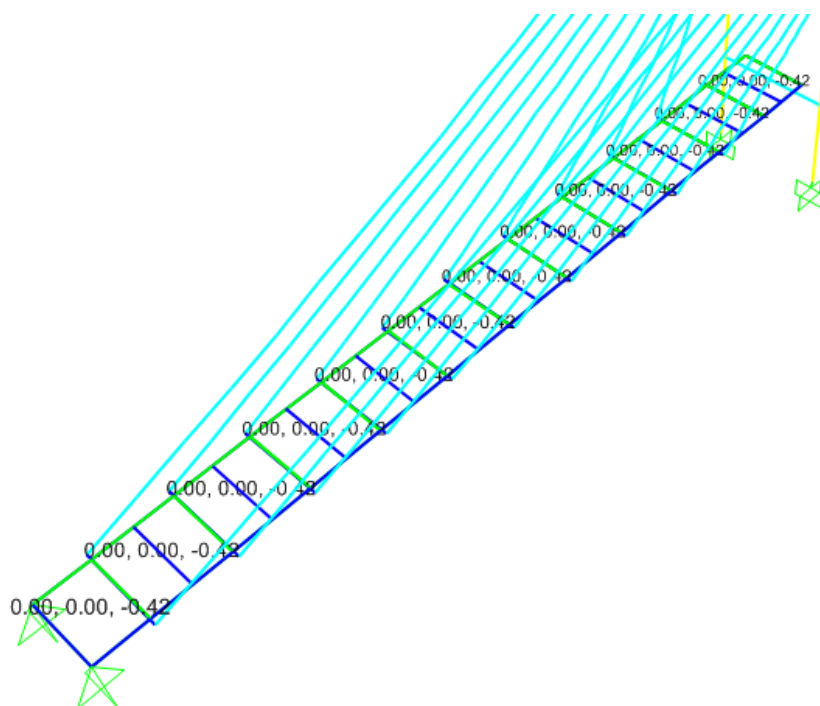


Figura 74 Carga viva sobre tablero

Tabla 59

Carga viva sobre el tablero

Cargas uniformes por área		
Nombre del patrón de carga		Unidades
+	VIVA	Ton, m, C
Carga uniforme		
Carga	0.42	

CONTINÚA



Sistema de coordenadas	GLOBAL	x
Dirección de carga	Gravedad	

Tabla 60

Definición carga pasamanos

Datos del caso de carga: Estático no lineal			
Nombre de carga			Caso de carga
PASAMANOS	Establecer Def Nombre		Estático
Rigidez que usar			Tipo de análisis
Condiciones iniciales cero - Estado sin estrés	X	Linear	X
Continuar desde estado al final del caso no lineal			No linear
Caso carga modal			Construcción escalonada no lineal
Carga modal		Modal	Parámetros geométricos no lineales
Carga aplicada			Masa
Tipo de carga	Nombre de carga		
Patrón de carga	PASAMANOS	1	

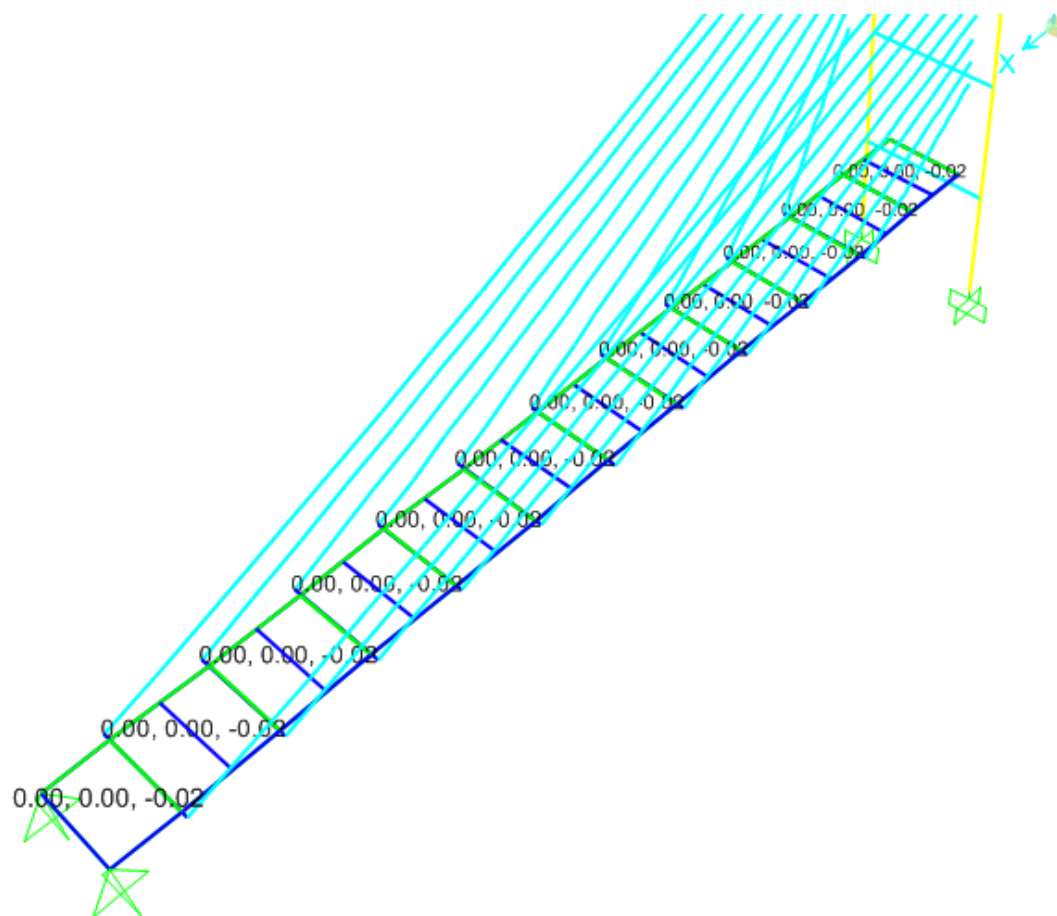


Figura 75 Carga de pasamanos

Tabla 61

Carga de pasamanos

Carga uniforme por area		
Nombre del patrón de carga	Unidades	
+ PASAMANOS	Ton, m, C	
Carga uniforme		
Carga	0.017	
Sistema de coordenadas	GLOBAL	x
Dirección de carga	Gravedad	

3.3.5. Análisis modal espectral de la estructura

En este análisis vamos a determinar las frecuencias naturales y modos de vibrar de la estructura estudiada, para lo cual debemos agregar la opción “Modal” en “Load Case Data”, la configuración se indica en la tabla 63, se consideran 12 modos de vibración, cuya rigidez se muestra a la final del análisis de la carga muerta no lineal

Tabla 62

Configuración Masa

Datos de masa	
Nombre de la masa	MSSSRC1
Masa	
Masa de elementos y masa adicional	
Patrones de carga especificados	x
Multiplicadores de masa para patrones de carga	
Patrón de carga	Multiplicador
MUERTA	1
PASAMANOS	1

Tabla 63

Configuración análisis modal

Datos del caso de carga-Modal			
Nombre del caso de carga		Tipo de carga	
MODAL	Establecer Def nombre	Modal	
Rigidez para usar		Tipo de modos	
Condiciones iniciales cero - Estado sin estrés	MUERTA NO LINEAL	Vectores propios	X
Rigidez al final del caso no lineal		Ritz Vectores	
Número de modos		Masa	Previa
Número máximo de modos	12		
Número mínimo de modos	1		
Otros Parámetros			
Desplazamiento de frecuencia (Centro)	0		
Frecuencia de corte (radio)	0		
Tolerancia de convergencia	1.00E-09		

3.3.6. Análisis estático lineal y no lineal de la estructura

Como análisis estático lineal de la estructura se utilizó el valor del porcentaje del cortante basal para la configuración del sismo en las dos direcciones como se observa en las tablas 64 y 65 , para el análisis no lineal de la estructura se utilizó el método de Pushover, modelo que se encarga de analizar los miembros estructurales que son sometidos a cargas cíclicas las cuales van aumentando con el tiempo, y en el proceso se observan la formación secuencial de rótulas plásticas cuya configuración se observa en las tablas 68, 69 y 70. Para la introducción de las rotulas plásticas se señala el elemento, se va a la opción “asignar” y se selecciona “hinges”, se debe tomar en cuenta la distancia a la cual se cree que se producirá la rótula plástica, la configuración varía dependiendo si el elemento es una viga o columna. Para obtener un mejor desempeño al momento de asignar las rotulas plásticas se debe asignar a los elementos la opción “Hinge overwrites” El programa CSI BRIDGE nos permite escoger la opción que describe desde donde se comienza el análisis para el pushover, por lo cual se debe seleccionar la opción “muerta no lineal”.

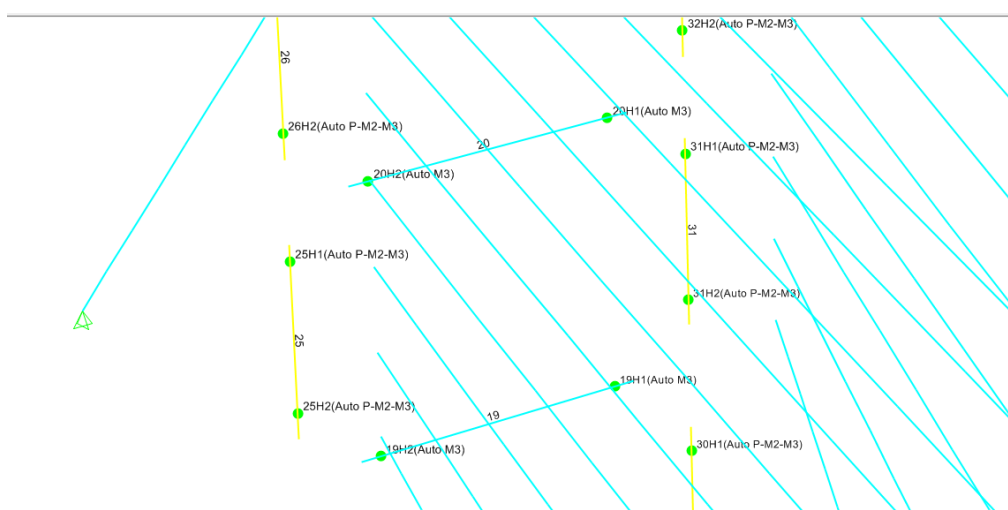


Figura 76 Introducción de rotulas plásticas

Tabla 64

Configuración de porcentaje en sismo x

Modelo de carga sísmica definido por el usuario			
Dirección de carga y excentricidad del diafragma		Otros factores	
Dirección Global X	x	Coeficiente de corte base, C	0.5158
Dirección Global Y		Altura del edificio exp, K	1
Ecc Ratio (All Diaph)	0.05		
Anular Diaph Eccen	Anular		

Tabla 65

Configuración de porcentaje en sismo y

Modelo de carga sísmica definido por el usuario			
Dirección de carga y excentricidad del diafragma		Otros factores	
Dirección Global X		Coeficiente de corte base, C	0.5158
Dirección Global Y	y	Altura del edificio exp, K	1
Ecc Ratio (All Diaph)	0.05		
Anular Diaph Eccen	Anular		

Tabla 66

Estado estático lineal sismo x

Datos del caso de carga: Estático lineal			
Nombre del caso de carga		Tipo de carga	
SISMO X	Establece r Def nombre	Estático	
Rigidez para usar		Tipo de análisis	
Condiciones iniciales cero - Estado sin estrés	x	Linear	X
Rigidez al final del caso no lineal		No linear	

CONTINÚA



Carga aplicada	Construcción escalonada no lineal		
Tipo de carga	Nombre de carga	Masa	MSSSRC 1
Patrón de carga	SISMO X	1	

Tabla 67

Estado estático lineal sismo y

Datos del caso de carga: Estático lineal			
Nombre del caso de carga			Tipo de carga
SISMO X	Establecer Def nombre	Estático	
Rigidez para usar			Tipo de análisis
Condiciones iniciales cero - Estado sin estrés	Linear	Linear	X
Rigidez al final del caso no lineal	No linear	No linear	
Carga aplicada	Construcción escalonada no lineal		
Tipo de carga	Nombre de carga	Masa	MSSSRC 1
Patrón de carga	SISMO Y	1	

Tabla 68

Configuración Pushover X

Datos del caso de carga: Estático no lineal			
Nombre del caso de carga			Tipo de carga
PUSHOVER X	Establecer Def nombre	Estático	
Rigidez para usar			Tipo de análisis
Condiciones iniciales cero - Estado sin estrés	Linear		
Rigidez al final del caso no lineal	X	DEAD NO LINEAL	No linear X
Caso modal	Construcción escalonada no lineal		
Carga modal	Modal		Parámetros geométricos no lineales
Carga aplicada	ninguna		

CONTINÚA



Tipo de carga	Nombre	Escala	P Delta
Patrón de carga	UX	-1	P Delta Más grandes desplazamientos

Tabla 69

Configuración aplicación de carga para pushover

Control de aplicaciones de carga para análisis estático no lineal	
Control de aplicaciones de carga	
Carga completa	x
Control de desplazamiento	
Control de desplazamiento	
Utilizar desplazamiento conjugado	
Utilizar el desplazamiento controlado	x
Carga a un Desplazamiento Controlado Magnitud de	0.2
Desplazamiento controlado	
DOF	U1

Tabla 70

Configuración de resultados guardados

Resultados guardados para casos de carga estática no lineal	
Resultados guardados	
Estado final solamente	
Estados múltiples	x

Tabla 71

Configuración Parámetros no lineales

Parámetros no lineales			
Parámetros de no linealidad del material		Control de soluciones	
Elemento del marco Tensión /	x	Total, máximo de pasos por	200
compresión solamente		etapa	
Bisagra del elemento de marco	x	Máximo Nulo (cero) Pasos por	50
		etapa	

CONTINÚA



Tensión del elemento del cable solamente	x	Utilizar paso a paso de evento a evento	Yes
Link Gap / Hook / Springs Propiedades no lineales	x	Tolerancia de agrupación de eventos (relativa)	0.01
Link Otras propiedades no lineales	x	Usar Iteración	10
Propiedades del material dependiente del tiempo		Constante Máxima - Iteraciones Rígidas por Paso	40
Iteración de fuerzas objetivo		Máxima Tolerancia de Convergencia (Relativa)	
Iteraciones máximas por etapa	10	Utilizar la búsqueda de línea	Yes
Tolerancia de Convergencia (Relativa)	0.01	Búsquedas de Línea Máxima por Iteración	20
Factor de Aceleración	1	Tolerancia de búsqueda de línea Tol. (Relativo)	0.1
Continuar el análisis si no hay convergencia	No	Factor de paso de búsqueda de línea	1.618

Tabla 72

Configuración Pushover Y

Datos del caso de carga: Estático no lineal			
Nombre del caso de carga		Tipo de carga	
PUSHOVER Y	Establecer Def nombre	Estático	Diseño
Rigidez para usar		Tipo de análisis	
Condiciones iniciales cero - Estado sin estrés		Linear	
Rigidez al final del caso no lineal	X	Muerta NO LINEAL	No linear X
Caso Modal		Construcción escalonada no lineal	

CONTINÚA



Carga modal	Modal	Parámetros geométricos no lineales
Aplicación de carga	Ninguna	
Tipo de carga	Nombre	Escal a
Patrón de carga	UY	-1
		P Delta Más grandes desplazamientos

3.3.7. Análisis dinámico elástico

Para el análisis dinámico elástico se utilizó los sismos de Manta, Pedernales, y un registro de la EPN, el cual fue corregido debido a que el registro original presentaba problema de ruido, en las tablas de la 73 a la 78 se muestran los registros cuyos sismos fueron escalados al espectro elástico que se calculó para esta estructura, en las tablas 79 y 80 se muestra el proceso de cómo se escaló el sismo de Pedernales en sentido E, este proceso se repite para los demás registros y se muestran los resultados en las tablas de la 81 a la 86, al final se agregan estos registros a la opción “Define Time History Functions” en el programa CSI Bridge como se indica en la figura 87

Tabla 73

Pedernales E

Función Historial de tiempo Definición De Archivo		
Nombre de la función Historial de tiempo	PEDERNALES E	Los valores son:
Archivo de funciones		Valores de tiempo y función x
Nombre del archivo		Valores a Intervalos 0.02 Iguales de
Líneas de encabezado para Omitir	5	Tipo de formato
Cartas de prefijo. Por Línea a Omitir	0	Formato Libre x

CONTINÚA



Número de puntos por línea	1	Formato fijo
Convertir a definido por el usuario	Ver archivo	
Gráfico de funciones		

Tabla 74

Pedernales N

Función Historial de tiempo Definición De Archivo		
Nombre de la función Historial de tiempo	PEDERNALES N	Los valores son:
Archivo de funciones		Valores de tiempo y función x
Nombre del archivo		Valores a Intervalos 0.02 Iguales de
Líneas de encabezado para Omitir	5	Tipo de formato
Cartas de prefijo. Por Línea a Omitir	0	Formato Libre x
Número de puntos por línea	1	Formato fijo

CONTINÚA





Tabla 75

Manta N

Función Historial de tiempo Definición De Archivo		
Nombre de la función	Historial de MANTA N	Los valores son:
Archivo de funciones		Valores de tiempo y función
Nombre del archivo		Valores a Intervalos 0.02 Iguales de
Líneas de encabezado para Omitir	5	Tipo de formato
Cartas de prefijo. Por Línea a Omitir	0	Formato Libre x
Número de puntos por línea	1	Formato fijo
Convertir a definido por el usuario	Ver archivo	
Gráfico de funciones		

Tabla 76

Manta E

Función Historial de tiempo Definición De Archivo			
Nombre de la función Historial de tiempo	MANTA E	Los valores son:	
Archivo de funciones		Valores de tiempo y función	x
Nombre del archivo		Valores a Intervalos Iguales de	0.02
Líneas de encabezado para Omitir	5	Tipo de formato	
Cartas de prefijo. Por Línea a Omitir	0	Formato Libre	x
Número de puntos por línea	1	Formato fijo	
Convertir a definido por el usuario	Ver archivo		
Gráfico de funciones			
 <p>El gráfico muestra una señal de tiempo con un eje horizontal que va de 0.0 a 50.0 y un eje vertical que va de -450 a 600. La señal es relativamente plana y cercana a cero hasta los 10 segundos, donde experimenta un pico de alta amplitud que alcanza aproximadamente 450. Después de este pico, la señal continúa con fluctuaciones de menor amplitud hasta los 50 segundos.</p>			

Tabla 77

EPN N

Función Historial de tiempo Definición De Archivo		
Nombre de la función Historial de tiempo	EPN N	Los valores son:
Archivo de funciones		Valores de tiempo y función x
Nombre del archivo		Valores a Intervalos 0.02 Iguales de
Líneas de encabezado para Omitir	5	Tipo de formato
Cartas de prefijo. Por Línea a Omitir	0	Formato Libre x
Número de puntos por línea	1	Formato fijo
Convertir a definido por el usuario	Ver Archivo	
Gráfico de funciones		

CONTINÚA



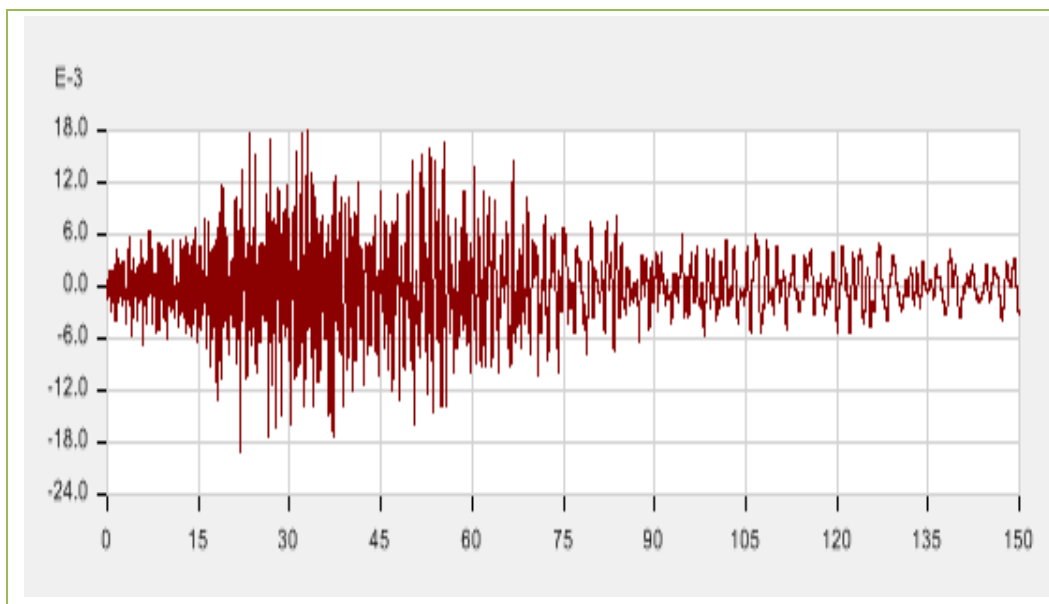


Tabla 78

EPN E

Función Historial de tiempo Definición De Archivo		
Nombre de la función Historial de tiempo	EPN E	Los valores son:
Archivo de funciones		Valores de tiempo y \times función
Nombre del archivo		Valores a Intervalos 0.02 Iguales de
Líneas de encabezado para Omitir	5	Tipo de formato
Cartas de prefijo. Por Línea a Omitir	0	Formato Libre \times
Número de puntos por línea	1	Formato fijo
Convertir a definido por el usuario	Ver archivo	
Gráfico de funciones		

CONTINÚA



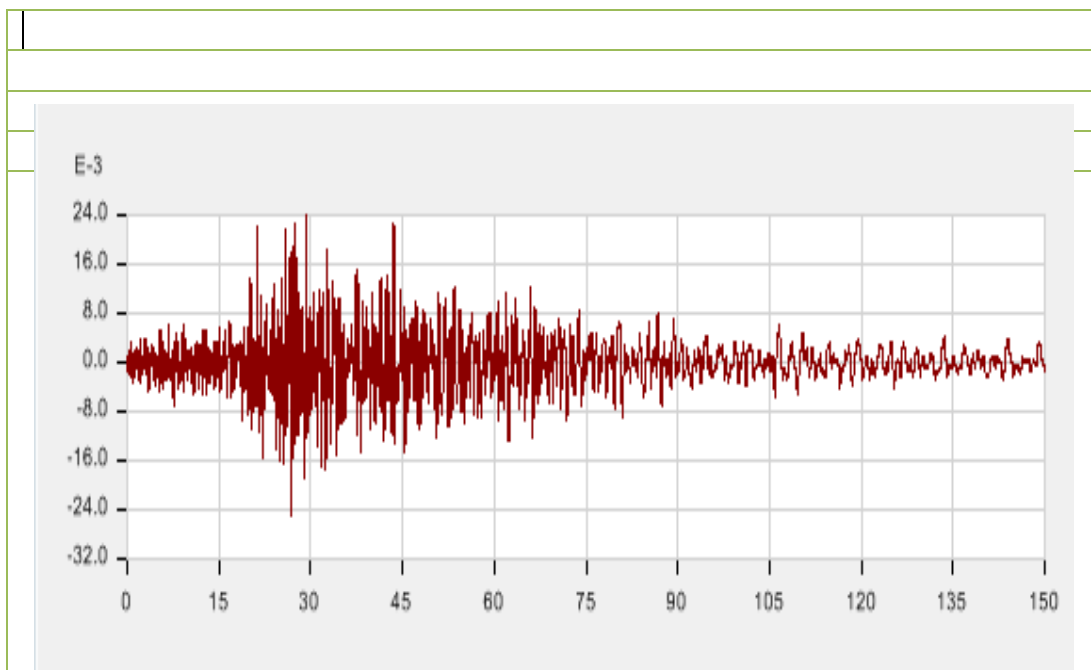


Tabla 79

Match Time History

Historial de tiempo combinado con el espectro de respuesta	
Nombre de la función	E PEDERNALES E
Historial de tiempo	
Método al usuario para la comparación espectral	
Concordancia espectral	x
Frecuencia Doman	en
Concordancia espectral en el tiempo Doman	
Elija Espectro de respuesta de entrada y Historial de tiempo de referencia	

CONTINÚA



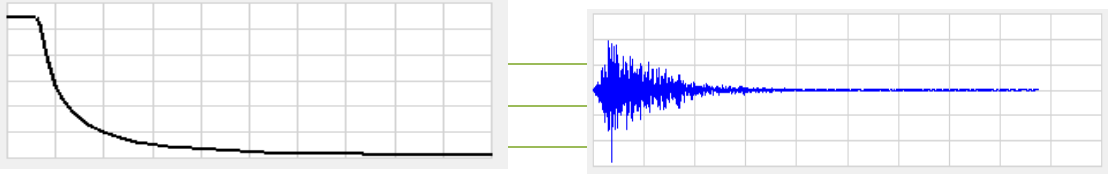
Espectro de respuesta de destino	ESPECTRO PUEENTE	Unidades de aceleración espectro de respuesta	de g Unidades de
Historial de tiempo de aceleración de referencia	PEDERNALES E	Unidades de aceleración historial de tiempo	de g Unidades de
Espectro de respuesta objetivo / combinado		Referencia / Tiempo de aceleración combinado de forma espectral Historial	
			
Resp. Especulación. Opciones de Plot Axes	Opciones del gráfico de espectro de respuesta	Opciones de trazado del historial de tiempo	Correspondencia Espectral de Dominio de Frecuencia
X Lin - Y Lin	Trama para el historial de tiempo de referencia	Historial de tiempo de referencia del trazado	Historial de tiempo de partido

Tabla 80

Escalamiento de Pedernales E

Historial de tiempo combinado con el espectro de respuesta	
Nombre de la función de tiempo	Historial E PEDERNALES E
Método al usuario para la comparación espectral	
Concordancia espectral en Frecuencia Doman	en x
Concordancia espectral en el tiempo Doman	

CONTINÚA



Elija Espectro de respuesta de entrada y Historial de tiempo de referencia			
Espectro de respuesta de destino	ESPECTRO PUENTE	Unidades de aceleración de espectro de respuesta	g Unidades
Historial de tiempo de aceleración de referencia	PEDERNALES E	Unidades de aceleración de historial de tiempo	g Unidades
Espectro de respuesta objetivo / combinado		Referencia / Tiempo de aceleración combinado de forma espectral Historial	

Tabla 81

Pedernales E escalado a espectro elástico

Definición de usuario de historia en el tiempo	
Nombre de la función Historial de tiempo	E PEDERNALES E
Definir la función	
Tiempo	Valor

CONTINÚA



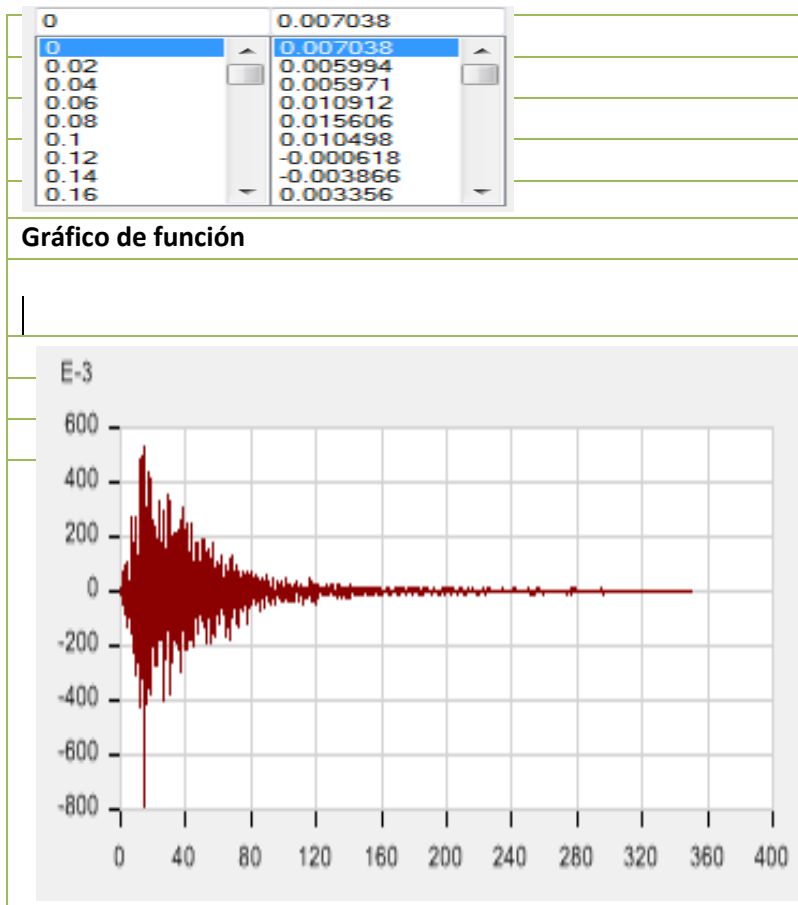


Tabla 82

Pedernales N escalado a espectro elástico

Definición de usuario de historia en el tiempo	
Nombre de la función Historial de tiempo	E PEDERNALES N
Definir la función	
Tiempo	Valor
0	0.000155
0	0.000155
0.02	0.007826
0.04	0.01346
0.06	0.004791
0.08	-0.001156
0.1	0.012053
0.12	0.020119
0.14	0.002643
0.16	-0.015499

CONTINÚA



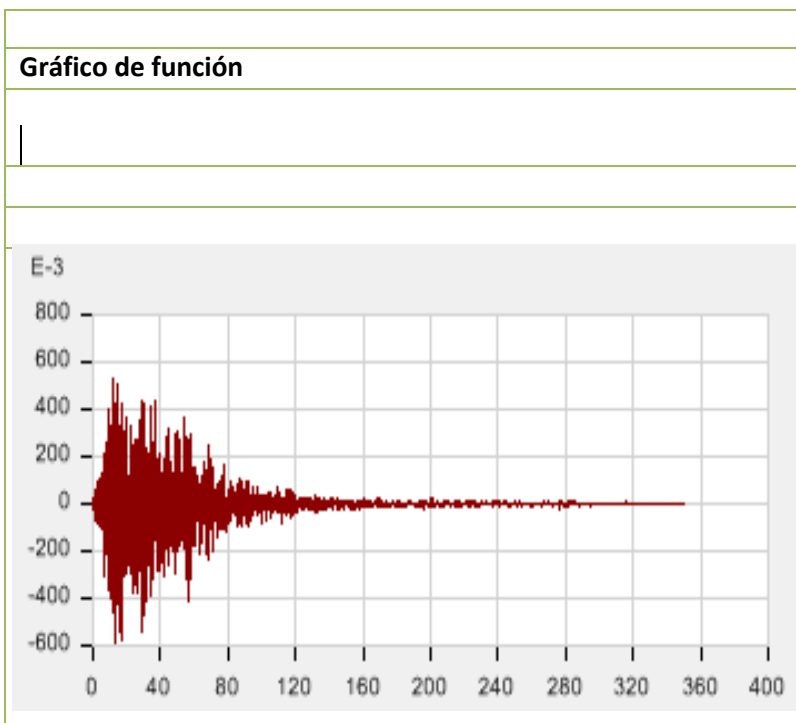


Tabla 83

Manta N escalado a espectro elástico

Definición de usuario de historia en el tiempo																					
Nombre de la función	Historial de E MANTA N tiempo																				
Definir la función																					
Tiempo	Valor																				
<table border="1"> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>-0.002695</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>-0.002695</td> </tr> <tr> <td>0.02</td> <td>0.004962</td> </tr> <tr> <td>0.04</td> <td>0.017296</td> </tr> <tr> <td>0.06</td> <td>0.022135</td> </tr> <tr> <td>0.08</td> <td>0.016945</td> </tr> <tr> <td>0.1</td> <td>0.0096</td> </tr> <tr> <td>0.12</td> <td>0.005111</td> </tr> <tr> <td>0.14</td> <td>0.006422</td> </tr> <tr> <td>0.16</td> <td>0.013172</td> </tr> </tbody> </table>		0	-0.002695	0	-0.002695	0.02	0.004962	0.04	0.017296	0.06	0.022135	0.08	0.016945	0.1	0.0096	0.12	0.005111	0.14	0.006422	0.16	0.013172
0	-0.002695																				
0	-0.002695																				
0.02	0.004962																				
0.04	0.017296																				
0.06	0.022135																				
0.08	0.016945																				
0.1	0.0096																				
0.12	0.005111																				
0.14	0.006422																				
0.16	0.013172																				
Gráfico de función																					

CONTINÚA



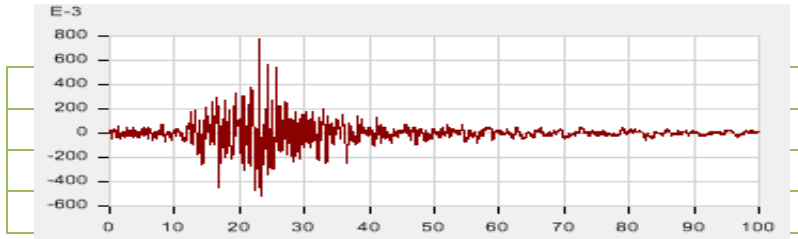


Tabla 84

Manta E escalado a espectro elástico

Definición de usuario de historia en el tiempo	
Nombre de la función	Historial de E MANTA E tiempo
Definir la función	
Tiempo	Valor
0	0.006676
0.02	0.00306
0.04	0.008864
0.06	0.025949
0.08	0.044091
0.1	0.052374
0.12	0.04684
0.14	0.027115
0.16	-0.002504
Gráfico de función	

CONTINÚA



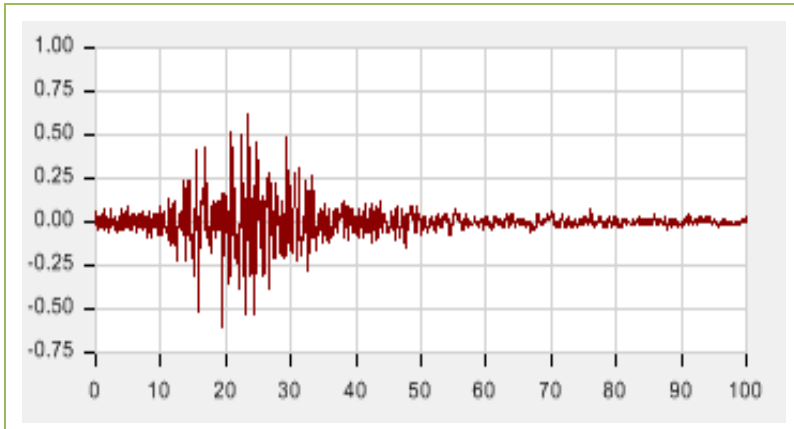


Tabla 85

EPN N escalado a espectro elástico

Definición de usuario de historia en el tiempo																					
Nombre de la función	Historial de tiempo E EPN N																				
Definir la función																					
Tiempo	Valor																				
<table border="1"> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>-0.010878</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>-0.010878</td> </tr> <tr> <td>0.02</td> <td>0.000085</td> </tr> <tr> <td>0.04</td> <td>0.020842</td> </tr> <tr> <td>0.06</td> <td>0.030656</td> </tr> <tr> <td>0.08</td> <td>0.026699</td> </tr> <tr> <td>0.1</td> <td>0.021333</td> </tr> <tr> <td>0.12</td> <td>0.016315</td> </tr> <tr> <td>0.14</td> <td>0.003907</td> </tr> <tr> <td>0.16</td> <td>-0.016323</td> </tr> </tbody> </table>		0	-0.010878	0	-0.010878	0.02	0.000085	0.04	0.020842	0.06	0.030656	0.08	0.026699	0.1	0.021333	0.12	0.016315	0.14	0.003907	0.16	-0.016323
0	-0.010878																				
0	-0.010878																				
0.02	0.000085																				
0.04	0.020842																				
0.06	0.030656																				
0.08	0.026699																				
0.1	0.021333																				
0.12	0.016315																				
0.14	0.003907																				
0.16	-0.016323																				
Function Graph																					

CONTINÚA



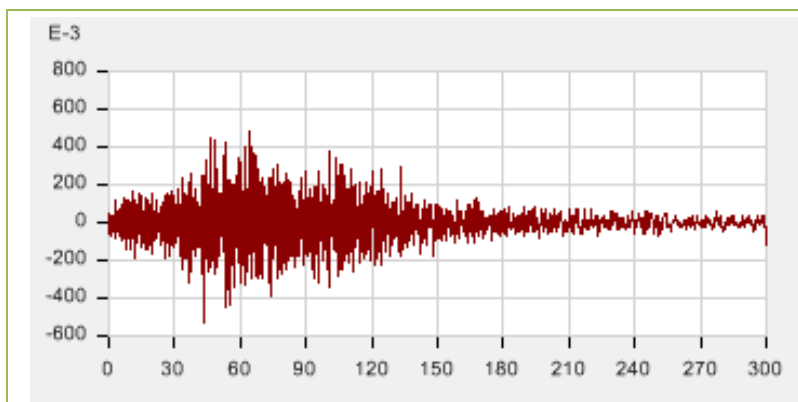


Tabla 86

EPN E escalado a espectro elástico

Definición de usuario de historia en el tiempo	
Nombre de la función	Historial de tiempo E EPN E
Definir la función	
Tiempo	Valor
0	-0.001677
0	-0.001677
0.02	-0.009368
0.04	-0.010057
0.06	0.003849
0.08	0.021817
0.1	0.027839
0.12	0.022238
0.14	0.014641
0.16	0.008607
Gráfico de función	
Function Graph	

CONTINÚA



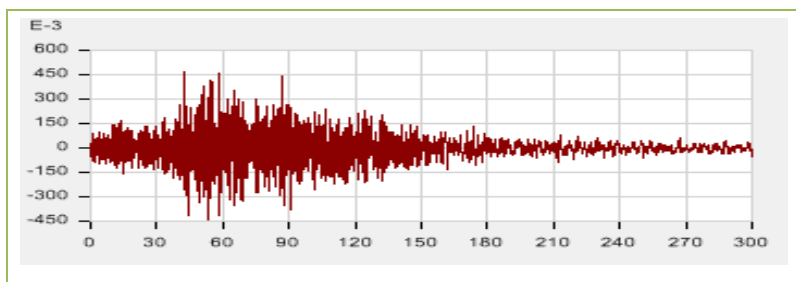


Tabla 87

Registros escalados

Definir las funciones del historial de tiempo	
E EPN N	
E EPN E	
E MANTA E	
E MANTA N	
E PEDERNALES E	
E PEDERNALES N	

Tabla 88

Configuración análisis historia en el tiempo registro Pedernales

Datos del caso de carga: Historia en el tiempo			
Nombre del caso de carga			Tipo de carga
PEDERNALES	Establecer Def nombre		Estático
Rigidez para usar			Tipo de análisis
Condiciones iniciales cero - Estado sin estrés	X		Linear X
Rigidez al final del caso no lineal			No linear
Caja de carga modal			Construcción escalonada no lineal
Carga modal		Modal	Tipo de solución
Carga aplicada			Modal X
Tipo de carga	Nombre	Función	Integración Directo
Accel	U1	E PEDERNAL ES E	Tipo de historia

CONTINUÍA



Accel	U2	E PEDERNAL ES N 9.81	Transitorio Periódico	X
Datos paso a paso				
Número de pasos del tiempo de salida	270			
Tiempo de salida Tamaño de Steo	0.037			
Otros Parámetros				
Amortiguamiento Modal	Constante at 0.05			

Tabla 89

Configuración análisis historia en el tiempo registro Manta

Datos del caso de carga: Historia en el tiempo				
Nombre del caso de carga	MANTA		Establecer Def nombre	Tipo de carga estático
Rigidez para usar				Tipo de análisis
Condiciones iniciales cero - Estado sin estrés		X	Linear	X
Rigidez al final del caso no lineal			No linear	
Caja de carga modal			Construcción escalonada no lineal	
Carga modal			Modal	Tipo de solución
Carga aplicada			Modal	X
Tipo de carga	Nombre	Función	Integración Directo	
Accel	U1	E MAN TA E	Tipo de historia	
Accel	U2	E MAN TA N	Transitorio	X

CONTINÚA



	Factor de escala	9.81	Periódico
Datos paso a paso			
Número de pasos del tiempo de salida		270	
Tiempo de salida Tamaño de Steo		0.037	
Otros Parámetros			
Amortiguamiento Modal		Constante at 0.05	

Tabla 90

Configuración análisis historia en el tiempo registro EPN

Datos del caso de carga: Historia en el tiempo			
Nombre del caso de carga			Tipo de carga
EPN	Establecer Def nombre		estático
Rigidez para usar			Tipo de análisis
Condiciones iniciales cero - Estado sin estrés	Linear		Linear X
Rigidez al final del caso no lineal	No linear		No linear
Caja de carga modal			Construcción escalonada no lineal
Carga modal		Modal	Tipo de solución
Carga aplicada			Modal X
Tipo de carga	Nombre	Función	Integración Directo
Accel	U1	E EPN E	Tipo de historia
Accel	U2	E EPN N	Transitorio X
	Factor de escala	9.81	Periódico

CONTINÚA



Datos paso a paso	
Número de pasos del tiempo de salida	270
Tiempo de salida Tamaño de Steo	0.037
Otros Parámetros	
Amortiguamiento Modal	Constante at 0.05

3.3.8. Análisis por desempeño sísmico

El análisis por desempeño sísmico se debe analizar para un terremoto con una probabilidad de ocurrencia de 2500 años, debido a que la norma ecuatoriana de la construcción maneja el diseño de sismo de 475 años debemos usar un factor de 1.5 que nos servirá como componente multiplicador aplicado a el espectro de respuesta inelástico calculado para la estructura con lo cual obtenemos el espectro mostrado en la figura 77

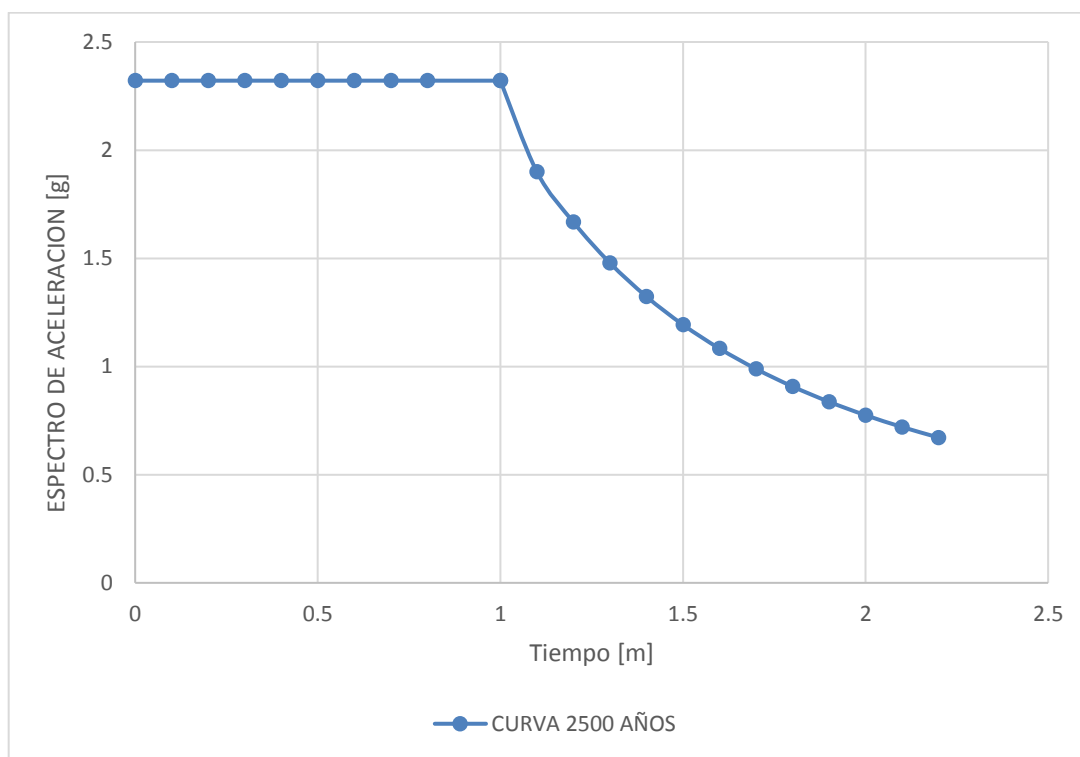


Figura 77 Espectro elástico de diseño para 2500 años.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Análisis integral del puente, comparación entre el estado tensado y el estado actual del puente.

4.1.1. Estado actual

4.1.1.1. Carga muerta

1) Deflexiones en el tablero

En la figura 78 podemos observar la deflexión sufrida en el tablero por consecuencia de la carga muerta aplicada en la estructura como vista general, el resultado de este comportamiento viene dado por la suma de la carga propia de los elementos más la carga de pasamanos aplicada al tablero, en la figura 79 se puedes observar la deformación sufrida en la viga y en el tablero que posee un valor de 4.15 cm, y corresponde al segundo cable.

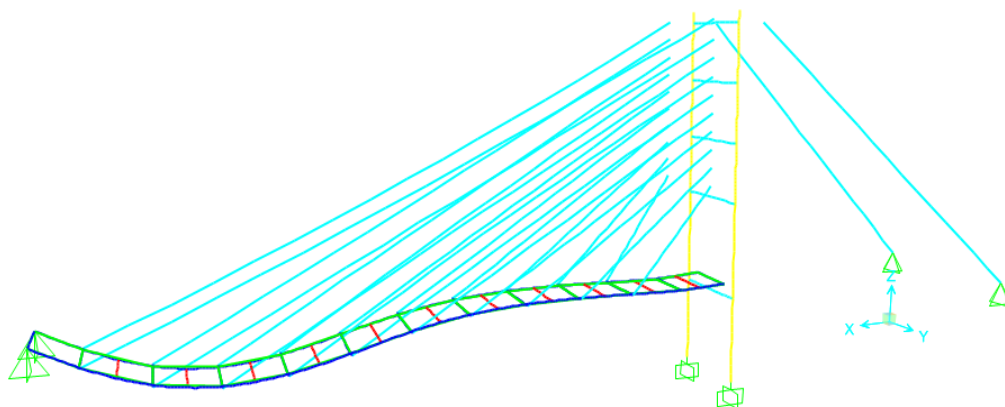


Figura 78 Deformación por carga muerta de la estructura, estado actual

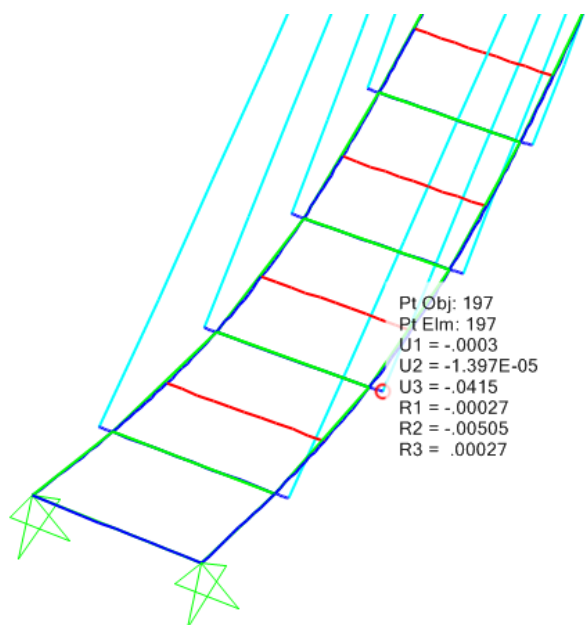


Figura 79 Deformación en viga del segundo cable, estado actual

2) Cortante y momento en vigas de acero

En este caso analizaremos dos elementos, el primer elemento que es el 166 corresponde a una viga longitudinal como se puede observar en la figura 80, cuyos valores de cargas se pueden apreciar en la tabla 91, se han escogido estos dos

elementos debido a que presentan una gran diferencia de comportamiento estructural debido al análisis de estados de carga.

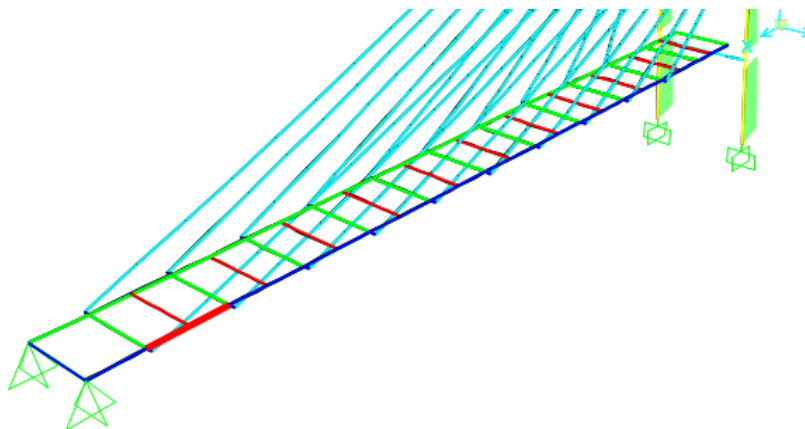


Figura 80 Elemento 166 viga longitudinal, estado actual

Tabla 91

Valores de cargas en elemento 166, carga muerta, estado actual

Elemento	Axial [T]	Momento Max [T-m]	Cortante [T]
166	6.16	4.78	0.6535

El segundo elemento en análisis es el 186, que es una viga transversal como se puede observar en la figura 81, y los valores de sus cargas podemos apreciar en la tabla 92, al hacer una comparación entre las dos vigas analizadas se puede observar que la primera viga presenta valores de cargas mucho más altas que la segunda viga en análisis, lo cual demuestra de que las vigas transversales no están trabajando como se esperaba, y este fenómeno se produce debido a que los cables que sostienen esta viga no presentan la tensión que deberían tener. Los valores de momentos y cortantes que se presentan en las tablas son los máximos obtenidos en el análisis.

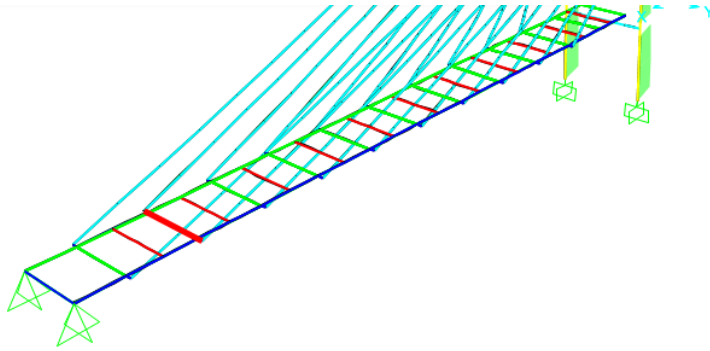


Figura 81 Elemento 186 viga transversal, estado actual

Tabla 92

Valores de cargas en elemento 186, carga muerta, estado actual

Elemento	Axial [T]	Momento Max [T-m]	Cortante [T]
186	0.057	0.2267	0.914

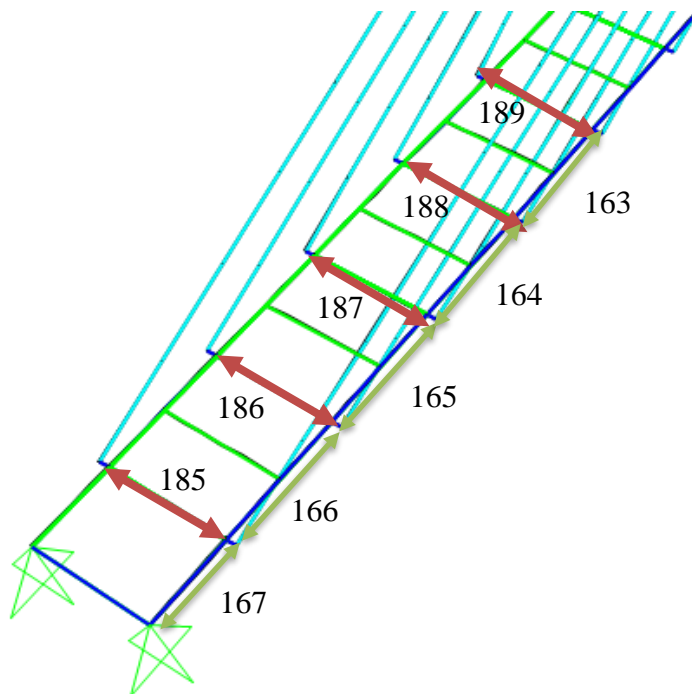


Figura 82 Vigas transversales y longitudinales (5 primeros cables)

Tabla 93*Comportamiento de vigas transversales, carga muerta, estado actual (5 primeros cables)*

Elemento	Momento Max [T-m]	Cortante [T]
185	0.07	0.31
186	0.22	0.9
187	0.34	1.38
188	0.4	1.6
189	0.49	1.37

Tabla 94*Comportamiento de vigas longitudinales, carga muerta, estado actual (5 primeros cables)*

Elemento	Momento Max [T-m]	Cortante [T]
167	3.05	1.55
166	4.78	0.65
165	4.79	0.02
164	4.2	-0.038
163	2.63	-0.086

4.1.1.2. Carga muerta más carga viva

1) Deflexiones en el tablero

Este análisis es similar al que se presenta en la sección 4.1.1.1. solo que en este caso vamos a observar los fenómenos ocurridos con la aplicación de una carga viva distribuida de 420 kg/m² en el tablero más la suma de todas las cargas muertas. En la figura 83 podemos observar la deformación general de la estructura y en la figura 84 se aprecia el valor de deformación en la viga del segundo cable que es de 17.88 cm.

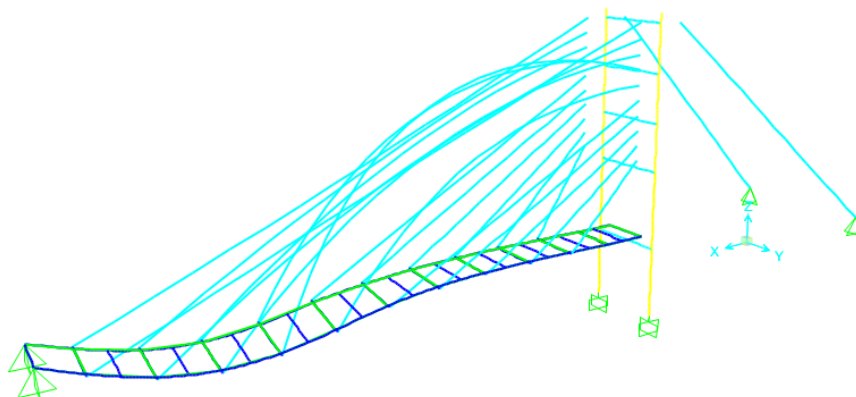


Figura 83 Deformación por carga muerta más viva de la estructura, estado actual

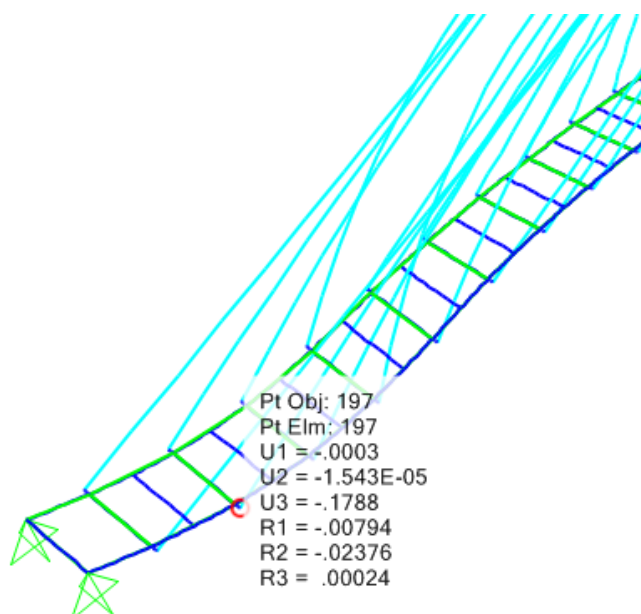


Figura 84 Deformación en viga del segundo cable por carga viva más carga muerta, estado actual

2) Cortante y momento en vigas de acero

En este análisis se vuelven a estudiar las vigas 166 y 186, pero se observa la variación en carga que poseen una vez que se aplica la nueva combinación que corresponde a la carga viva más carga muerta, las cargas se pueden apreciar en la tabla 95, se puede

observar que los valores de cargas del elemento 166 cambian significativamente respecto a la aplicación de solo cargas muertas, mientras que la viga 186 no cambia mucho en valor absoluto de cargas pero si en comportamiento debido a que ahora el momento es negativo.

Tabla 95

Valores de cargas para vigas 186 y 166, carga muerta más viva, estado actual

Elemento	Axial [T]	Momento Max [T-m]	Cortante [T]
166	8.02	18.32	2.79
186	-1.29	-0.74	0.89

3) Cargas de viento

Tabla 96

Análisis de cargas de viento, estado actual

CABLE LADO IZQUIERDO	Axial [T]
1	0.67
2	0.84
3	0.79
4	0.728
5	7.1297

4.1.1.3. Análisis modal

Tabla 97

Análisis modal estado actual del puente.

Caja de salida	Tipo Paso	Paso Num	Periodo [seg]	UX %	UY %	UZ %
MODAL	Modo	1	0.401	0.015300	0.000000	7.997200
MODAL	Modo	2	0.302	0.000118	0.022700	0.015700
MODAL	Modo	3	0.262	0.005700	0.000158	1.454600
MODAL	Modo	4	0.203	0.000054	0.000059	0.000870
MODAL	Modo	5	0.181	0.007000	0.000119	3.123500
MODAL	Modo	6	0.159	0.000003	0.991100	0.000012
MODAL	Modo	7	0.14	0.000054	0.265500	0.000807
MODAL	Modo	8	0.141	0.003500	0.000008	1.945000

CONTINÚA



MODAL	Modo	9	0.118	0.000007	0.016000	0.000808
MODAL	Modo	10	0.116	0.000072	0.000007	0.659900
MODAL	Modo	11	0.107	0.000005	0.011400	0.000004
MODAL	Modo	12	0.100	0.000001	0.000295	0.000000

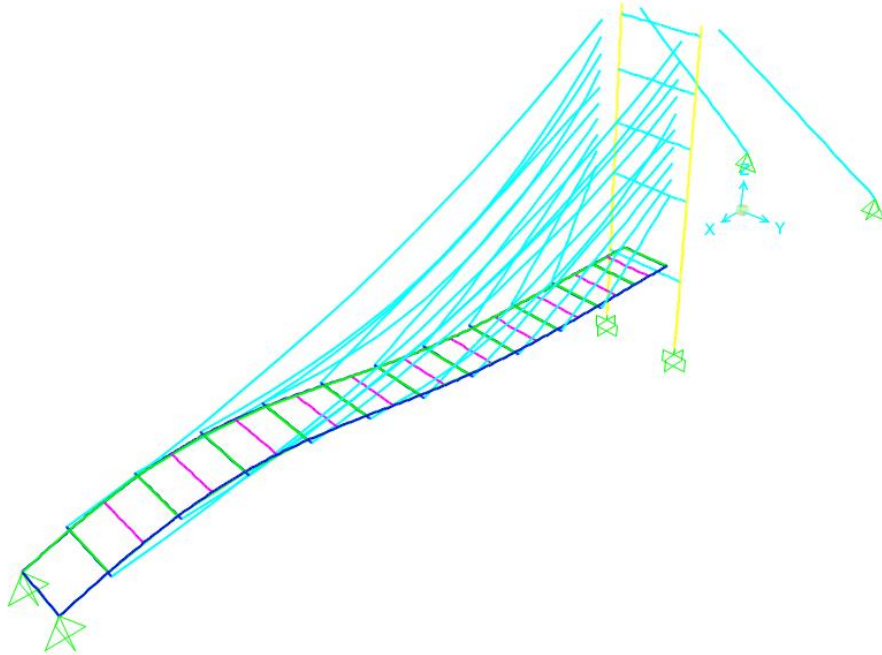


Figura 85 Primer modo de vibración, estado actual

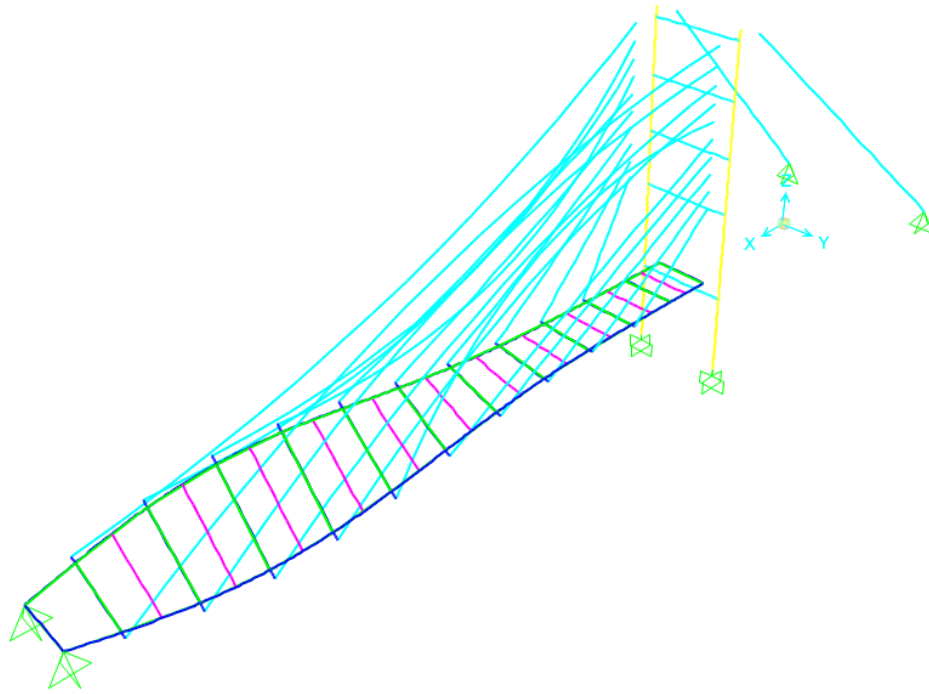


Figura 86 Segundo modo de vibración, estado actual

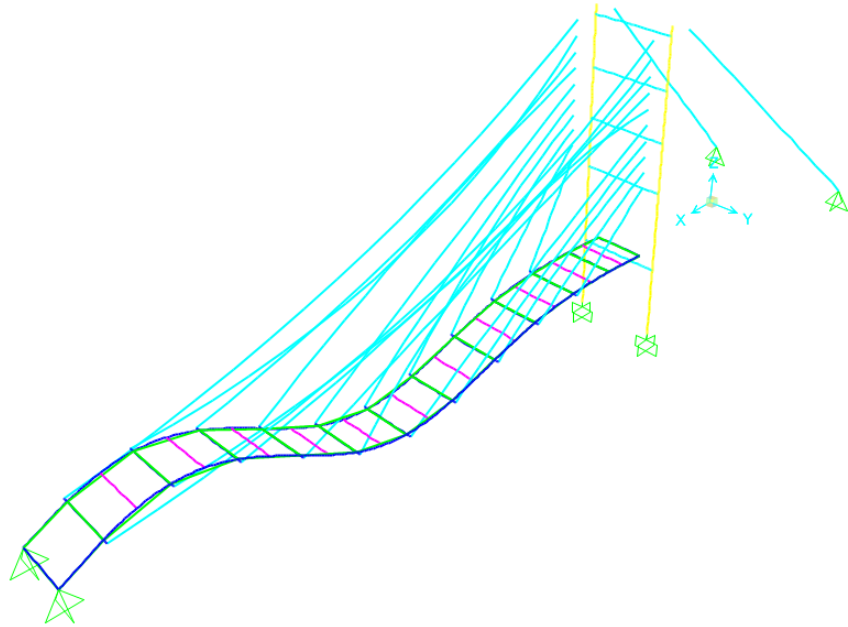


Figura 87 Tercer modo de vibración, estado actual

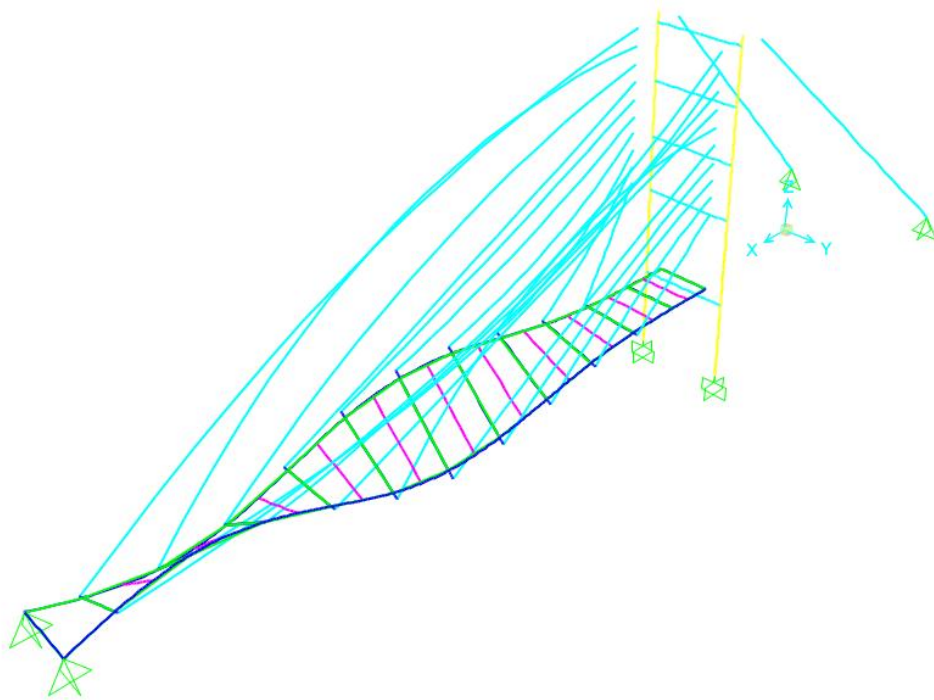


Figura 88 Cuarto modo de vibración, estado actual

4.1.1.4. Análisis Estático lineal y no lineal

1) Estático lineal

Para este análisis se toma en cuenta la envolvente que contiene las combinaciones de cargas de la normativa vigente usada en el desarrollo de este proyecto, los elementos a estudiar se presentan en la tabla 98, tomando en cuenta que corresponde a las cargas aplicadas al estado actual del puente.

Tabla 98

Análisis de combinaciones de cargas, estado actual del puente

ESTADO ACTUAL				
ELEMENTO		AXIAL [T]	MOMENTO [T-m]	CORTANTE [T]
VIGA TRANSVERSAL	166	14.9	27.22	4.1693
VIGA LONGITUDINAL	186	3.12	2.06	5.44
PILA	29	-405.7592	-272.95	-64.43
VIGA UNION PILAS	18	-71.93	-71.77	-76.77

También se realiza un análisis de los desplazamientos de la estructura, para el sismo en sentido “x” en la figura con un valor de 1mm, y para el sentido “y” en la figura con un valor de 3.7 mm, que son valores aceptables desde el punto de vista de la NEC 15, en lo que corresponde al porcentaje de deriva que en este caso sería menor al dos por ciento, cuyo resultado aseguran el buen desempeño de la estructura.

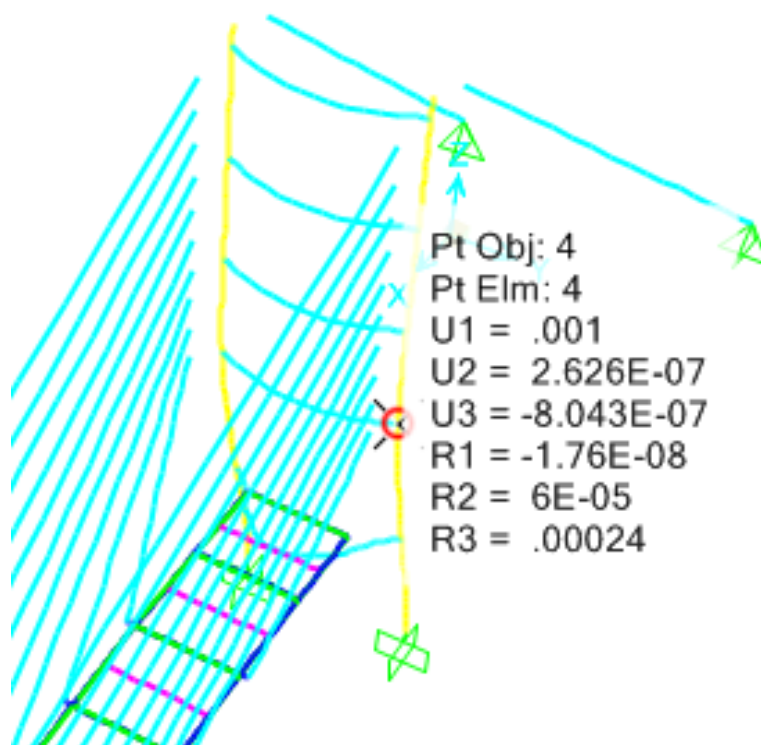


Figura 89 Desplazamiento producido por sismo x, estado actual del puente

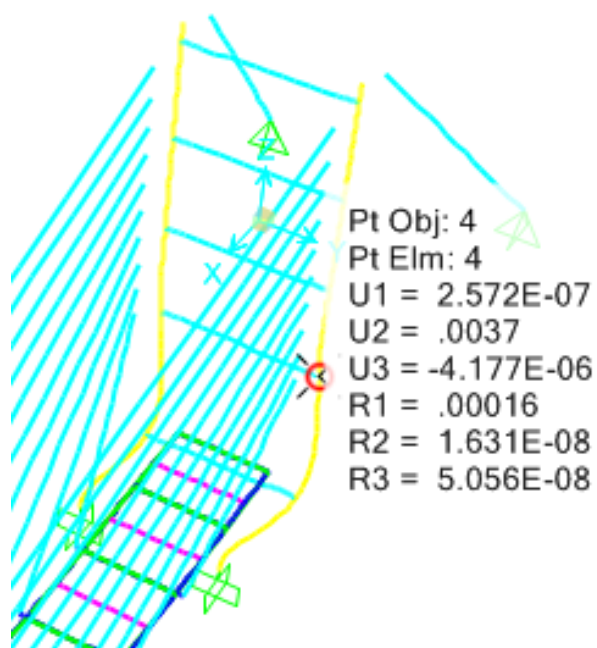


Figura 90 Desplazamiento producido por sismo y, estado actual del puente

2) Estático no lineal

Para el análisis estático no lineal se utiliza el método de Pushover, el programa CSI BRIDGE nos permite realizar este análisis para el estado de cargas actual del puente, en el cual se observa un buen comportamiento por parte de las pilas debido a su gran sección, a continuación, se presenta en las figuras 91 y 92 se muestran las curvas de capacidad y en las figuras 95 y 96 se muestran las curvas demanda vs capacidad.

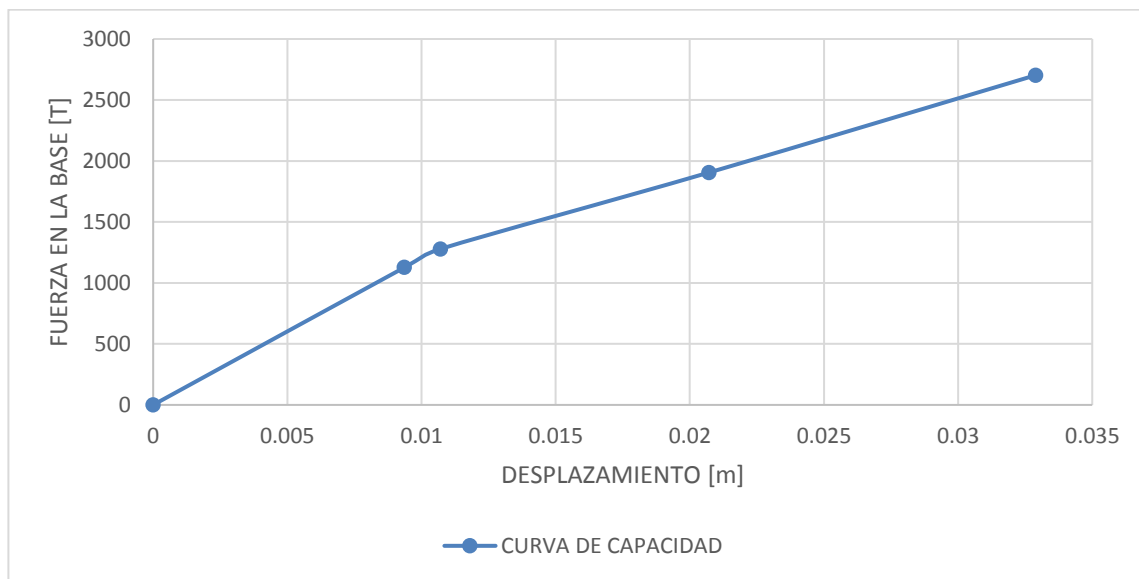


Figura 91 Curva de capacidad sentido longitudinal, estado actual

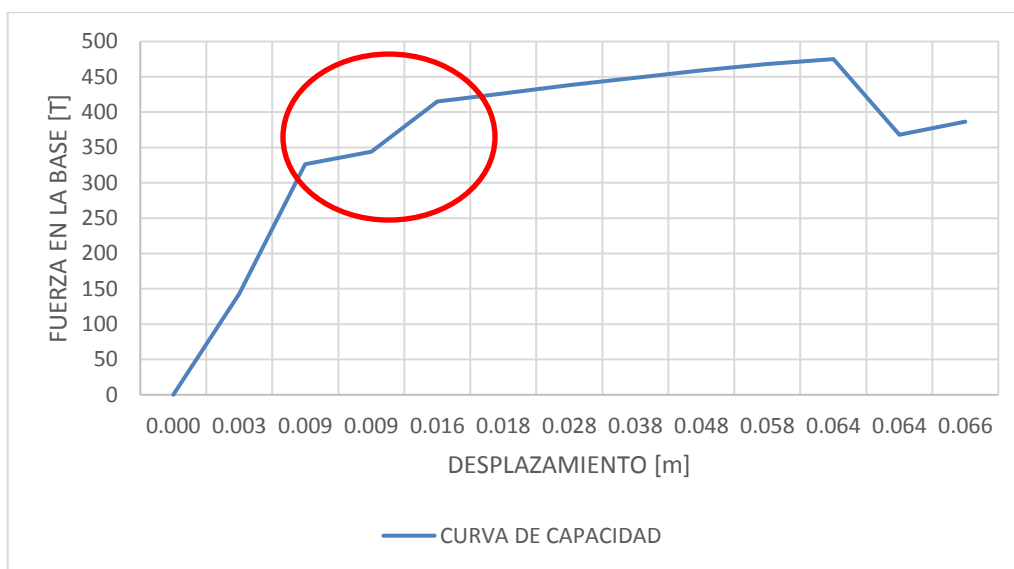


Figura 92 Curva de capacidad sentido transversal, estado actual

El comportamiento que posee la curva del pushover en la sección indicada en el círculo rojo de la figura 92, nos indica la formación de la rótula plástica en la viga cuando el desplazamiento es de 0.009 m, como se muestra en la figura 93, y cuando el desplazamiento presenta un valor de 0.016 m quiere decir que la estructura ya pasó al nivel de “Inmediatamente ocupacional”, como se indica en la figura 94.

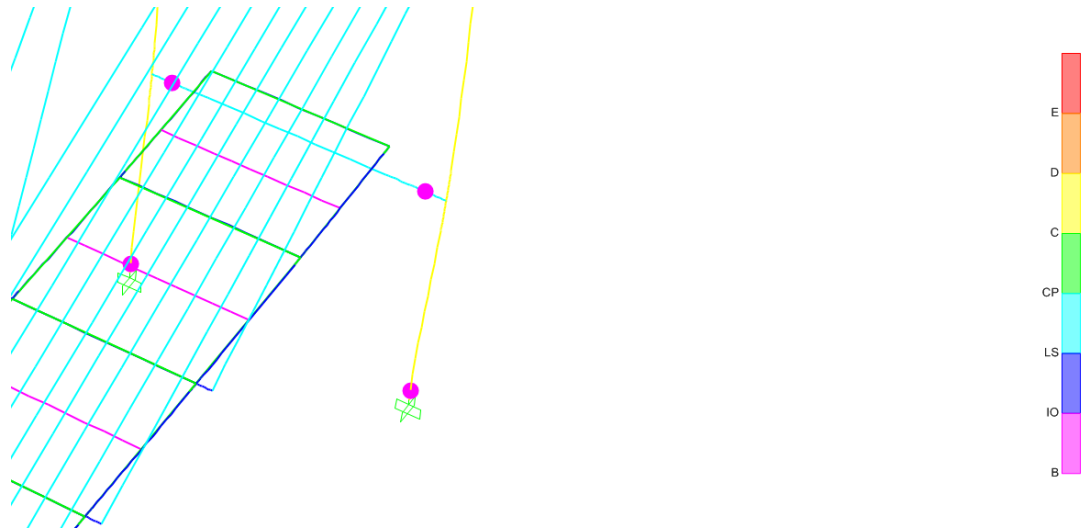


Figura 93 Formación de rotulas plásticas en vigas

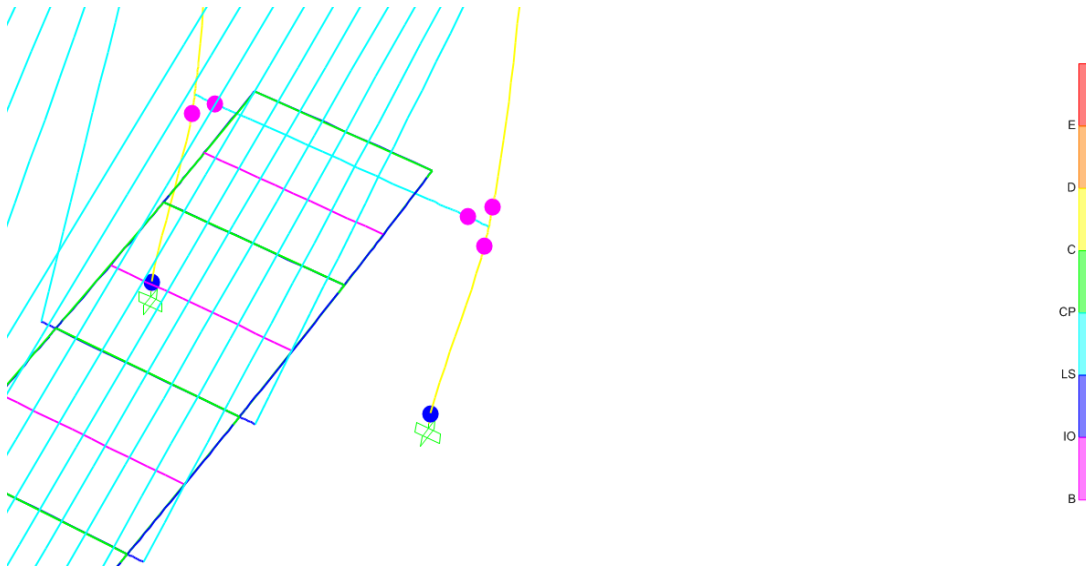


Figura 94 Nivel de desempeño inmediatamente ocupacional

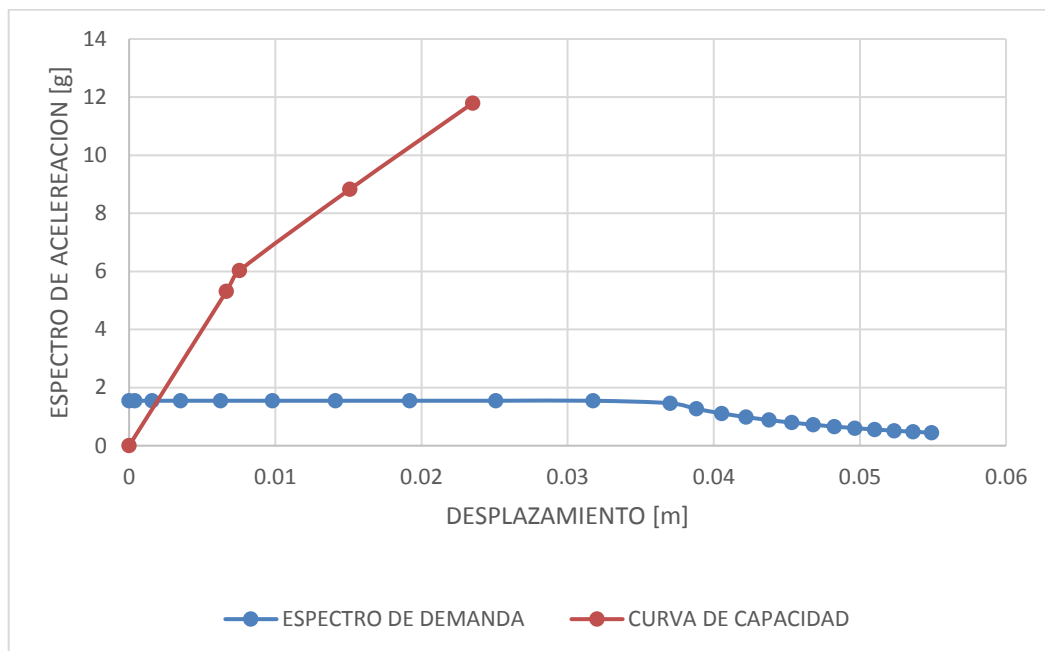


Figura 95 Curva demanda vs capacidad sentido longitudinal, estado actual

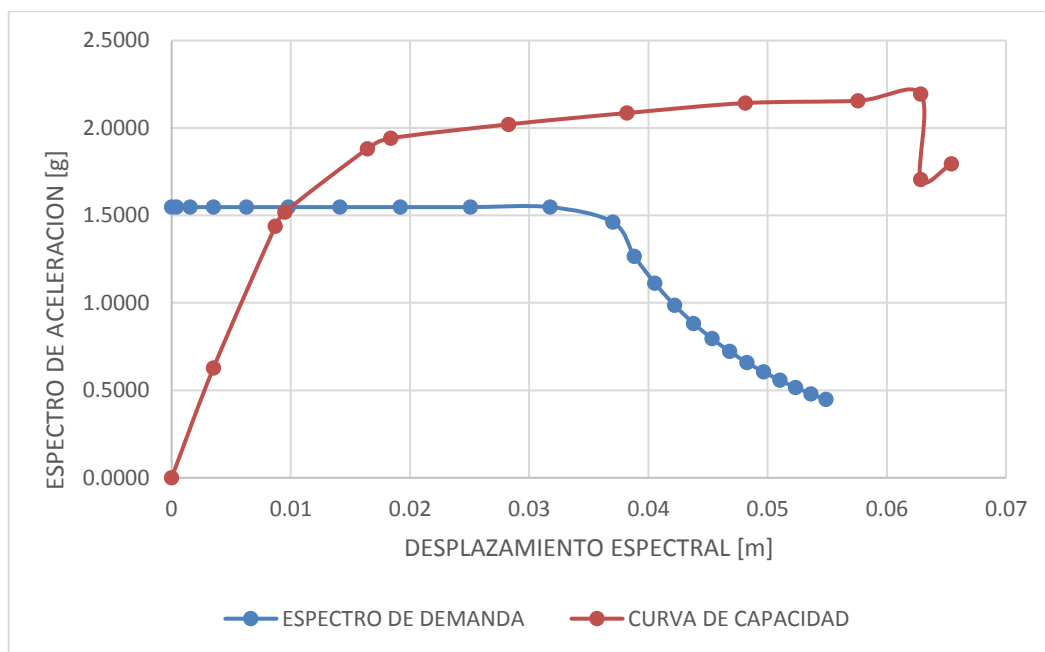


Figura 96 Curva demanda vs capacidad sentido transversal, estado actual

En las figuras 95 y 96 se observa que la estructura posee un mejor comportamiento en el sentido longitudinal debido a que al someterse a una aceleración de 1.53g los

desplazamientos son menores que en el sentido transversal, cuyos resultados se observan en la tabla 99.

Tabla 99

Ubicación de puntos de desempeño, estado actual

	Sd [m]	Sa [g]
ACTUAL X	0.0015	1.54
ACTUAL Y	0.01	1.54

4.1.1.5. Análisis dinámico elástico

Para realizar este análisis se toma en consideración, los registros de los sismos ocurridos en Manta, Pedernales y un registro de las EPN. En las figuras de la 98 a la 105 observamos las diferentes respuestas alcanzadas por la estructura en el punto de análisis, que corresponde a la unión de las columnas y la segunda viga.

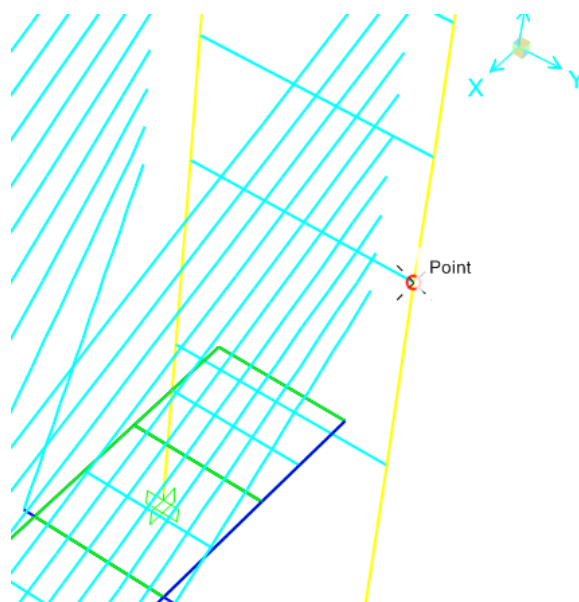


Figura 97 Punto de Análisis, para historia en el tiempo, estado actual

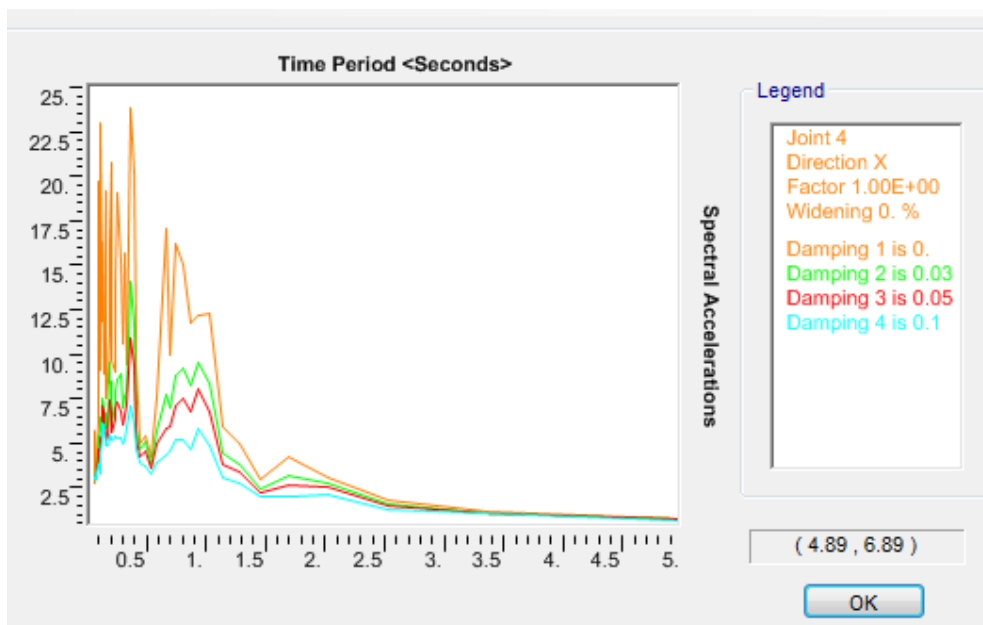


Figura 98 Aceleración espectral vs período, Pedernales (X=Este-Oeste), estado actual

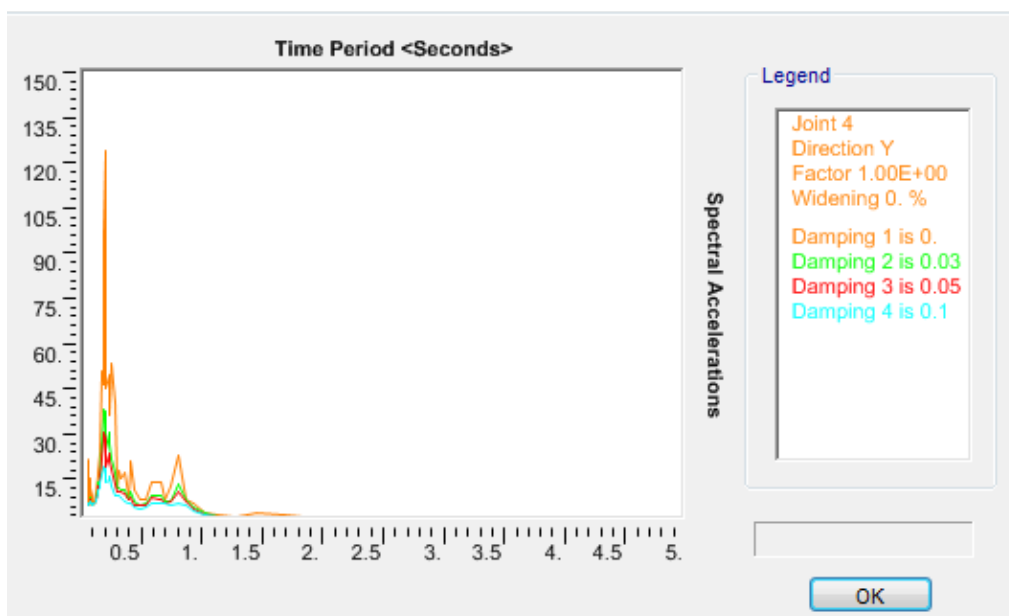


Figura 99 Aceleración espectral vs periodo, Pedernales (Y=Norte-Sur), estado actual

En la figura 98 y 99 observamos las curvas de aceleración espectral versus el periodo, los valores de aceleración disminuyen a medida que el valor de amortiguamiento aumenta.

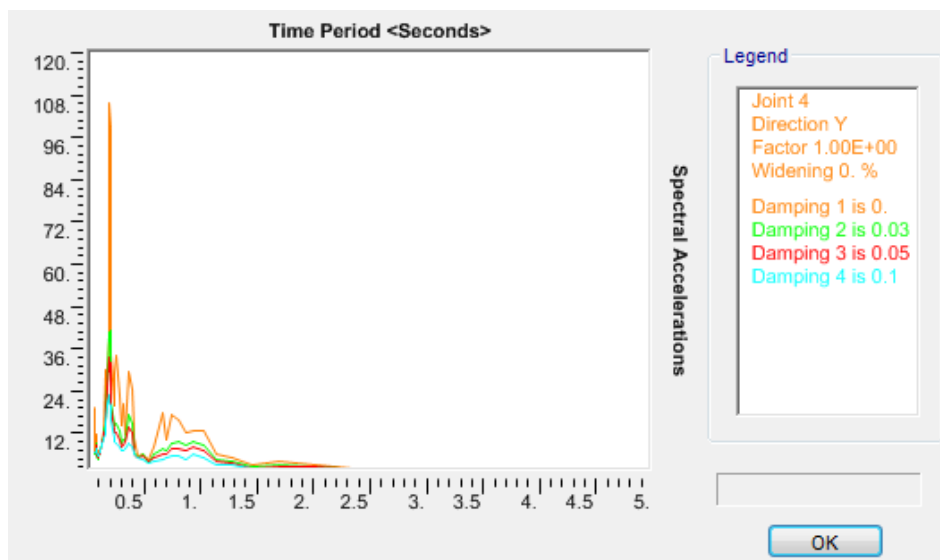


Figura 100 Aceleración espectral vs período, Pedernales (Y=Este-Oeste), estado actual

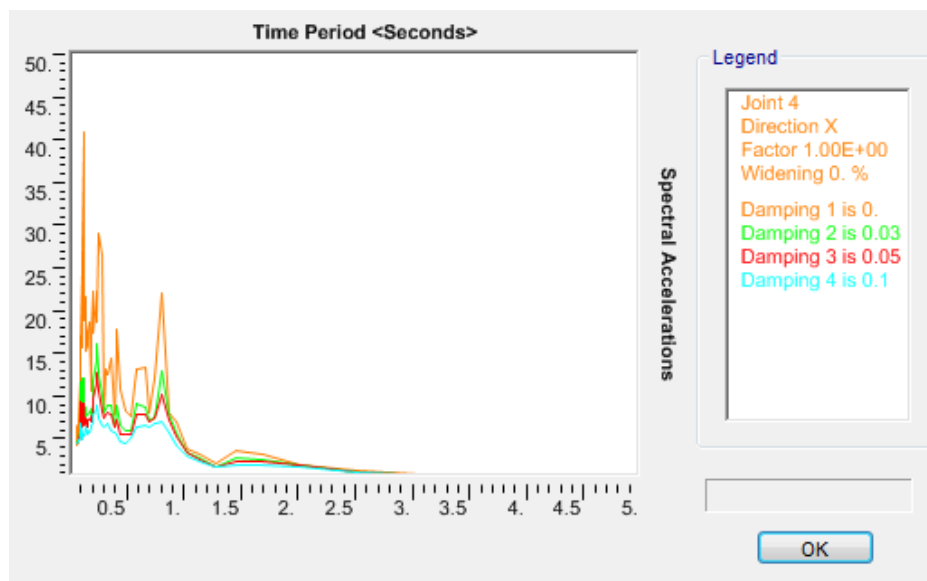


Figura 101 Aceleración espectral vs período, Pedernales (X=Norte-Sur), estado actual

Al comparar las figuras 100 y 99 observamos que el sismo en sentido NORTE-SUR en la dirección transversal de la estructura tiene un mayor valor de aceleración.

Al comparar las figuras 98 y 101 observamos que el sismo en sentido NORTE-SUR en la dirección longitudinal de la estructura tiene un mayor valor de aceleración.

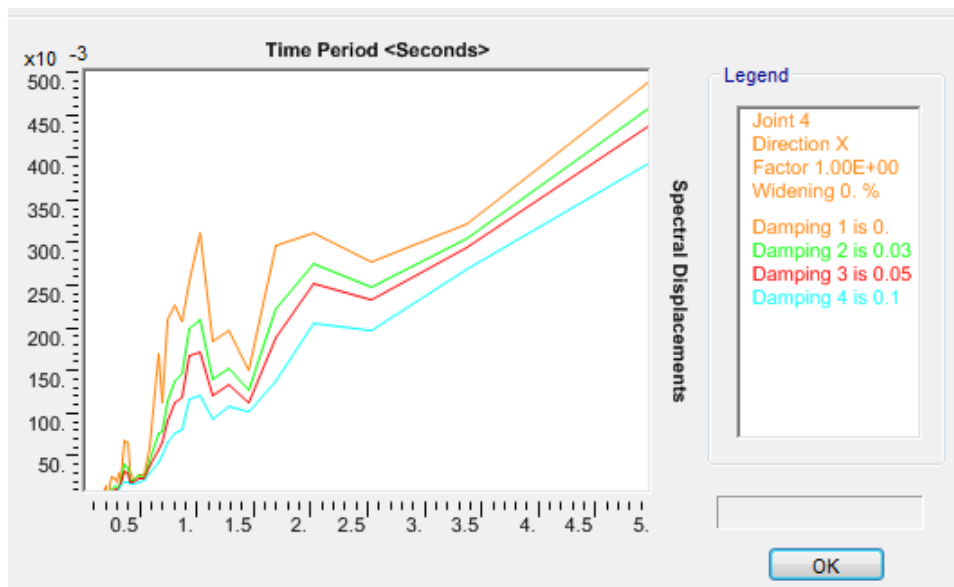


Figura 102 Desplazamiento espectral vs período, Pedernales (X=Este-Oeste), estado actual

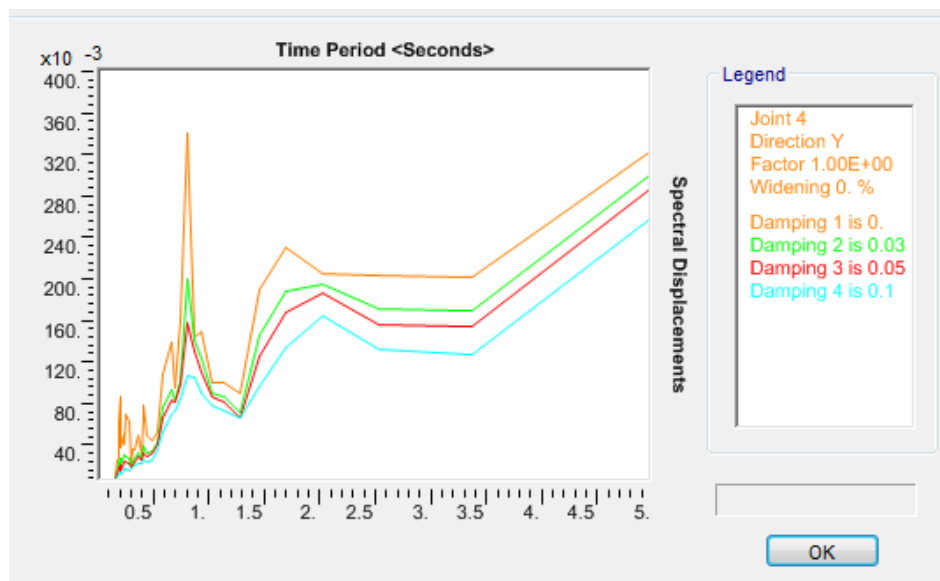


Figura 103 Desplazamiento espectral vs período, Pedernales (Y=Norte-Sur), estado actual

Los diferentes valores de desplazamiento espectral disminuyen a medida que aumenta el factor de amortiguamiento como se observa en las figuras 102 y 103. Los valores máximos de desplazamiento se deben a que la estructura entra en resonancia.

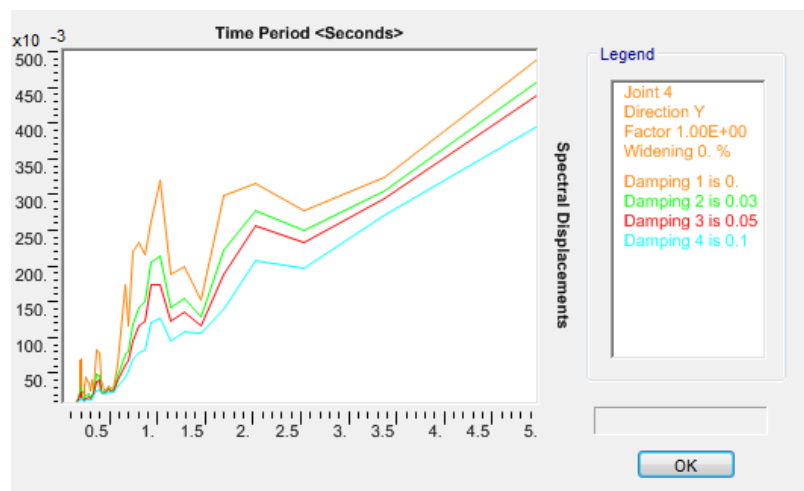


Figura 104 Desplazamiento espectral vs período, Pedernales (Y=Este-Oeste), estado actual

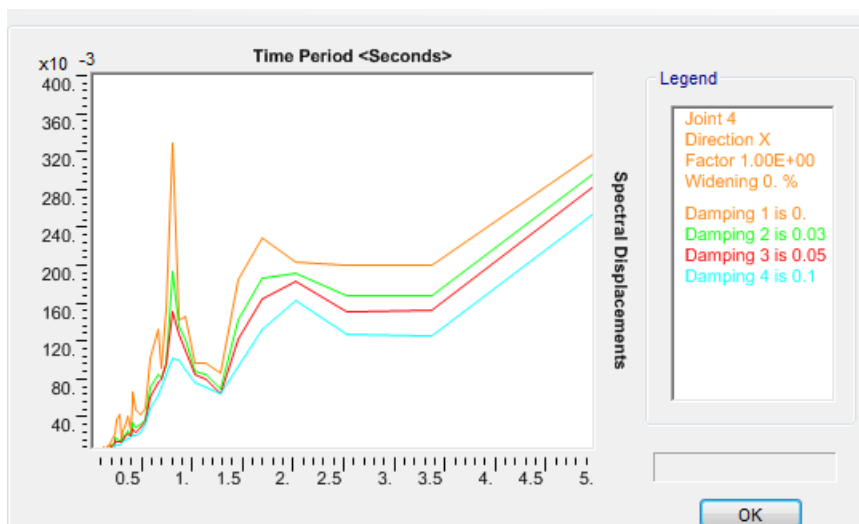


Figura 105 Desplazamiento espectral vs período, Pedernales (X=Norte-Sur), estado actual

Al comparar las figuras 104 y 103 observamos que el sismo en sentido NORTE-SUR en la dirección transversal de la estructura tiene un mayor valor de desplazamiento y la resonancia se produce en un periodo de 0.8 segundos.

Al comparar las figuras 105 y 102 observamos que el sismo en sentido NORTE-SUR en la dirección longitudinal de la estructura tiene un mayor valor de desplazamiento y la resonancia se produce en un periodo de 0.8 segundos.

4.1.2. Estado tensado

4.1.2.1. Carga muerta

1) Deflexiones en el tablero

El siguiente análisis es para un modelo en el cual suponemos que los cables estas tensados con la fuerza que deberían tener al realizar el análisis de cargas, en este caso solo por carga muerta, en la figura 106 se puede observar la deformación general de toda la estructura y en la figura 107 el valor de 5mm de deformación en la viga transversal que es soportada por el segundo cable. Si comparamos los valores de la figura 107 y 79 observamos que existe una amplia diferencia, por lo tanto, el tensado de los cables baja significativamente las deflexiones en las vigas.

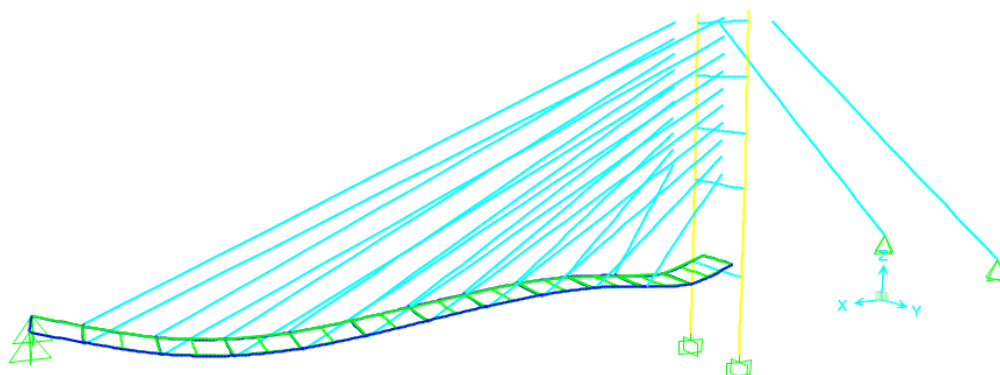


Figura 106 Deformación por carga muerta de la estructura, estado tensado.

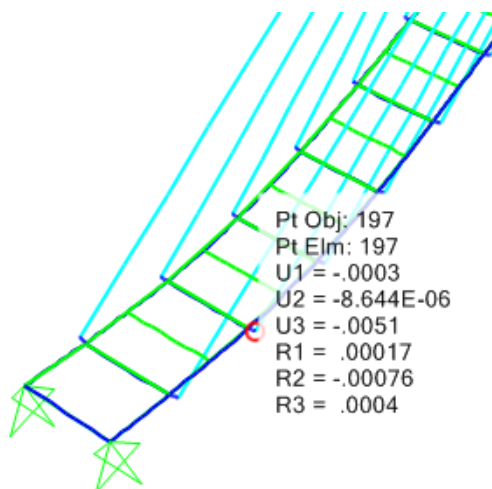


Figura 107 Deformación en viga del segundo cable, estado tensado

2) Cortante y momento en vigas de acero

En este análisis se observa el comportamiento de las vigas 186 y 166 en la tabla 100, una vez que se obtiene el tensado de los cables en este caso solo por análisis de cargas muertas, si realizamos una comparación con las tablas 91 y 92 observamos que cambia el comportamiento de las cargas, en la viga longitudinal el momento se reduce en un 90.79% y el cortante en un 66.15%, y en la viga transversal el momento se aumenta un 76.44% y el cortante en un 76.14%.

Tabla 100*Valores de cargas en elementos 186 y 166, carga muerta, estado tensado*

Elemento	Axial [T]	Momento Max [T-m]	Cortante [T]
166	6.16	0.44	0.22
186	0.099	0.4	1.61

Tabla 101*Comportamiento de vigas transversales, carga muerta, estado tensado (5 primeros cables)*

Elemento	Momento Max [T-m]	Cortante [T]
185	0.38	1.52
186	0.4	1.61
187	0.42	1.69
188	0.43	1.74
189	0.44	1.77

Tabla 102*Comportamiento de vigas longitudinales, carga muerta, estado tensado (5 primeros cables)*

Elemento	Momento Max [T-m]	Cortante [T]
167	0.11	0.11
166	0.44	0.22
165	0.5	0.1
164	0.45	0.05
163	0.27	0.04

En la tabla 101 se puede apreciar que los momentos de las vigas transversales tienen un comportamiento similar, en cambio en la tabla 102 se puede observar que los elementos se comportan de manera irregular en cuanto a valores de momentos y cortantes. Si comparamos las tablas 94 y 102 observaremos que los momentos en la tabla 102 se reducen significativamente lo que quiere decir que están trabajando las vigas transversales, repartiendo sus cargas a los cables, mientras que en la tabla 94 están trabajando las vigas longitudinales.

4.1.2.2. Carga muerta más carga viva

1) Deflexiones en el tablero

En este análisis, vemos el comportamiento de los elementos estructurales sometidos a la una carga viva además de las cargas muertas, aplicando las cargas calculadas a los cables, con lo cual se obtiene una deformación general de la estructura que podemos observar en la figura 108 y en la figura 109 vemos el valor de 3.9 cm, que representa la deformación en ese punto.

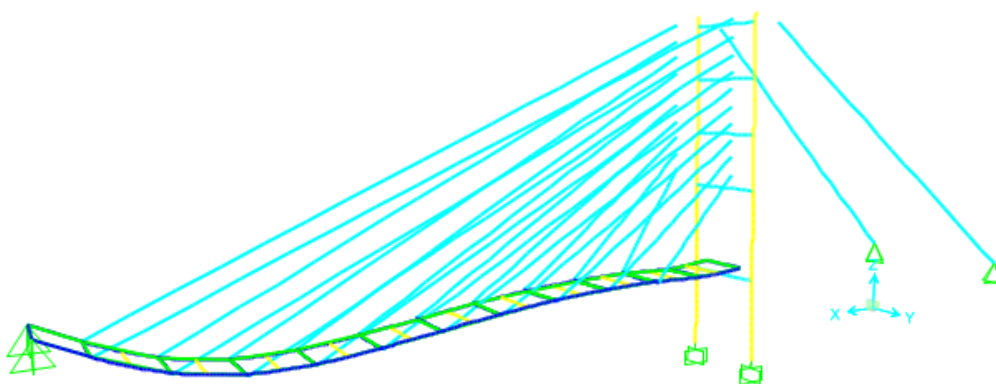


Figura 108 Deformación por carga muerta más viva de la estructura, estado tensado

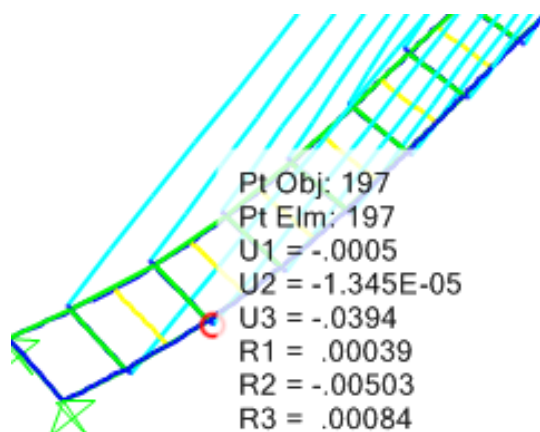


Figura 109 Deformación en viga del segundo cable por carga viva más carga muerta, estado tensado

2) Cortante y momento en vigas de acero

En este análisis se vuelven a estudiar las vigas 166 y 186, pero se observa la variación en carga que poseen una vez que se aplica la nueva combinación que corresponde a la carga viva más carga muerta, las cargas se pueden apreciar en la tabla 103, pero esta vez para el estado en que los cables tienen tensión; se puede observar que los valores de cargas del elemento 166 cambian significativamente respecto a la aplicación de solo cargas muertas, mientras que la viga 186 no cambia mucho en valor absoluto de cargas pero si en comportamiento debido a que ahora la carga axial es negativa.

Tabla 103

Valores de cargas para vigas 186 y 166, carga muerta más viva, estado tensado

Elemento	Axial [T]	Momento Max [T-m]	Cortante [T]
166	9.12	4.18	0.42
186	-0.44	0.86	3.47

El tensado de los cables mejora significativamente el comportamiento estructural de las vigas de acero debido a que reduce considerablemente los momentos aplicados a estas, el comportamiento del estado actual del puente demanda un mayor esfuerzo sobre

las vigas longitudinales, mientras que las vigas transversales trabajan mejor frente al estado tensado del puente debido a que las cargas son absorbidas por los cables.

3) Carga de viento

Tabla 104

Análisis de cargas de viento, estado tensado

CABLE LADO IZQUIERDO	Axial [T]
1	8.36
2	7.6
3	6.76
4	5.87
5	5.05

4.1.2.3. Análisis modal

Tabla 105

Modos de vibración estado tensado

Caja de salida	pasos	Numero de pasos	Periodo [seg]	UX %	UY %	UZ %
Modal	Modo	1	0.371	0.02380000	0.00000001	7.61930000
Modal	Modo	2	0.282	0.00000000	0.03270000	0.00000029
Modal	Modo	3	0.249	0.00360000	0.00000001	1.21730000
Modal	Modo	4	0.193	0.00000000	0.00004886	0.00000008
Modal	Modo	5	0.173	0.01230000	0.00000001	2.93740000
Modal	Modo	6	0.158	0.00000077	89.27110000	0.00000001
Modal	Modo	7	0.141	0.00000000	0.03770000	0.00000024
Modal	Modo	8	0.135	0.00240000	0.00000000	1.80080000
Modal	Modo	9	0.113	0.00000004	0.00088810	0.00000010
Modal	Modo	10	0.111	0.00055790	0.00000000	0.61700000
Modal	Modo	11	0.103	0.00000022	0.07520000	0.00000000
Modal	Modo	12	0.096	0.00000001	0.00013790	0.00000000

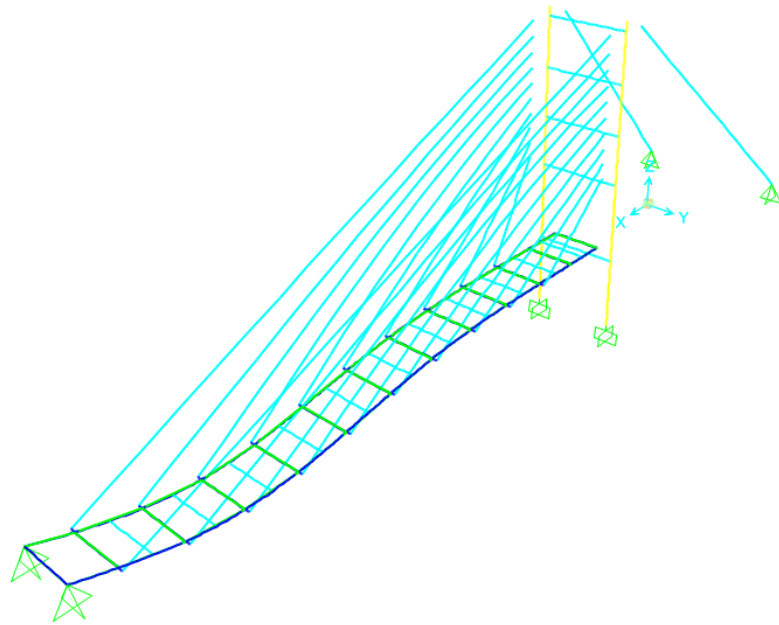


Figura 110 Primer modo de vibración, estado tensado

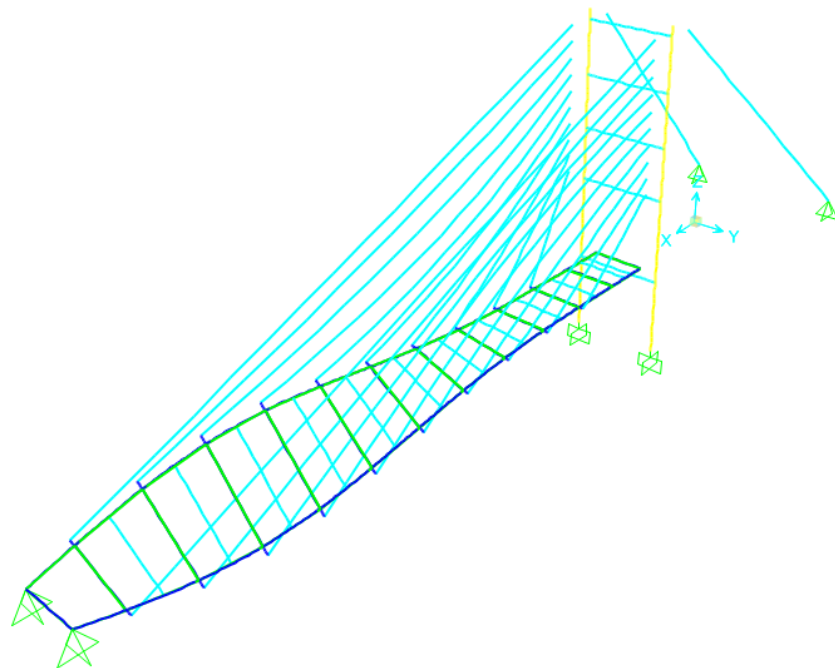


Figura 111 Segundo modo de vibración, estado tensado

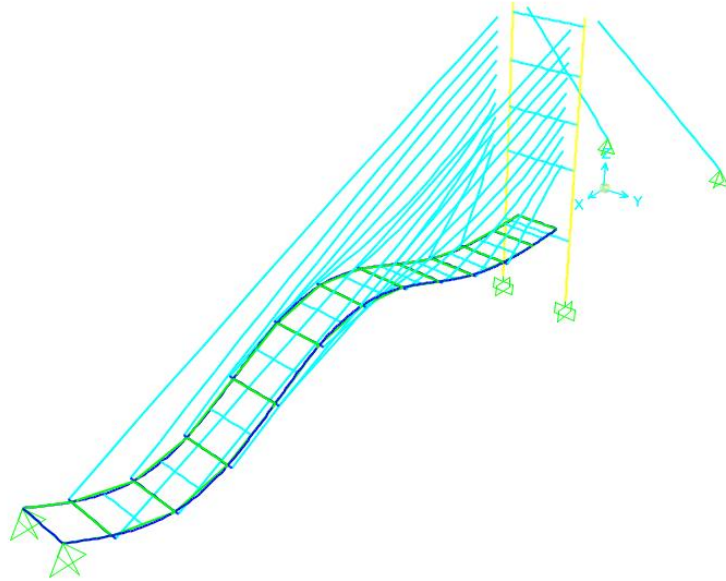


Figura 112 Tercer modo de vibración, estado tensado

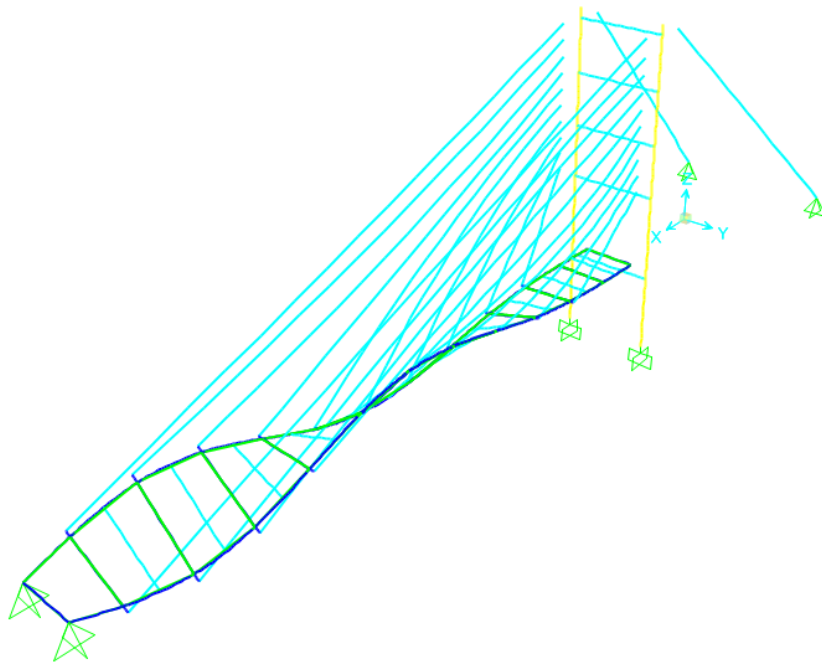


Figura 113 Cuarto modo de vibración, estado tensado

4.1.2.4. Análisis Estático lineal y no lineal

1) Estático lineal

Para este análisis se toma en cuenta la envolvente que contiene las combinaciones de cargas de la normativa vigente usada en el desarrollo de este proyecto, los elementos a estudiar se presentan en la tabla 106, tomando en cuenta que corresponde a las cargas aplicadas al estado tensado del puente.

Tabla 106

Análisis de combinaciones de cargas, estado tensado del puente

ESTADO TENSADO				
ELEMENTO		AXIAL [T]	MOMENTO [T-m]	CORTANTE [T]
VIGA TRANSVERSAL	166	15.98	6.62	0.6772
VIGA LONGITUDINAL	186	3.35	3.38	9.13
PILA	29	-414.91	-247.32	-58.52
VIGA UNION PILAS	18	-71.7157	-72.218	-77.667

En la tabla 106 podemos observar que en el estado tensado del puente cambia el comportamiento de las vigas de acero debido frente al estado actual, esto se debe al tensado que sufren los cables, sin embargo, las pilas, y las vigas de hormigón mantienen un comportamiento similar al estado actual del puente.

También se realiza un análisis de los desplazamientos de la estructura, para el sismo en sentido “x” en la figura 114 toma un valor de 1mm, y para el sentido “y” en la figura 115 toma un valor de 3.7 mm, que son valores aceptables que aseguran el buen desempeño de la estructura. Los resultados nos muestran que el estado de los cables del puente no afecta a la estructura de vigas y columnas de hormigón, debido a que presentan los mismos desplazamientos que el estado actual.

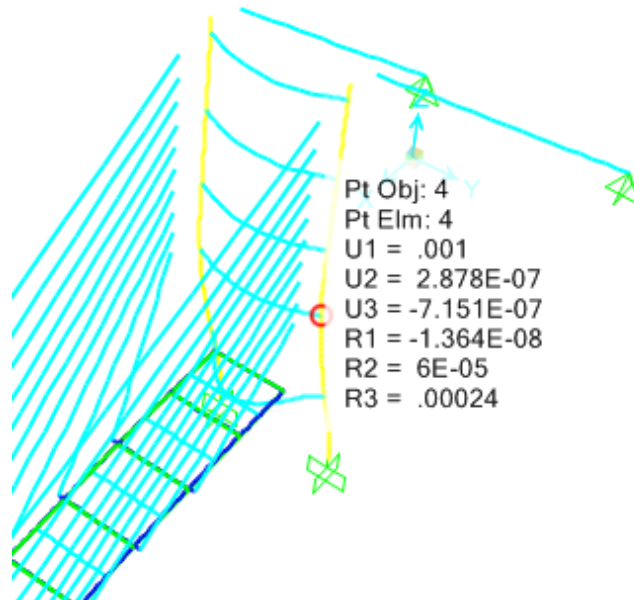


Figura 114 Desplazamiento producido por sismo x, estado tensado

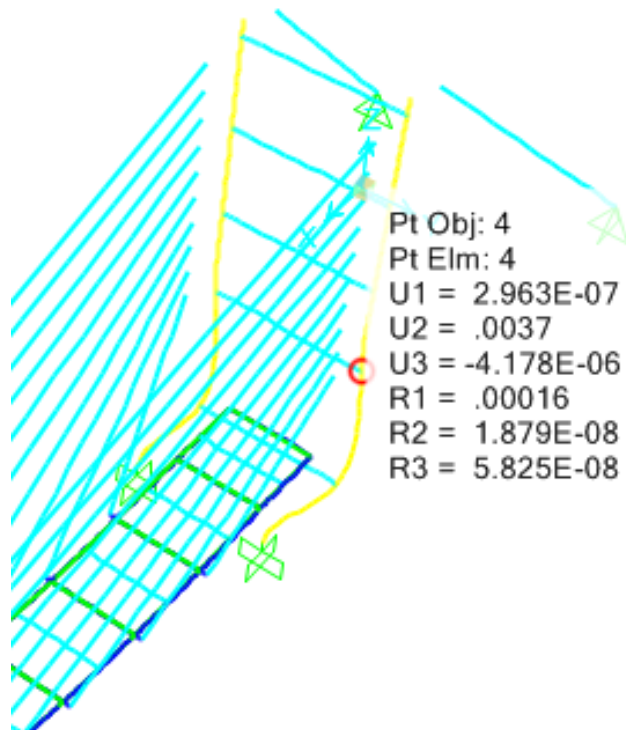


Figura 115 Desplazamiento producido por sismo y, estado tensado

2) Estático no lineal

Para el análisis estático no lineal se utiliza el método de Pushover, el programa CSI BRIDGE nos permite realizar este análisis para el estado tensado del puente, en el cual se observa un buen comportamiento por parte de las pilas debido a su gran sección, a continuación, se presentan en las figuras 116 y 117 donde se muestran las curvas de capacidad y en las figuras 118 y 119 se muestran las curvas demanda vs capacidad.

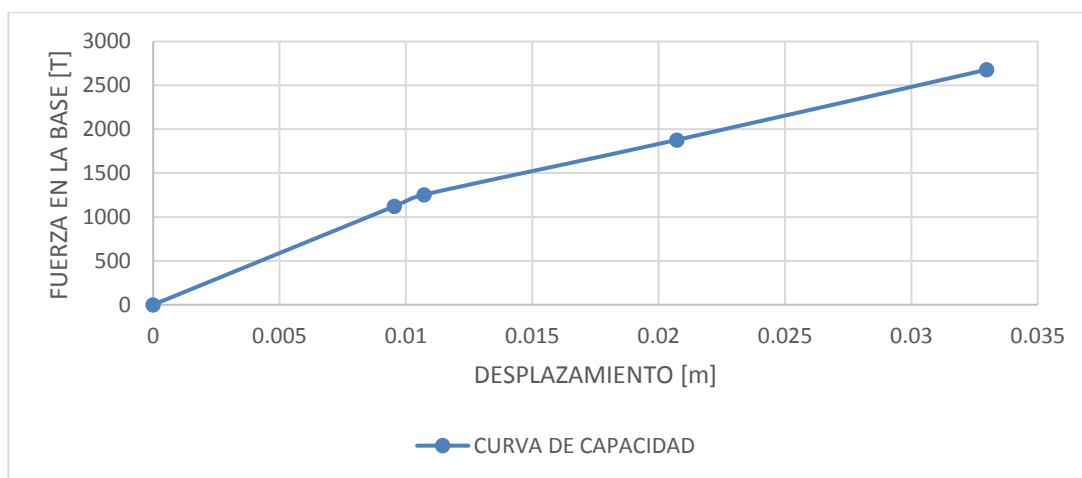


Figura 116 Curva capacidad sentido longitudinal, estado tensado

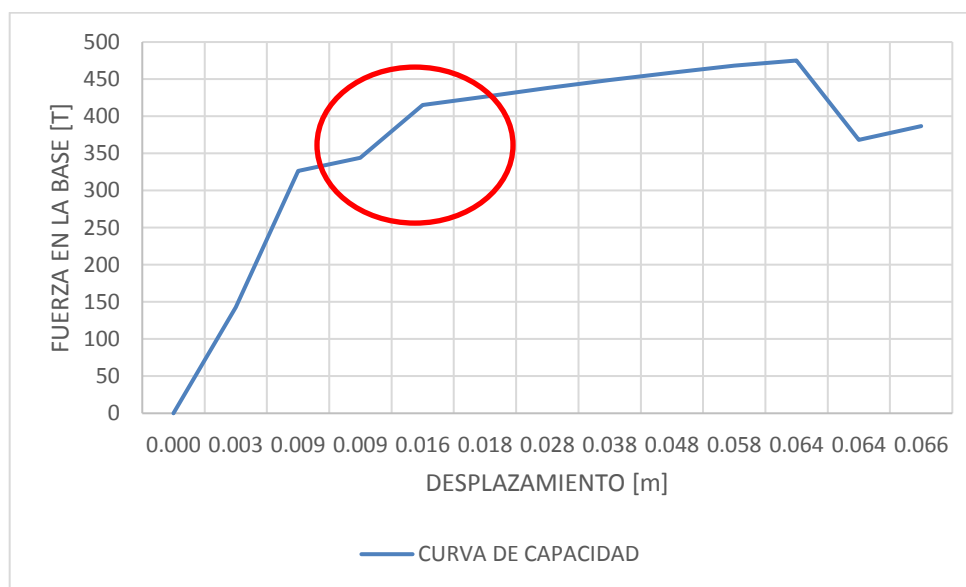


Figura 117 Curva capacidad sentido transversal, estado tensado

La curva en sentido transversal del estado tensado presenta un comportamiento bastante parecido al estado actual del puente, esto se debe a que la estructura de hormigón no se ve afectada de una manera importante por el tensado de los cables, por lo que la condición de paso al estado de inmediatamente ocupacional se produce casi en el mismo valor de desplazamiento con una variación de mm.

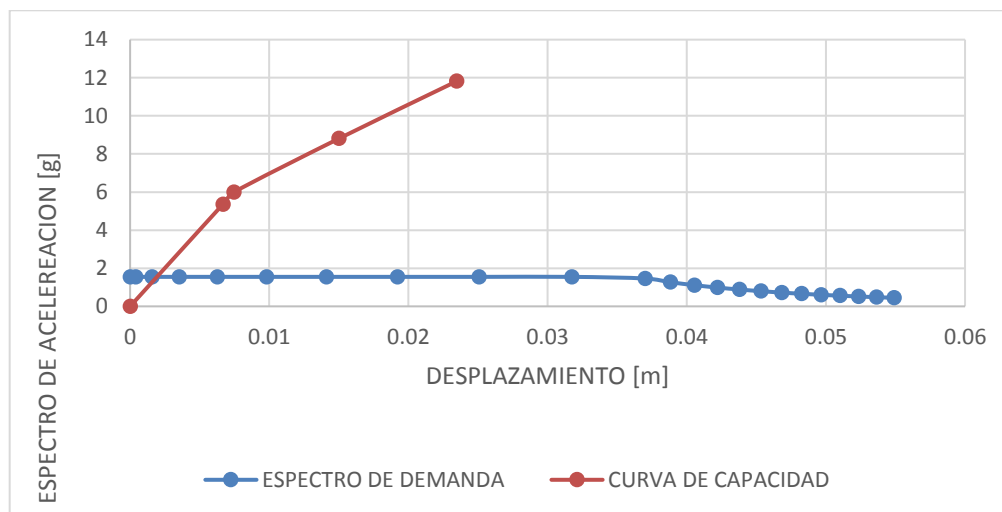


Figura 118 Curva demanda vs capacidad sentido longitudinal, estado tensado

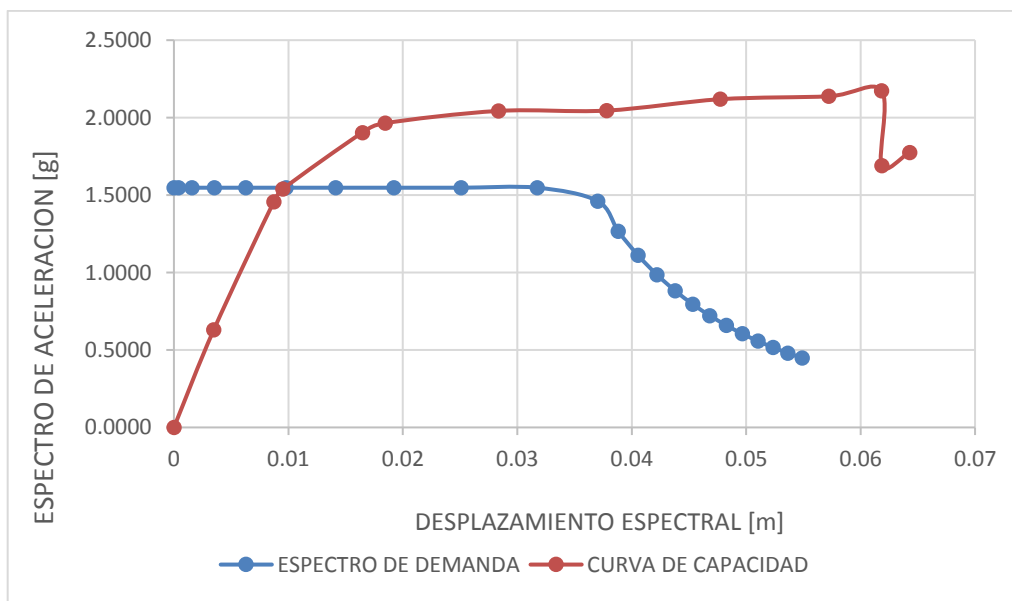


Figura 119 Curva demanda vs capacidad sentido transversal, estado tensado

En las figuras 118 y 119 se puede apreciar el comportamiento entre la curva longitudinal y transversal, así mismo vemos que el comportamiento es parecido al estado actual del puente, cuya pequeña variación la encontramos en la tabla 107.

Tabla 107

Ubicación de puntos de desempeño, estado tensado

	Sd [m]	Sa [g]
ACTUAL X	0.0017	1.54
ACTUAL Y	0.009	1.54

4.1.2.5. Análisis dinámico elástico

Para realizar este análisis se toma en consideración, los registros de los sismos ocurridos en Manta, Pedernales y un registro de las EPN. En las figuras de la 120 a la 127 observamos las diferentes respuestas alcanzadas por la estructura en el punto de análisis, que corresponde a la unión de las columnas y la segunda viga. Los comportamientos de las curvas son parecidos a los explicados en el estado actual del puente.

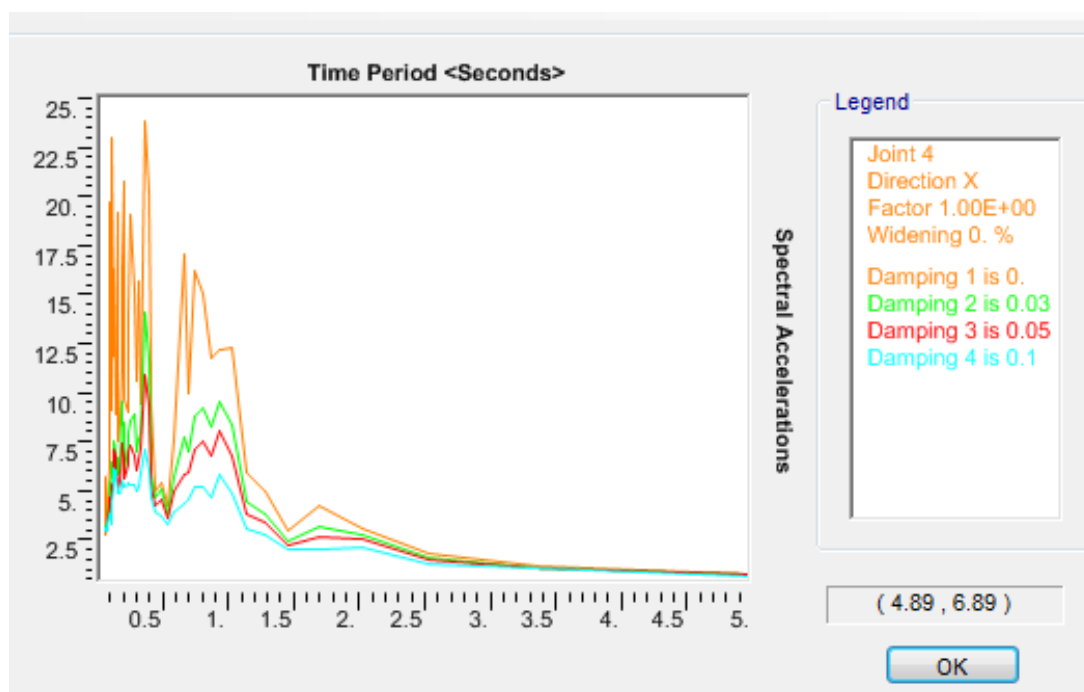


Figura 120 Aceleración espectral vs período, Pedernales (X=Este-Oeste), estado tensado

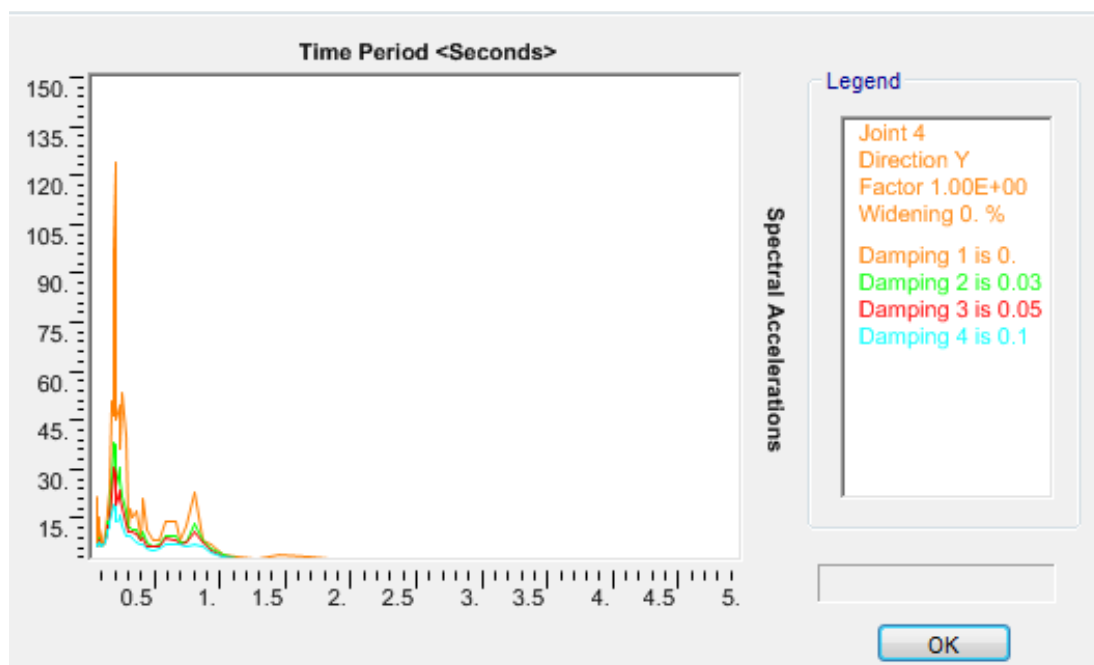


Figura 121 Aceleración espectral vs período, Pedernales (Y=Norte-Sur), estado tensado

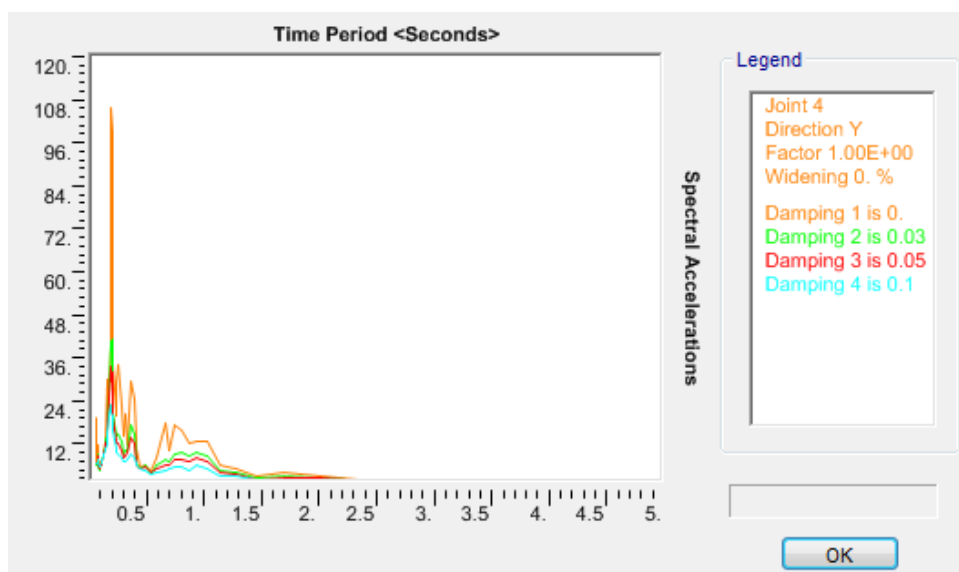


Figura 122 Aceleración espectral vs período, Pedernales (Y=Este-Oeste), estado tensado

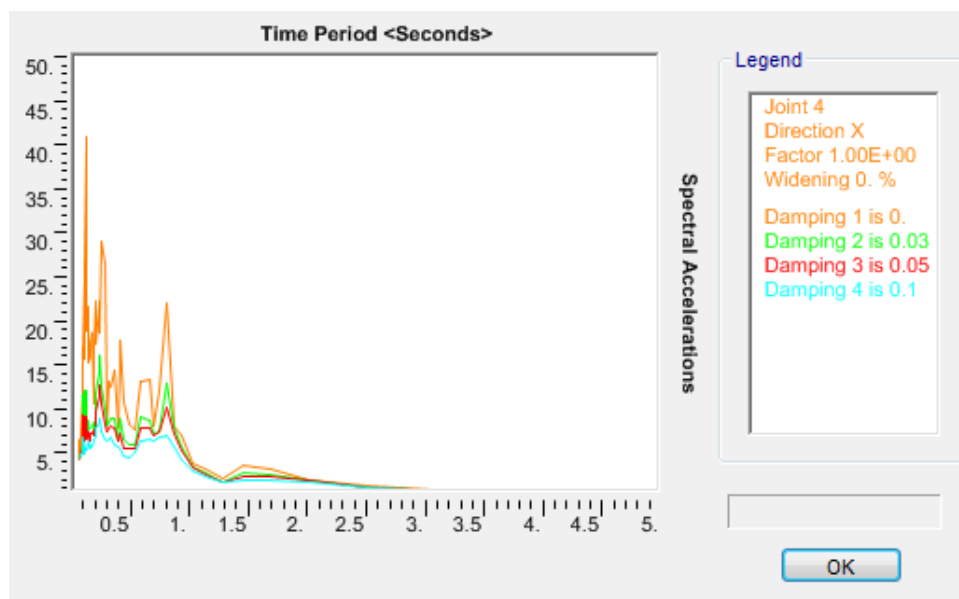


Figura 123 Aceleración espectral vs período, Pedernales (X=Norte-Sur), estado tensado

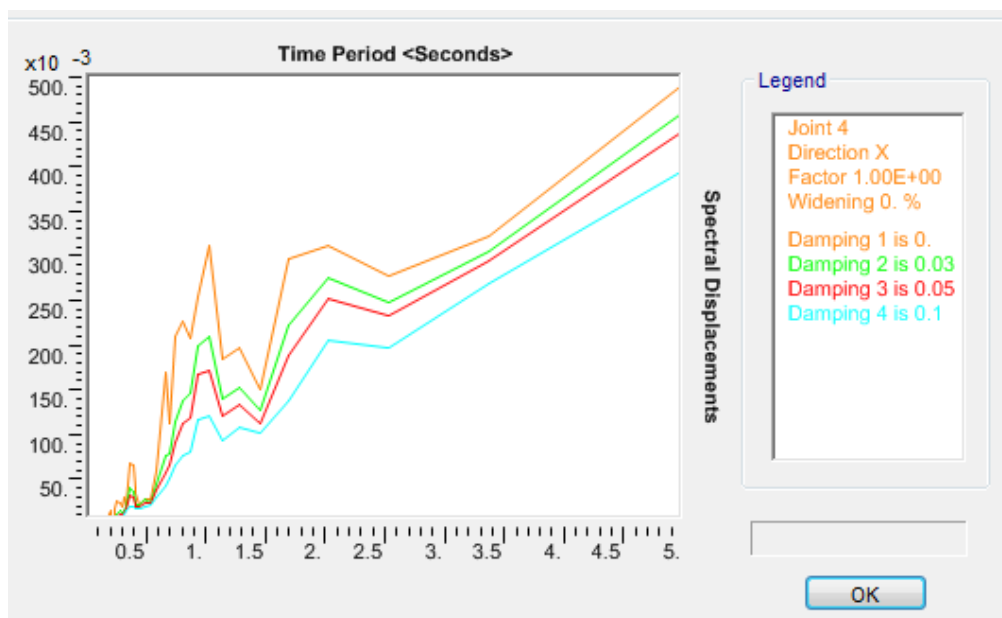


Figura 124 Desplazamiento espectral vs período, Pedernales (X=Este-Oeste), estado tensado

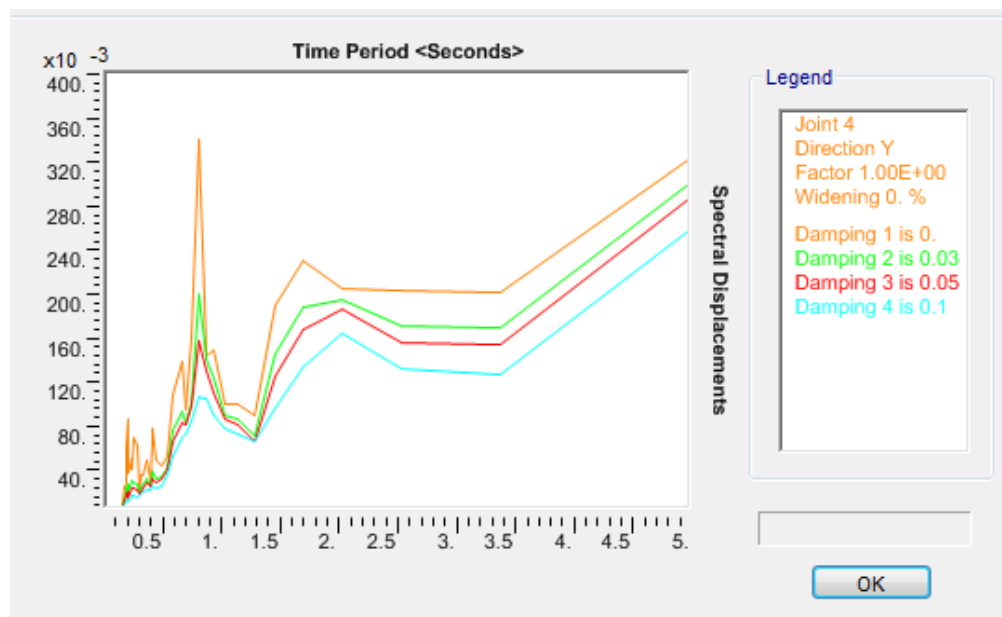


Figura 125 Desplazamiento espectral vs período, Pedernales (Y=Norte-Sur), estado tensado

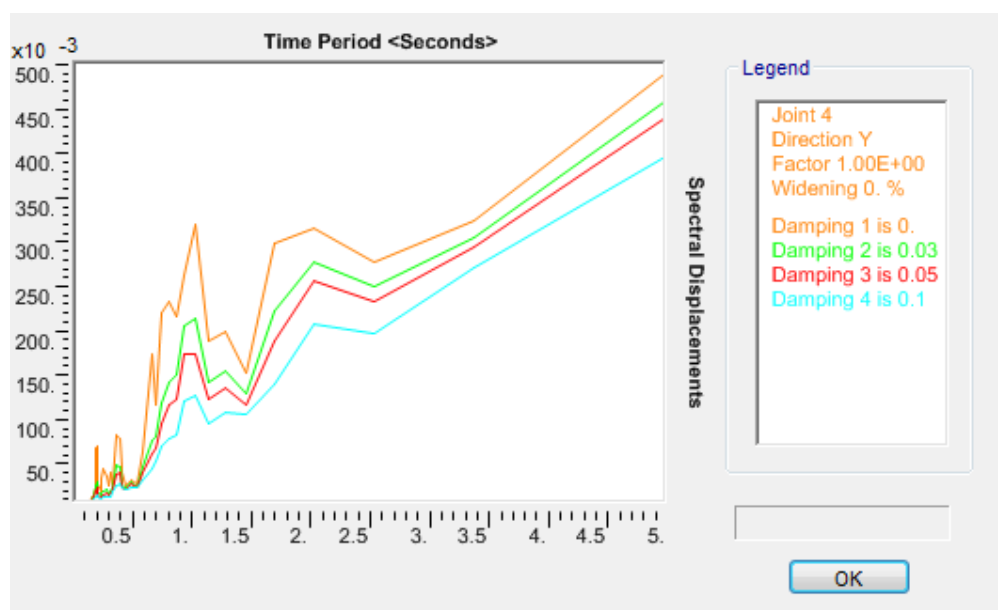


Figura 126 Desplazamiento espectral vs período, Pedernales (Y=Este-Oeste), estado tensado

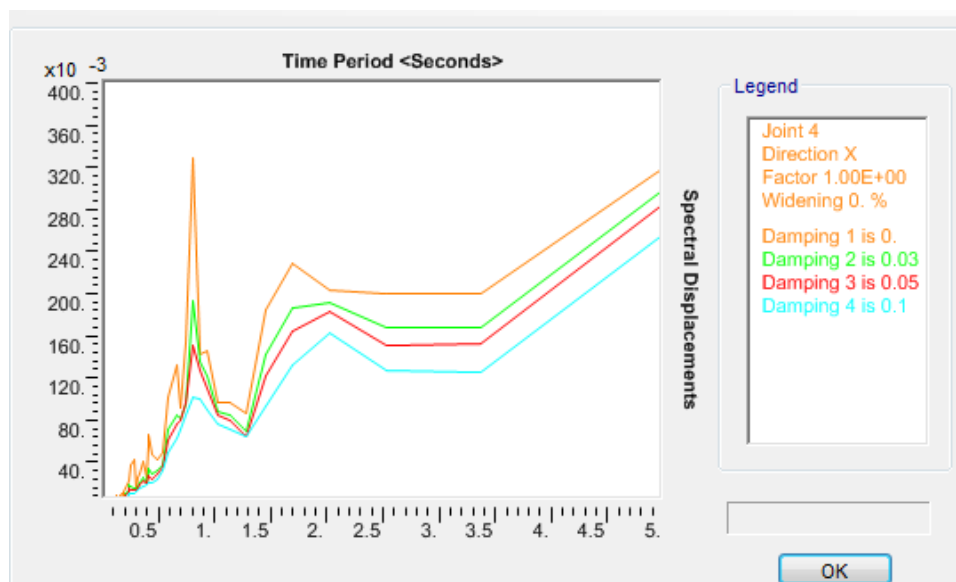


Figura 127 Desplazamiento espectral vs período, Pedernales (X=Norte-Sur), estado tensado

4.2. Análisis por desempeño

Para el análisis de desempeño se considera el sismo de 2500 años, se realiza la comparación de la curva de capacidad vs demanda con el nuevo espectro elástico, en las figuras 128 y 129 se puede observar los resultados en el sentido longitudinal y transversal. En la tabla 108 se puede observar los puntos de desempeño de la curva los cuales poseen valores mayores de desplazamiento frente al espectro elástico de 2500 años. En comparación con las curvas obtenidas en los estados actual y tensado del puente podemos observar que en este caso los desplazamientos son mayores, con lo cual podemos asegurar que la presencia de un sismo de estas características representaría un gran daño en nuestra estructura.

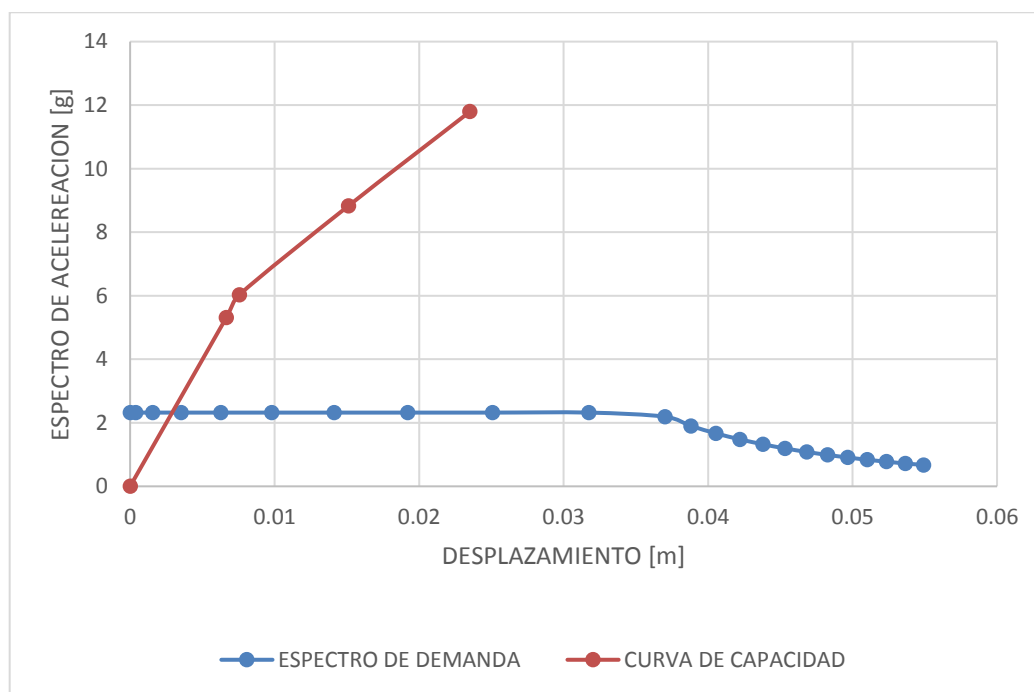


Figura 128 Curva demanda vs capacidad, 2500 años en sentido longitudinal, estado actual

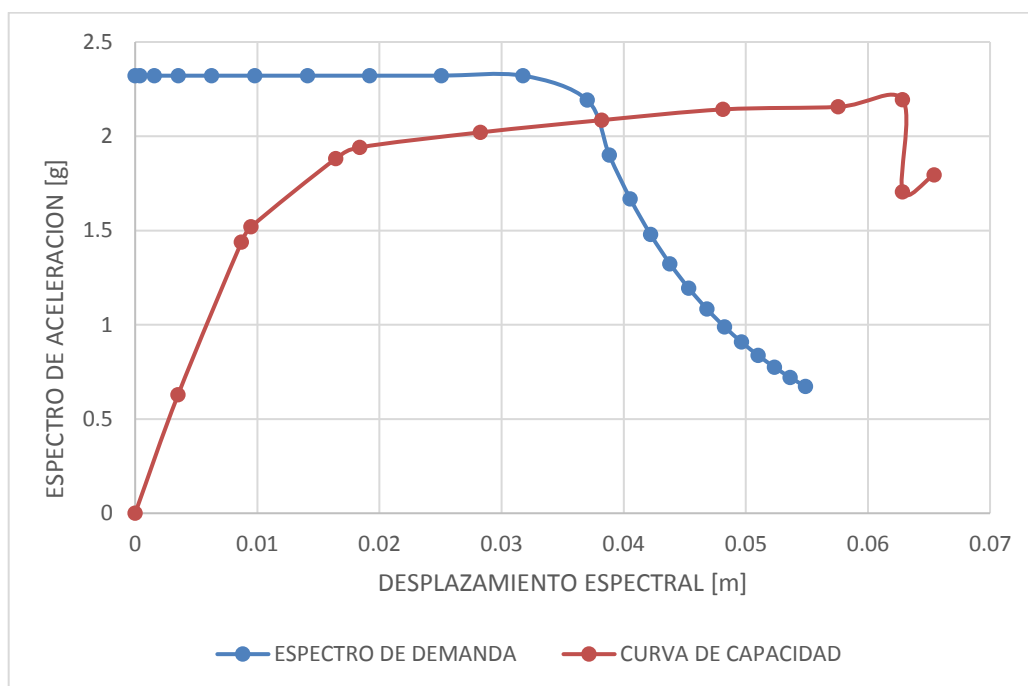


Figura 129 Curva demanda vs capacidad, 2500 años en sentido transversal, estado actual

Tabla 108

Ubicación de puntos de desempeño, análisis para 2500 años

	Sd [m]	Sa [g]
ACTUAL X	0.003	2.32
ACTUAL Y	0.038	2.05

5. REFORZAMIENTO

5.1. Propuestas de retensado de los cables

Para el proceso de retensado de los cables se ha realizado un paso a paso, utilizando el programa CSI Bridge, con el cual vamos observando el comportamiento del puente mientras se realiza el proceso. A continuación, se presenta el retensado, y los análisis de precios unitarios, basados en dicho asunto.

Tabla 109*Proceso de retensado de cables*

PROCESO DE RETENSADO DE CABLES	
PROCEDIMIENTO	OBSERVACIONES
1 SE COLOCA LOS GATOS HIDRAULICOS EN LA POSICIÓN DE LOS PRIMEROS CABLES	COLOCACION DE ANDAMIOS
2 SE PROCEDE A REALIZAR EL SISTEMA DE TENSADO DE LOS PRIMEROS CABLES	METODO DE GRAPAS O CAMBIO DE TEMPLADOR
3 SE COLOCA LOS GATOS HIDRAULICOS EN LA POSICIÓN DE LOS SEGUNDOS CABLES	COLOCACION DE ANDAMIOS
4 SE PROCEDE A REALIZAR EL SISTEMA DE TENSADO DE LOS SEGUNDOS CABLES	METODO DE GRAPAS O CAMBIO DE TEMPLADOR
5 SE COLOCA LOS GATOS HIDRAULICOS EN LA POSICIÓN DE LOS TERCEROS CABLES	COLOCACION DE ANDAMIOS
6 SE PROCEDE A REALIZAR EL SISTEMA DE TENSADO DE LOS TERCEROS CABLES	METODO DE GRAPAS O CAMBIO DE TEMPLADOR
7 SE COLOCA LOS GATOS HIDRAULICOS EN LA POSICIÓN DE LOS CUARTOS CABLES	COLOCACION DE ANDAMIOS
8 SE PROCEDE A REALIZAR EL SISTEMA DE TENSADO DE LOS CUARTOS CABLES	METODO DE GRAPAS O CAMBIO DE TEMPLADOR
9 SE COLOCA LOS GATOS HIDRAULICOS EN LA POSICIÓN DEL QUINTO CABLE LADO DERECHO DEL PUENTE	COLOCACION DE ANDAMIOS
10 SE PROCEDE A REALIZAR EL SISTEMA DE TENSADO DEL QUINTO CABLE LADO DERECHO DEL PUENTE	METODO DE GRAPAS O CAMBIO DE TEMPLADOR

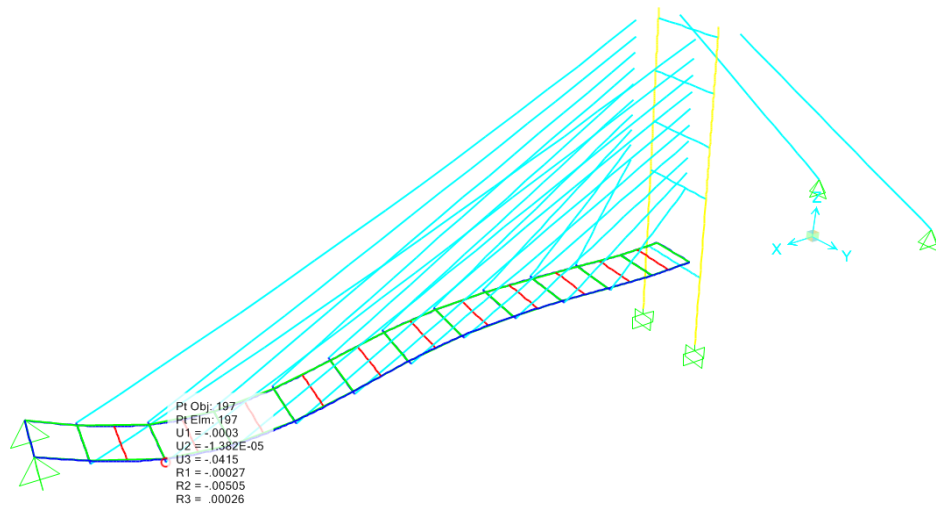


Figura 130 Valor de deformación en tablero (4.15 cm), estado actual

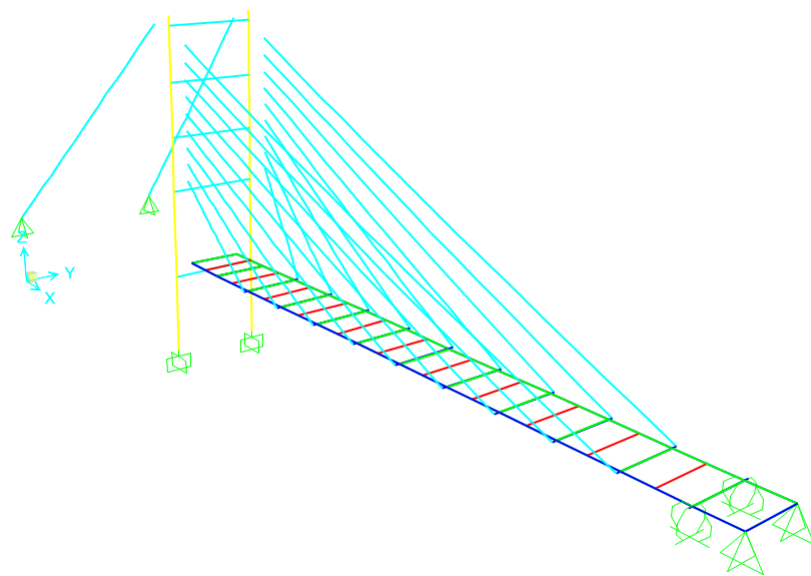


Figura 131 Colocación de gatos y retiro de los primeros cables.

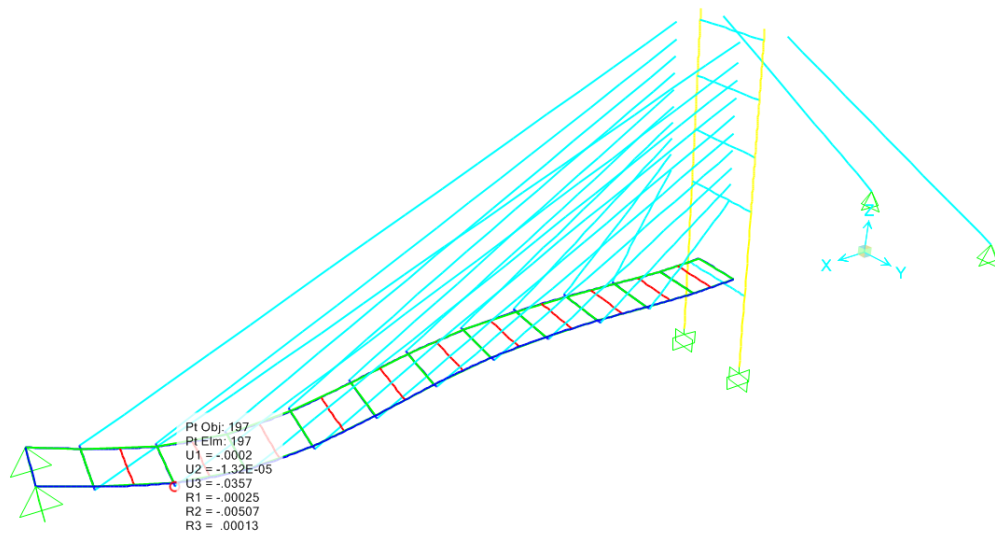


Figura 132 Deformaciones con primeros cables tensados.

En la figura 128 podemos observar que la deformación del tablero disminuye 5.8 mm respecto al estado actual del puente, debido a que se ha tensado los primeros cables.

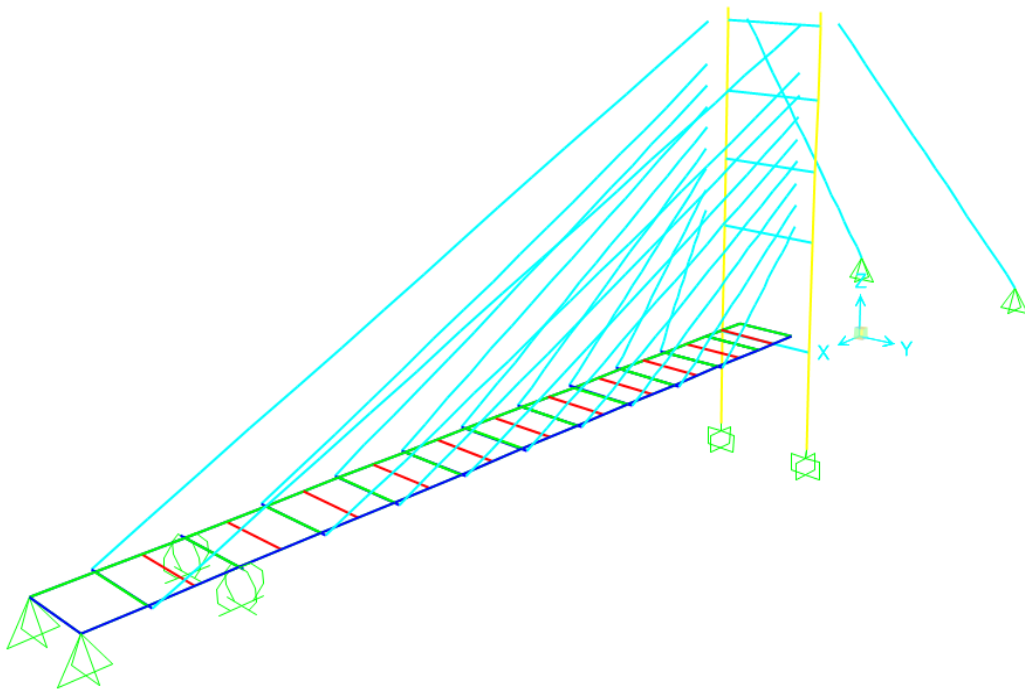


Figura 133 Colocación de gatos y retiro de los segundos cables.

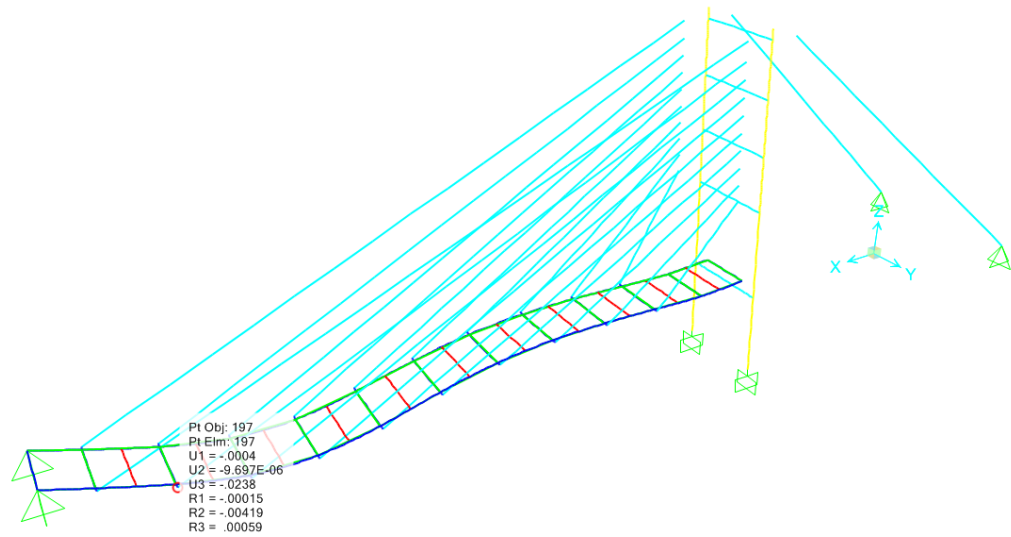


Figura 134 Deformaciones con segundos cables tensados.

En la figura 130 podemos observar que la deformación del tablero disminuye 17.7 mm respecto al estado actual del puente, debido a que se ha tensado los segundos cables.

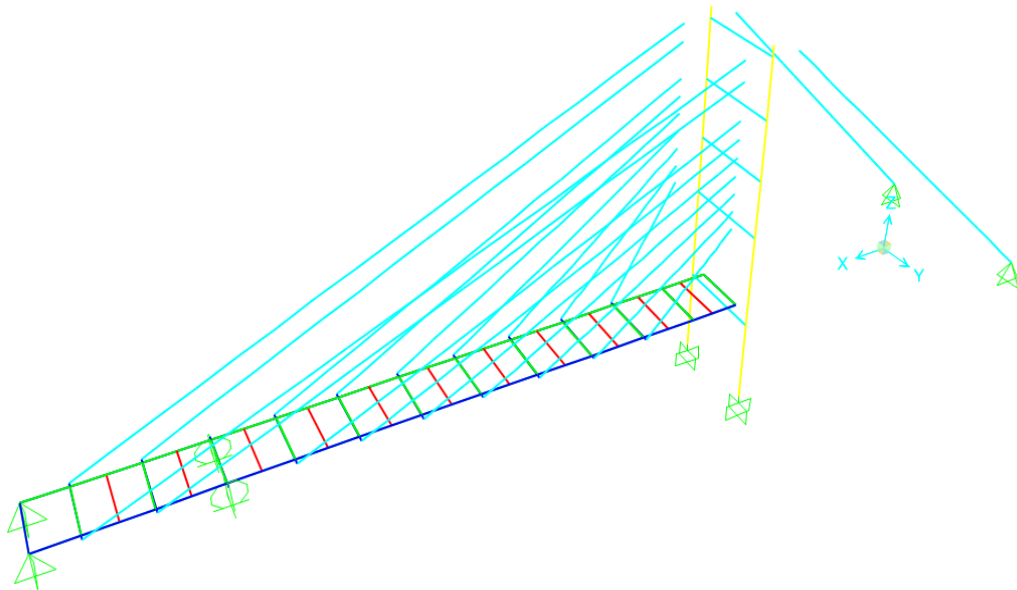


Figura 135 Colocación de gatos y retiro de los terceros cables

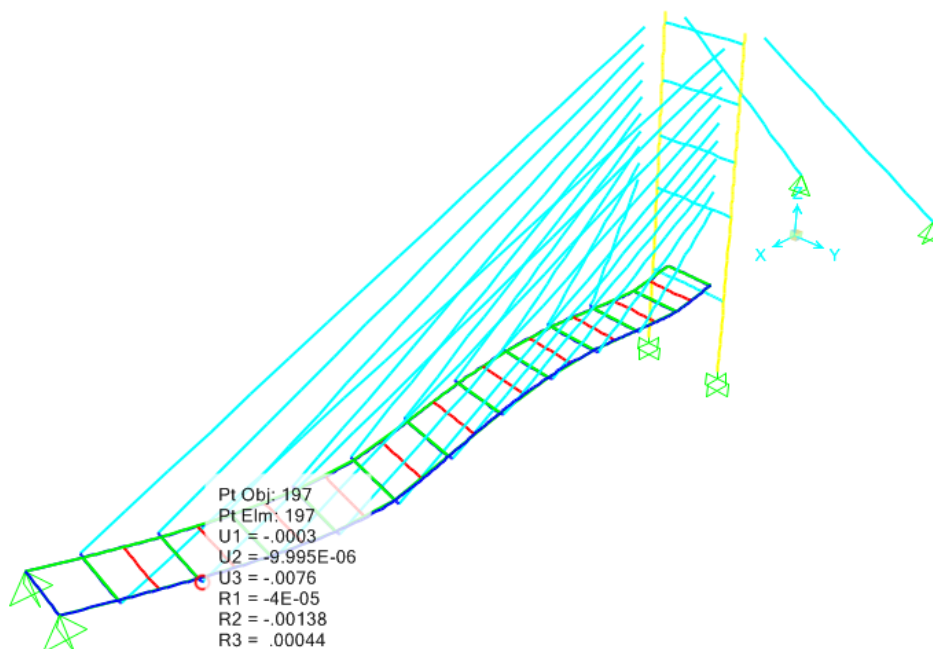


Figura 136 Deformaciones con terceros cables tensados

En la figura 132 podemos observar que la deformación del tablero disminuye 33.9 mm respecto al estado actual del puente, debido a que se ha tensado los terceros cables.

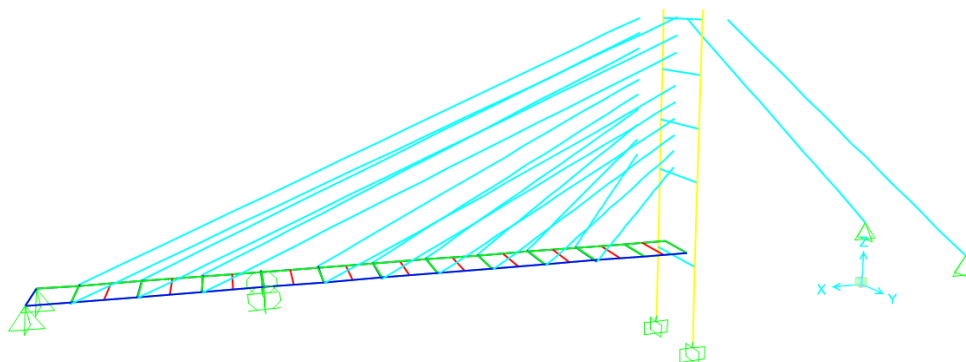


Figura 137 Colocación de gatos y retiro de los cuartos cables

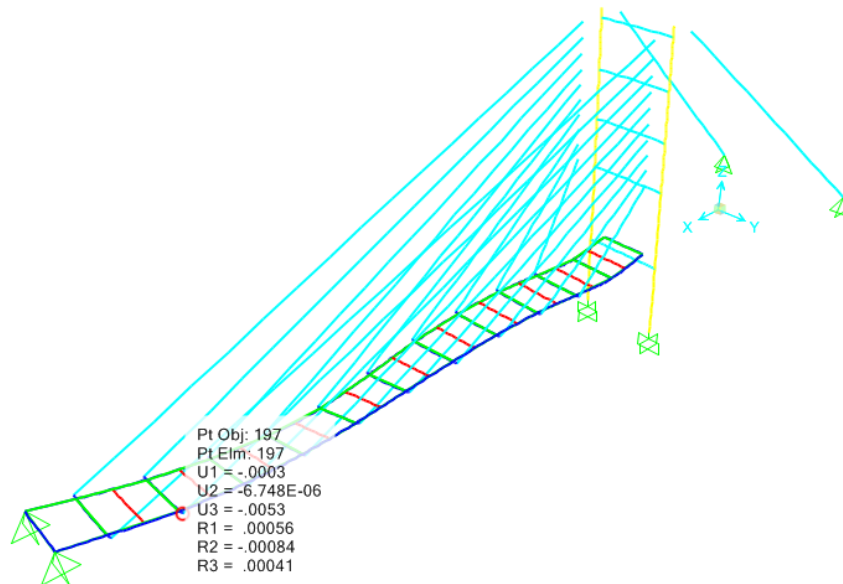


Figura 138 Deformaciones con cuartos cables tensados

En la figura 134 podemos observar que la deformación del tablero disminuye 36.2 mm respecto al estado actual del puente, debido a que se ha tensado los cuartos cables.

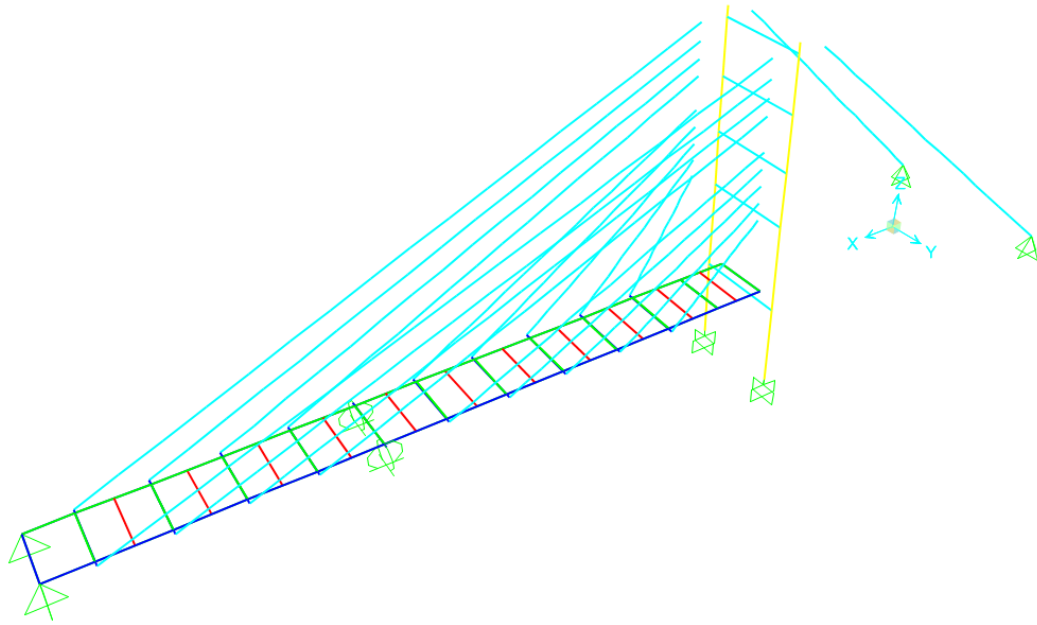


Figura 139 Colocación de gatos y retiro del quinto cable lado derecho

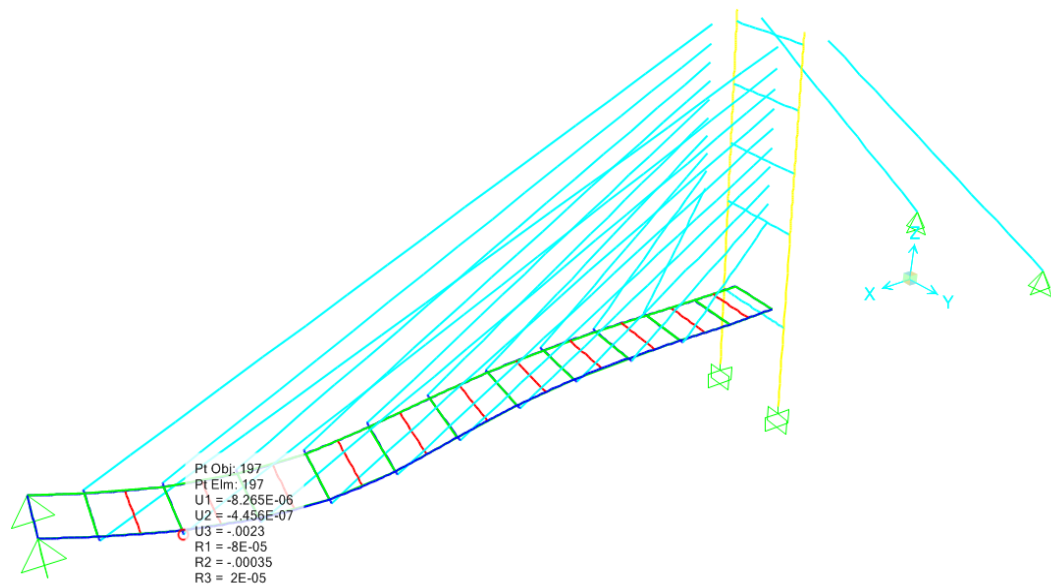


Figura 140 Deformaciones con quinto cable del lado derecho tensado

Tabla 110*Fuerza de tensado de cables*

FUERZAS DE TENSION EN CABLES		
	LADO DERECHO [T]	LADO IZQUIERDO [T]
CABLE 1	3.78	3.78
CABLE 2	3.68	3.68
CABLE 3	3.58	3.58
CABLE 4	3.45	3.45
CABLE 5	3.34	TENSADO

En la figura 140 observamos que al tensar los cables con las cargas explicadas en la tabla 110 se ha disminuido 4 cm de la deformación que tenía el puente en su estado actual con lo cual llegamos a reducir toda la deformación que presentaba el puente.

La primera propuesta de reforzamiento se refiere al retensado de los cables con la utilización de grapas, el método consiste que una vez colocados los gatos hidráulicos, se toma el cable, se retira la parte de la cuña que se encuentra en la parte del anclaje superior, y se conecta directamente con el templador con el uso de un guarda cables y la parte sobrante del cable se conecta con las grapas como se observa en la figura 141.



Figura 141 Guarda cables y grapas.

Fuente: (Qualityfix, 2012)

Tabla 111

Primera propuesta de reforzamiento

DESCRIPCIÓN DEL RUBRO				UNIDA	CANTIDA	P.	P.
				D	D	UNIT	TOTAL
OBRAS CIVILES							
1	A	OC-1	Cerramiento provisional del puente	ml	100	0.34	34.25
REFORZAMIENTO							
1	B	RF-1	Colocación de andamios	u	41	3.87	158.86
2	C	RF-2	Levantamiento de tablero con gatos hidráulicos	u	10	4.88	48.84
3	D	RF-3	Tensado de cables con grapas	u	10	19.88	198.82
4	E	RF-4	Equipo de Seguridad	u	8	36.48	291.86
DIRECCIÓN TÉCNICA Y SUPERVISIÓN							
1	A	DTS	Supervisión en obra y dirección técnica	global			100.00
	N	-1					0
MONTO TOTAL COSTO DIRECTO							832.62
% DE COSTOS INDIRECTOS							20%

CONTINÚA



COSTO DE INDIRECTOS	166.52
MONTO TOTAL DEL PROYECTO	999.15

La segunda propuesta de retensado de los cables es un poco más complicada y más cara, esta consiste en cambiar todo el sistema de templadores que posee actualmente el puente, para esto una vez que se colocan los gatos hidráulicos, solo se necesita retirar el cable de la cuña del anclaje superior, cortar el cable, volver a colocar la cuña y armar en nuevo sistema de anclaje con un templador mucho más grande, el anclaje quedaría exactamente igual al actual pero tenemos la posibilidad de que en un futuro si tenemos problemas de relajación y el cable pierde la capacidad de sostener cargas, volver a darle la tensión que necesita ajustando los templadores.

Tabla 112

Segunda propuesta de reforzamiento

DESCRIPCIÓN DEL RUBRO				UNIDA	CANTIDA	P.	P.
				D	D	UNIT	TOTAL
OBRAS CIVILES							
1	A	OC-1	Cerramiento provisional del puente	ml	100	0.34	34.25
REFORZAMIENTO							
1	B	RF-1	Colocación de andamios	u	41	3.87	158.86
2	C	RF-2	Levantamiento de tablero con gatos hidráulicos	u	10	4.88	48.84
3	D	RF-3	Tensado de cables cambiando templador	u	10	66.08	660.77
4	E	RF-4	Equipo de Seguridad	u	8	36.48	291.86
DIRECCIÓN TÉCNICA Y SUPERVISIÓN							
1	A	DTS	Supervisión en obra y dirección técnica	global			100.00
	N	-1					
MONTO TOTAL COSTO DIRECTO							1294.58
% DE COSTOS INDIRECTOS							20%
COSTO DE INDIRECTOS							258.92
MONTO TOTAL DEL PROYECTO							1553.50

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

- El puente peatonal de acceso frontal a la Universidad de las Fuerzas Armadas es de vital importancia para los estudiantes y demás personas que usan este medio debido a que es el único acceso seguro hacia la universidad desde la Urbanización “La Colina”
- El análisis del puente peatonal tiene como finalidad la de generar una sensación de seguridad para los estudiantes y demás personas que usan este medio.
- Las dificultades en la etapa de construcción del puente, así como sus años de funcionamiento obligan a la universidad a generar un análisis del puente, en donde podamos obtener resultados que obliguen a realizar un mantenimiento y reforzamiento de los elementos afectados.
- El exceso movimiento que visualmente se aprecia actualmente en el puente será vera disminuido a casi nulo, con el retensado de los cables en base al análisis y estudio presentado.
- La Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), nos obliga a cumplir estrictamente los pasos para los diferentes diseños estructurales, los cual nos permite obtener resultados que aseguran el buen comportamiento estructural del puente.
- Al recabar información sobre los diferentes elementos estructurales que forman parte del estudio del puente, ya sean estos elementos de hormigón armado o acero, nos aseguramos el buen comportamiento de los materiales y su resistencia, así también como su uso y aplicación a estructuras de este tipo.
- El estudio de la geometría del puente utilizando equipos de última tecnología representa una base fundamental dentro del análisis, debido a que se necesita obtener un modelo lo más cercano a la realidad para poder conseguir resultados reales que nos ayuden a dar solución a problemas estructurales.
- Los equipos de medición Trimble TX5 3D Laser Scanner y el Dron, fueron utilizados por primera vez para realizar un análisis geométrico en este tipo de

estructuras por lo cual se tuvieron que realizar varios ensayos, hasta obtener resultados que sean aceptables para el modelamiento de la geometría del puente.

- Para la generación de la nube de puntos se utilizaron computadoras de alta capacidad de procesamiento de datos, debido a que los resultados obtenidos generaban millones de datos para la conformación de la geometría del puente, tanto en el equipo Trimble TX5 3D Laser Scanner y el Dron.
- El ensayo de deformaciones de los cables nos da como resultado que los cables del puente que corresponden del primero al cuarto en el lado izquierdo y del primero al quinto en el lado derecho, no están absorbiendo ninguna sollicitación, las cargas están siendo repartidas hacia las vigas longitudinales del puente cambiando el comportamiento según su diseño. En cambio, los demás cables están recibiendo cargas a las cuales no fueron diseñados.
- Debido al comportamiento que actualmente sufre el puente se genera una sensación de inseguridad por parte de los peatones, esto se debe a que las secciones de los cables no cumplen con una sección mínima que asegure un factor de seguridad adecuado para soportar las sollicitaciones presentes en los elementos. Este factor de seguridad actualmente es de 1.7, cuando para el diseño de puentes se debería tener mínimo un factor de 5.
- Para el correcto análisis de las cargas de tensión y viento en los cables se debe trabajar en el programa CSI BRIDGE, con un estado de carga muerta “no lineal”, debido a que las cargas de tensión y de viento son cargas no lineales aplicadas a los cables.
- En el estado actual del puente observamos que el comportamiento de las vigas transversales correspondientes a los cables que no poseen tensión es casi nulo, debido a que los esfuerzos son absorbidos por las vigas longitudinales, lo cual genera un cambio en el comportamiento estructural.
- En el estado tensado del puente observamos que las vigas transversales poseen un comportamiento en el cual están sometidas a cargas de semejante magnitud, y en las vigas longitudinales observamos un cambio debido a que las cargas absorbidas

disminuyen en un 90% en momentos, y 66% en cortantes respecto al estado actual de análisis, lo cual genera la necesidad de retesar los cables.

- En los análisis de pushover tanto en el estado actual y tensado del puente podemos observar un comportamiento parecido, esto se debe a que la estructura del pilón se encuentra sobre dimensionada, y por la tanto es quien absorbe el mayor porcentaje de las fuerzas aplicadas para este análisis.
- Las cimentaciones de los elementos de hormigón armado no sufren daño o alteración alguna a su modelamiento original, debido a que el problema radica básicamente en los cables y las vigas de acero del puente.
- El análisis modal de la estructura en el estado actual presenta un valor de 0.4 para el primer modo de vibración de la estructura, en cambio en el estado tensado el valor del primer modo de vibración de la estructura es de 0.37, lo cual indica que el retesado de los cables afecta en la rigidez del puente mejorando su comportamiento estructural.
- En el análisis estático lineal para el estado actual del puente se observa desplazamientos en las uniones de vigas y columnas del pilón, cuyos mayores valores para el sismo en el sentido longitudinal es de 1mm y para el sentido transversal es de 3.7mm.
- Para el proceso de retensado de los cables se realizan dos alternativas de solución, la primera consiste en la aplicación de grapas y guarda cables sin cambiar el sistema templador, la segunda alternativa requiere cortar el cable y cambiar el sistema templador, ambas alternativas generan el mismo comportamiento final en cuanto a tesado de cables.

6.2. Recomendaciones

- Al realizar ensayos geométricos, asegurar las bases de datos realizando varias pruebas en especial cuando es la primera vez que se trabaja con equipos los cuales nunca han sido destinados a usos en estructuras específicas.

- Cuando se trabaja en un proyecto donde existe flujo constante de personas, se debe tomar medidas de precaución, sobre todo con los permisos para poder realizar los ensayos.
- Cuando se trabaja con programas nuevos se recomienda seguir cursos donde uno aprende a interactuar de una manera más rápida y eficaz con el programa así evitamos perder tiempo en el desarrollo del proyecto.
- Previo al análisis, es conveniente consultar con personas o profesionales que tengan un mayor conocimiento acerca de la función o construcción de la estructura en estudio.

7. BIBLIOGRAFÍA

3D, T. T. (s.f.). *AL-TOP*. Obtenido de AL-TOP: <http://www.al-top.com/producto/trimble-tx5-escaner-3d>

AASHTO. (2014). *ASSTHO LRFD Bridge Design Specifications*.

ASCE. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia: American Society of Civil Engineers.

Asfahl, R. C. (2012). *Seguridad Industrial y Salud*. Mexico: Pearson Educación de Mexico.

Definición. (2010). *Definición de Dron*. Obtenido de Definición: <https://definicion.mx/dron/>

Digital, H. (2012). *Howar Digital* . Obtenido de Golden Gate Bridge: <http://www.howardmodels.com>

Equipos, T. (13 de 03 de 2013). *Fotogrametría* . Obtenido de Topo Equipos: <http://www.topoequipos.com/dem/que-es/terminologia/que-es-fotogrametria>

Franquet Bernis, J. M., & Querol Gómez, A. (2010). *Nivelación de terrenos por regresión tridimensional*. Tortosa: Universida Nacional de Educación a Distancia.

- Guerrero, P. (2015). Estado del Arte de la Ingeniería Estructural en el Diseño de Puentes. *Materiales, Experimentación y Diseño Estructural*, 178-192.
- Hibbeler, R. C. (2006). *Mecánica de Materiales*. Mexico : Pearson Educación.
- INDUFERRO B&B. (2015). *CABLE 6X19*. Obtenido de cables y cadenas : <http://www.cablesycadenas.com/index.php/productos/902-cable-de-acero-importadores-distribuidores-quito-guayaquil-cuenca-ecuador/6-cable-6x19-a-a>
- Lacrox, R., & Fuentes, A. (1978). *Hormigón Pretensado*. Barcelona: Editores Tecnicos Asociados.
- LEONCABLES. (2017). *CLASIFICACION 6X36*. Obtenido de leon cables: <http://www.leoncables.net/productos-leon-cables/cables-de-acero/cable-de-acero-clase-6-x-36.html>
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*. Mexico: Alfaomega Grupo Editor .
- MULTICABLE DEL ECUADOR. (2016). *Cable de Acero*. Obtenido de multicable: <http://multicable.com.ec/cable-de-acero/>
- NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas, (No Sísmicas)*. Quito: Dirección de comunicación social.
- NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente*. Quito: Dirección de Comunicación Social.
- NEC-SE-CG. (2015). *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN CARGAS NO SÍSMICAS*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.
- Petroski, H. (2011). *El Éxito a Través del Fracaso* . Mexico D.F: Fondo de Cultura Económica.
- Portales, A. (2013). *Analizando la Construcción*. Barcelona: Iniciativa Digital Politécnica.

- Qualityfix. (2012). *Lingas de cables de acero con grapas*. Obtenido de Qualityfix:
<http://www.qualityfix.com.br/es/produtos/cabos-de-aco-e-acessorios/lingas-de-cabo-de-aco/linga-de-cabo-de-aco-com-grampos/>
- Reategui, R. (22 de 05 de 2015). *Puente atirantado Bellavista*. Obtenido de renerxo:
<http://renerxo.blogspot.com/2015/05/facultad-de-ingenieria-puente.html>
- Rodriguez, A. (2014). *PUENTES Con ASSTHO LRFD 2014*. Lima: Arturo Rodríguez Serquén.
- TRIMBLE. (2012). *USER GUIDE TRIMBLE TX5 3D LASER SCANNER*. Dayton, Ohio: Kellenburguer Road.
- TRIMBLE. (2013). *Estacion Total TRIMBLE M3*. Obtenido de AL-TOP: http://www.al-top.com/sites/default/files/022543-155I-ESP_TrimbleM3_DS_1013_LR.pdf