

DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DEL PUENTE PEATONAL DE GUADUA JENNY
GARZÓN, PARQUE LA FLORIDA, BOGOTÁ – COLOMBIA.

JEAN CARLO TORRES CALDERON

ANYI PATRICIA ORDOÑEZ CAICEDO

UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIAS
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
BOGOTÁ D.C.
2018

DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DEL PUENTE PEATONAL DE GUADUA JENNY
GARZÓN, PARQUE LA FLORIDA, BOGOTÁ – COLOMBIA.

JEAN CARLO TORRES CALDERON

ANYI PATRICIA ORDOÑEZ CAICEDO

Trabajo presentado como requisito para optar por el título de
Ingeniero Civil

Director

Jorge Enrique Franco Carbonell
Ingeniero Civil

Par académico

Gabriel Santiago Silva Vega
Ingeniero Civil

Asesor

Sergio Miguel González Palacios
Ingeniero Topógrafo

UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIAS
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
BOGOTÁ D.C.

2018

Nota de aceptación:

Firma del presidente del jurado

Firma del jurado

Firma del jurado

Bogotá D.C (_ _ / _ _ / _ _ _ _)

DEDICATORIA

En primer lugar, a Dios, ya que nos ha concedido la vida para gozar de la alegría de llegar hasta este punto.

A mis abuelos que con sus consejos me han permitido alcanzar este logro, espero honrar sus memorias en cada paso de la vida.

A mi familia, en especial a mi madre cuyo apoyo incondicional me ha ayudado a cumplir este sueño.

A Anyi Ordoñez sin cuya amistad, ayuda, y aliento a lo largo de estos años nada de esto hubiese sido realidad. Eres una de mis mayores motivaciones para alcanzar nuevos logros, este trabajo inició y se desarrolló contigo, ahora quiero ofrecértelo en su culminación.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por su guía incondicional en cada circunstancia por las que he atravesado, por brindarnos la esperanza en que las grandes cosas se logran paso a paso y que siempre hay una solución para los problemas que se nos presenten.

A mi familia, en especial a mi madre Hilda Inés Torres Calderón por su apoyo, consejo y enseñanzas no me alcanzará la vida para agradecerle tantos sacrificios que ha hecho para sacarme adelante. De igual forma a mi tío Ing. Carlos Torres quien me orientó y ayudó desde el inicio para cumplir esta gran meta.

A los ingenieros Jorge Enrique Franco Carbonell y Gabriel Santiago Silva Vega cuya orientación fue esencial para el desarrollo del presente trabajo.

A los docentes Sergio Miguel González Palacios y Rafael Alejandro Pérez Marta por su asesoría en el levantamiento topográfico y el modelamiento en SAP 2000, respectivamente.

Al ingeniero Camilo León por su colaboración en el levantamiento topográfico del puente en la calle 80.

A nuestros docentes, compañeros y amigos por sus enseñanzas, mil gracias.

CONTENIDO

pág.

INTRODUCCIÓN	19
1. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	20
2. JUSTIFICACIÓN.....	22
3. OBJETIVOS.....	23
3.1. GENERAL.....	23
3.2. ESPECÍFICOS.....	23
4. MARCO REFERENCIAL	24
4.1. TEÓRICO	24
4.2. TECNOLÓGICO	30
4.3. HISTÓRICO.....	30
4.4. ANTECEDENTES DEL PUENTE JENNY GARZÓN	33
4.5. NORMATIVIDAD APLICABLE.....	42
5. METODOLOGÍA	44
5.1. FASE 1 CONSULTORÍA.....	44
5.2. FASE II RECOLECCIÓN DE DATOS EN CAMPO	45
5.3. FASE III ANÁLISIS DE DATOS Y FORMULACIÓN INICIAL DE HIPÓTESIS	45
5.4. FASE IV REPORTE TÉCNICO.....	45
5.5. FLUJOGRAMA	46
5.6. CRONOGRAMA	47
6. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	48
7. MODELACIÓN MATEMÁTICA	56
7.1. MATERIAL.....	57
7.1.1. Guadua.	58
7.1.2. Concreto:.....	59
7.1.3. Acero:.....	60
7.1.4. Mortero:.....	60
7.1.5. Madera:	60

7.1.6.	Shingle:	60
7.1.7.	Bronce:	60
7.2.	DEFINICIÓN DE SECCIONES	60
7.2.1.	Arco 1	61
7.2.2.	Arco 1 bajo	62
7.2.3.	Arco 2 Apoyo relleno	62
7.2.4.	Arco 2 refuerzo relleno	64
7.2.5.	Arco 2 centro	65
7.2.6.	Arco 3	67
7.2.7.	Arco 4	68
7.2.8.	Montantes arco 1-2 rellenos	68
7.2.9.	Montantes arco 2-3 rellenos	70
7.2.10.	Montantes 3-4	71
7.2.11.	Montantes en estribo	72
7.2.12.	Travesaños tableros	73
7.2.13.	Anclaje en V estribo principal	74
7.2.14.	Anclaje en v estribo secundario	75
7.2.15.	Diagonales arco 3-4	76
7.2.16.	Diagonales arco 3-4 dobles	77
7.2.17.	Puntales esquineros cubierta	78
7.2.18.	Puntales intermedios cubierta	79
7.2.19.	Soportes diagonales de cubierta	80
7.2.20.	Alfardas de cubierta	80
7.2.21.	Viga cumbrera	81
7.2.22.	Viga longitudinal de tablero	82
7.3.	AVALÚO DE CARGAS	83
7.3.1.	Carga muerta	84
7.3.2.	Carga de granizo	85
7.3.3.	Carga viva	86
7.3.4.	Carga de viento	86
7.3.5.	Carga de sismo	88
7.3.6.	Combinaciones de carga	93
7.4.	DETALLES ADICIONALES MODELO SAP 2000	94

7.5. CARGAS EN EL MODELO.....	94
8. RESULTADOS SAP 2000	96
8.1. ANÁLISIS DE LOS PERIODOS DE VIBRACIÓN	96
8.2. ANÁLISIS DE LAS REACCIONES EN LOS APOYOS	100
8.3. ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS EN LOS NODOS.....	103
8.4. MÉTODO DE VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS POR LA NSR-10, TITULO G-12.....	105
8.5. ANÁLISIS DE ESFUERZOS EN LOS ELEMENTOS DEL PUENTE	110
8.6. ANÁLISIS DE RESULTADOS	118
9. PROPUESTA DE RIGIDIZACIÓN	119
9.1. PROPUESTA 1.....	119
9.2. PROPUESTA 2.....	121
CONCLUSIONES	126
RECOMENDACIONES.....	127
BIBLIOGRAFÍA.....	128
ANEXOS.....	130

LISTADO DE TABLAS

	pág.
Tabla 1. Propiedades mecánicas, arco 1	61
Tabla 2. Propiedades mecánicas, arco 1 bajo	62
Tabla 3. Propiedades mecánicas, arco 2 apoyo relleno	63
Tabla 4. Propiedades mecánicas, arco 2 refuerzo	65
Tabla 5. Propiedades mecánicas, arco 2 centro	66
Tabla 6. Propiedades mecánicas, arco 3	67
Tabla 7. Propiedades mecánicas, arco 4	68
Tabla 8. Propiedades mecánicas, montantes arco 1-2	69
Tabla 9. Propiedades mecánicas, montantes arco 2-3	70
Tabla 10. Propiedades mecánicas, montantes arco 3-4	71
Tabla 11. Propiedades mecánicas, montantes estribo	72
Tabla 12. Propiedades mecánicas, travesaño tablero	73
Tabla 13. Propiedades mecánicas, refuerzo en v principal	74
Tabla 14. Propiedades mecánicas, refuerzo en v secundario	75
Tabla 15. Propiedades mecánicas, diagonales arco 2-3	76
Tabla 16. Propiedades mecánicas, diagonales arco 3-4 dobles	77
Tabla 17. Propiedades mecánicas, puntales esquineros cubierta	78
Tabla 18. Propiedades mecánicas, puntales intermedios de cubierta	79
Tabla 19. Propiedades mecánicas, soportes diagonales cubierta	80
Tabla 20. Propiedades mecánicas, alfardas	81
Tabla 21. Propiedades mecánicas, viga cumbrera	82
Tabla 22. Propiedades mecánicas, vigas longitudinales de tablero	83
Tabla 23. Carga muerta cubierta y tablero	84
Tabla 24. Peso propio de la estructura	85
Tabla 25. Carga de granizo	85
Tabla 26. Carga viva para tablero y cubierta	86
Tabla 27. Carga de viento	87
Tabla 28. Carga de viento aplicada a los elementos	88
Tabla 29. Espectro sísmico de diseño	89
Tabla 30. Participación modal, para 50 modos de vibración	90
Tabla 31. Combinaciones de carga.	93
Tabla 32. Participación de los modos de vibración	96
Tabla 33. Reacciones en los apoyos para combinación de Servicio I.	100
Tabla 34. Reacciones en los apoyos para la combinación B.2.3-8 Max	102
Tabla 35. Desplazamientos en los nodos por combinación de servicio I.	103
Tabla 36. Desplazamientos críticos por la combinación B.2.3-8 E_X	104
Tabla 37. Definición de la sección	105
Tabla 38. Definición de las propiedades del material	106
Tabla 39. Coeficientes de modificación	107
Tabla 40. Propiedades modificadas	107
Tabla 41. Verificación por compresión y tensión	108

Tabla 42. Verificación por flexión	108
Tabla 43. Verificación por cortante	109
Tabla 44. Elementos que fallan por cada combinación de cargas	110
Tabla 45. Elementos que fallan por compresión	111
Tabla 46. Falla en elementos por flexión eje 2	112
Tabla 47. Elementos que fallan por flexión en el eje 3.....	113
Tabla 48. Elementos que fallan por cortante en dirección 2	113
Tabla 49.. Elementos que fallan por esfuerzos de corte en dirección 3.	115
Tabla 50. Deflexión en el nodo crítico.....	120
Tabla 51. Elementos de la propuesta 1 que fallan	120
Tabla 52. Deflexiones por combinación B.2.3.8 E_X.....	123
Tabla 53. Esfuerzos en elementos combinación Servicio I.....	123
Tabla 54. Índices de sobreesfuerzo para combinación B.2.3.8 E_X.....	124

LISTA DE FIGURAS

	pág.
Figura 1. Ubicación del puente Jenny Garzón	19
Figura 2. Guadual, sendero en el Centro Nacional del bambú.	25
Figura 3. Fases de desarrollo de la guadua.....	26
Figura 4. Esfuerzos admisibles en elementos de guadua, NSR-10	27
Figura 5. Puente de Cúcuta Arnulfo Briceño.....	31
Figura 6. Puente de Mulaló, Yumbo,.....	32
Figura 7. Puente Guanezhoua.	32
Figura 8. Funciones y entidades en la construcción del puente de guadua.....	33
Figura 9. Planta General Puente Jenny Garzón	34
Figura 10. Corte AA' Vía Medellín.....	35
Figura 11. Corte transversal del puente en el centro de la luz	35
Figura 12. Corte transversal del puente en el apoyo	36
Figura 13. IDU.....	36
Figura 14. Firma Bambú de Colombia	36
Figura 15. SENA	37
Figura 16. Valor total del puente	37
Figura 17. IDU Cimentación.....	37
Figura 18. Ubicación sondeos.....	38
Figura 19. Datos de resistencia respecto al número de ensayo	40
Figura 20. Deformación Vs Tensión Mpa.....	41
Figura 21. Modelo sin riostras entre el arco superior y el arco de cubierta.....	42
Figura 22. Alcance de la NSR-10 Capítulo G.12.....	43
Figura 23. Ubicación Estación y detalles de los deltas tomados.	49
Figura 24. Coordenadas de los deltas	49
Figura 25. Tablero completo	50
Figura 26. Estribo sur Costado Oriental.....	50
Figura 27. Costado oriental. Toma 1.....	51
Figura 28. Costado Oriental. Toma 2.....	51
Figura 29. Costado oriental toma 3.....	52
Figura 30. Costado Oriental del tablero. Toma 4	52
Figura 31. Estribo Occidental Norte	53
Figura 32. Costado occidental toma 1	53
Figura 33. Costado occidental Toma 2	54
Figura 34. Vista transversal estribo sur.....	54
Figura 35. Registro fotográfico del levantamiento topográfico	55
Figura 36. Vista sentido occidental	56
Figura 37. Vista en planta de la cubierta.....	57
Figura 38. Vista transversal sentido sur	57
Figura 39. Vista costado oriental.....	57
Figura 40. Esfuerzos admisibles Guadua Angustifolia Kunth, NSR-10.....	58
Figura 41. Módulos de elasticidad, Guadua Angustifolia Kunth, NSR-10	58

Figura 42. Propiedades Mecánicas de la Guadua Angustifolia Kunth.	59
Figura 43. Sección típica arco 1.....	61
Figura 44. Sección típica arco1 bajo.....	62
Figura 45. Sección típica Arco 2 apoyo	63
Figura 46. Sección típica arco 2 refuerzo relleno.....	64
Figura 47. Sección típica Arco 2 centro	66
Figura 48. Sección típica arco 3.....	67
Figura 49. Sección típica arco 4.....	68
Figura 50 . Sección típica montante arco 1-2	69
Figura 51. Sección típica montante arco 2-3	70
Figura 52. Sección típica montante arco 3-4	71
Figura 53. Sección típica montante estribo.....	72
Figura 54. Sección típica travesaño tablero	73
Figura 55. Sección típica refuerzo principal en v estribo.....	74
Figura 56. Sección típica refuerzo estribo en v secundario	75
Figura 57. Sección típica diagonales arco 3-4	76
Figura 58. Sección típica diagonales arco 3-4 dobles.....	77
Figura 59. Sección típica puntales esquineros cubierta.....	78
Figura 60. Sección típica Puntales intermedios cubierta	79
Figura 61. Sección típica soportes diagonales cubierta.....	80
Figura 62. Sección típica alfardas.....	81
Figura 63. Sección típica viga cumbrera.....	82
Figura 64. Sección típica viga longitudinal tablero	83
Figura 65. Espectro de aceleraciones de diseño	89
Figura 66. Valor del coeficiente K	90
Figura 67. Configuración del análisis estático en SAP 2000.....	91
Figura 68. Definición del espectro de diseño.	91
Figura 69. Definición de las fuentes de masa	92
Figura 70. definición del espectro de respuesta.....	93
Figura 71. Carga de viento sobre arcos y montantes	95
Figura 72. Carga de granizo sobre cubierta.....	95
Figura 73. Carga viva sobre tablero.....	95
Figura 74. Deformada del modo 1 de vibración	98
Figura 75. Deformada del modo 1 de vibración vista transversal	98
Figura 76. Deformada del modo 2 de vibración	99
Figura 77. Deformada del modo 7 de vibración	99
Figura 78. Deformada de la combinación B.2.3-8 E_X.....	104
Figura 79. Esfuerzos axiales por combinación de carga crítica	118
Figura 80. Sección típica de riostras diagonales y diagonal de cubierta doble	119
Figura 81. Modelo con riostras diagonales y diagonales de cubierta dobles.	119
Figura 84. Secciones típicas de refuerzo para diagonales entre arco 3 y 4.....	121
Figura 85. Sección de refuerzo riostra unión montantes.....	121
Figura 86. Vista general reforzamiento propuesta 2	122
Figura 87. Vista de sección en el centro de la luz.....	122

LISTADO DE ANEXOS

	pág.
Anexo A. Solicitud de acompañamiento.....	130
Anexo B. Solicitud prueba de carga.....	131
Anexo C. Certificado de calibración.....	135
Anexo D. Puntos del levantamiento topográfico.....	CD
Anexo E. Reacciones en los apoyos para cada tipo de carga.....	CD
Anexo F. Desplazamientos de cada nodo por las distintas combinaciones de carga.....	CD
Anexo G. Esfuerzos en cada elemento para las distintas combinaciones de carga.....	CD
Anexo H. Propuesta de rigidización 1.....	CD
Anexo I. Propuesta de rigidización 2.....	CD

GLOSARIO

ALFARDA: Elemento horizontal que recibe las cargas provenientes de la cubierta y la transmite al resto de la cercha de soporte.

APLASTAMIENTO SUPERFICIAL: Se refiere a la pérdida de circunferencia del culmo de guadua a causa de sobreesfuerzos en la etapa de crecimiento. Pueden generar zonas débiles que posteriormente generen falla del material por compresión transversal.

BASA: Sección de diámetro intermedio. La más utilizada de la guadua para uso comercial. Longitud aproximada de 8 m

CANUTOS: m. Tubo de longitud y grosor no muy grandes.

CARGA UNITARIA DE ROTURA: Tracción, compresión o esfuerzo de cizalladura que puede resistir un material sin romperse. También llamada resistencia de rotura.

COPA: Parte apical de la guadua.

CHUSQUINES: Pequeños rebrotes que aparecen luego de cortada una guadua a nivel del suelo, estos son vigorosos pudiendo tener 15 centímetros de raíces y varios canutos de longitud.

DBH: El diámetro a la altura del pecho, o DAP, es el estándar para medir árboles. DBH se refiere al diámetro del árbol medido a 4,5 pies sobre el suelo.

DESVIACIONES: Se producen en la etapa de desarrollo debido a vientos o guaduas adyacentes, provocando pandeos respecto al eje longitudinal de la guadua. Generan elementos pandeados no aptos para recibir esfuerzos considerables.

DEFORMACIÓN UNITARIA POR COMPRESIÓN: Acortamiento de la longitud unitaria de un cuerpo debido a un esfuerzo de compresión.

DURAMEN: correspondiente a la pared de la guadua la cual puede ser delgada en caso de inmadurez o enfermedad de la guadua, por lo general esta pared debe corresponder al 10% del diámetro del culmo.

ESFUERZO DE COMPRESIÓN: Esfuerzo que resiste el acortamiento de una fuerza de compresión externa.

ESFUERZO DIRECTO: Esfuerzo, que puede ser tanto de tracción como de compresión, que mantiene un valor constante en las secciones longitudinal y transversal de una barra sometida a fuerza de tracción o compresión axial.

ESFUERZO AXIAL: Esfuerzo que es perpendicular al plano sobre el que se aplica la fuerza de tracción o compresión, que es distribuido de manera uniforme por toda su superficie. También llamado esfuerzo normal.

ESFUERZO NORMAL: Esfuerzo que es perpendicular al plano sobre el que se aplica la fuerza de tracción o compresión, que es distribuido de manera uniforme por toda su superficie. También llamado esfuerzo axial.

ESFUERZO CORTANTE LONGITUDINAL: Esfuerzo cortante que se desarrolla a lo largo de un elemento estructural que es sometido a cargas transversales, que es igual al esfuerzo cortante vertical en ese mismo punto. También llamado esfuerzo cortante horizontal.

ESFUERZO DE FLEXIÓN: Combinación de las fuerzas de tracción y de compresión que se desarrollan en la sección transversal de un elemento estructural para resistir una fuerza transversal.

ESPECTRO DE DISEÑO: Representación gráfica del porcentaje de aceleración de la gravedad en función de los periodos de vibración de la estructura, en segundos, sirve para determinar los valores máximos de aceleración de la gravedad que deberá resistir una estructura en un sitio determinado.

FACTOR DE CRECIMIENTO: Corresponde al número de nudos por metro lineal de una guadua, generalmente se utilizan elementos con 3 o más nudos por metro, debido a que producen guaduas más resistentes.

HONGOS: Se producen por contacto de la guadua con el suelo durante su manejo, pueden presentarse de manera leve en cuyo caso no afecta la resistencia del material, caso contrario cuando la guadua presenta alta humedad, el hongo encuentra un ambiente propicio para crecer hacia el interior y afectar estructuralmente al material.

INMADUREZ: La edad recomendada para el aprovechamiento de la guadua corresponde a 4 o 5 años por lo cual un elemento más joven o pasado del tiempo de cosecha posee hasta un 80% menos resistencia ocasionando fallas estructurales.

LÍMITE APARENTE DE ELASTICIDAD: Esfuerzo, de compresión o tracción, determinado que se necesita para producir una determinada deformación permanente en un material que generalmente es del 0,2 al 0,5% de su longitud inicial.

MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE: Método de análisis en el cual se emplea una fuerza horizontal equivalente que recoge la masa de la estructura afectada por el porcentaje de aceleración de la gravedad, tomado del espectro de diseño, y la aplica de manera horizontal en el centro de masas de la estructura, simulando los efectos de un sismo.

MÓDULO DE ELASTICIDAD: Relación entre la fatiga unitaria y la correspondiente deformación unitaria en un material sometido a un esfuerzo que está por debajo del límite de elasticidad del material. También llamado coeficiente de elasticidad, módulo de Young, módulo elástico.

MÓDULO DE YOUNG: Relación entre la fatiga unitaria y la correspondiente deformación unitaria en un material sometido a un esfuerzo que está por debajo del límite de elasticidad del material. También llamado coeficiente de elasticidad, módulo de elasticidad, módulo elástico.

MÓDULO DE ELASTICIDAD TRANSVERSAL: Factor de elasticidad de un material que representa la relación entre el esfuerzo cortante y la correspondiente deformación producida por éste. También llamado módulo de esfuerzo cortante.

MÓDULO DE ESFUERZO CORTANTE: Factor de elasticidad de un material que representa la relación entre el esfuerzo cortante y la correspondiente deformación producida por éste. También llamado módulo de elasticidad transversal.

MONTANTE: Elemento vertical que conforma la parte interna de una cercha, sirve para brindar mayor estabilidad a la estructura.

PERFORACIONES GRANDES: Mayores a 3 mm son causadas por insectos xilófagos como escarabajos, chinchillas, gorgojo, mariposa, hormiga trozadora, pudiendo establecer sus colonias en todo el elemento debilitándolo totalmente.

PERFORACIONES PEQUEÑAS: Menores a 3 mm localizadas en tallos, son causadas por el ataque de insectos xilófagos Dinoderus, gorgojo y comején, estos encuentran en la guadua un lugar ideal para establecer sus colonias, ocasionando deterioro del material y falla estructural.

PIES MOJADOS: Son guaduas con baja densidad generadas por el crecimiento cercano a fuentes hídricas por lo cual sus tallos siempre están saturados, producen elementos débiles.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN: Esfuerzo máximo que presenta un material a la compresión sin romperse.

RIZOMA: Es un tallo modificado, subterráneo, y se conoce popularmente como caimán.

SILVICULTURA: Conjunto de actividades relacionadas con el cultivo, el cuidado y la explotación de los bosques y los montes.

SUPERESTRUCTURA: Parte de un puente en el cual actúa la carga móvil. Está conformado por: Tablero, Vigas longitudinales y transversales, aceras y pasamanos, capa de rodadura, entre otras instalaciones.

SUBESTRUCTURA: También llamada infraestructura. Es la parte del puente que se encarga de transmitir las cargas de la superestructura a los cimientos.

STANDARD PENETRATION TEST (SPT): Es un método de prueba in situ, utilizado para determinar las propiedades de ingeniería geotécnica de los suelos del subsuelo. Es una prueba simple y económica para estimar la densidad relativa de los suelos y los parámetros aproximados de resistencia al corte.

TÍMPANOS TORCIDOS: Crecimiento anormal de la guadua por cargas horizontales, producen una distribución no simétrica de las cargas en la pared del culmo generando fallas del material.

RESUMEN

El puente peatonal de guadua sobre la calle 80 presenta una luz entre apoyos de 45 m, necesarios para atravesar las dos calzadas de la autopista Medellín a la altura de la alameda Florida - Juan Amarillo, que discurre en ambos costados de la vía, uno de ellos con 2613 m de longitud en el costado norte y dos más en el costado sur con una longitud de 1500 m para el segundo y 1226 m para el tercero, debido a esto, el tráfico por el puente es constante obligándolo a soportar una gran carga de servicio, que según normativa del IDU es de $4,5 \text{ kN/m}^2$.

Durante su etapa de construcción se evidenciaron notables deflexiones en la estructura de guadua cerca de los estribos, según el informe de interventoría de (Salazar Ferro Ingeniería S.a., 2003), p 17. Por dicha razón se ordenó cambiar la cubierta de tejas de barro y la torta de concreto que conformaba el tablero, además de la realización de un estudio detallado de la situación del puente en el año 2003.

Dichos cambios se realizaron de forma parcial, además de que en este año no existía normativa que fuese aplicable a este tipo de estructuras, por tal motivo, en el presente trabajo se decidió realizar un cálculo estructural del puente; a partir de un levantamiento topográfico y posterior modelación en el programa SAP 2000 aplicando los lineamientos del Código Colombiano de Puentes 2014 CCP-14 y las disposiciones sobre guadua de la NSR-10.

Con el anterior modelo, fue posible determinar los esfuerzos actuantes en cada uno de los elementos, permitiendo su comparación con los requerimientos del título G.12. de la NSR-10, determinando los componentes críticos de la superestructura del puente de guadua Jenny Garzón.

Palabras clave: Puente peatonal de guadua, análisis estructural, esfuerzos admisibles, vulnerabilidad sísmica.

INTRODUCCIÓN

El proyecto se enfoca en el puente Jenny Garzón ubicado en Bogotá, Colombia; éste está delimitado por el sector de Suba en dirección Norte y Este y con Engativá en dirección Sur, subiendo por la calle 80 (Autopista Medellín) con la carrera 119. Las coordenadas según Magnas Sirgas que delimitan la zona según el orden Nordeste y Sudoeste de los estribos (subestructura), respectivamente, son: E: 94607.47 N: 114557.79, E: 94566.54 N: 114524.37 y Longitud: -74.1365 Latitud: 4.7275.

Por otro lado, conecta el humedal Juan Amarillo y el parque Florida, a través de los 5.6 km que incluye su recorrido (ciclovía), dentro del cual cuenta con los 45 metros de longitud del tablero del puente, con un ancho de 2.5 m.

Figura 1. Ubicación del puente Jenny Garzón



Recuperado de: www.mapasbogota.gov.co (mapa catastral)

Ahora bien, el trabajo de grado busca realizar un análisis estructural del puente en las condiciones de servicio actuales luego de 14 años de construido, para ello se realizará un levantamiento topográfico de la estructura actual del puente, detallando sus conexiones con el fin de introducir estos datos en el programa SAP2000, para evaluar teóricamente el comportamiento del puente frente a cargas sísmicas y de servicio. De acuerdo con lo anterior se consideran cuatro (4) ejes principales para el proyecto: En primera instancia se llevará a cabo la fase de consultoría, luego la recolección de datos en el campo, el análisis de información y la formulación de hipótesis básicas, las cuales se contrastarán con una nueva visita de campo para finalmente ofrecer el informe técnico de la estructura.

1. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

La guadua al ser una especie natural de Bambusea con vastos labrantíos de concentración en el continente asiático y americano, se ha constituido desde la antigüedad como un material evolutivo en su uso a lo largo de los últimos siglos; desde su utilización en edificaciones antiguas como recubrimientos laterales con mortero de pega, adornos en las fachadas y la conformación de celosías para la constitución de cubiertas, etc. Lo anterior ha hecho posible que durante el siglo XXI Colombia tecnifique el cultivo de guadua de tipo *Angustifolia Kunth* para la utilización de estas en elementos estructurales, tipo columnas, vigas y muros con grandes capacidades de carga; tanto así que ya es posible encontrar casas de hasta 2 pisos en guadua sismo resistentes, gracias a la introducción del Título G.12 “Construcciones en guadua” de la NSR-10.

En suma, a lo anterior, gracias a su arquitectura en particular y a las elevadas cargas que puede soportar dicho material, se ha llevado a cabo una línea muy amplia en la construcción de puentes, cuya cronología data de enero del 2001 con el “Puente en bambú” de 52 m en el Colegio Francés en Pereira, en el 2008 con el puente de 30 m, con techo en membrana arquitectónica ubicado en Cúcuta, entre muchos otros, realizados por el ebanista alemán Jörg Stamm.

En la actualidad el tema de diseño y seguimiento patológico de puentes peatonales de guadua en Colombia no está reglamentado tanto en la NSR-10 como en las normas del INVIAS, hecho que puede atribuirse a la falta de uso extensivo del material en comparación con elementos tradicionales (concreto y acero).

Lo anterior se hace indispensable cuando se observa el colapso de estos puentes frente a las cargas de servicio a las que son expuestos, sin siquiera llegar a exceder los rangos admisibles con los cuales han sido diseñados. En Colombia han colapsado puentes (de guadua) tales como: el de Medellín en el barrio Santo Domingo (2013) y Cocorná en el Oriente Antioqueño (2017).

Evidentemente el problema de no realizar estudios de resistencia sísmica, evaluación de cargas de servicio y una adecuada gestión en el mantenimiento de los puentes de guadua, conllevará al aumento de riesgo y exposición de la vida de los transeúntes. En este orden de ideas, el efecto del peligro es inminente si la situación de construcción de la mayoría de los puentes en guadua se continúa haciendo sin tener en cuenta estudios estructurales (sismo resistente) y más aun sabiendo que Colombia cuenta con una escala de sismicidad alta en determinadas zonas.

Para evaluar la estabilidad de los puentes de guadua que tiene Colombia, respecto a las variables anteriormente mencionadas se elige el puente de guadua Jenny Garzón de Bogotá, como prueba piloto, a partir del cual se consolidarán los

parámetros evaluativos en el diagnóstico estructural, los cuales se dividen en dos tipos: el análisis de los elementos constitutivos de la estructura, y el comportamiento mecánico de la superestructura. Por lo anterior, se requiere analizar en el material posibles afectaciones por hongos, humedad, parásitos y ataque químico, además de deterioros mecánicos causados por fuego, impactos, abrasión, desgaste mecánico, sobreesfuerzos, intemperie y flexiones excesivas de la superestructura.

Actualmente, el puente Jenny Garzón pesa aproximadamente 130 toneladas, cuando inicialmente este número rondaba las 210 toneladas, pero debido a las condiciones de seguridad (evitando el colapso de este) el tablero y techo pasaron de concreto a madera Sapan y de teja de barro a teja de shingle, respectivamente. Efectos adversos como estos hicieron que el IDU a los 6 meses de la inauguración del puente abriera una licitación para detallar la resistencia sísmica, por cargas de servicio y mantenimiento del mismo; la empresa encargada de realizar estos estudios concluyó la evaluación anual de 3 probetas a compresión durante al menos 10 años y si “el promedio de las propiedades mecánicas de la guadua se reducen en más el 15% del menor valor de los ensayos realizados para este estudio, debe analizarse la estructura con los valores reducidos para evaluar su estado actual” (Salazar Ferro Ingenieria S.a., 2003).

2. JUSTIFICACIÓN

El puente peatonal de guadua sobre la calle 80 presenta tráfico constante obligándolo a soportar una gran carga de servicio, que según normativa del IDU es de $4,5 \text{ kN/m}^2$.

Sumado a lo anterior, la estructura del puente presenta una cubierta que en primera instancia se construyó con tejas de barro y una plataforma de tráfico conformada por una placa maciza de concreto de 15 cm de espesor, dichos elementos aportaban una carga combinada de 955 kN, excesiva si consideramos que el peso propio ronda los 101 kN. Esta situación como se descubrió más adelante ocasionó que en el momento del retiro de los andamios de soporte, la estructura a 10 m del apoyo del costado sur sufriera daños e inestabilidad general, debido a que ciertos elementos del arco se exigieran a una carga de 130% la resistencia última. Motivo suficiente para provocar la falla de estos elementos.

Por tal motivo se debió remover y cambiar la estructura de cubierta por teja de shingle y la placa de piso por madera de sapan, las acciones resultaron positivas y permitieron que el proyecto continuara, sin embargo, fue necesaria la realización de un estudio de resistencia estructural presentado en el año 2003 (Salazar Ferro Ingeniería S.a., 2003) en el cual se detalla que la estructura en el momento de la construcción estaba en el rango óptimo de resistencia a las cargas de trabajo, aun con esto, los elementos tienen un historial de sobreesfuerzos que puede afectar la respuesta de la superestructura frente a cargas sísmicas.

El estudio de (SFISAS, 2003) desarrolló una modelación matemática en la cual se evidencia la notable flexibilidad del puente, siendo “vulnerable a cargas sísmicas por efectos torsionales en su mitad central”. Ahora bien, la guadua es un elemento natural susceptible a deterioro por parte de las condiciones climáticas del lugar, por ataque de insectos y condiciones de servicio, de este modo se hace necesario analizar la resistencia estructural actual del puente, a fin de minimizar posibles daños que pueda acarrear sobre este icono de la ciudad.

La evolución de la estructura en el tiempo a 14 años de su construcción permite un análisis comparativo que se sustentará en el levantamiento topográfico de los nodos de la superestructura, obteniendo las coordenadas espaciales para ser introducidas en el modelo computacional, que permitirá conocer las deflexiones ocasionadas a lo largo del tiempo.

3. OBJETIVOS

3.1. GENERAL

Realizar el diagnóstico estructural del puente peatonal de guadua Jenny Garzón, que permita determinar si es necesario realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica.

3.2. ESPECÍFICOS

- Analizar los elementos que conforman la estructura del puente de guadua Jenny Garzón evaluando las deflexiones sufridas, su estado actual y posibles acciones de mejora.
- Realizar el modelo de la superestructura del puente en el programa SAP 2000, para determinar su comportamiento frente a cargas de servicio y sismo.
- Determinar si es necesario un estudio de vulnerabilidad sísmica del puente Jenny Garzón a partir de datos tomados en campo y su análisis por herramientas computacionales.

4. MARCO REFERENCIAL

Se establece el siguiente marco de referencia dividido en Teórico, Conceptual, tecnológico e histórico.

4.1. TEÓRICO

En este apartado se tratará la teoría aplicada al análisis de puentes peatonales en guadua, para lo cual se partirá de la descripción de la guadua en cuanto a su cultivo y manejo, seguido de las propiedades físicas del mismo, preservación, patologías, posteriormente se abordará su uso en la construcción, encaminado a la construcción de puentes.

Generalidades.

La guadua *Angustifolia* Kunth, citando a (Salas Delgado, 2006) “Ha sido el bambú leñoso y nativo más útil para el hombre colombiano... La guadua es una especie forestal representada por esbeltos y modulados tallos que enaltecen el paisaje de los valles interandinos, es larga, recta, uniforme en su desarrollo, liviana, hueca, y de bello color”.

En Colombia la guadua *Angustifolia* Kunth se agrupa formando guaduales a las orillas de la mayoría de lagos, riachuelos, quebradas y ríos que discurren por esta zona, generalmente entre los 0 y 2000 msnm, con temperaturas de 17 °C y 26 °C, en suelos con altos contenidos de cenizas volcánicas, además de su labor dentro del ecosistema, se destaca el uso de esta planta en la construcción, artesanías y diversas obras por las cuales adquiere su importancia, sumado a su excepcional rapidez de crecimiento constituye un elemento esencial en la utilización como recurso forestal renovable.

Los suelos de los guaduales están protegidos de la erosión por una serie de entramados de raíces y hojas que evitan la filtración rápida del agua mejorando las condiciones físicas del suelo, de igual forma las hojas, tallos y guaduas muertas aportan biomasa al enriquecimiento de las propiedades orgánicas del suelo, facilitando el crecimiento de otras especies de plantas. (Salas Delgado, 2006).

De esta forma se reitera el interés de la guadua para el medio ambiente, además de ello su importancia económica con una de las mayores posibilidades de utilización forestal a nivel industrial del país, debido a las propiedades mecánicas de la planta, que permiten generar elementos resistentes, flexibles y de gran belleza.

De este modo se han generado diversos cultivos con fines comerciales, en este ámbito se crea el Centro Nacional para el Estudio del Bambú- Guadua, ubicado en el municipio de Córdoba en el departamento de Quindío, el cual establece técnicas

y procedimientos a seguir para desarrollar la reproducción y cultivo de guadua. Según (Cruz Ríos , 1993), Estudios realizados por el Centro de Investigación del Bambú, aseguran que el mejor procedimiento para realizar la reproducción de la guadua consiste en el aprovechamiento de los chusquines, ya que estas plántulas se pueden embolsar y guardar en un vivero, facilitando su transporte y asegurando su rebrote

Figura 2 Guadual, sendero en el Centro Nacional del bambú.



Fuente <http://mapio.net/a/7868031/>

Luego de la plantación del chusque, este se encontrará en condiciones de sobrevivir y desarrollarse, generando hasta un 100% de rebrote. Para las distancias de siembra, estas dependen del tipo de densidad de población requerida, los agujeros para la siembra de un chusquines son de 0.4m x 0.4m x 0.3m, distanciados entre sí a 1m x 1m.

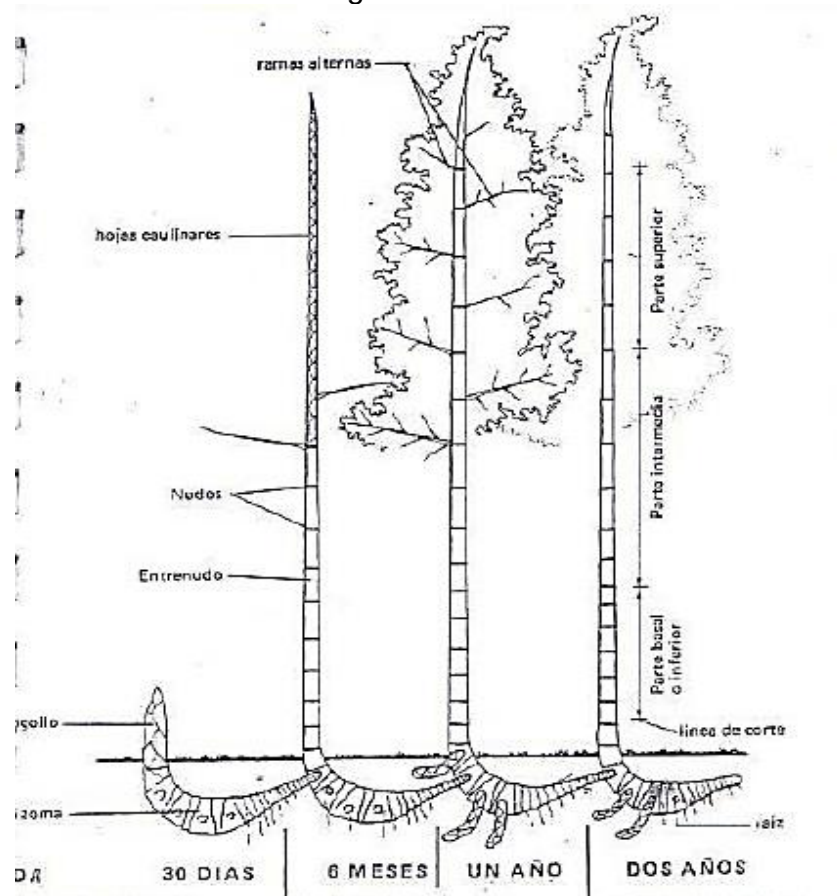
Aunado a lo anterior, la guadua presenta una característica fundamental, su sostenibilidad, debido a su densidad poblacional y la forma de reproducción, en condiciones naturales la guadua se reproduce por semillas y rizomas, estas características pueden ser mejoradas con un apropiado manejo de la silvicultura del guadual, generando cortes de elementos para optimizar la arquitectura de las guaduas en conjunto, a la vez que unos cortes correctamente realizados promueven la regeneración y aumento de rebrotes en la guadua cortada, por lo tanto la sostenibilidad del recurso está supeditada al manejo forestal que se le brinde al guadual.

La familia Bambusoidea dentro de la cual se halla la guadua angustifolia abarca 90 géneros en 1.250 especies, la guadua se clasifica en:

Clase: *Angiospermas*
Subclase: *Monocotiledóneas*
Orden: *Glumiflorales*
Familia: *Gramineae*
Subfamilia: *Bambusoideae*
Tribu: *Bambusae*

De acuerdo con su ciclo de vida encontramos, un desarrollo previo a los 30 días en los cuales se genera el renuevo, de unos pocos centímetros de altura, luego un tallo largo rodeado de hojas caniculares a los 6 meses, posterior, al año se desarrolla la copa frondosa de la guadua y comienza su madurez; con un promedio de 4 años:

Figura 3. Fases de desarrollo de la guadua



Fuente HIDALGO, Oscar, Manual de construcción con bambú, Bogotá D.C., Estudios Técnicos Colombianos Ltda., 2010, 61 p.

Propiedades mecánicas.

La guadua como material natural está sometido a las acciones de agentes bióticos y abióticos que alteran sus características mecánicas y químicas, de igual forma las condiciones de cultivo influyen en el desarrollo y densificación del material, el ambiente, el suelo, la humedad, la luz, entre otras, son factores que alteran las cualidades de la guadua, como lo expone (Salas Delgado, 2006) “la guadua es un material totalmente heterogéneo”.

A pesar de lo anterior la NSR-10, en su título G.12.7.3. Establece los siguientes esfuerzos admisibles en MPa con un porcentaje de humedad del 12%, y uniones reforzadas con mortero.

Figura 4. Esfuerzos admisibles en elementos de guadua, NSR-10

Tabla G.12.7-1
Esfuerzos admisibles F_i (MPa), CH=12%

F_b Flexión	F_t Tracción	F_c Compresión 	F_{p^*} Compresión $\perp$	F_v Corte
15	18	14	1.4	1.2

|| = compresión paralela al eje longitudinal.

$\perp$ = compresión perpendicular al eje longitudinal.

*La resistencia a la compresión perpendicular está calculada para entrenudos rellenos con mortero de cemento.

Fuente NSR-10 Estructuras en madera y estructuras en guadua.

Estos valores son conservadores y buscan garantizar la estabilidad de las estructuras construidas con este material, sin embargo, estudios respecto a las propiedades de la guadua, han encontrado esfuerzos máximos de hasta 103 MPa de resistencia a compresión y esfuerzos mínimos de 11,6 MPa.

En cuanto a valores de referencia (Salas Delgado, 2006) presenta en su trabajo un módulo de elasticidad a tracción de 19.000 MPa, un módulo a compresión de 18.400 MPa y un módulo a flexión de 17.900 MPa. Para tener estas variaciones presentes, las normas sugieren valores bajos o determinados para el tipo de guadua utilizada mediante ensayos de laboratorio.

Preservación.

Tomando como base la NTC-5301 Preservación y secado del culmos de guadua *Angustifolia* Kunth (ICONTEC, 2007), la cual tiene como objetivo brindar los requisitos a seguir para la preservación y secado de la guadua de acuerdo con sus usos y aplicaciones, con el fin de prevenir ataques bióticos y abióticos.

Las soluciones que se utilizan para el tratamiento de la guadua deben ser “lo suficientemente activas para impedir la vida y desarrollo de microorganismos interiores y exteriores” (Madera, bahareque y guadua, 2008), a la vez que su composición no tenga efectos adversos sobre las cualidades mecánicas y físicas de la guadua. Deben ser solubles en agua y no provocar malos olores.

Para uso a la intemperie como lo refiere (Madera, bahareque y guadua, 2008) se debe utilizar peróxido de arsénico, sulfato de cobre cristalizado, dicromato de sodio en proporción de 1:3:4 respectivamente. En el caso de estructuras cubiertas se utiliza cloruro de zinc, dicromato de sodio en proporción 1:1. En elementos de refuerzo se utiliza ácido bórico, sulfato de cobre cristalizado, dicromato de sodio en proporción 1,5:3:4 respectivamente. Para la aplicación de estos se distinguen procedimientos sin presión y con presión mecánica.

En los primeros encontramos el avinagrado natural (fermentación inducida) consistente en cortar la guadua y dejarla en el sitio de corte (alejada del sol) mínimo por 2 semanas. Por otro lado, se tienen los tratamientos por inmersión en agua, en el cual se sumerge la guadua en un estanque durante mínimo dos semanas, de igual forma se tiene los tratamientos por inmersión en soluciones, en los cuales se debe perforar la guadua, ya sea longitudinalmente con una broca de 1/2” y máximo de 5/8” o transversalmente realizando dos perforaciones por canuto con broca de 1/4” de manera alterna en el eje de la guadua. Por último, tenemos el método de difusión vertical en el cual la guadua se perfora longitudinalmente en todos sus entrenudos, exceptuando el último, luego se vierte la solución dentro de la guadua, para recuperarla luego en el último culmo.

La segunda agrupación de tratamientos consisten en la aplicación de las soluciones preservantes a través del uso de fuerza mecánica, en este campo encontramos el Desplazamiento de savia, el cual consiste en acoplar cada trozo de guadua a una boquilla flexible e inyectar longitudinalmente la solución preservante a través de una bomba, este efecto es capaz de desplazar la savia de la guadua y reemplazarla por el conservante, es de anotar que las guaduas deben ser sometidas lo más pronto posible al tratamiento luego de ser cortadas.

Por último, se establece un tratamiento correctivo por aspersión, el cual se utiliza con posterioridad a la construcción de la estructura en guadua, para lo cual se debe perforar en forma de espiral cada culmo con broca de 1/4” e inyectar el producto contra insectos, la impregnación se realizará por absorción capilar, obteniendo una guadua preservada que debe ser revisada periódicamente.

Ahora bien, la guadua es un material con alto contenido de humedad provocando que en el proceso de secado sufra deformaciones o contracciones, por lo cual los elementos cortados deben someterse a secado natural o artificial a fin de eliminar un alto contenido de humedad.

En el caso de secado natural se colocan las guaduas verticalmente apoyadas sobre un pórtico y entrelazadas de forma triangular, dispuestas en el sentido de la luz solar con el fin de generar la mayor exposición que facilite su secado. En cuanto al secado artificial se realiza en condiciones controladas de temperatura y humedad relativa, además de facilitar la circulación de aire en la cámara de secado. También se pueden usar secados mixtos en los cuales una parte se realiza al aire libre y otra en cámara.

Los resultados de estos procesos de secado deben asegurar un contenido de humedad entre el 9 y el 22%, teniendo en cuenta que este contenido se regulará en gran medida por las condiciones medioambientales del sitio de construcción final.

Patologías.

Siendo la guadua un material natural es susceptible al medio ambiente, factores bióticos y daños físicos producidos durante su etapa de manejo y construcción por lo tanto se hace indispensable conocer las posibles alteraciones que puedan presentar los elementos y solucionarlas a tiempo.

A partir del documento de (Madera, bahareque y guadua, 2008) se establecen ciertos parámetros físicos a revisar de la guadua, entre ellos:

- Duramen
- Aplastamiento superficial
- Desviaciones
- Tímpanos torcidos
- Factor de crecimiento
- Pies mojados
- Inmadurez

Agentes biológicos, representados por medios bióticos que atacan el material por encontrar en él un hábitat ideal para su reproducción, entre ellos se hallan:

- Hongos
- Perforaciones pequeñas
- Perforaciones grandes

Problemas originados por transporte y almacenamiento, según el trabajo de (Madera, bahareque y guadua, 2008) se identifican 5 aspectos principales de falla durante esta etapa:

- Aplastamiento
- Microfisuras
- Desastillado

- Agrietamiento
- Rajadura

4.2. TECNOLÓGICO

- *Software de Topografía (TOPOCAL)*: Su principal función es la creación de modelos digitales del terreno y movimientos de tierras por perfiles transversales o por mallas, cálculo de plataformas con compensación de tierras, cajeros de secciones tipo por PK con obtención del terreno modificado y muchas funciones más.
- *Software AutoCAD (2013)* Es un software de diseño asistido por computadora utilizado para dibujo 2D y modelado 3D. Actualmente es desarrollado y comercializado por la empresa Autodesk.
- *Software SAP 2000 (V.20)*: Es un programa de elementos finitos, con interfaz gráfico 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento del más amplio conjunto de problemas de ingeniería de estructuras.
- *Excel (2016)*: Software de la empresa Microsoft, permite el manejo de hojas de cálculo, en las cuales se analizarán los resultados de SAP 2000, al igual que la corroboración de los elementos por el método de esfuerzos admisibles de la NSR-10. Título G.12.

4.3. HISTÓRICO

Desde una perspectiva histórica, Colombia ha presentado gran dinamismo en la construcción de puentes con guadua desde tiempos remotos, según lo expone (Proyecto U.T.P. -G.T.Z, 2001), los indígenas Paeces construían puentes en guadua para cruzar ríos caudalosos, utilizando dos principios; el puente en arco falso el cual no es capaz de soportar las cargas de uso, pero ofrece soporte al tablero del puente, por lo cual se le añade la técnica del puente atirantado utilizando guaduas que trabajan completamente a tensión. Todo el sistema se encuentra amarrado por bejucos a postes o árboles en la ribera.

Con el fin de observar el trabajo realizado hasta el momento sobre puentes peatonales en guadua nos centraremos en aquellos que han sido construidos en el país durante el nuevo milenio, de manera que se puedan analizar de forma breve aspectos como fecha y lugar de construcción, luz libre del vano principal, forma, sistema de carga, posibles inconvenientes y una descripción puntual de su estado, de esta forma tenemos:

Puente de guadua Arnulfo Briceño, Cúcuta

Se propone como paso peatonal sobre las avenidas los Libertadores y Gran Colombia, construido por el alemán Jorg Stamm, el puente se integra al paisaje

generando un ambiente de tranquilidad junto a las obras de paisajismo urbano que acompañan el proyecto.

El puente inaugurado en el 2008 consta de una estructura en arco de carga conformada por un grupo de guaduas firmemente unidas, el puente consta de dos arcos de carga que soportan toda la estructura, además cuenta con una cubierta en lona que le brinda protección contra la lluvia a la vez que le da su toque de modernidad y aspecto clásico por parte de la guadua. Ha recibido premios de arquitectura debido a su innovadora forma, y a la utilización de material natural en un ambiente urbano.

La estructura fue probada con una carga de 450 kg/m^2 en su tercio medio, obteniéndose una deflexión de solo 9 cm, cumpliendo con las regulaciones colombianas. Esta estructura además de presentar una arquitectura de contraste entre la antigüedad del bambú y su techo moderno, muestra la factibilidad de construir con este material debido a que el puente completo tuvo un costo de tan solo \$150,000 dólares (para 2008) y se construyó en únicamente 3 meses.

Figura 5. Puente de Cúcuta Arnulfo Briceño.



Fuente <http://cronicasdecucuta.blogspot.com.co/2014/06/586-el-puente-de-gadua-arnulfo-briceno.html>

Puente Peatonal Corregimiento de Mulaló, Yumbo

Este puente con una longitud de 18,0 m en arco se construyó a la entrada del corregimiento de Mulaló, es de servicio peatonal con una cubierta a dos aguas, se apoya sobre dados de hormigón. El tablero es una estructura de vigas traslapadas de guadua con una tarima en madera, La cubierta es de geotextil con tensores metálicos marcando el uso de esta técnica de cubierta liviana y estética agradable.

Figura 6. Puente de Mulaló, Yumbo,



Fuente <https://twitter.com/eduardosalas28/status/644983585469038592>

Puente de Guanezhoua

Esta obra fue llevada a cabo en China para tener acceso a un hotel ecológico hecho de bambú, cruzando un pequeño río de 38m de ancho. Es un puente peatonal cubierto que persigue el diseño del ya mencionado hotel y es considerada la obra más importante en la carrera profesional de Simón Vélez (Vélez, 2011)

Figura 7. Puente Guanezhoua.



Fuente <https://realestatemarket.com.mx>

4.4. ANTECEDENTES DEL PUENTE JENNY GARZÓN

El proyecto del puente de guadua en Bogotá toma fuerza cuando el IDU acepta la propuesta realizada por la firma Bambú de Colombia S.A, la cual en símbolo de superación por la situación adversa que atravesó la comunidad del eje Cafetero y del sentido arquitectónico, de su identidad cultural, propone donar a Bogotá un puente construido en guadua, diseñado por el arquitecto Simón Vélez. (C.E.G.G, 2002).

Respecto al marco legal que presenta el informe de diseño del puente se estableció inicialmente la necesidad de realizar una localización detallada con la geometría del lugar para establecer las tareas a realizar en la reunión pactada por los Arquitectos Andrés Trujillo, Director Técnico de Espacio Público y Simón Vélez, Diseñador del puente junto con el ingeniero Cesar Gómez Gómez, Director General de Interventoría de la Construcción de la Alameda Florida Juan Amarillo, el día 25 de febrero del 2002 en el IDU.

Las entidades interesadas en patrocinar dicho proyecto se dividen en dos grupos, por un lado, las públicas (del Estado) en donde se encuentran: IDU y SENA; por otra parte, se encuentran las firmas de tipo privado: Bambú de Colombia S.A, Arquitecto Simón Vélez y R&M construcciones e interventorías Ltda. Una vez definidas las partes interesadas se firma el Convenio Especial de Cooperación No 00086 de 2002, donde se distribuyen las funciones para cada una de las partes y la tecnología en el uso de la guadua como material de construcción, capacitando al personal necesario para llevar a cabo la construcción del puente.

Figura 8. Funciones y entidades en la construcción del puente de guadua

Guadua	Dr. Gabriel Germán Londoño Presidente de la firma Bambú de Colombia S.A.
Diseño, construcción Calculo estructural	Arquitecto Simón Vélez Ingeniero Josué Galvis
Mano de Obra, Taller de Capacitación, herrajes, Andamio, teja, tensores, Anclajes, tornilleria, Articulaciones	S.E.N.A Dr. Carlos Ortiz Fernandez Director General
Cimentación, estudio de Suelos, rampas de acceso, Estribos, Transporte	I.D.U.
Interventoria del Proyecto	R&M Construcciones e Interventorias Ltda. Ingeniero Cesar E. Gómez Gómez Representante Legal

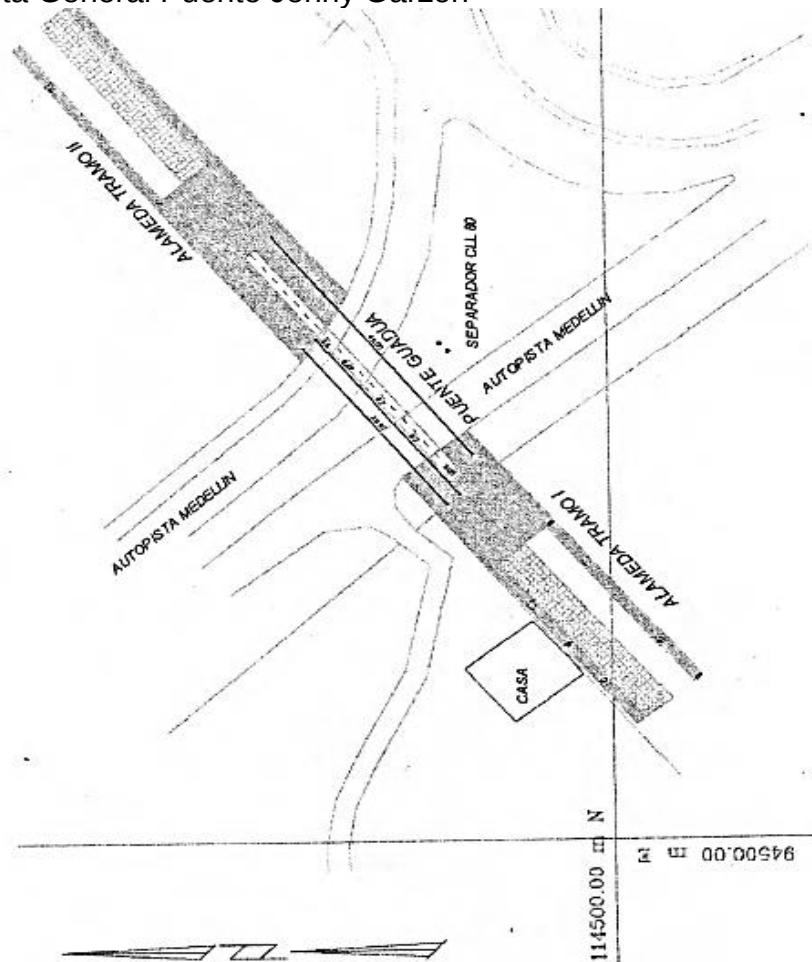
Fuente (Salazar Ferro Ingenieria S.a., 2003), p. 6

Como funciones anexas, el IDU se encargó de la interventoría de la obra, la ejecución de actividades tales como: los estribos, tableros de concreto, acabado del piso, iluminación, rampas de acceso necesarias para la implantación del puente y el transporte de la guadua al sitio en el momento oportuno (Ferro, 2003).

El puente se constituye de 3 elementos, 2 rampas de 47.3 m c/u y una parte central en guadua de 45 de largo y 2.5 m de ancho para permitir el acceso del tránsito de peatones y una altura de 5.62 m con un ancho total de 10 m. Para la construcción de este se basa en seguir 5 elementos: Cimentación, rampas de acceso, instalación del puente, acabados de piso e iluminación.

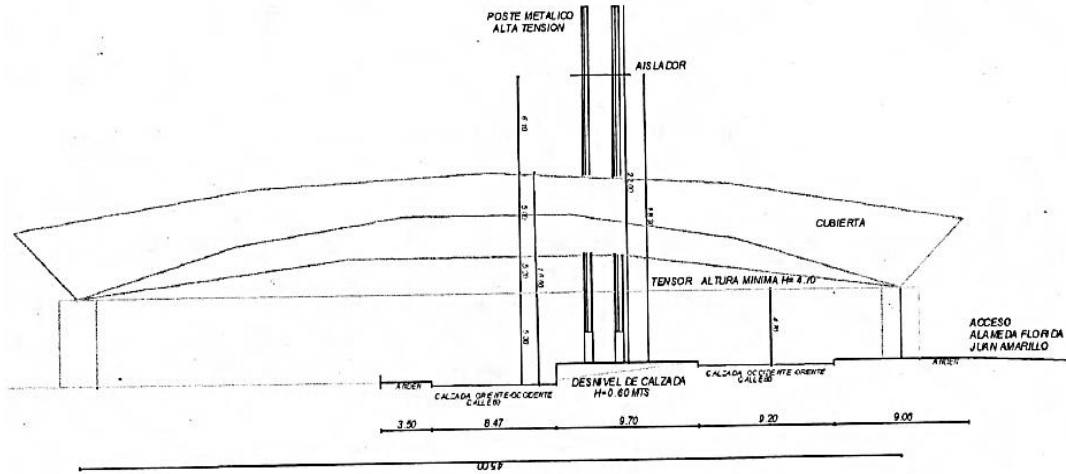
A continuación, se presentan los bocetos iniciales del diseño del puente. En su orden se verán: Planta general, corte transversal de las calzadas AA', corte sección transversal del puente en sentido oriente-occidente para el centro de la luz a una distancia de 23 m y otro corte en el apoyo.

Figura 9. Planta General Puente Jenny Garzón



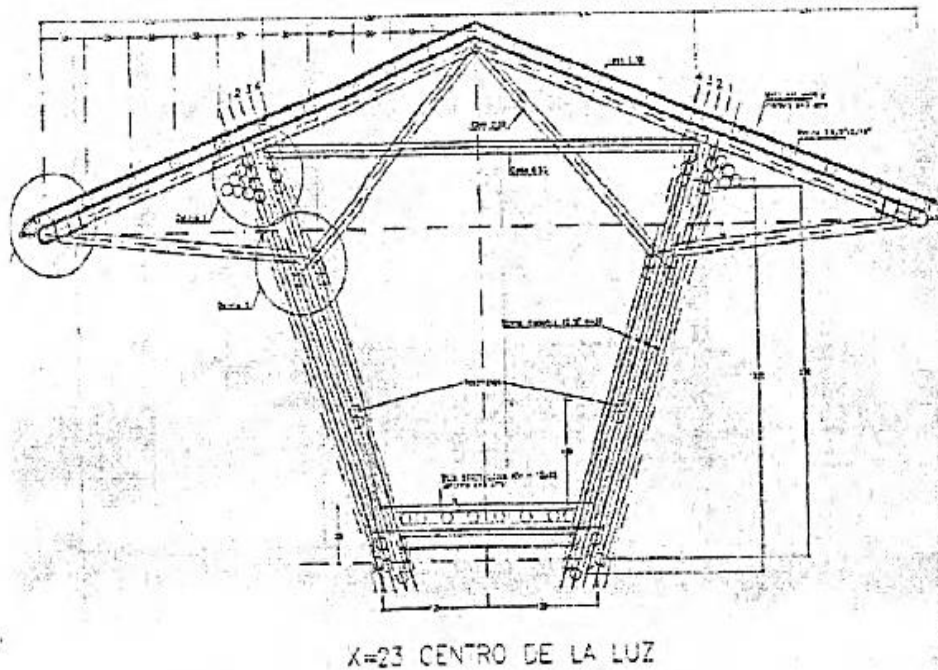
Fuente (Salazar Ferro Ingenieria S.a., 2003), p. 7.

Figura 10. Corte AA' Vía Medellín



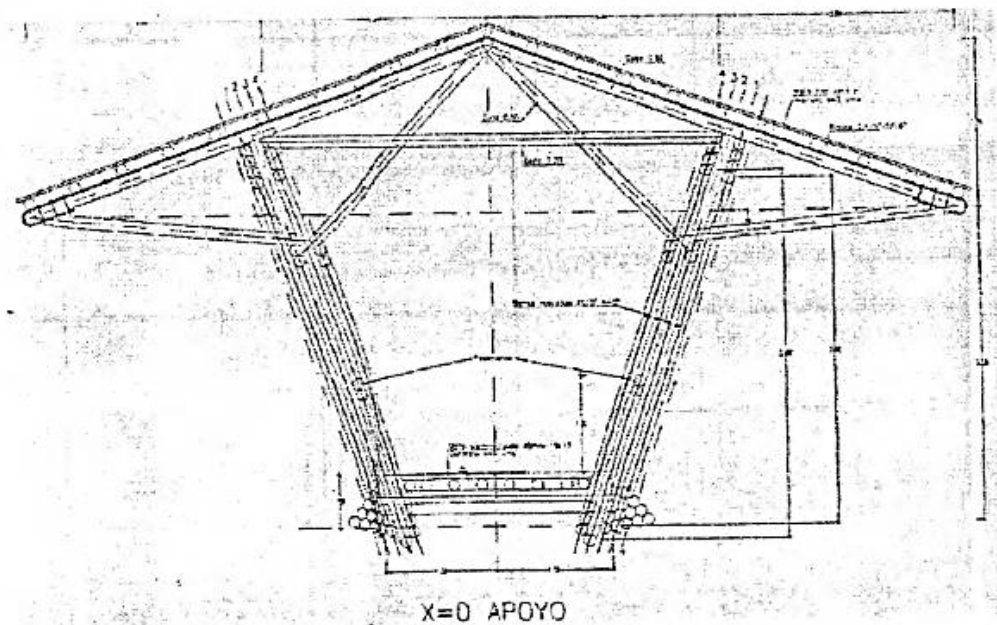
Fuente (Salazar Ferro Ingenieria S.a., 2003), p. 8.

Figura 11. Corte transversal del puente en el centro de la luz



Fuente (Salazar Ferro Ingenieria S.a., 2003), p. 9.

Figura 12. Corte transversal del puente en el apoyo



Fuente (Salazar Ferro Ingenieria S.a., 2003), p. 9.

A continuación, se presentan las tablas resumen de los materiales y costos del puente.

Figura 13. IDU

MATERIAL	CANTIDAD	UN	V/UNIT	V/TOTAL
CIMENTACION	1	UN	\$ 54'350.729	\$ 54'350.729
RAMPAS DE ACCESO	2	UN	\$161'160.192	\$ 322'320.384
ESTRIBOS	2	UN	\$ 8'942.196	\$ 17'884.392
TRANSPORTE GUADUA	4	VIAJES	\$ 1'000.000	\$ 4'000.000
VALOR TOTAL IDU				\$398'555.505

Fuente (Salazar Ferro Ingenieria S.a., 2003), p. 10.

Figura 14. Firma Bambú de Colombia

MATERIAL	MEDIDA	CANTIDAD	UN	V/UNIT	V/TOTAL
GUADUA	9 MT	1221	UN	\$ 2077	\$ 2'536.017
INMUNIZACION	9 MT	1221	UN	\$ 6000	\$ 7'326.000
VALOR TOTAL BAMBU DE COLOMBIA					\$ 9'862.017

Fuente (Salazar Ferro Ingenieria S.a., 2003), p. 10.

Figura 15. SENA

MATERIAL	MEDI DA	CANTIDAD	UN	V/UNIT	V/TOTAL
MATERIAL PUENTE					
ZUNCHOS ACERO INOX	¾"	2800	ML	\$ 7.500	\$ 21'000.000
GRAPAS ACERO INOX	¾"	7000	UN	\$ 1.633	\$ 11'431.000
ESPARRAGOS ACERO INO	¾" X 1 MT	124	UN	\$ 36.900	\$ 4'575.600
TUERCAS ACERO INOX	¾"	260	UN	\$ 1.621	\$ 421.460
ARANDELAS BRONCE PLANAS	11 CM	130	UN	\$ 15.000	\$ 1'950.000
ARANDELAS BRONCE PLANAS	8 CM	130	UN	\$ 8.050	\$ 1'046.500
ESPARRAGOS ACERO GALV	½" X 1 MT	700	UN	\$ 3.047	\$ 2'132.900
TUERCAS ACERO GALV	½"	4800	UN	\$ 91	\$ 434.400
TENSORES	1¼" X 32 M	36	UN	\$ 730.000	\$ 26'280.000
TUERCAS ACERO GALV	1 ¼"	144	UN	\$ 2.645	\$ 380.880
TEJAS DE BARRO (23XMT2)		13662	UN	\$ 390	\$ 5'328.180
MALLA CON VENA PARA REVOQUE		735	M2	\$ 2.100	\$ 1'543.500
MORTERO		540	M2	\$ 24.000	\$ 12'960.000
MALLA ELECTROSOLDADA		270	M2	\$ 28.500	\$ 7'695.000
CONCRETO		13.50	M3	\$ 213.533	\$ 2'882.693
TENSORES	5/8" X 4.5 M	80	UN	\$ 5.310	\$ 424.800
TUERCAS ACERO GALV	5/8"	160	UN	\$ 1.173	\$ 27.680
ARANDELAS BRONCE CURVA		160	UN	\$ 4.600	\$ 736.000
PLATINAS	11/2" X 3 1/2" X 12M	108	UN	\$ 2.255	\$ 243.540
VARILLA HIERRO	½"	324	ML	\$ 2.650	\$ 858.600
MANTO EDIL		600	M2	\$ 13.734	\$ 8'024.400
PAPEL ENGERADO		600	M2	\$ 5.10	\$ 306.000
VALOR TOTAL MATERIAL PUENTE					\$ 110'683.133
ANDAMIOS Y CERRAMIENTO					
CUERPO ANDAMIO CON TRABA		180	UN	\$ 18.000	\$ 3'240.000
MALLA DE PROTECCION	18 M ANCHO	50	ML		
ESTERILLAS DE GUADUA		200	UN	\$ 2.260	\$ 452.000
PUNTILLAS 2", 2 ½", 3" Y 4"		200	LB	\$ 1200	\$ 240.000
LAMINAS GALVANIZADAS	2.5 M LONG	240	UN	\$ 27.615	\$ 6'627.600
VALOR TOTAL ANDAMIOS Y CERRAMIENTO					\$10'559.600
MANO DE OBRA					
MANO DE OBRA		3	MESES	\$ 50'250.000	\$ 150'750.000
VALOR TOTAL MANO DE OBRA					\$150'750.600
VIATICOS DIRECCION DE OBRA					
VIATICOS		12	SEMANA	\$ 5'520.000	\$ 66'240.000
VALOR TOTAL VIATICOS DIRECCION DE OBRA					\$66'240.000
VALOR TOTAL SENA					\$338'233.333

Fuente (Salazar Ferro Ingenieria S.a., 2003) p. 11

Figura 16. Valor total del puente

ENTIDAD	V/UNIT	V/TOTAL
BAMBU DE COLOMBIA	\$ 9'862.017	\$ 9'862.017
ARQ. SIMON VELEZ	\$ 0	\$ 0
SENA	\$338'233.333	\$ 338'233.333
IDU	\$ 398'555.505	\$398'555.505
VALOR TOTAL PUENTE		\$ 746'650.855

Fuente (Salazar Ferro Ingenieria S.a., 2003), p. 12.

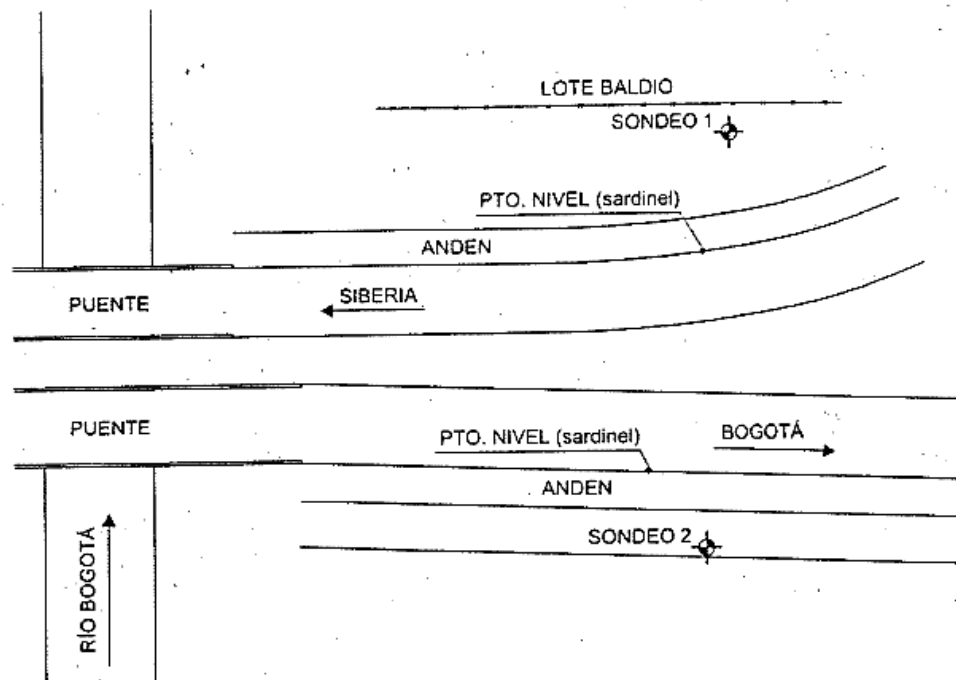
Figura 17. IDU Cimentación

OPCION PUENTE	INCLUYE	V/TOTAL
METALICO	CIMENTACION, RAMPAS DE ACCESO, ESTRIBOS	\$ 508'393.662
GUADUA	CIMENTACION, RAMPAS DE ACCESO, ESTRIBOS, TRANSPORTE GUADUA	\$ 398'555.505

Fuente (Salazar Ferro Ingenieria S.a., 2003), p. 12.

Para la exploración subsolar se efectuaron 2 perforaciones a 10 y 25 m mediante ensayos de veleta de corte de campo y SPT. Se obtuvo un buen número de muestras para realizar la respectiva caracterización visual. También se extrajeron muestras inalteradas en tubos Shelby para las cuales se realizaron ensayos de consolidación, compresión inconfiada y clasificación.

Figura 18. Ubicación sondeos.



Fuente (Alfonso Uribe S. y Cia. Ltda. , 2002), p. 13.

El subsuelo se constituye de manera superficial por rellenos en tierra con piedras y rellenos arcillosos (varían entre 3.0 y 3.6 m bajo la superficie); arcillas de color gris verdoso con raíces (con profundidad entre 3.6 y 4.4 m) y limos arcillosos de color gris oscuro de consistencia blanda. Se observó que el nivel freático se encontraba a profundidades de 2.5 y 4.5 m. (Cusego, 2002) Respecto a la caracterización sísmica, el suelo se clasifica como tipo S4 según la NSR-98 y un coeficiente de sitio S, equivalente a 2 (el potencial de licuación de estos suelos es nulo). Ahora bien, observando el Mapa de Microzonificación Sísmica de Bogotá el puente se ubica en la zona 4. (Cusego, 2002).

En el costado sur se construyeron 12 pilotes (la tipología general de los pilotes se basa en un sistema de tornillo de alma hueca) de 25 m, 12 de 20 m con sección circular entre 0.60 y 0.80 m de diámetro para el estribo (refuerzo de 3/8") y 4 pilotes de 12 m y 8 de 14 m para la sección de la rampa de acceso al puente, con un diámetro circular de 0.40 m (refuerzo de 5/8" y 3/8"). Se llevaron a cabo 8

columnas en el pilotaje, 2 de tipo C1, C2, C3 y C4 con longitudes de 5.1 m, 5.6 m, 6.10 m y sección transversal de 0.60 m x 0.60 m y 2 de 9.10 m con una sección de 0.60 m x 1.00 m; en las rampas se tuvieron en cuenta 6 tipos de columnas, 2 de tipo C1, C2, C3, C4, C5 Y C6 con sección transversal de 0.30 m x 0.3 m de longitudes: 4.26 m, 3.86 m, 3.43 m, 3.00 m, 2.60 m y 2.17 m, respectivamente. (Ferro, 2003).

Se llevaron a cabo 12 dados de cimentación (sentido sur y norte), ubicados en la parte superior de los pilotes de 12 m y 14 m con una sección de 0.90 m x 0.90 m x 0.50 m y para los estribos se fabricaron 4 dados tipo de 8.90 m x 1.30 m x 0.80 m. Se hicieron (2) vigas de amarre longitudinal de 20.5 m x 0.30 m x 0.50 m, 2 vigas de amarre en la cimentación espaciada 2.50 m, 7 viguetas tipo (006, 005, 004, 003, 002 y 001) ubicadas en sentido transversal uniendo la viga de amarre de cimentación; vigas pórtico de 0.30 m x 0.30 m, (2) vigas longitudinales en la rampa superior de 20.5 m de longitud y con una sección de 0.60 m x 0.70 m. (Ferro, 2003). Otros elementos constitutivos en la construcción del puente tanto para el sentido norte como el sur son: Losas de aproximación (35.45 m), muros en bloque de concreto abujardado (200 m²), crucetas, muros en concreto ciclópeo (35m²) y una baranda metálica para protección de los peatones.

El costado norte tuvo las mismas condiciones de diseño y refuerzo que el costado sur en cuanto a los pilotes y columnas ubicadas en las rampas de aproximación, por lo cual el proceso constructivo es simétrico. Por el contrario, las columnas localizadas en los pilotes cambiaron sus longitudes, siendo estas de: 6.10 m, 6.60 m, 7.10 m y 10.10 m. Se construyeron dos vigas de amarre longitudinal (una larga y otra corta) tienen una sección de 24.03 m x 0.30 m x 0.50 m y 16.98 m x 0.30 m x 0.50 m, respectivamente. También se llevaron a cabo (2) vigas de amarre de 15.50 m x 0.80 m x 0.80 m, 6 tipos de vigas de amarre, y 6 vigas pórtico de sección 0.30 m x 0.30 m, 2 vigas superiores (corta y larga), 4 viguetas de 0.50 m x 0.40 m x 5.65 m, 0.60 m x 0.60 m x 3.32 m, 1.0 m x 0.70 m x 3.70 m y 0.60 m x 0.60 m x 3.70 m.

La construcción del puente se vio afectada por el estado en que llegaron los culmos de guadua, pues estos presentaban una apariencia verdosa y no se podían sumergir en el tanque de inmunización por inmersión (se tenía que esperar un tiempo 15 días contados a partir de la llegada de la obra, motivo por el cual se vio retrasada la obra).

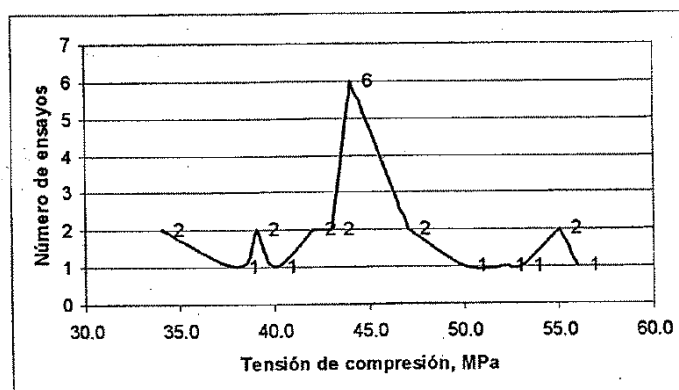
El armado de la cubierta inició por el arco central y los laterales para conformar las cerchas internas para el soporte del techo, posteriormente en medio de las cerchas internas para el soporte del techo se realizó un amarre con alambIÓN que unía los extremos de cada cercha, encima se instaló la malla con vena donde se fundió el mortero de un espesor de 2.5 cm, sobre este se instaló el papel paroi y la malla electrosoldada, sobre la malla se vertió mortero para luego poner la teja de barro para conformar la estructura de cubierta. (Ferro, 2003).

Para la placa del piso, se realizó un entramado con las guaduas que arrancaban de cada costado ancladas por medio de tornillos, apoyados sobre vigas transversales conformadas por cuatro guaduas del diámetro mayor con una longitud promedio entre sí de 3.5 m. Una vez terminada la obra, el IDU procede a cargar el puente para asegurarse de la estabilidad de este a partir de las deformaciones medidas, pero debido a la deformación continua no se logró dar por terminada la prueba de carga y por ende se recomendó remover la teja de barro que descansaba sobre la cubierta y la losa de hormigón, material constitutivo del tablero.

El cambio de estos elementos por unos más livianos sumó un total de 700 kN, peso que estabilizó el puente y fue razón necesaria por la cual el IDU estableció la necesidad de realizar un estudio más detallado del mismo para conocer con exactitud valores de capacidad de carga, comportamiento estructural, causa de los daños presentados, comportamiento de las conexiones, consecuencia de la deformación en los estribos, consecuencias y disminución en el ancho efectivo del tablero del puente. Entre otros componentes requeridos estuvieron: La evaluación de la carga y las frecuencias naturales de vibración.

Según (Ferro, 2003) en el contrato No. DTA-C-645-2003 se llevan a cabo datos técnicos del comportamiento estructural del puente peatonal y los estudios de patología. Dentro de estos resultados se realizaron ensayos a compresión y punzonamiento, siguiendo los estándares sugeridos por la norma INBAR (International Institute for Bamboo and Rattan); los resultados obtenidos en la compresión gracias a la realización de 24 ensayos fueron los siguientes: Resistencia mínima y máxima a compresión paralela a la fibra de 34.2 Mpa y 55.6 Mpa, respectivamente, obteniéndose una resistencia promedio de 44.7 Mpa.

Figura 19. Datos de resistencia respecto al número de ensayo

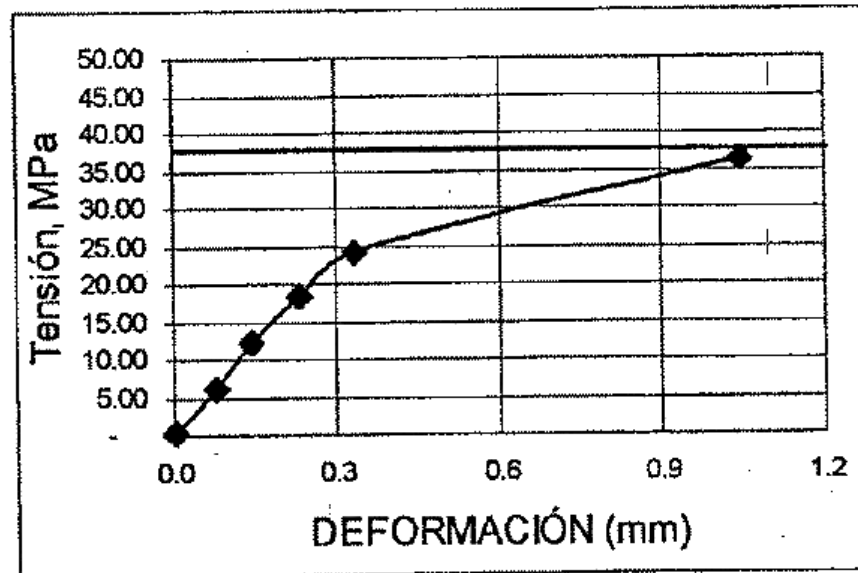


Fuente (Salazar Ferro Ingenieria S.a., 2003), p. 19.

En el caso de la resistencia de las guaduas debe tomarse el valor del extremo inferior en donde inician las fluctuaciones del material. Para este caso se tomó el

equivalente al 8% de probabilidad según los ensayos que obedece a una resistencia de 38 MPa. A continuación, se muestra el comportamiento del material con esta magnitud de carga.

Figura 20. Deformación Vs Tensión Mpa



Fuente (Salazar Ferro Ingeniería S.a., 2003), p. 19.

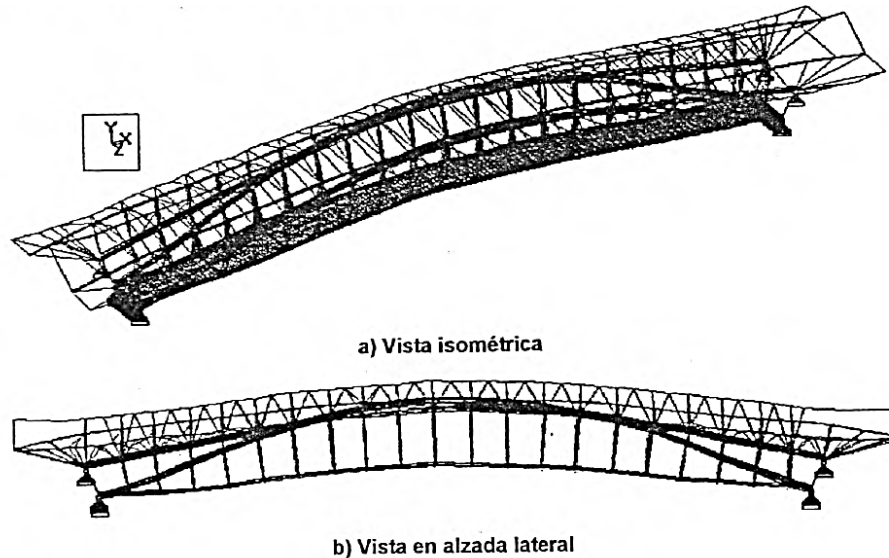
Para asegurar que el comportamiento de la guadua no supere el límite elástico se adecua el mismo porcentaje de la madera (20% de la resistencia máxima) a la resistencia máxima a la compresión; dando un resultado de 18.24 Mpa. La tensión admisible no debe superar el 63% de la carga última, es decir 24 Mpa. Los resultados de laboratorio arrojaron una resistencia mínima, máxima y promedio (de corte) con valores de: 2.1 MPa, 11.7 MPa y 7.2 MPa, respectivamente.

Respecto al módulo de elasticidad se tomó como base uno de tipo teórico, equivalente a 7014 MPa, ya que al probar distintas probetas dio como resultado un valor mayor al estimado teóricamente. La densidad se calculó en 700 kg/m³. Una vez definidas estas propiedades se prosiguió a realizar el modelo matemático, en donde se tienen en cuenta los siguientes modelos de estructuración y de carga:

- a. Puente sin riostras entre el arco superior y el arco de la cubierta: Este modelo se realiza con toda la carga de la teja y del piso de concreto bajo deformaciones del estribo sur.
- b. Puente con riostras entre el arco superior e inferior: Se caracteriza por constituir un modelo sin cargas del tipo (a) y por evaluarse con pruebas de carga muerta debido al piso de madera y viva de diseño.

Tanto para (a) como para (b) se constituyó un modelo dinámico para evaluar los modos de vibración y los periodos característicos.

Figura 21. Modelo sin riostras entre el arco superior y el arco de cubierta.



Fuente (Salazar Ferro Ingenieria S.a., 2003), p. 23.

La ilustración anterior es resultado del levantamiento topográfico del puente después de construido, por lo tanto, hace referencia a un modelo espacial real. Para verificar el comportamiento real de las conexiones, se analizó la estructura a partir de elementos finitos: como primer modelo se suponía una situación de nudos rígidos (las conexiones entre múltiples guaduas funcionan como uniones de elementos continuos que transmiten momento y torsión en sus extremos a los elementos con los que se conectan) y con nudos flexibles, es decir con elementos articulados en sus extremos. Para las capacidades se utilizó el método de las tensiones admisibles debido a la carencia de métodos para la guadua.

4.5. NORMATIVIDAD APLICABLE

- NSR-10: Reglamento Colombiano de Norma Sismo Resistente. Actualización 2010.
- NTC: Norma Técnica Colombiana.
- ICONTEC: Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación.
- IDU: Instituto de Desarrollo Urbano
- Código Colombiano de Puentes 2014.

La guadua utilizada en el puente Jenny Garzón es del tipo *Angustifolia Kunth*, procesada de acuerdo con los estándares del mercado, no obstante, al no existir un código pertinente para puentes peatonales en guadua en el país es necesario emplear 2 códigos para la obtención de los parámetros para el cálculo estructural

del puente, en primera instancia se utilizará la NSR-10 en su capítulo G.12. específicamente se aplicará la metodología de cálculo expuesta para viviendas de 1 y 2 pisos, que a pesar de expresar de manera explícita su no utilización para el cálculo de puentes, (Figura 22), es factible su aplicación para extraer las propiedades mecánicas del material y el cálculo de los elementos por el método de esfuerzos admisibles.

Figura 22. Alcance de la NSR-10 Capítulo G.12.

G.12.1.3 — El diseño de construcciones para vivienda estará limitado a dos pisos, no se permitirán muros de mampostería o concreto en el nivel superior de las edificaciones. Esta norma no se podrá utilizar para el diseño de ningún tipo de puente o estructuras diferentes de edificaciones, limitándose a aquellas cuyo uso sea vivienda, comercio, industria y educación.

Fuente (AIS, 2010), NSR-10, p. 1863.

De igual modo, se utilizará el Código Colombiano de diseño de puentes para el avalúo de cargas y metodología de cálculo estructural. De este modo se realizará el estudio que permitirá determinar el nivel de carga del puente e identificar su evolución y las actuaciones correspondientes que permitirán alargar su vida útil y servir de modelo para el impulso de este tipo de construcción.

Debido a las condiciones particulares de este puente se convierte en la prueba piloto para el desarrollo de los parámetros de análisis de estructuras construidas en guadua, las cuales en las dos últimas décadas han presentado un notable aumento y se han integrado al ambiente no solo rural sino al urbano donde enfrentan sus mayores retos, debido a las exigencias de las luces y el alto tráfico que soportan, no obstante la guadua se ha mostrado como un elemento de legado histórico que desde culturas ancestrales ha demostrado su notoria capacidad para ser usado en puentes. Ahora estamos en la obligación de utilizar los recursos técnicos de que disponemos para calcular con rangos óptimos de seguridad estas estructuras y evitar que se repitan sucesos que empañan las bondades de este material.

5. METODOLOGÍA

Identificando el alcance del proyecto con la finalización del diagnóstico estructural del puente de guadua de la calle 80, se consideran los cuatro ejes principales del proyecto, en primera instancia se lleva a cabo la fase de consultoría, luego la recolección de datos en campo, análisis de la información y la formulación de hipótesis básicas, que se contrastan con una nueva visita de campo, para finalmente ofrecer el informe técnico de la estructura. De acuerdo con lo anterior se especifica:

5.1. FASE 1 CONSULTORÍA

Entendida como la etapa de adquisición del marco técnico y legal como base para el desarrollo del diagnóstico estructural del puente de la Calle 80, esta etapa analiza las diferentes normas de interés para el proyecto, dentro de las cuales se encuentra la (NSR-10) que en su título G.12 especifica los parámetros de diseño de bambú aplicables a la determinación de las propiedades y requisitos de los elementos estructurales en Guadua.

En cuanto a los parámetros necesarios para el procesamiento del bambú como material de construcción se utilizarán las normas NTC -5300 (Cosecha y Postcosecha del culmo de guadua); NTC-5301 (Preservación y secado del culmo de guadua angustifolia Kunth); NTC-5407 (Uniones de estructuras con guadua angustifolia Kunth); NTC-5525 (Métodos de ensayo para determinar las propiedades físicas y mecánicas de la guadua angustifolia Kunth); del ICONTEC, esto con el fin de identificar las características básicas de calidad de este material.

En general, la mayoría de las propiedades mecánicas del bambú Guadua Angustifolia Kunth exhibieron valores de resistencia más altos para los tallos de 3 y 4 años. Por lo tanto, parece que la edad madura de Guadua Angustifolia Kunth se alcanza entre 3 a 4 años. Además, la fuerza de los culmos de 5 años disminuye en comparación con los culmos de 3 y 4 años (iner 1996), que necesita ser verificado por estudios más detallados. (Correal & Arbeláez, 2010) Parte de esto puede deberse al hecho de que a los 5 años hay una pérdida considerable de densidad.

De esta forma, es importante detallar las condiciones a las que está expuesto este material, factores como la temperatura, la humedad y la altura que se miden desde el DBH. Se concluye que el DAP de Guadua angustifolia es independiente de las siguientes variables: distancia de la fuente de agua, humedad relativa y precipitación anual, pero depende de la temperatura y la altura sobre el nivel del mar. (González, Fonthal , & Calderón , 2014).

5.2. FASE II RECOLECCIÓN DE DATOS EN CAMPO

El proyecto se apoyará en la recolección de datos del puente orientado a la construcción de un modelo digital de la estructura actual del puente, para este propósito, es necesario el levantamiento topográfico del puente, con la ayuda de la estación total (con medición por rebote), identificando las coordenadas en 3 dimensiones de los nodos principales que conforman la superestructura del puente.

Del mismo modo, se hace un registro fotográfico orientado al análisis visual de los elementos estructurales del puente; identificando posibles fisuras, daños por hongos, humedad, parásitos, desviación excesiva, condición de las conexiones, elementos de la cubierta y acabados del puente. Por ejemplo, tapar los extremos de los culmos de la guadua evita el ingreso de termitas y hongos, en el caso de la humedad, el poliéster es un material impermeable que aplicado a lo largo de la caña mejora su resistencia frente a la humedad y la exposición a los rayos UV.

Lo anterior, considerando que el puente es una estructura compuesta de materiales naturales, susceptibles a la degradación biológica, ambiental (fuego, uso al aire libre) y mecánica (desgaste, sobreesfuerzo y flexión) que de acuerdo con NSR-10 G.12.6.2.4 *"Las estructuras de guadua por estar fabricadas con un material de origen natural deben tener un adecuado mantenimiento preventivo, que garantice, que los elementos no sean afectados por insectos u hongos durante su vida útil"*. A menudo la guadua sufre dilataciones debidas a la humedad y temperatura del sitio. Además, se deben llevar a cabo inspecciones periódicas y arreglos necesarios para garantizar el correcto funcionamiento estructural de la construcción.

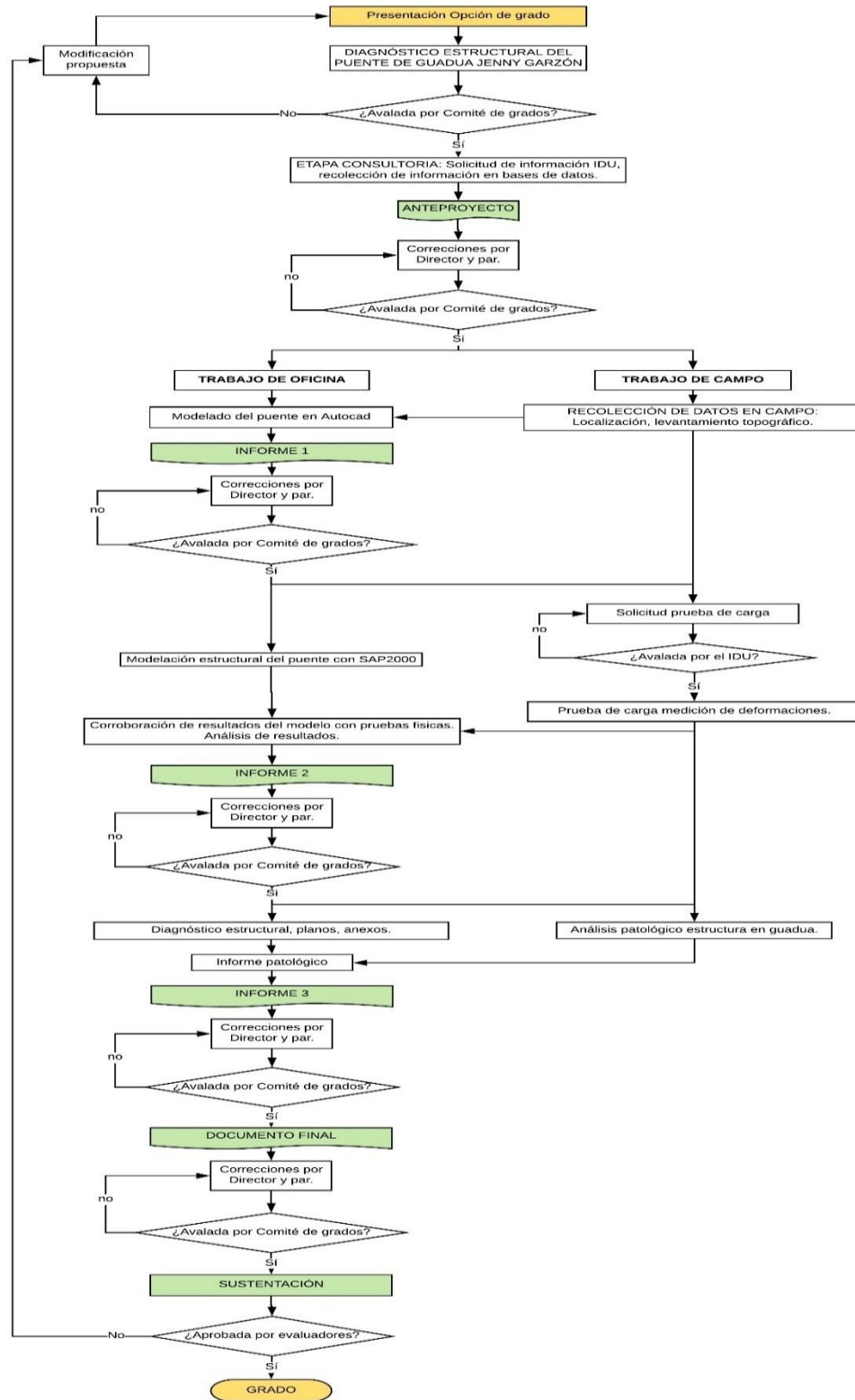
5.3. FASE III ANÁLISIS DE DATOS Y FORMULACIÓN INICIAL DE HIPÓTESIS

Con base en las fases I y II, los datos recopilados se procesan utilizando medios computacionales, como AUTOCAD, EXCEL y SAP 2000, con el fin de establecer las deflexiones sufridas por el puente y la integralidad de los elementos que componen dicha estructura.

5.4. FASE IV REPORTE TÉCNICO

En esta fase, los primeros resultados de la investigación y las posibles recomendaciones se presentarán delante de evaluadores externos para correcciones posteriores. Después de esto se determinará si es necesario realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica al puente de Guadua Jenny Garzón para garantizar que cumpla con los requisitos exigidos por las normas nacionales en caso de un posible evento telúrico.

5.5. FLUJOGRAMA



5.6. CRONOGRAMA

		DURACIÓN																							
ETAPA	ACTIVIDADES	SE M. 1	SE M. 2	SE M. 3	SE M. 4	SE M. 5	SE M. 6	SE M. 7	SE M. 8	SE M. 9	SE M. 10	SE M. 11	SE M. 12	SE M. 13	SE M. 14	SE M. 15	SE M. 16	SE M. 17	SE M. 18	SE M. 19	SE M. 20	SE M. 21	SE M. 22	SE M. 23	SE M. 24
Consultoría	Definición del tema de la propuesta	x	x																						
	Solicitud de información vía telefónica IDU			x																					
	Visita solicitud de información IDU			x																					
	Recolección de información bases de datos				x																				
	Formulación anteproyecto					x	x	x																	
Recolección de datos en campo	Localización en campo								x																
	Levantamiento topográfico								x																
	Solicitar permisos prueba de carga									x															
	Prueba de carga y medición de deformaciones										x														
	Pruebas para determinar propiedades de materiales											x													
Análisis de información y cálculos	Patología estructura											x	x												
	Modelación en SAP de la estructura del puente												x	x	x										
	Comparación de datos obtenidos en campo con teoría														x	x	x								
Presentación de informe técnico	Verificación y análisis de resultados del modelo de SAP																x	x							
	Diagnostico estructural																		x	x	x	x			
	Planos																					x	x		
	Anexos																						x	x	
	Presentación informe escrito																						x	x	x

6. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

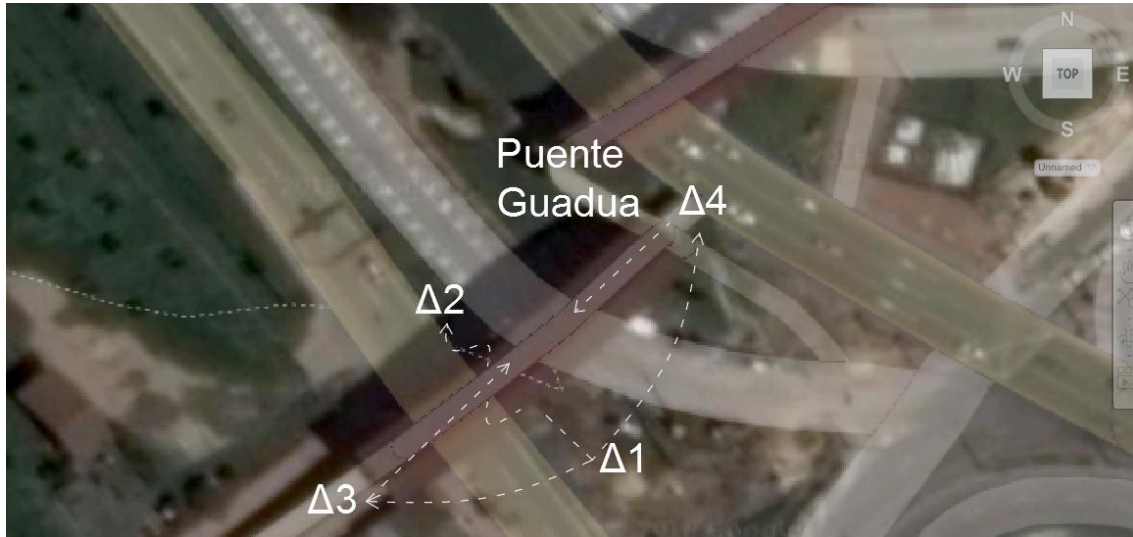
En el levantamiento topográfico del puente, se necesitó de una estación total y del acompañamiento de una autoridad competente (policía) para garantizar la seguridad del Equipo y de los estudiantes, debido a la inseguridad que se presenta en el tramo de la vía (Autopista Bogotá- Medellín a la altura de la Carrera 119). Por lo anterior, se radicó la solicitud de acompañamiento (**Anexo A**) en la Estación de Policía Santa Elenita en la dirección Carrera 78 #70-54 de Bogotá, obteniendo como respuesta el acompañamiento para realización de la actividad el día 1 de abril del 2018.

Adicional a lo anterior, se realizó la solicitud de aprobación para la “prueba de carga” correspondiente al Informe 2 (**Anexo B**), en la cual la funcionaria del IDU dio bajas probabilidades para la aceptación de esta actividad, ya que el puente hace parte del Patrimonio Cultural de la Nación y en paralelo se están realizando los estudios para el mantenimiento de puentes peatonales en la ciudad de Bogotá en donde figura el puente en mención. Sin embargo, se radicó la solicitud de la prueba y de una cita personal con la dirección técnica de proyectos de la presente institución. Finalmente se obtuvo un comunicado vía domiciliaria por parte de esta entidad, en la cual se resalta la **NO** aprobación de la prueba de carga. (**Anexo C**).

Localización en Campo: Antes de realizar el levantamiento se llevó a cabo la localización del puente, en donde se detallaron los puntos en los cuales se ubicó la estación total (identificación de zonas verdes, bermas, distanciamiento), sin incurrir en afectaciones a los recursos técnicos y personales, dentro de los cuales se destacan: tránsito, peatones y estudiantes que realizan el proyecto.

Además, se hizo un registro fotográfico detallando estribos, arcos de carga, rampa, vista en los costados: transversal (Norte y Sur), oriental y occidental, cubierta, tablero, diagonales, refuerzos y conexiones intermodulares, para facilitar la identificación de elementos en cada uno de los costados que compone el puente. A continuación, se presenta en detalle las conexiones y ubicación de los deltas para la topografía.

Figura 23. Ubicación Estación y detalles de los deltas tomados.



Fuente Propia, con ayuda de Google Maps, 2018.

Figura 24. Coordenadas de los deltas

Punto	Este	Norte	Cota	Descripción
D1	1000	1000	100	D1
D2	1044,88	1000	99,167	D2
D3	1040,902	986,299	100,49	D3
D4	1000,001	1000	100,009	D4

Fuente Propia.

Es necesario destacar que se toman coordenadas arbitrarias para el delta 1 como se presentó en la figura anterior, esto debido a que la modelación del puente no necesita ser georreferenciada.

Otro aspecto clave es la estación total, debido a que la ubicación y dimensiones del puente imposibilitan la ubicación de un prisma en los nodos de la superestructura, fue necesario emplear una estación total Sokkia que mide por rebote, es decir sin prisma, con una precisión de $\pm 0.001\text{m}$ a una distancia de 200 m como se muestra en el certificado de calibración del dispositivo (ANEXO C), gracias a esto el levantamiento se pudo realizar en dos visitas, la primera con asesoría del ingeniero topográfico Camilo León y la segunda para tomar los puntos faltantes a cargo del ingeniero en mención.

Los puntos tomados durante el levantamiento son medidos al eje de cada elemento principal, especialmente en las uniones con otros elementos, de modo

que las coordenadas obtenidas hacen referencia a las caras mostradas por los elementos a cada costado del puente, para el caso de los diferentes arcos, montantes, alfardas, travesaños y diagonales, y de la cara que se observa desde los estribos para el caso de los elementos centrales de la cubierta.

Registro Fotográfico:

Figura 25. Tablero completo



Fuente Propia, 23 de marzo de 2018

Figura 26. Estribo sur Costado Oriental



Fuente Propia, 23 de marzo de 2018

Figura 27. Costado oriental. Toma 1.



Fuente Propia, 23 de marzo de 2018

Figura 28. Costado Oriental. Toma 2



Fuente Propia, 23 de marzo de 2018

Figura 29. Costado oriental toma 3



Fuente Propia, 23 de marzo de 2018

Figura 30. Costado Oriental del tablero. Toma 4



Fuente Propia, 23 de marzo de 2018

Figura 31. Estribo Occidental Norte



Fuente Propia, 23 de marzo de 2018

Figura 32. Costado occidental toma 1



Fuente Propia, 23 de marzo de 2018

Figura 33. Costado occidental Toma 2



Fuente Propia, 23 de marzo de 2018

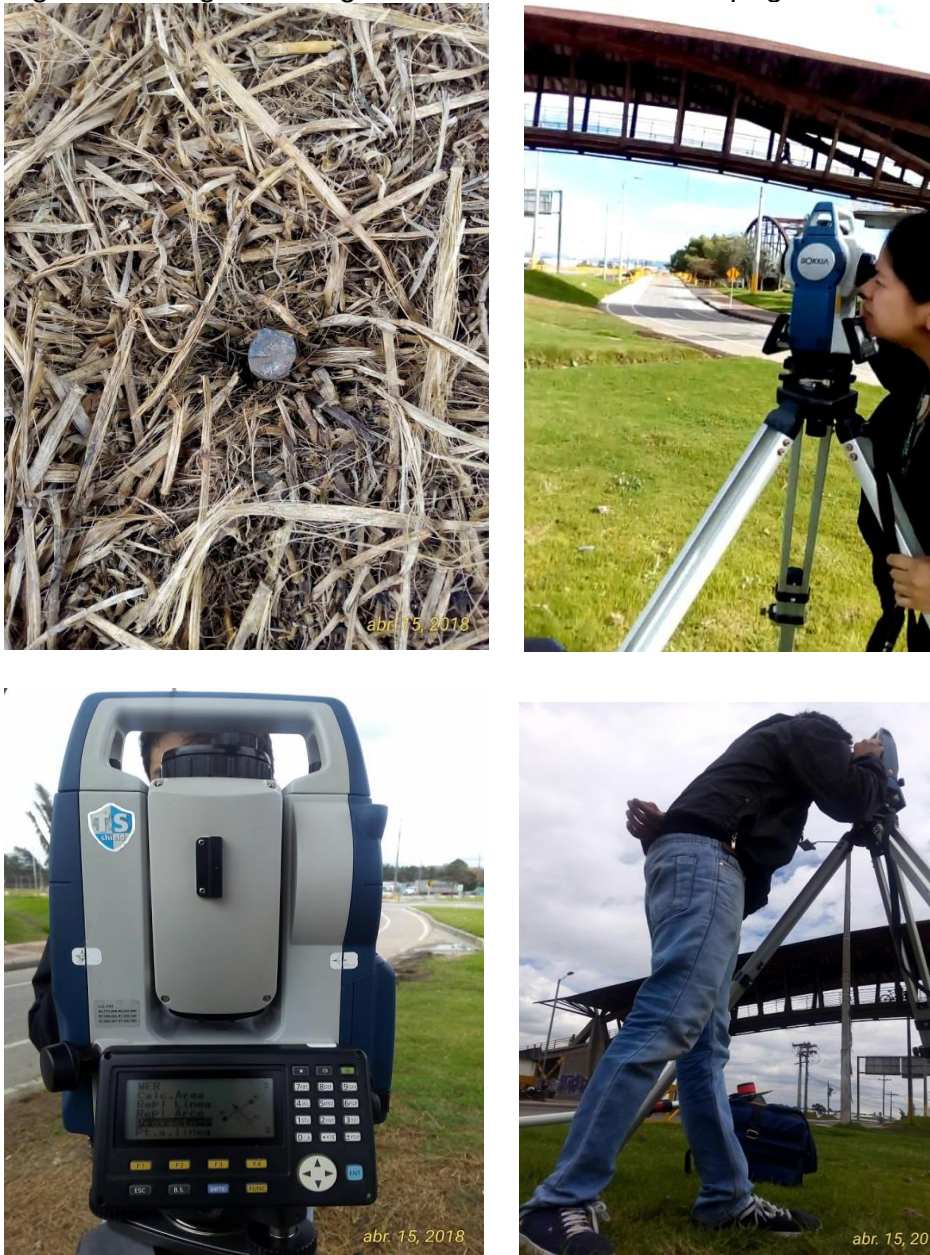
Figura 34. Vista transversal estribo sur.



Fuente Propia, 23 de marzo de 2018

A continuación, se ilustra el detalle fotográfico del equipo de topografía; el cual se compone de: (1) estación total, (1) trípode, (1) red de comunicación, (1) prisma con nivel y el estuche de protección. Entre otros elementos utilizados, están: estacas, maseta y registro fotográfico impreso, para facilitar la toma de datos).

Figura 35. Registro fotográfico del levantamiento topográfico



Fuente Propia, 23 de marzo de 2018

Se tomaron en total 925 puntos, los cuales se detallan en el ANEXO D.

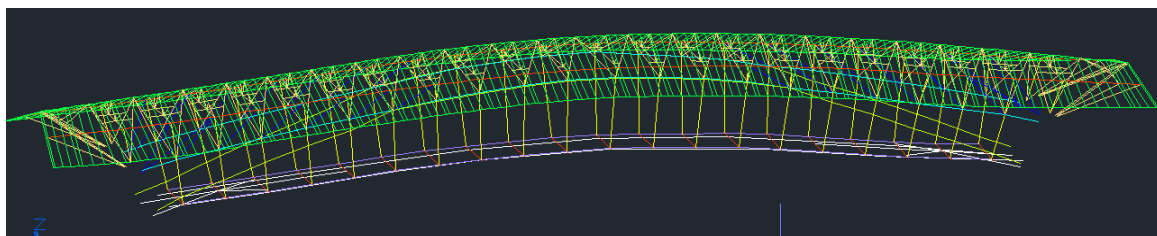
7. MODELACIÓN MATEMÁTICA

Dando cumplimiento a las disposiciones que remitió el Instituto de Desarrollo Urbano (IDU) referente a la solicitud de prueba de carga, como se muestra en el anexo B, se niega cualquier tipo de intervención física en el puente por parte de entidades que no cumplan con las garantías, seguros, personal y recursos técnicos necesarios para adelantar una intervención de este tipo. Por lo cual el presente trabajo se realizará con base en el levantamiento topográfico y los datos de los materiales empleados en la NSR-10 y aquellos ensayos de laboratorio que reposan en los documentos de la interventoría llevada a cabo en el 2003, por (Salazar Ferro Ingenieria S.a., 2003).

La estructura del puente se analizará con ayuda del programa SAP 2000, para tal fin se llevó a cabo el levantamiento topográfico descrito en el numeral anterior, obteniendo una nube de 925 puntos, los cuales fueron subidos al software AUTOCAD, a partir de estos datos se dibujaron líneas base, que fueron utilizadas para el trazado de elementos secundarios de la geometría del puente.

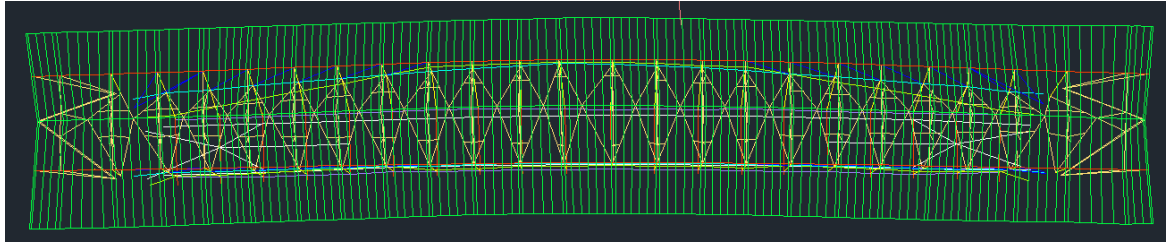
Cabe anotar que todos los puntos deben generar *joints* en SAP 2000 por lo cual todos los elementos deben tener un punto de inicio y fin común a los elementos adyacentes, de modo que se genere la transmisión de esfuerzos pertinente, por esta razón algunos puntos fueron modificados para generar un acople correcto con sus vecinos a través de una regresión de dos variables, para el caso del arco 4 en la cubierta, otros por simetría y los restantes por interceptación de planos orientados en la dirección de los elementos. Una vez obtenemos este fin procedemos a organizar el modelo en 3 grupos principales, debido al comportamiento estructural esperado, a saber, cubierta, arcos y tablero, como se muestra en las siguientes figuras:

Figura 36. Vista sentido occidental



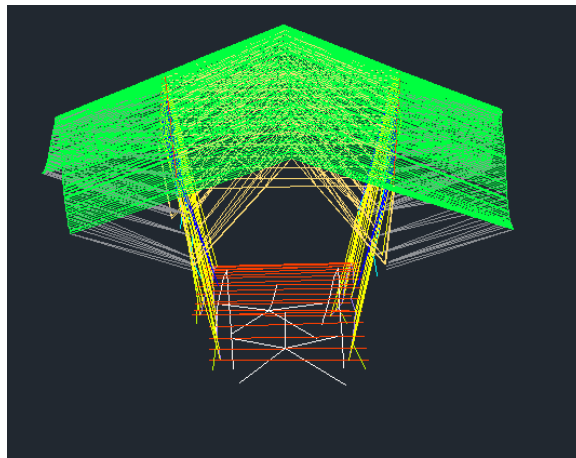
Fuente propia, en Autocad.

Figura 37. Vista en planta de la cubierta



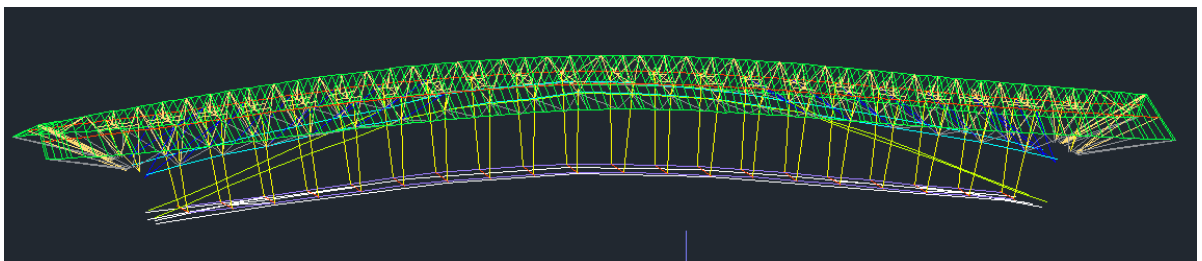
Fuente propia, en Autocad.

Figura 38. Vista transversal sentido sur



Fuente propia, en Autocad.

Figura 39. Vista costado oriental



Fuente propia, en Autocad.

7.1. MATERIAL

El puente es una estructura conformada por diversos materiales, entre ellos guadua, concreto, acero, mortero, madera sapan, shingle y bronce, como se detallan a continuación.

7.1.1. Guadua.

Como elemento principal para arcos, cubierta, montantes, alfardas y vigas, se caracterizarán según las propiedades mecánicas descritas en la NSR-10 título G.12. cómo se describe a continuación.

Figura 40. Esfuerzos admisibles Guadua Angustifolia Kunth, NSR-10

Tabla G.12.7-1
Esfuerzos admisibles F_i (MPa), CH=12%

F_b Flexión	F_t Tracción	F_c Compresión $\parallel$	F_{p^*} Compresión $\perp$	F_v Corte
15	18	14	1.4	1.2

$\parallel$ = compresión paralela al eje longitudinal.

$\perp$ = compresión perpendicular al eje longitudinal.

*La resistencia a la compresión perpendicular está calculada para entrenudos rellenos con mortero de cemento.

Fuente (AIS, 2010), NSR-10, p. 1869

Figura 41. Módulos de elasticidad, Guadua Angustifolia Kunth, NSR-10

Tabla G.12.7-2
Módulos de elasticidad, E_i (MPa), CH=12%

Módulo promedio $E_{0.5}$	Módulo percentil 5 $E_{0.05}$	Módulo mínimo E_{min}
9.500	7.500	4.000

Fuente (AIS, 2010), NSR-10, p. 1869.

Cabe destacar que la interventoría (Ferro, 2003) realizó los ensayos a diferentes probetas de guadua del puente obteniendo los siguientes resultados:

- **Esfuerzo de compresión:** Percentil 8% de 38 MPa (para 24 probetas), no obstante, para un trabajo dentro del rango elástico se utiliza 63% de este valor 24 MPa, además se reduce un 20 % por flujo plástico obteniendo:

$$F_c = 0.6 \times 0.8 \times 38 \text{ MPa} = 18.24 \text{ MPa}$$

No obstante, siendo conservadores se tomará un esfuerzo de 18.00 MPa a compresión paralela a la fibra y 1,4 MPa de resistencia a compresión perpendicular a la fibra descritos en la NSR-10.

- **Resistencia al corte:** Percentil 5% de 5 MPa (para 23 probetas), aplicando los factores de reducción se tiene:

$$F_c = 0.6 \times 0.8 \times 5 \text{ MPa} = 2.4 \text{ MPa}$$

Este valor es superior al establecido por la NSR-10, sin embargo, se utilizará para los cálculos.

- **Resistencia al punzonamiento:** Se realizaron 3 ensayos obteniendo el siguiente resultado reducido:

$$F_c = 0.6 \times 0.8 \times 6.03 \text{ kN} = 2.9 \text{ kN}$$

- **Módulo de elasticidad:** Se obtuvo un Módulo de elasticidad promedio de 7014 MPa, a partir de ensayos y bibliografía consultada por los autores, sin embargo, por condiciones de la NSR-10 se utilizará el módulo $E_{0.5}$ para el análisis de elementos estructurales y el E_{min} para la verificación de deflexiones según se establece en la norma.
- **Densidad:** Se calculó en 700 kN/m^3 según (Ferro, 2003), No obstante, en el presente trabajo se toma el valor de la NSR-10 expuesto anteriormente de 800 kN/m^3 , ya que es un valor más conservador tomando en cuenta que el peso de los zunchos y pernos no se ha discretizado en el avalúo de cargas. A partir de las anteriores aclaraciones obtenemos:

Figura 42. Propiedades Mecánicas de la Guadua Angustifolia Kunth.

DETALLE	SIMBOLO	VALOR	UNID
Densidad guadua Angustifolia Kunth	γ	7,85	kN/m ³
Resistencia a la Flexión	F_b	15000,00	kN/m ²
Resistencia a la Tracción	F_t	18000,00	kN/m ²
Resistencia a la compresión (paralela a la fibra)	F_c	18000,00	kN/m ²
Resistencia a la compresión (perpendicular a la fibra)	F_p	1400,00	kN/m ²
Resistencia a corte	F_v	2400,00	kN/m ²
Resistencia al punzonamiento	F_{rp}	2,90	kN
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0,5}$	9500000,00	kN/m ²
Módulo de elasticidad percentil 5	$E_{0,05}$	7500000,00	kN/m ²
Módulo de elasticidad mínimo	E_{min}	4000000,00	kN/m ²
Módulo de Poisson	ϵ	0,40	ND
Coeficiente de dilatación térmica	α	2,50E-05	°C ⁻¹

Fuente Propia, basado en NSR-10.

7.1.2. Concreto:

Con resistencia de 3000 psi utilizado para la cimentación, estribos y rampas de acceso.

7.1.3. Acero:

Componente de refuerzo para el concreto de la cimentación y los estribos con fy de 60 KSI. Para la unión de guaduas, se utiliza varilla roscada de acero inoxidable y zunchos de platinas para la conformación de elementos con múltiples guaduas. La baranda de seguridad se construyó con barras # 6 dispuestas paralelas al tablero, asimismo los soportes para los maderos del tablero están conformados por 6 platinas que se apoyan sobre las guaduas longitudinales del tablero.

Además, bajo el tablero de madera Sapan se dispone una serie de riostras fabricadas en varilla de ½" que enlazan los montantes en su base formando una cruz de San Andrés.

7.1.4. Mortero:

1:3 Empleado en el relleno de los canutos de guadua que se someten a esfuerzos de compresión tanto paralelos a la fibra como perpendiculares a esta (aplastamiento), de igual forma se utiliza en la placa de cubierta como soporte de la teja de shingle.

7.1.5. Madera:

Específicamente listones de Sapan usados en la conformación del tablero. Con dimensiones de 80mm x 25 mm x 2450 mm, dicha madera es comúnmente usada para la fabricación de pisos debido a su elevada resistencia y dureza, a la vez que presenta un bajo peso gracias a una densidad 7.55 kN/m^3 al igual que otras propiedades que se detallan en (Catalogo de flora del Valle, s.f.).

7.1.6. Shingle:

Se utiliza para la cubierta del puente, ya que es un elemento liviano y de fácil uso en estas condiciones, a la vez que es posible apoyarlo sobre la placa de mortero que se había fundido inicialmente, antes del cambio de la teja de barro. A esta placa se le agrego un refuerzo en malla con vena para efectos de retracción y temperatura.

7.1.7. Bronce:

Es usado en la conexión de guaduas a los estribos a través de elementos tipo lápiz y terminaciones roscadas, las cuales sirven a su vez de aislamiento para la humedad.

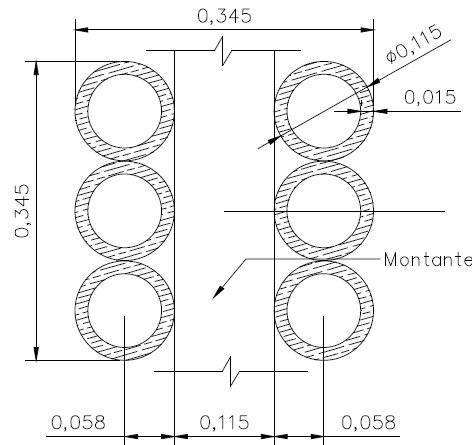
7.2. DEFINICIÓN DE SECCIONES

Como se comentó en el numeral anterior el puente de la calle 80 presenta 3 divisiones en su estructura, que resultan en un total de 25 tipos de secciones que se idealizarán en el software SAP 2000. A continuación, se presentan las sus propiedades geométricas, mecánicas y planos.

7.2.1. Arco 1

Ubicado en la parte inferior de la superestructura, comprende el soporte del tablero y el arco de menor flecha, es un elemento continuo, (asegurado con varilla roscada de manera transversal) apoyado en los estribos norte y sur.

Figura 43. Sección típica arco 1



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 1. Propiedades mecánicas, arco 1

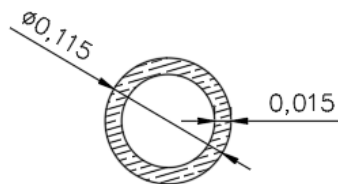
DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	6	un
Propiedades geométricas		
Peso	0,222	kN/m
Diámetro Externo	0,115	m
Pared	0,015	m
Área neta individual	0,0047	m ²
Área de guadua	0,0283	m ²
Área de mortero	0,0000	m ²
Área neta total	0,0283	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia I _y	4,10 E-04	m ⁴
Modulo de sección S _y	2,38 E-03	m ³
Modulo plastico Z _y	3,23 E-03	m ³
Radio de giro r _y	0,1204	m
Momento de inercia I _x	2,85 E-04	m ⁴
Modulo de sección S _x	1,66 E-03	m ³
Modulo plastico Z _x	2,45 E-03	m ³
Radio de giro r _x	0,100	m

Fuente Propia, SAP 2000.

7.2.2. Arco 1 bajo

Elemento continuo de una sola guadua, ubicado bajo el tablero como elemento rigidizador de los travesaños del tablero, se apoya en los extremos norte y sur.

Figura 44. Sección típica arco1 bajo



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 2. Propiedades mecánicas, arco 1 bajo

DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	1	un
Propiedades geométricas		
Peso	0,028	kN/m
Diámetro Externo	0,100	m
Pared	0,013	m
Área neta individual	0,0036	m ²
Área de guadua	0,0036	m ²
Área de mortero	0,0000	m ²
Área neta total	0,0036	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia Iy	3,44 E-06	m ⁴
Modulo de sección Sy	6,90 E-05	m ³
Modulo plastico Zy	9,80 E-05	m ³
Radio de giro ry	0,0311	m
Momento de inercia Ix	3,44 E-06	m ⁴
Modulo de sección Sx	6,90 E-05	m ³
Modulo plastico Zx	9,80 E-05	m ³
Radio de giro rx	0,031	m

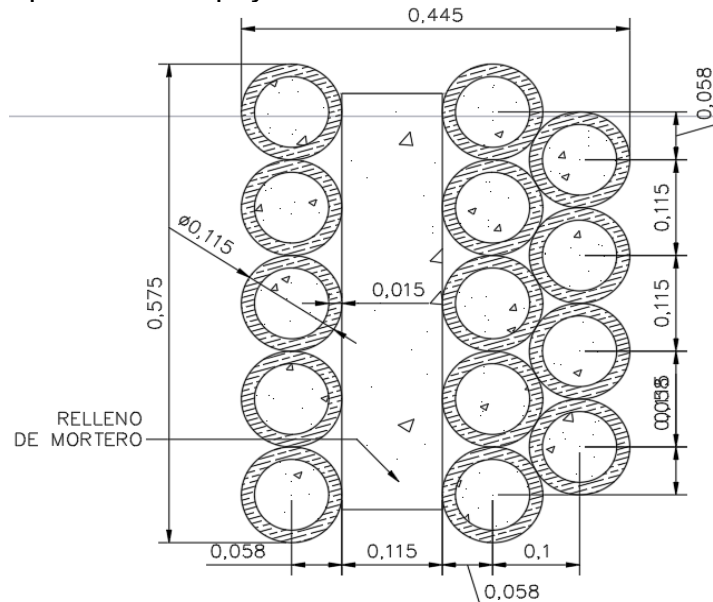
Fuente Propia, SAP 2000.

7.2.3. Arco 2 Apoyo relleno

Elemento conformado por 14 guaduas zunchadas y pernaadas para asegurar el trabajo en conjunto. El arco 2 es el elemento principal del sistema de resistencia sísmica de la estructura, por lo cual presenta todos sus canutos rellenos con mortero en la zona del apoyo.

Presenta un espacio entre las filas principales del espacio, el cual se rellenó con concreto simple, con el fin de evitar el aplastamiento de las guaduas, además de generar un elemento con mayores capacidades mecánicas a la vez que brinda continuidad en toda su sección.

Figura 45. Sección típica Arco 2 apoyo



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 3. Propiedades mecánicas, arco 2 apoyo relleno

DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	14	un
Propiedades geométricas		
Peso	3,591	kN/m
Diámetro Externo	0,115	m
Pared	0,015	m
Área neta individual	0,0047	m ²
Área de guadua	0,0660	m ²
Área de mortero	0,3916	m ²
Área neta total	0,4575	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia Iy	6,28 E-03	m ⁴
Modulo de sección Sy	2,70 E-02	m ³
Modulo plastico Zy	2,15 E-02	m ³
Radio de giro ry	0,1171	m
Momento de inercia Ix	1,05 E-02	m ⁴
Modulo de sección Sx	3,66 E-02	m ³
Modulo plastico Zx	2,67 E-02	m ³
Radio de giro rx	0,152	m

Fuente Propia, SAP 2000.

Tabla 4. Propiedades mecánicas, arco 2 refuerzo

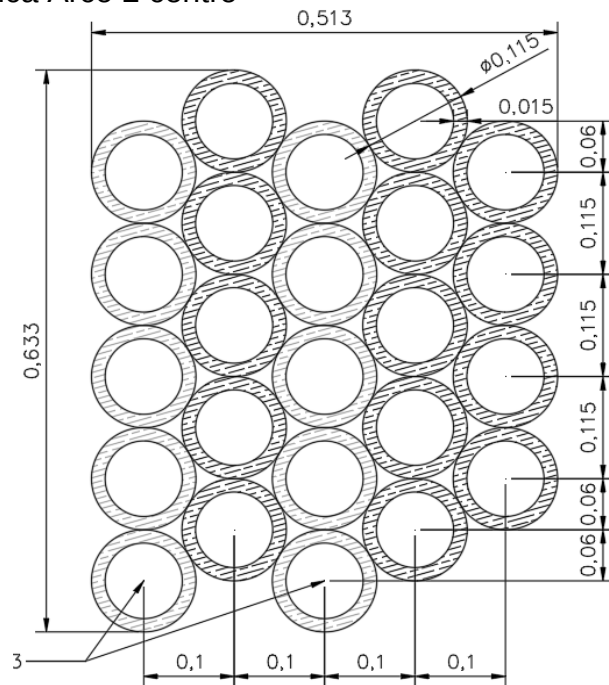
DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	20	un
Propiedades geométricas		
Peso	4,575	kN/m
Diámetro Externo	0,115	m
Pared	0,015	m
Área neta individual	0,0047	m ²
Área de guadua	0,0942	m ²
Área de mortero	0,4887	m ²
Área neta total	0,5829	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia I _y	1,87 E-02	m ⁴
Modulo de sección S _y	4,05 E-02	m ³
Modulo plastico Z _y	4,04 E-02	m ³
Radio de giro r _y	0,1791	m
Momento de inercia I _x	1,13 E-02	m ⁴
Modulo de sección S _x	3,93 E-02	m ³
Modulo plastico Z _x	3,07 E-02	m ³
Radio de giro r _x	0,139	m

Fuente Propia, SAP 2000.

7.2.5. Arco 2 centro

El arco 2 en su sección central se enlaza con el arco 3 por lo cual se genera un espacio por el cual pasan los elementos de cada arco, generando un enlace estable, que además se refuerza con zunchos metálicos para garantizar que los elementos trabajen en conjunto.

Figura 47. Sección típica Arco 2 centro



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 5. Propiedades mecánicas, arco 2 centro

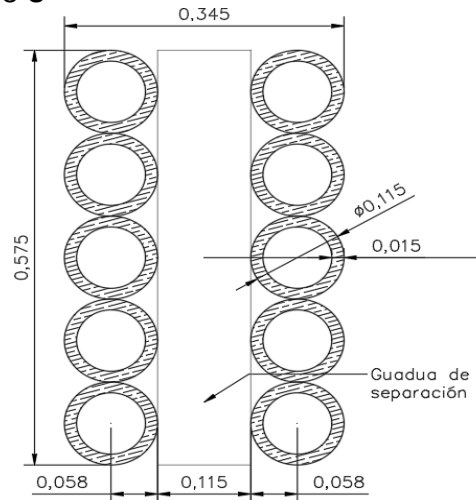
DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	14	un
Propiedades geométricas		
Peso	0,518	kN/m
Diámetro Externo	0,115	m
Pared	0,015	m
Área neta individual	0,0047	m ²
Área de guadua	0,0660	m ²
Área de mortero	0,0000	m ²
Área neta total	0,0660	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia I _y	1,33 E-03	m ⁴
Modulo de sección S _y	5,68 E-03	m ³
Modulo plastico Z _y	7,96 E-03	m ³
Radio de giro r _y	0,1419	m
Momento de inercia I _x	1,64 E-03	m ⁴
Modulo de sección S _x	5,71 E-03	m ³
Modulo plastico Z _x	8,92 E-03	m ³
Radio de giro r _x	0,158	m

Fuente Propia, SAP 2000.

7.2.6. Arco 3

Es un elemento conformado por 10 guaduas que se apoyan en la parte superior de los estribos norte y sur. La continuidad del elemento se asegura a través de una serie de zunchos que “abrazan” 8 de las 10 guaduas, los dos superiores se colocan en medio de los montantes para generar continuidad del elemento.

Figura 48. Sección típica arco 3



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 6. Propiedades mecánicas, arco 3

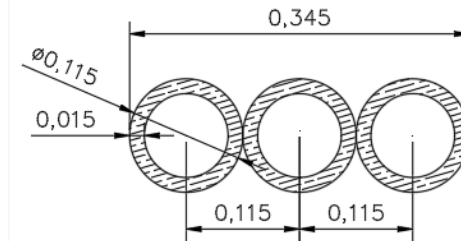
DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	10	un
Propiedades geométricas		
Peso	0,370	kN/m
Diámetro Externo	0,115	m
Pared	0,015	m
Área neta individual	0,0047	m ²
Área de guadua	0,0471	m ²
Área de mortero	0,0000	m ²
Área neta total	0,0471	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia I _y	6,83 E-04	m ⁴
Modulo de sección S _y	3,96 E-03	m ³
Modulo plastico Z _y	5,38 E-03	m ³
Radio de giro r _y	0,1204	m
Momento de inercia I _x	1,31 E-03	m ⁴
Modulo de sección S _x	4,55 E-03	m ³
Modulo plastico Z _x	6,76 E-03	m ³
Radio de giro r _x	0,167	m

Fuente Propia, SAP 2000.

7.2.7. Arco 4

Corresponde al arco superior conformado por 3 guaduas, permite la transmisión de las cargas de cubierta a los montantes, la continuidad del elemento se garantiza a partir de pernos con varilla roscada.

Figura 49. Sección típica arco 4



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 7. Propiedades mecánicas, arco 4

DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	3	un
Propiedades geométricas		
Peso	0,111	kN/m
Diámetro Externo	0,115	m
Pared	0,015	m
Área neta individual	0,0047	m ²
Área de guadua	0,0141	m ²
Área de mortero	0,0000	m ²
Área neta total	0,0141	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia I _y	1,43 E-04	m ⁴
Modulo de sección S _y	8,27 E-04	m ³
Modulo plastico Z _y	1,23 E-03	m ³
Radio de giro r _y	0,1005	m
Momento de inercia I _x	1,80 E-05	m ⁴
Modulo de sección S _x	3,14 E-04	m ³
Modulo plastico Z _x	4,49 E-04	m ³
Radio de giro r _x	0,036	m

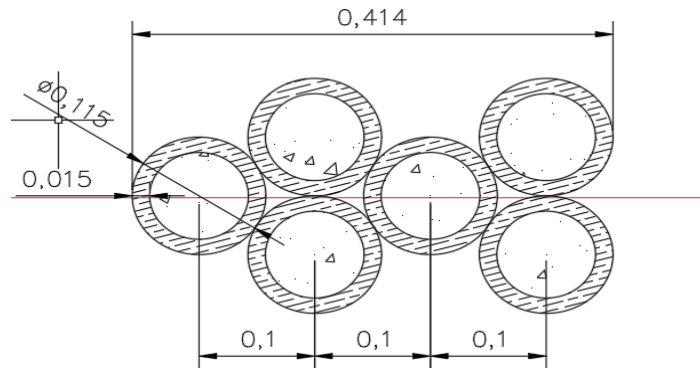
Fuente Propia, SAP 2000.

7.2.8. Montantes arco 1-2 rellenos

Son elementos verticales conformados por 6 guaduas que garantizan el espaciamiento y la estabilidad de los arcos 1-2, por lo cual reciben grandes cargas

axiales, además de esfuerzos de aplastamiento, debido a esto son elementos rellenos en toda su longitud. Los montantes se modelaron como elementos continuos debido a que se garantiza la continuidad del elemento a través de los pases con los arcos y pinado en sus extremos.

Figura 50 . Sección típica montante arco 1-2



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 8. Propiedades mecánicas, montantes arco 1-2

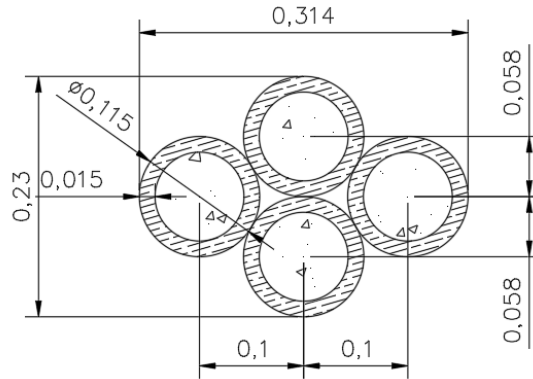
DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	6	un
Propiedades geométricas		
Peso	0,984	kN/m
Diámetro Externo	0,115	m
Pared	0,015	m
Área neta individual	0,0047	m ²
Área de guadua	0,0283	m ²
Área de mortero	0,0971	m ²
Área neta total	0,1254	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia Iy	1,60 E-03	m ⁴
Modulo de sección Sy	7,16 E-03	m ³
Modulo plastico Zy	6,17 E-03	m ³
Radio de giro ry	0,1130	m
Momento de inercia Ix	3,56 E-04	m ⁴
Modulo de sección Sx	3,10 E-03	m ³
Modulo plastico Zx	2,88 E-03	m ³
Radio de giro rx	0,053	m

Fuente Propia, SAP 2000.

7.2.9. Montantes arco 2-3 rellenos

Elementos conformados por 4 guaduas cuyos canutos se encuentran rellenos con mortero, el trabajo en grupo se asegura a través del uso de varilla roscada.

Figura 51. Sección típica montante arco 2-3



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 9. Propiedades mecánicas, montantes arco 2-3

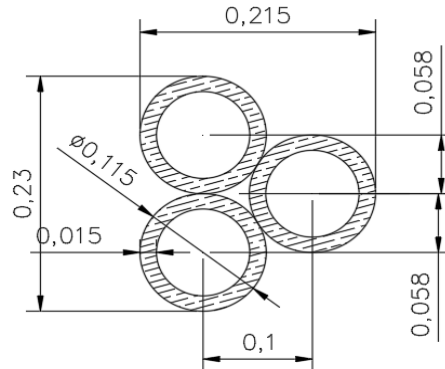
DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	4	un
Propiedades geométricas		
Peso	0,656	kN/m
Diámetro Externo	0,115	m
Pared	0,015	m
Área neta individual	0,0047	m ²
Área de guadua	0,0188	m ²
Área de mortero	0,0647	m ²
Área neta total	0,0836	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia I _y	4,68 E-04	m ⁴
Modulo de sección S _y	2,98 E-03	m ³
Modulo plastico Z _y	2,56 E-03	m ³
Radio de giro r _y	0,0748	m
Momento de inercia I _x	1,91 E-04	m ⁴
Modulo de sección S _x	1,66 E-03	m ³
Modulo plastico Z _x	1,69 E-03	m ³
Radio de giro r _x	0,048	m

Fuente Propia, SAP 2000.

7.2.10. Montantes 3-4

Estos elementos se unen al arco 4 y al arco 3, transmitiendo las cargas provenientes de la cubierta a los elementos estructurales (arco 2 y 3), se modela en su unión con el arco 4 de manera pinada.

Figura 52. Sección típica montante arco 3-4



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 10. Propiedades mecánicas, montantes arco 3-4

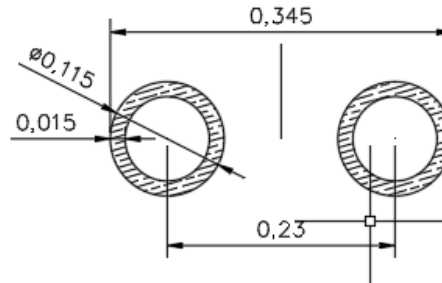
DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	3	un
Propiedades geométricas		
Peso	0,111	kN/m
Diámetro Externo	0,115	m
Pared	0,015	m
Área neta individual	0,0047	m ²
Área de guadua	0,0141	m ²
Área de mortero	0,0000	m ²
Área neta total	0,0141	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia I _y	4,90 E-05	m ⁴
Modulo de sección S _y	3,97 E-04	m ³
Modulo plastico Z _y	6,79 E-04	m ³
Radio de giro r _y	0,0590	m
Momento de inercia I _x	4,90 E-05	m ⁴
Modulo de sección S _x	4,28 E-04	m ³
Modulo plastico Z _x	6,88 E-04	m ³
Radio de giro r _x	0,059	m

Fuente Propia, SAP 2000.

7.2.11. Montantes en estribo

Corresponden a dos guaduas individuales que se encuentran apoyadas en la parte superior de los estribos hasta el arco 4, se modelan como elementos pinados únicamente en la unión con el arco 4, en el apoyo se restringen los desplazamientos en U1, U2 y U3.

Figura 53. Sección típica montante estribo



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 11. Propiedades mecánicas, montantes estribo

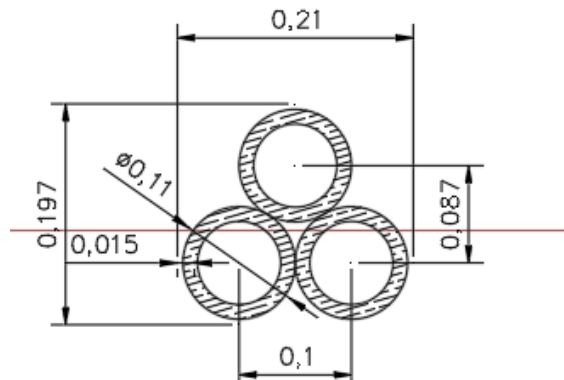
DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	2	un
Propiedades geométricas		
Peso	0,074	kN/m
Diámetro Externo	0,100	m
Pared	0,013	m
Área neta individual	0,0036	m ²
Área de guadua	0,0071	m ²
Área de mortero	0,0023	m ²
Área neta total	0,0094	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia Iy	1,37 E-04	m ⁴
Modulo de sección Sy	7,92 E-04	m ³
Modulo plastico Zy	1,08 E-03	m ³
Radio de giro ry	0,1204	m
Momento de inercia Ix	1,20 E-05	m ⁴
Modulo de sección Sx	2,09 E-04	m ³
Modulo plastico Zx	2,99 E-04	m ³
Radio de giro rx	0,036	m

Fuente Propia, SAP 2000.

7.2.12. Travesaños tableros

Son elementos conformados por 3 guaduas, sobre las cuales se apoyan las vigas longitudinales de tablero, además permite la conformación de un pórtico básico que genera los módulos del puente, su trabajo en grupo se garantiza a partir de la unión con varillas roscadas.

Figura 54. Sección típica travesaño tablero



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 12. Propiedades mecánicas, travesaño tablero

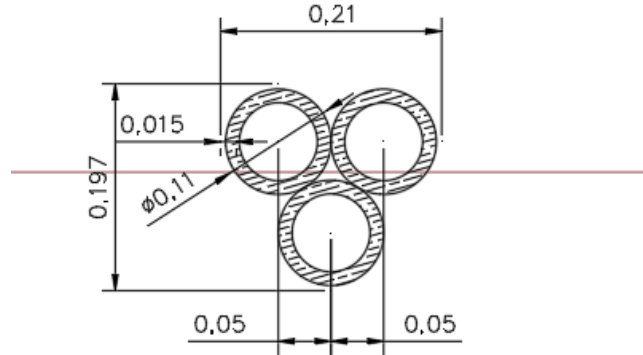
DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	3	un
Propiedades geométricas		
Peso	0,084	kN/m
Diámetro Externo	0,100	m
Pared	0,013	m
Área neta individual	0,0036	m ²
Área de guadua	0,0107	m ²
Área de mortero	0,0000	m ²
Área neta total	0,0107	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia Iy	2,80 E-05	m ⁴
Modulo de sección Sy	2,81 E-04	m ³
Modulo plastico Zy	4,51 E-04	m ³
Radio de giro ry	0,0513	m
Momento de inercia Ix	2,80 E-05	m ⁴
Modulo de sección Sx	2,61 E-04	m ³
Modulo plastico Zx	4,45 E-04	m ³
Radio de giro rx	0,051	m

Fuente Propia, SAP 2000.

7.2.13. Anclaje en V estribo principal

Son refuerzos adicionales para garantizar la estabilidad del tablero en los estribos, con secciones de 3 guaduas que se modelaran como elementos pinados en la unión con los travesaños.

Figura 55. Sección típica refuerzo principal en v estribo



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 13. Propiedades mecánicas, refuerzo en v principal

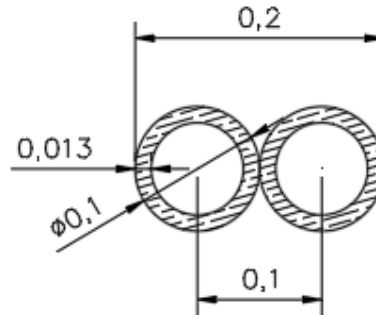
DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	3	un
Propiedades geométricas		
Peso	0,084	kN/m
Diámetro Externo	0,100	m
Pared	0,013	m
Área neta individual	0,0036	m ²
Área de guadua	0,0107	m ²
Área de mortero	0,0000	m ²
Área neta total	0,0107	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia I _y	2,80 E-05	m ⁴
Modulo de sección S _y	2,81 E-04	m ³
Modulo plastico Z _y	4,51 E-04	m ³
Radio de giro r _y	0,0513	m
Momento de inercia I _x	2,80 E-05	m ⁴
Modulo de sección S _x	2,61 E-04	m ³
Modulo plastico Z _x	4,45 E-04	m ³
Radio de giro r _x	0,051	m

Fuente Propia, SAP 2000.

7.2.14. Anclaje en v estribo secundario

Conformados por dos guaduas entre los travesaños de la sección 2 y 3 a partir de los estribos, se modelarán como elementos pinados en sus dos uniones.

Figura 56. Sección típica refuerzo estribo en v secundario



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 14. Propiedades mecánicas, refuerzo en v secundario

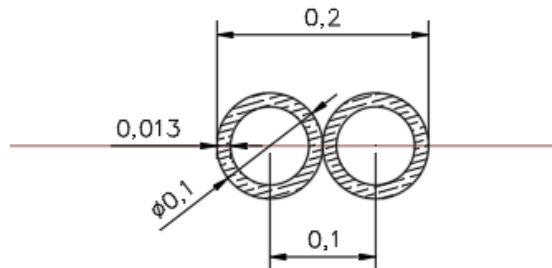
DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	2	un
Propiedades geométricas		
Peso	0,056	kN/m
Diámetro Externo	0,100	m
Pared	0,013	m
Área neta individual	0,0036	m ²
Área de guadua	0,0071	m ²
Área de mortero	0,0000	m ²
Área neta total	0,0071	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia Iy	2,50 E-05	m ⁴
Modulo de sección Sy	2,46 E-04	m ³
Modulo plastico Zy	3,53 E-04	m ³
Radio de giro ry	0,0589	m
Momento de inercia Ix	6,87 E-06	m ⁴
Modulo de sección Sx	1,37 E-04	m ³
Modulo plastico Zx	1,96 E-04	m ³
Radio de giro rx	0,031	m

Fuente Propia, SAP 2000.

7.2.15. Diagonales arco 3-4

Estos elementos son conformados por 2 guaduas, son utilizadas para aumentar la estabilidad de los montantes en cercanía a los estribos, ya que forman una serie de triángulos.

Figura 57. Sección típica diagonales arco 3-4



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 15. Propiedades mecánicas, diagonales arco 2-3

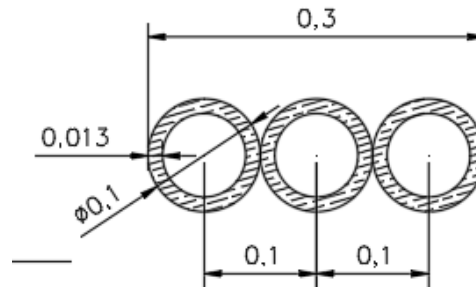
DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	2	un
Propiedades geométricas		
Peso	0,056	kN/m
Diámetro Externo	0,100	m
Pared	0,013	m
Área neta individual	0,0036	m ²
Área de guadua	0,0071	m ²
Área de mortero	0,0000	m ²
Área neta total	0,0071	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia I _y	2,50 E-05	m ⁴
Modulo de sección S _y	2,46 E-04	m ³
Modulo plastico Z _y	3,53 E-04	m ³
Radio de giro r _y	0,0589	m
Momento de inercia I _x	6,87 E-06	m ⁴
Modulo de sección S _x	1,37 E-04	m ³
Modulo plastico Z _x	1,96 E-04	m ³
Radio de giro r _x	0,031	m

Fuente Propia, SAP 2000.

7.2.16. Diagonales arco 3-4 dobles

Son elementos conformados por 3 guaduas de manera horizontal que estabilizan los montantes en los extremos del puente, se modelan como elementos pinados debido a que su unión no restringe el giro.

Figura 58. Sección típica diagonales arco 3-4 dobles



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 16. Propiedades mecánicas, diagonales arco 3-4 dobles

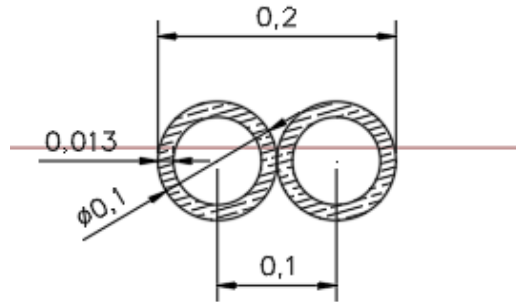
DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	3	un
Propiedades geométricas		
Peso	0,111	kN/m
Diámetro Externo	0,115	m
Pared	0,015	m
Área neta individual	0,0047	m ²
Área de guadua	0,0141	m ²
Área de mortero	0,0000	m ²
Área neta total	0,0141	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia Iy	1,43 E-04	m ⁴
Modulo de sección Sy	8,27 E-04	m ³
Modulo plastico Zy	1,23 E-03	m ³
Radio de giro ry	0,1005	m
Momento de inercia Ix	1,80 E-05	m ⁴
Modulo de sección Sx	3,14 E-04	m ³
Modulo plastico Zx	4,49 E-04	m ³
Radio de giro rx	0,036	m

Fuente Propia, SAP 2000.

7.2.17. Puntales esquineros cubierta

Son elementos conformados por 2 guaduas en las esquinas de la cubierta, con una longitud considerable que a partir de los primeros resultados de SAP 2000 se evidencia su notoria flexibilidad.

Figura 59. Sección típica puntales esquineros cubierta



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 17. Propiedades mecánicas, puntales esquineros cubierta

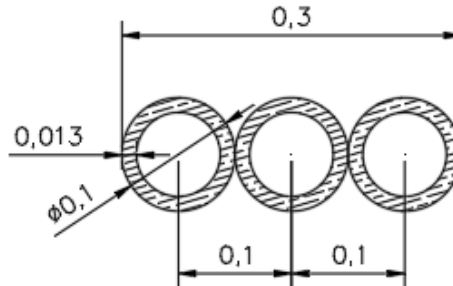
DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	2	un
Propiedades geométricas		
Peso	0,056	kN/m
Diámetro Externo	0,100	m
Pared	0,013	m
Área neta individual	0,0036	m ²
Área de guadua	0,0071	m ²
Área de mortero	0,0000	m ²
Área neta total	0,0071	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia Iy	2,50 E-05	m ⁴
Modulo de sección Sy	2,46 E-04	m ³
Modulo plastico Zy	3,53 E-04	m ³
Radio de giro ry	0,0589	m
Momento de inercia Ix	6,87 E-06	m ⁴
Modulo de sección Sx	1,37 E-04	m ³
Modulo plastico Zx	1,96 E-04	m ³
Radio de giro rx	0,031	m

Fuente Propia, SAP 2000.

7.2.18. Puntales intermedios cubierta

Estos elementos están conformados por 3 guaduas apoyadas en la parte superior de los estribos, forman un pórtico en el extremo de la cubierta en el área de acceso peatonal.

Figura 60. Sección típica Puntales intermedios cubierta



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 18. Propiedades mecánicas, puntales intermedios de cubierta

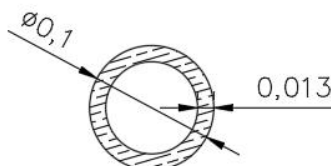
DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	3	un
Propiedades geométricas		
Peso	0,111	kN/m
Diámetro Externo	0,100	m
Pared	0,013	m
Área neta individual	0,0036	m ²
Área de guadua	0,0107	m ²
Área de mortero	0,0035	m ²
Área neta total	0,0141	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia Iy	1,43 E-04	m ⁴
Modulo de sección Sy	8,27 E-04	m ³
Modulo plastico Zy	1,23 E-03	m ³
Radio de giro ry	0,1005	m
Momento de inercia Ix	1,80 E-05	m ⁴
Modulo de sección Sx	3,14 E-04	m ³
Modulo plastico Zx	4,49 E-04	m ³
Radio de giro rx	0,036	m

Fuente Propia, SAP 2000.

7.2.19. Soportes diagonales de cubierta

Estos elementos son guaduas individuales que transmiten las cargas de la cubierta hacia el arco 3 a la vez que brindan rigidez al alero de cubierta, se modelarán como elementos pinados.

Figura 61. Sección típica soportes diagonales cubierta



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 19. Propiedades mecánicas, soportes diagonales cubierta

DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	1	un
Propiedades geométricas		
Peso	0,028	kN/m
Diámetro Externo	0,100	m
Pared	0,013	m
Área neta individual	0,0036	m ²
Área de guadua	0,0036	m ²
Área de mortero	0,0000	m ²
Área neta total	0,0036	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia Iy	3,44 E-06	m ⁴
Modulo de sección Sy	6,90 E-05	m ³
Modulo plastico Zy	9,80 E-05	m ³
Radio de giro ry	0,0311	m
Momento de inercia Ix	3,44 E-06	m ⁴
Modulo de sección Sx	6,90 E-05	m ³
Modulo plastico Zx	9,80 E-05	m ³
Radio de giro rx	0,031	m

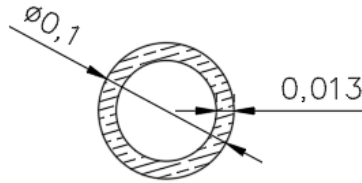
Fuente Propia, SAP 2000.

7.2.20. Alfardas de cubierta

Corresponden a elementos individuales de guadua, las cuales soportan la torta de mortero que conforma la cubierta. Para efectos del cálculo en SAP 2000 solo se

modelarán las alfardas principales, es decir, aquellas que transmiten las cargas de cubierta a las diagonales de soporte.

Figura 62. Sección típica alfardas



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 20. Propiedades mecánicas, alfardas

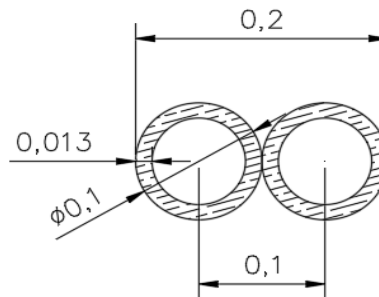
DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	1	un
Propiedades geométricas		
Peso	0,028	kN/m
Diámetro Externo	0,100	m
Pared	0,013	m
Área neta individual	0,0036	m ²
Área de guadua	0,0036	m ²
Área de mortero	0,0000	m ²
Área neta total	0,0036	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia I _y	3,44 E-06	m ⁴
Modulo de sección S _y	6,90 E-05	m ³
Modulo plastico Z _y	9,80 E-05	m ³
Radio de giro r _y	0,0311	m
Momento de inercia I _x	3,44 E-06	m ⁴
Modulo de sección S _x	6,90 E-05	m ³
Modulo plastico Z _x	9,80 E-05	m ³
Radio de giro r _x	0,031	m

Fuente Propia, SAP 2000.

7.2.21. Viga cumbrera

Elemento conformado por 2 guaduas dispuestas horizontalmente, con el fin de dar soporte a las alfardas de cubierta, cabe destacar que este elemento genera la forma curva característica de la cubierta.

Figura 63. Sección típica viga cumbrera



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 21. Propiedades mecánicas, viga cumbrera

DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	2	un
Propiedades geométricas		
Peso	0,056	kN/m
Diámetro Externo	0,100	m
Pared	0,013	m
Área neta individual	0,0036	m ²
Área de guadua	0,0071	m ²
Área de mortero	0,0000	m ²
Área neta total	0,0071	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia I _y	2,50 E-05	m ⁴
Modulo de sección S _y	2,46 E-04	m ³
Modulo plastico Z _y	3,53 E-04	m ³
Radio de giro r _y	0,0589	m
Momento de inercia I _x	6,87 E-06	m ⁴
Modulo de sección S _x	1,37 E-04	m ³
Modulo plastico Z _x	1,96 E-04	m ³
Radio de giro r _x	0,031	m

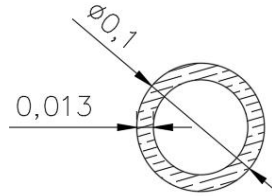
Fuente Propia, SAP 2000.

7.2.22. Viga longitudinal de tablero

Corresponde únicamente a una guadua apoyada en sus extremos a los estribos norte y sur, de manera similar se apoya en los travesaños del tablero. A pesar de esto debido al tipo de sección que maneja y su localización se considera adecuado la no modelación de estos elementos dentro de la estructura sismo resistente del puente, esta consideración se toma de manera análoga a la

modelación de una estructura de pórticos de un edificio en donde las riostras no se modelan porque las cargas deben transmitirse a las vigas y columnas como elementos principales de resistencia.

Figura 64. Sección típica viga longitudinal tablero



Fuente Propia, AUTOCAD 2013.

Tabla 22. Propiedades mecánicas, vigas longitudinales de tablero

DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	1	un
Propiedades geométricas		
Peso	0,028	kN/m
Diámetro Externo	0,100	m
Pared	0,013	m
Área neta individual	0,0036	m ²
Área de guadua	0,0036	m ²
Área de mortero	0,0000	m ²
Área neta total	0,0036	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia Iy	3,44 E-06	m ⁴
Modulo de sección Sy	6,90 E-05	m ³
Modulo plastico Zy	9,80 E-05	m ³
Radio de giro ry	0,0311	m
Momento de inercia Ix	3,44 E-06	m ⁴
Modulo de sección Sx	6,90 E-05	m ³
Modulo plastico Zx	9,80 E-05	m ³
Radio de giro rx	0,031	m

Fuente Propia, SAP 2000.

7.3. AVALÚO DE CARGAS

A continuación, se presentan las cargas que afectarán la estructura del puente, a partir del Código Colombiano de Puentes (CCP-14) y la NSR-10, este último debido a que el puente posee una cubierta cuya tipología no está cubierta dentro

de las condiciones del CCP-14, por este motivo se utilizarán también las combinaciones dispuestas en la NSR-10, en búsqueda de la combinación más crítica.

7.3.1. Carga muerta

En este apartado se discretizará el peso aportado por los acabados de la cubierta, la cual posee una torta de mortero de 2,5 cm de espesor como se describe en (Salazar Ferro Ingenieria S.a., 2003), p. 16, sobre la cual se dispuso, luego de la reducción de cargas en el 2003, una teja de shingle, reduciendo notoriamente el peso total de este elemento.

Tabla 23. Carga muerta cubierta y tablero

CUBIERTA

DETALLE	MAGNITUD	UNID
Longitud	56,80	m
Ancho	5,42	m
Numero de aguas	2,00	
Factor de forma	1,05	
Área total	646,50	m ²

DETALLE	PESO	UNID	ÁREA [m ²]	TOTAL	UNID
Placa de cubierta en mortero, espesor 25 mm	0,60	kN/m ²	646,50	387,90	kN
Teja de shingle	0,096	kN/m ²	646,50	62,06	kN
Total cargas				449,96	kN
				0,70	kN/m ²

TABLERO

DETALLE	MAGNITUD	UNID
Longitud	45,56	m
Ancho	2,45	m
Área total	111,62	m ²

DETALLE	PESO	UNID	ÁREA [m ²]	LONGITUD [m]	TOTAL	UNID
Tablero en madera Sapán listones 80x25mm $\rho=7,55$ kN/m ³	0,19	kN/m ²	111,62		21,07	kN
Bordillo en concreto para el tablero 0,2m x 0,13m	0,62	kN/m		91,12	56,86	kN
Baranda del pasamanos	0,26	kN/m		91,12	24,06	kN
Soporte metálico para el tablero	0,09	kN/m ²	111,62		10,26	kN
Total cargas					112,24	kN
					1,01	kN/m ²

Fuente Propia.

Cabe anotar que el peso de la estructura en guadua se calcula con base en los algoritmos de SAP 2000, por otra parte, se discretiza el peso aportado por el relleno de mortero a los elementos principales de la estructura, ya que representa cerca del 78% del peso de carga muerta de la estructura.

Tabla 24. Peso propio de la estructura

ARCO Y ESTRUCTURA EN GUADUA

DETALLE	MAGNITUD	UNID
Estructura en guadua (calculada por SAP)	248,13	kN
Relleno de mortero	193,84	kN
Relleno de secciones compuestas	49,10	kN
Total	491,07	kN

Fuente propia basada en SAP 2000.

7.3.2. Carga de granizo

Según la NSR 10 B.4.8.3 cargas de granizo, se tiene: "Las cargas de granizo, G, deben tenerse en cuenta en las regiones del país con más de 2000 metros de altura sobre el nivel del mar o en lugares de menor altura donde la autoridad municipal o distrital así lo exija".

Debido a que el puente se encuentra a una altura de 2600 msnm es necesario calcular la carga por granizo sobre la cubierta del mismo.

Tabla 25. Carga de granizo

DETALLE	MAGNITUD	UNID
Longitud	56,80	m
Ancho	5,42	m
Numero de aguas	2,00	
Factor de forma	1,05	
Área total	646,50	m ²

DETALLE	PESO	UNID	ÁREA [m ²]	TOTAL	UNID
Carga de granizo para cubiertas con inclinación mayor a 15°	0,50	kN/m ²	646,50	323,25	kN
Total cargas	323,25 kN 0,50 kN/m ²				

Fuente propia, basada en NSR-10, B.10.8.2

7.3.3. Carga viva

Según las disposiciones del Instituto de Desarrollo Urbano para el Distrito capital, los puentes peatonales deberán trabajar con una carga de servicio de 4,50 kN/m². Es necesario aplicar a la cubierta del puente una carga por mantenimiento según las disposiciones de la NSR-10 tabla G.4.2.1-2.

Tabla 26. Carga viva para tablero y cubierta

TABLERO

DETALLE	MAGNITUD	UNID
Longitud	45,56	m
Ancho	2,50	m
Área total	113,90	m ²

DETALLE	PESO	UNID	ÁREA [m ²]	TOTAL	UNID
Carga de servicio para puentes peatonales, según IDU	4,50	kN/m ²	113,90	512,55	kN
Total cargas				512,55 kN	
				4,50 kN/m ²	

CUBIERTA

DETALLE	MAGNITUD	UNID
Longitud	56,80	m
Ancho	5,42	m
Numero de aguas	2,00	
Factor de forma	1,05	
Área total	646,50	m ²

DETALLE	VALOR	UNID	ÁREA [m ²]	TOTAL	UNID
Carga de mantenimiento según B.4.2.1-2	0,35	kN/m ²	646,50	226,27	kN
Total cargas				226,27 kN	
				0,35 kN/m ²	

Fuente propia

7.3.4. Carga de viento

Se aplicarán las disposiciones del CCP-14 en su capítulo 3.8.1. Para una velocidad del viento base para Bogotá de 80 km/h, la cual se aumentará por recomendaciones del CCP -14 a 100 km/h.

No se aplica presión de viento vertical debido a que en 3.8.3.1. Del CCP-14 se especifica que para puentes con relación longitud a profundidad menor a 30 no se aplica, el puente posee una relación longitud a profundidad de 8.

Tabla 27. Carga de viento

DETALLE	MAGNITUD	UNID
Zona eólica para Bogotá D.C.	2	
Velocidad del viento en Bogotá D.C.	80,00	km/h
Velocidad elegida por recomendación VDZ	100,00	km/h
Presión del viento en Barlovento para Cerchas, Columnas y Arcos con VB = 160 km/h	2,40	kN/m ²
Presión del viento en Sotavento para Cerchas, Columnas y Arcos con VB = 160 km/h	1,20	kN/m ²
Presión del viento en Barlovento para Cerchas, Columnas y Arcos con VDZ= 100 km/h	0,94	kN/m ²
Presión del viento en Sotavento para Cerchas, Columnas y Arcos con VDZ= 100 km/h	0,47	kN/m ²
Modificación para alturas mayores a 10,0 m sobre el nivel del terreno		
Vo (campo abierto)	13,20	km/h
Zo (campo abierto)	0,07	m
Z (altura media del centroide de cubierta)	11,00	m
VDZ en cubierta	104,30	km/h
Presión del viento en Barlovento para superficies grandes planas con VB = 160 km/h	1,90	kN/m ²
Presión del viento en Sotavento para superficies grandes planas con VB = 160 km/h	NA	
Presión del viento en Barlovento para superficies grandes planas con VDZ= 104,3 km/h	0,81	kN/m ²

Fuente propia basada en (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2014), CCP-14.

Debido a que la carga de viento se aplica tanto a vigas, arcos, elementos verticales y áreas planas es necesario discretizar la carga que afecta a estos elementos.

Tabla 28. Carga de viento aplicada a los elementos

DETALLE	VALOR	UNID	ANCHO DE LA CARA PROYECTADA AL VIENTO [m]	TOTAL	UNID
Carga en barlovento sobre montantes	0,94	kN/m ²	0,23	0,22	kN/m
Carga en barlovento sobre arco 1	0,94	kN/m ²	0,35	0,32	kN/m
Carga en barlovento sobre arco 2	0,94	kN/m ²	0,58	0,54	kN/m
Carga en barlovento sobre arco 3	0,94	kN/m ²	0,58	0,54	kN/m
Carga en barlovento sobre 1 guadua	0,94	kN/m ²	0,12	0,11	kN/m
Carga de barlovento sobre cubierta	0,81	kN/m ²		0,81	kN/m ²
Carga de sotavento sobre cubierta	0,00	kN/m ²		0,00	kN/m ²

Fuente propia, basada en (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2014), CCP-14.

7.3.5. Carga de sismo

El puente deberá ser capaz de resistir las cargas originadas por movimientos sísmicos, para dicho fin se define el espectro de diseño a partir de las especificaciones propuestas por el CCP-14, ya que sus factores son concordantes con las disposiciones de la AASHTO 2012, además que garantiza seguridad dentro de un sismo de diseño con un periodo teórico de retorno de 975 años.

Los aspectos propios del sitio se toman a partir de las disposiciones de microzonificación sísmica para Bogotá 2010, en la cual se define el sitio como una zona lacustre 500, adicional a ello con base en el estudio de suelos hecho por la firma (Alfonso Uribe S. y Cia. Ltda. , 2002). Se identifica un perfil de suelo tipo S4 según la NSR -98, el cual trasladándolo a la NSR-10 se obtiene un tipo de perfil de suelo E.

Con los anteriores datos se genera el espectro de diseño basados en CCP-14 3.10.4.

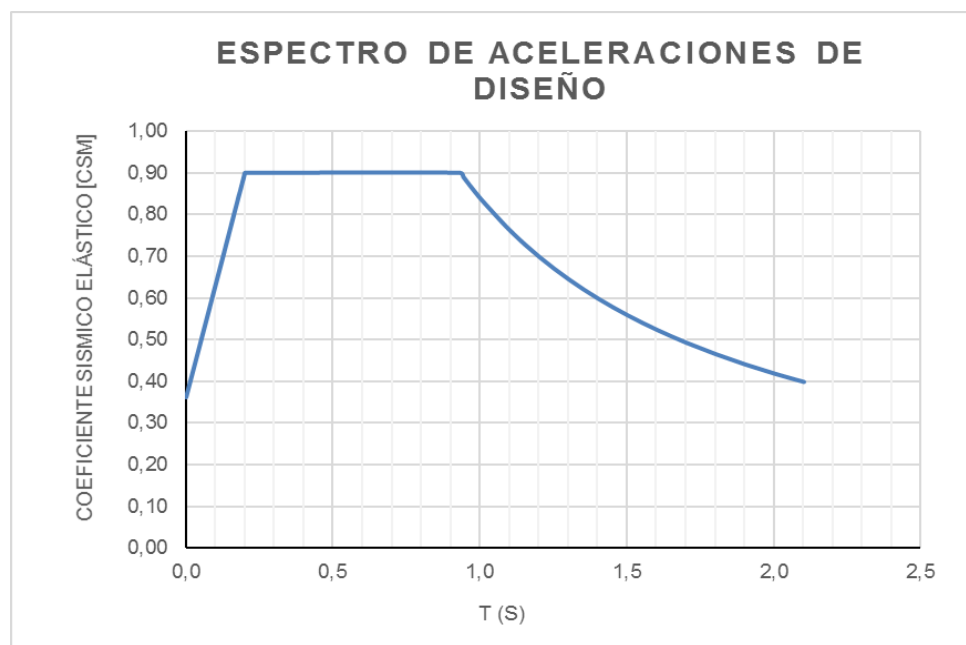
Tabla 29. Espectro sísmico de diseño

DETALLE	VALOR	UNID
Localización	Bogotá D.C.	
Aceleración pico del terreno (zona 5) [PGA]	0,25	
Coeficiente de periodo corto (zona 6) [Ss]	0,60	
Coeficiente de periodo largo (Zona 6) [S1]	0,30	
Tipo de perfil de suelo	E	
Factor de sitio [Fpga]	1,45	
Factor de sitio [Fa]	1,50	
Factor de sitio [Fv]	2,80	
Espectro de aceleración para un 5% de amortiguamiento		
As	0,36	
SDS	0,90	
To	0,20	s
Ts	0,93	s
SD1	0,84	
Clasificación operacional del puente	Puente crítico	
Zona de desempeño sísmico	4	

Fuente propia, con base en el CCP-14, capítulo 3

A partir de lo anterior se genera la gráfica del espectro, que se muestra a continuación.

Figura 65. Espectro de aceleraciones de diseño



Fuente propia, con base en el CCP-14

Ahora bien, para el puente se plantean dos tipos de análisis sísmico, por un lado el análisis estático caracterizado por una fuerza horizontal equivalente, caracterizada por la masa del edificio y el porcentaje de la aceleración de la gravedad, que se encuentra a partir del espectro de diseño y el periodo fundamental de la estructura, este último lo encontramos una vez corrido el modelo de SAP 2000, obteniendo un periodo de 0,49 s, para el modo de vibración 1, con una participación modal en UX de 51% (ver tabla a continuación).

Tabla 30. Participación modal, para 50 modos de vibración

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,492961	0,51235	0,00374	0,00002864
MODAL	Mode	2	0,405037	0,00187	0,10636	0,00013
MODAL	Mode	49	0,111548	0,00423	0,00045	0,00045
MODAL	Mode	50	0,108711	0,00055	0,000001574	0,00029
Sumatoria				0,852	0,144	0,838

Fuente propia, Basada en SAP 2000.

Para llevar a cabo el análisis estático definimos dos casos de carga de tipo sismo, uno en dirección X y otro en dirección Y, a través de la herramienta de SAP 2000 *Define load patterns*, en la opción *Auto lateral Load patterns* damos clic en la opción *User coefficient* y a continuación ingresamos los valores del *Base Shear Coefficient*, *C*, el cual corresponde a la fracción de la aceleración de la gravedad (Figura 61) correspondiente al periodo fundamental de la estructura tomada de la (Tabla 30), obteniendo un valor de 0,9.

El coeficiente *K* es *Building Height exposition*, correspondiente a un factor que depende del periodo fundamental de la estructura, el cual se puede tomar de la NSR-10 A.4.3.2. (Figura 62).

Figura 66. Valor del coeficiente K

A.4.3.2 — La fuerza sísmica horizontal, F_x , en cualquier nivel x , para la dirección en estudio, debe determinarse usando la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx} V_s \quad (\text{A.4.3-2})$$

y

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)} \quad (\text{A.4.3-3})$$

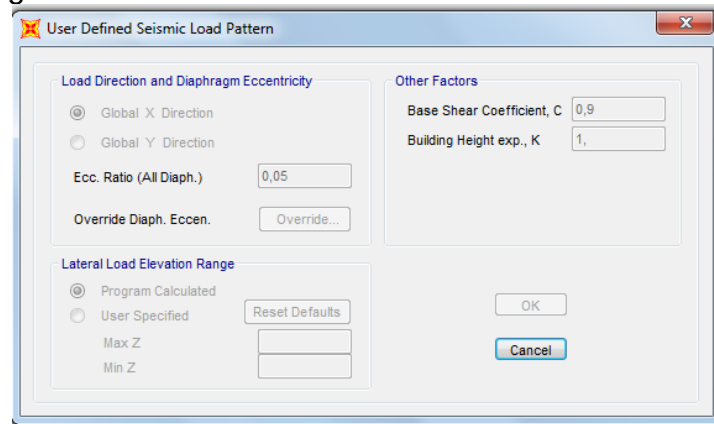
donde k es un exponente relacionado con el período fundamental, T , de la edificación de la siguiente manera:

- (a) Para T menor o igual a 0.5 segundos, $k = 1.0$,
- (b) Para T entre 0.5 y 2.5 segundos, $k = 0.75 + 0.5T$, y
- (c) Para T mayor que 2.5 segundos, $k = 2.0$.

Fuente (AIS, 2010), NSR-10, A.4.3.2.

A pesar de que la NSR-10 comprende las especificaciones para edificaciones, este coeficiente puede basarse en sus disposiciones, ya que este factor solo depende del periodo de respuesta de la estructura. Con base en lo anterior y teniendo en cuenta que el ciclo fundamental es menor a 0,50 s, se toma un valor para K de 1,0.

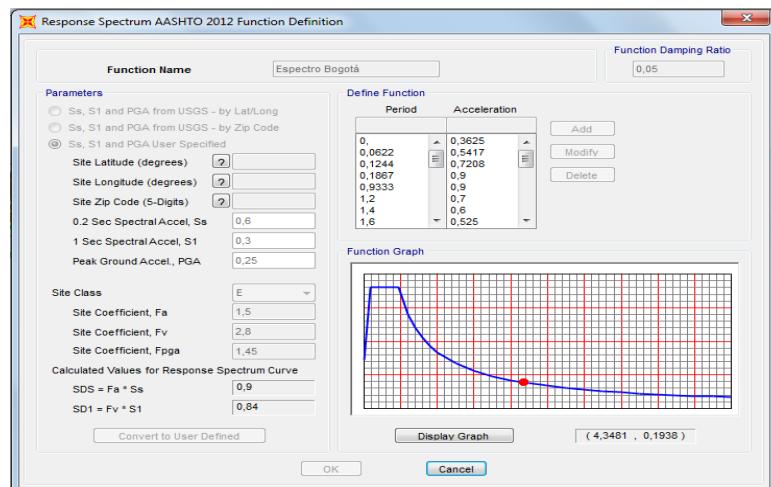
Figura 67. Configuración del análisis estático en SAP 2000.



Fuente propia, en SAP 2000.

Con respecto al análisis dinámico, éste se efectuará con las herramientas que para tal efecto incorpora el software SAP 2000. Para comenzar, debemos definir el espectro de diseño, a través de la opción *Define/ Functions/ Response Spectrum*, en este punto añadimos un nuevo espectro tomando como base la plantilla de la AASHTO 2006, debido a que el CCP-14 se basa en esta normativa estadounidense. A continuación, utilizamos la configuración personalizada para definir los valores de S_s , S_1 y PGA, como se muestra en la figura 68.

Figura 68. Definición del espectro de diseño.

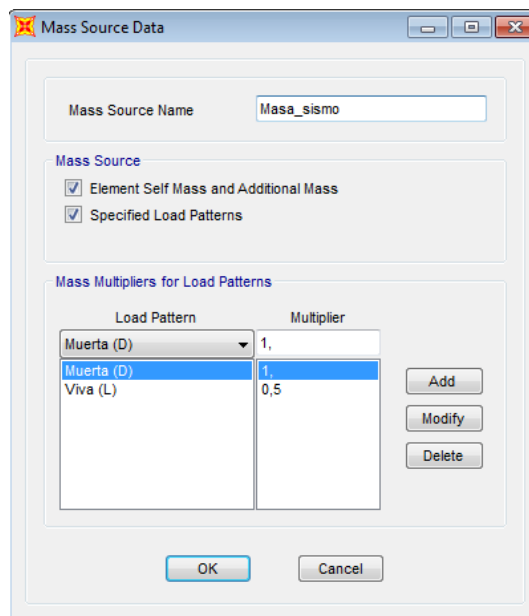


Fuente Propia, en SAP 2000.

Posterior a esto, es necesario definir la masa que interviene en el análisis dinámico, en este caso, se tomará el 100% del peso propio, 100% de la carga muerta sobreimpuesta (en este caso definida como Muerta (D)) y el 50% de la carga de servicio (Viva (L)), lo anterior se define a través del comando *Define / Mass Source Data*, como se presenta en la siguiente figura.

El peso propio de la estructura se tiene en cuenta a través de la opción *Element self Mass and Additional Mass*.

Figura 69. Definición de las fuentes de masa

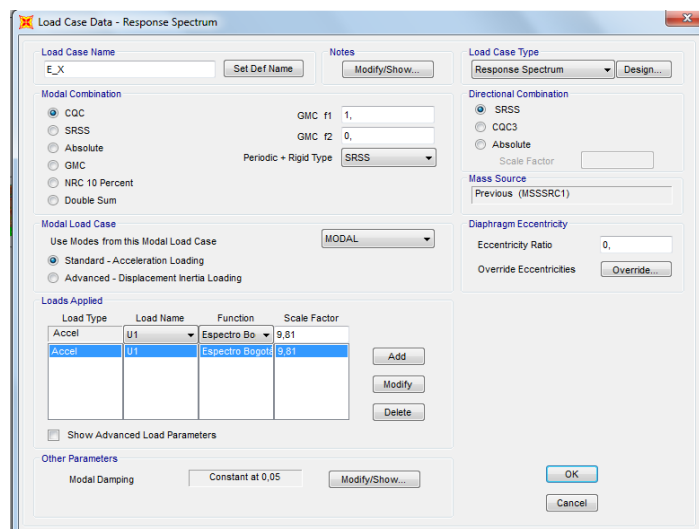


Fuente propia, con base en SAP 2000.

Ahora, debemos configurar el caso de sismo para cada dirección a través de la herramienta *Define load cases*, en la cual cargamos el espectro de diseño anteriormente definido para Bogotá D.C. y le aplicamos el factor de escala correspondiente al valor de la gravedad $9,81 \text{ m/s}^2$. La dirección del sismo se modifica a partir de los valores U1 para X y U2 para Y.

Las demás opciones se dejan con los valores que tienen por defecto, de esta manera se completa la configuración del espectro de respuesta, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 70. definición del espectro de respuesta



Fuente propia, en SAP 2000.

7.3.6. Combinaciones de carga

Partiendo del hecho de que el puente es una estructura que no está plenamente descrita ni en el CCP-14, ni en la NSR-10, es necesario apelar a criterios conservadores y analizar las combinaciones críticas que presentan cada una de ellas, no obstante, según criterio personal ciertas combinaciones no son aplicables dentro del contexto de la estructura por lo cual no se tienen en cuenta.

La NSR-10 en su título B.2.3. Especifica que las combinaciones del B.2.3.1 se utilizan cuando los elementos se diseñan por el método de esfuerzos admisibles, como es el caso de la guadua, por lo cual se toman las combinaciones de este numeral. A continuación, se presentan las combinaciones de carga utilizadas en el modelo:

Tabla 31. Combinaciones de carga.

COMBINACIÓN	NORMA	DETALLE
1,0 D + 0,75 L + 0,75 G	NSR-10 B.2.3-4	
1,0 D + 1 W	NSR-10 B.2.3-5	
1,0 D + 0,7 EQX	NSR-10 B.2.3-6 X	Sismo estático en dir. X
1,0 D + 0,7 EQY	NSR-10 B.2.3-6 Y	Sismo estático en dir. Y
1,0 D + 0,75 W + 0,75 L + 0,75 G	NSR-10 B.2.3-7	
1,0 D + 0,75(0,7 EQX) + 0,75 L + 0,75 G	NSR-10 B.2.3-8 X	Sismo estático en dir. X
1,0 D + 0,75(0,7 EQY) + 0,75 L + 0,75 G	NSR-10 B.2.3-8 Y	Sismo estático en dir. Y
1,0 D + 0,7 E_X	NSR-10 B.2.3-6 E_X	Sismo análisis dinámico dir. X
1,0 D + 0,7 E_Y	NSR-10 B.2.3-6 E_Y	Sismo análisis dinámico dir. Y
1,0 D + 0,75(0,7 E_X) + 0,75 L + 0,75 G	NSR-10 B.2.3-8 E_X	Sismo análisis dinámico dir. X
1,0 D + 0,75(0,7 E_Y) + 0,75 L + 0,75 G	NSR-10 B.2.3-8 E_Y	Sismo análisis dinámico dir. Y
1,0 D + 0,3 W + 1,0 L	CCP-14 SERVICIO 1	Cargas de servicio

Fuente propia, basado en NSR-10 y CCP-14

7.4. DETALLES ADICIONALES MODELO SAP 2000

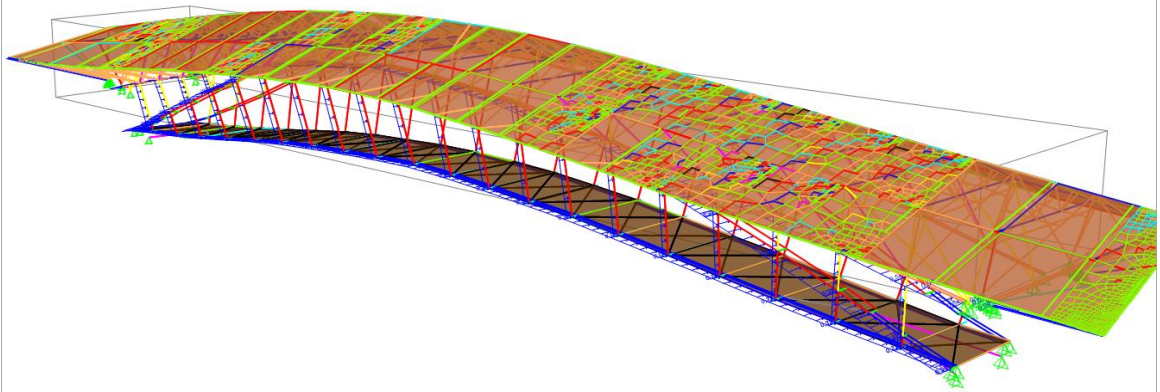
Con el fin de idealizar la modelación de la estructura del puente en el software SAP 2000, es necesario modificar ciertos aspectos, entre ellos:

- Las alfardas intermedias de cubierta no se modelan, debido a que el porcentaje de transferencia de carga a las diagonales de cubierta no es significativo, en cambio se dejan las alfardas principales que transmiten las cargas a los montantes y al arco 3.
- Las vigas longitudinales del tablero no se modelan, ya que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica principal del puente, en su lugar se dejan los travesaños del tablero como elementos resistentes de las cargas del tablero.
- La torta de cubierta se modela como un elemento de tipo *Shell thin*, aplicándole un modificador, para no tener en cuenta ni su peso, ni su masa. Debido a que los elementos de tipo membrana generaban desplazamientos infinitos en la estructura, alterando el modelo general.
- El tablero de madera sapan se modela como un elemento de área tipo *Shell thin* apoyado en la unión de los travesaños de tablero y los montantes de arco 1-2.
- Se modelan riostras de tablero, conformadas por barras de $\frac{1}{2}$ " de acero fy 60 Ksi, debido a que estas se encuentran dispuestas bajo el tablero y ayudan a estabilizar la estructura.
- Los estribos se suponen como apoyos rígidos simples.
- Los montantes se modelan como elementos continuos, el resto de los elementos en sus uniones se dejarán pinados.
- Los elementos de refuerzo del arco 2 se modelan como secciones compuestas dejando las propiedades que calcula el *section designer*.

7.5. CARGAS EN EL MODELO

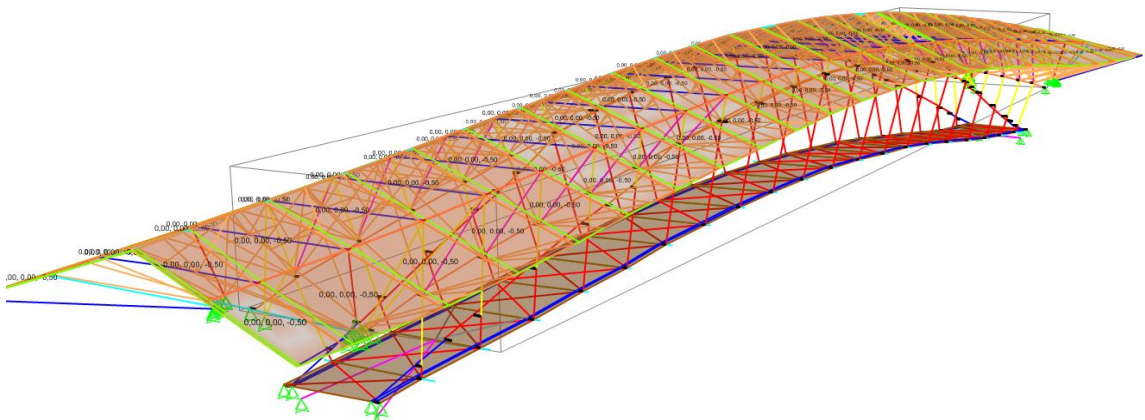
A continuación, se presentan algunos de los elementos del puente con las cargas más representativas:

Figura 71. Carga de viento sobre arcos y montantes



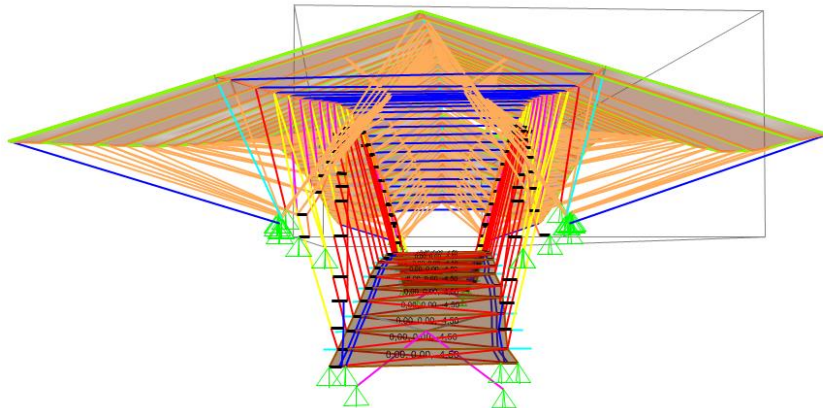
Fuente propia, en SAP 2000.

Figura 72. Carga de granizo sobre cubierta



Fuente propia, en SAP 2000.

Figura 73. Carga viva sobre tablero.



Fuente propia, en SAP 2000.

8. RESULTADOS SAP 2000

En el siguiente capítulo se presentan los aspectos más relevantes de los resultados obtenidos a partir del modelo de SAP 2000, los demás datos se anexarán como documentos pdf en el CD final.

8.1. ANÁLISIS DE LOS PERIODOS DE VIBRACIÓN

El software SAP 2000 genera distintas formas de vibración de la estructura a partir de su geometría, de esta forma es posible evidenciar puntos críticos o modos de vibración inusuales. Para que estos resultados sean relevantes, es necesario que la sumatoria de masa que participa en cada modo de vibración en la dirección en estudio recoja más de un 90% de la masa de la estructura, en un edificio esto se logra generalmente con 12 modos de vibración, sin embargo, por la geometría del puente se modelaron 50 modos de vibración logrando tan solo un 82% de participación, esto se puede deber a que la mayoría de las conexiones entre elementos deben modelarse de manera pinada, por lo cual se decide trabajar con estos resultados.

Tabla 32. Participación de los modos de vibración

StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,522136	0,49531	0,00325	0,00002578	0,00017	0,18239	0,00086
Mode	2	0,459097	0,00141	0,07692	0,00023	0,31974	0,05167	0,00007604
Mode	3	0,429744	0,00186	0,00012	0,00033	0,00135	0,23988	0,00109
Mode	4	0,356291	0,21799	0,00128	0,02914	0,000001532	0,00217	8,23E-07
Mode	5	0,340681	0,01776	0,00041	0,13641	0,00022	0,000009591	0,00969
Mode	6	0,333314	0,01708	0,00017	0,10187	0,0002	0,00747	0,01456
Mode	7	0,289406	0,00083	0,00008252	0,35391	0,00025	0,00445	0,00031
Mode	8	0,267601	0,02166	0,00007218	0,00572	0,0003	0,19272	0,00005799
Mode	9	0,267219	0,00064	0,00006018	0,0429	2,289E-08	0,08918	0,00001389
Mode	10	0,253323	0,00001187	0,00296	0,00045	0,01817	0,00071	0,01856
Mode	11	0,252176	0,00008358	0,00054	0,00002451	0,00269	0,00814	0,00498
Mode	12	0,228799	0,00068	0,00012	0,08724	0,00225	0,00038	0,00024
Mode	13	0,216048	0,00001052	0,00134	0,01492	0,00761	0,00144	0,03471
Mode	14	0,207527	0,00012	0,00007326	0,00563	0,00257	0,00003012	0,29058
Mode	15	0,194278	0,00214	0,00021	0,02083	0,00003777	0,00364	1,304E-06
Mode	16	0,1849	0,00489	0,000008992	0,00001395	0,03618	0,00262	0,00074
Mode	17	0,182353	0,000007447	0,000002967	0,01376	0,00002139	0,0000601	0,03862
Mode	18	0,179511	0,00027	0,00033	0,00002942	0,00289	0,00009033	0,00286
Mode	19	0,177165	0,00566	0,00018	4,385E-07	0,03291	0,00876	0,00084
Mode	20	0,17494	0,00009182	0,0004	0,00212	0,01422	0,00364	0,03963

(Continuación Tabla 32)

StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	21	0,17327	0,00009509	0,00016	0,00021	0,00272	0,00005099	0,07218
Mode	22	0,170447	0,00025	0,00022	0,00219	0,00415	0,00037	0,11597
Mode	23	0,16744	0,000001876	0,00007526	0,00008665	0,00072	0,00006671	0,03591
Mode	24	0,164579	0,00002353	0,00044	0,00974	0,00266	0,00056	0,00554
Mode	25	0,156156	0,00017	0,0002	0,00224	0,02114	0,00208	0,0056
Mode	26	0,153308	0,00031	0,00038	0,00197	0,00005648	0,00085	0,00556
Mode	27	0,149524	0,00065	0,00356	0,00261	0,00176	0,000002329	1,197E-06
Mode	28	0,146756	0,00017	0,00056	0,00245	0,01104	0,00117	0,00007521
Mode	29	0,142981	0,00002543	0,00136	0,00017	0,00099	0,00005791	0,00006238
Mode	30	0,137981	0,00011	0,0000225	0,0018	0,00293	0,00026	0,00001935
Mode	31	0,136786	0,00006967	0,0002	0,0011	0,00068	0,00068	0,00133
Mode	32	0,134535	0,00011	0,00074	0,00081	0,00724	0,00182	0,00007321
Mode	33	0,133995	0,00402	0,000001967	0,00001138	0,00003022	0,00015	0,00521
Mode	34	0,131397	0,00055	0,00073	0,00099	0,00542	0,00139	0,00296
Mode	35	0,129748	0,00081	4,243E-07	0,000004143	0,00481	0,00053	0,00057
Mode	36	0,129021	0,00083	0,00008776	0,000007613	0,00156	0,00117	0,00021
Mode	37	0,126031	0,00388	0,00002657	0,00012	0,00027	0,00136	0,00529
Mode	38	0,12406	0,01145	0,00021	0,00214	0,00007444	0,00529	2,961E-06
Mode	39	0,122734	0,0001	0,00046	0,00214	0,00564	0,00159	0,0008
Mode	40	0,120615	0,00014	0,00091	0,00016	0,00672	0,00003492	0,00024
Mode	41	0,119742	0,00039	0,00003735	0,00055	0,00123	0,00008269	0,00025
Mode	42	0,119406	0,00062	0,00102	0,00578	0,01795	0,00463	0,00032
Mode	43	0,118959	0,00015	1,668E-07	0,00016	0,00155	0,000001306	0,0000036
Mode	44	0,11838	0,00086	0,00019	0,00264	0,00052	0,00006948	0,00084
Mode	45	0,117818	0,00018	0,00005014	0,00733	0,00006051	0,00019	6,628E-06
Mode	46	0,117098	0,00014	0,00157	0,00298	0,00445	0,00009861	0,00001372
Mode	47	0,116778	0,00001343	0,00086	0,0002	0,01258	0,00191	0,00004975
Mode	48	0,116643	0,00003843	0,00084	0,00214	0,00853	0,00164	0,00074
Mode	49	0,11452	0,00076	0,00023	0,00097	0,0043	0,00012	0,00001767
Mode	50	0,114153	0,00178	0,00037	4,702E-08	0,013	0,00121	9,439E-06
Sumatoria			0,817	0,104	0,869			

Fuente propia, en SAP 2000.

A partir de la tabla 32 se observa que el modo que domina la vibración en la dirección X es el 1 con un periodo de 0.52 s y una participación de masa del 49%, en dirección Y, el modo 2 con un periodo de vibración de 0.45 s y una participación de 7.7% y en dirección Z el modo 7 con 0.29 s y una participación de 35 %.

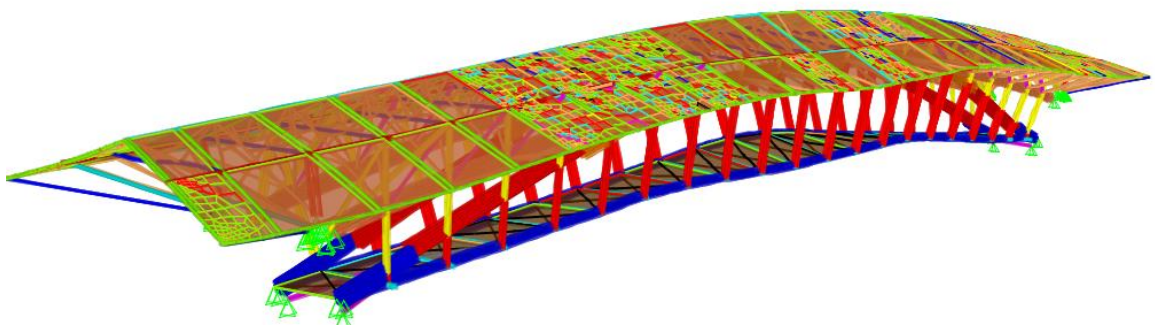
Por lo anterior, se obtiene que los periodos fundamentales de la estructura corresponden a 0.52 s en X, 0.45 s en Y y 0.29 s en Z, estos valores son primordiales, con base en ellos es posible determinar si la construcción se

encuentra en la meseta del espectro de diseño, situación en la cual el puente se comportará de manera satisfactoria.

No obstante, se observan efectos de torsión en el modo 1 en dirección X, y el modo 2 en dirección Y, lo cual es indeseable en cualquier estructura, lo que nos obliga a revisar este aspecto.

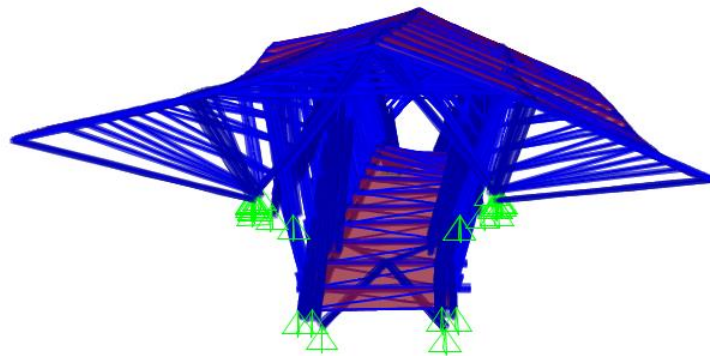
Los demás modos no representan una participación considerable, además de mostrar periodos cortos lo cual es indicio que la estructura se comporta de manera rígida en estos casos, siendo favorable para la misma. A continuación, se muestran los efectos de los principales modos de vibración destacados anteriormente.

Figura 74. Deformada del modo 1 de vibración



Fuente propia, en SAP 2000.

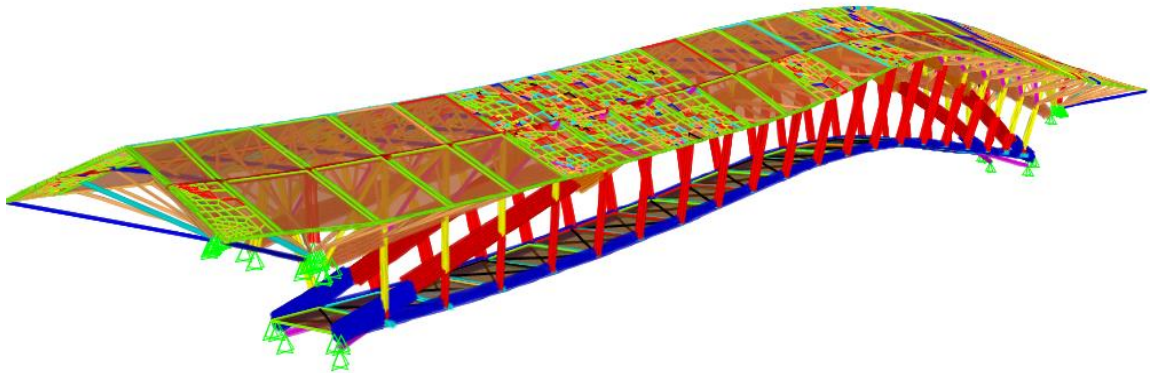
Figura 75. Deformada del modo 1 de vibración vista transversal



Fuente propia, en SAP 2000.

Se aprecia una notoria torsión sobre el tablero en su parte central, debido principalmente a que en este punto los montantes presentan su mayor longitud, sumado a que el arco está en su flecha más grande, disminuyendo su rigidez frente a cargas horizontales.

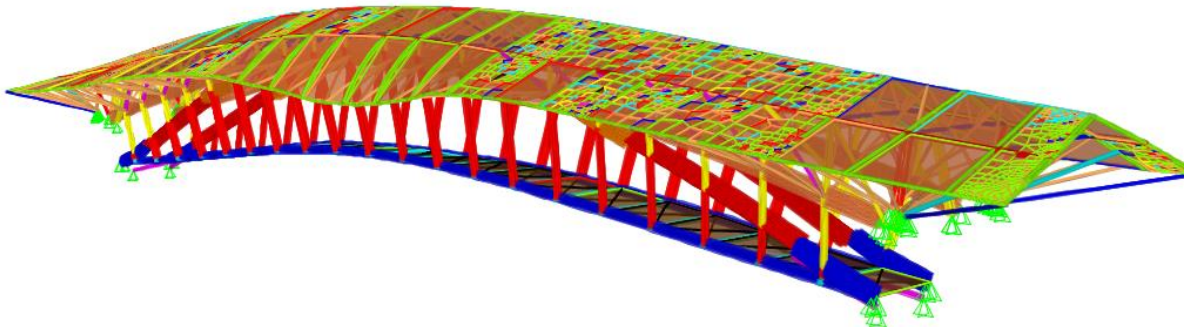
Figura 76. Deformada del modo 2 de vibración



Fuente propia, en SAP 2000.

En esta situación se presenta una ondulación longitudinal del tablero, debido a que ésta es la dirección de mayor rigidez con tan solo 10% de participación de masa en el análisis modal, (tabla 32), no representa mayores inconvenientes.

Figura 77. Deformada del modo 7 de vibración



Fuente propia, en SAP 2000.

En este modo de vibración se aprecia oscilación de la parte central del alero de cubierta, factor que debe ser corregido a través de la rigidización de esta zona, no representa riesgo para el tablero del puente.

A partir de lo anterior, se identifica que el modo crítico de vibración corresponde al modo 1 en dirección X, debido a que es la parte con menor rigidez en la estructura, además el modo 2 presenta 32% de participación de masa en el giro alrededor del eje X. Por lo cual se hace necesario rigidizar la zona central del puente en el sector donde el arco 2 se encuentra con el arco 3.

8.2. ANÁLISIS DE LAS REACCIONES EN LOS APOYOS

Con el fin de conocer las combinaciones de carga más críticas se realiza un cuadro comparativo de las reacciones en cada apoyo (ver anexo E, en el CD), de este modo se obtienen dos combinaciones, cuyo análisis es necesario, por un lado, las cargas que gobiernan el puente de manera usual, estas corresponden a la combinación de Servicio I indicada en el CCP-14. Por otro lado, el puente requiere un análisis para el evento extremo, en este caso se utilizará la combinación de carga B.2.3.8 E_X de la NSR-10, las anteriores se describen en la tabla 33.

Tabla 33. Reacciones en los apoyos para combinación de Servicio I.

Joint	servicio I		
	F1	F2	F3
41	-6,2	-64,1	21,9
42	1,1	97,9	26,7
43	-1,4	-60,5	22,0
44	3,3	64,1	19,7
49	0,1	3,4	0,3
54	-36,1	679,6	206,3
55	-0,1	-2,2	0,3
56	-0,2	-4,0	0,4
423	39,3	-661,4	226,3
424	-138,9	-708,1	200,0
450	140,4	717,8	251,6
478	-5,8	1,4	17,1
481	0,5	-3,8	16,0
483	1,3	-4,6	20,6
485	9,6	3,2	28,9
508	0,2	2,9	0,3
531	2,4	-97,8	59,8
532	19,5	-84,0	120,0
533	-74,6	-146,1	181,9
534	34,5	45,3	97,8
535	31,7	92,7	79,4
536	-47,5	132,5	161,9
626	-2,8	3,2	0,9
628	0,4	-0,3	-0,1
630	-6,9	1,7	2,4
631	-18,3	-3,5	6,7
632	20,4	-6,2	8,3
634	3,7	0,4	1,4

(Continuación tabla 33. Reacciones en los apoyos para Servicio I)

Joint	servicio I		
	F1	F2	F3
636	-0,5	-0,2	-0,1
638	2,6	2,1	0,9
639	-16,9	4,3	6,8
640	0,4	0,2	-0,1
642	-2,9	-2,1	0,9
644	24,9	4,9	9,0
645	4,7	-0,8	1,7
647	-0,4	0,2	-0,1
650	2,1	-2,0	0,8
652	-5,6	-0,5	2,1
1175	2,2	3,0	0,8
1176	-2,3	11,3	4,1
1177	-2,4	-3,0	0,8
1178	1,9	-3,2	0,9
1179	0,7	7,2	3,1
1180	1,2	3,9	1,6
1181	0,0	-7,3	3,9
1182	-0,3	-4,4	2,4
1605	-5,9	-14,8	3,3
1606	-4,6	16,1	3,5
1607	3,7	9,8	2,1
1608	2,7	-13,3	2,9
1788	-0,4	-4,3	3,0
1789	0,8	2,5	1,4
1791	-0,2	-9,1	6,0
Sumatoria	-24,8	0,0	1840,3

Fuente propia, en SAP 2000

El caso de carga de Servicio I también será utilizado para comparar los esfuerzos en los elementos del puente, en un estado normal de uso actual.

A continuación, se muestran las reacciones para el caso de carga B.2.3-8 E_X Max correspondiente al caso de sismo en dirección X, tomado del análisis modal.

Tabla 34. Reacciones en los apoyos para la combinación B.2.3-8 Max

Joint	B.2.3-8 E_X Max		
	F1	F2	F3
41	11,7	11,8	45,9
42	10,2	171,6	47,1
43	5,6	29,3	44,9
44	8,2	154,0	43,1
49	0,3	10,3	0,9
54	-5,9	968,8	264,9
55	0,2	4,8	0,9
56	0,2	3,6	1,0
423	65,0	-337,6	279,2
424	-84,1	-408,9	231,9
450	179,2	992,3	302,3
478	30,5	3,7	70,2
481	26,7	-1,7	57,5
483	29,8	1,5	60,0
485	39,8	4,5	76,8
508	0,9	10,9	1,1
531	3,3	-68,7	81,5
532	25,2	-65,9	155,1
533	-62,8	-121,3	192,9
534	38,2	50,2	108,2
535	36,9	107,6	92,1
536	-42,6	137,3	165,1
626	-1,6	5,4	1,5
628	0,7	-0,2	-0,1
630	-6,6	2,1	3,0
631	-10,3	-2,0	8,8
632	30,7	-3,3	12,5
634	5,7	0,6	2,2
636	-0,5	-0,2	-0,1
638	5,6	4,5	1,8
639	-4,1	7,2	11,3
640	0,7	0,3	0,0
642	-1,8	-1,4	1,5
644	31,0	6,1	11,2
645	7,5	-1,0	2,6
647	-0,2	0,4	0,0
650	4,5	-1,7	1,6
652	-5,7	-0,5	2,5
1175	4,0	5,4	1,4
1176	4,2	27,1	11,7
1177	-1,7	-2,2	1,2
1178	3,6	-3,0	1,6
1179	7,8	18,9	9,2
1180	5,4	17,9	7,8
1181	8,0	9,7	15,2
1182	9,3	8,3	15,7
1605	-1,7	-4,3	5,0
1606	-1,2	25,9	5,5
1607	8,4	21,9	4,5
1608	5,2	-1,4	5,4
1788	9,2	8,9	18,2
1789	5,4	18,0	8,5
1791	7,9	8,6	18,4
Sumatoria	446,1	1834,3	2512,1

Fuente propia, con base en SAP 2000.

Nota: las celdas en color verde corresponden a los mayores valores comparados con los demás casos de carga, como se presenta en el anexo E del CD.

A pesar de que la combinación anterior no representa las mayores reacciones en dirección X e Y, si contiene el caso de carga que las produce, además genera las mayores cargas en dirección Z, por lo cual, se elige como caso de carga crítico.

8.3. ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS EN LOS NODOS

Uno de los factores que determinan la funcionalidad de un puente y su confort son sus desplazamientos verticales, por dicha razón es necesario limitarlos a los valores que establece la normativa pertinente, para este caso se aplican las disposiciones del CCP-14 que en su artículo 2.5.2.6.2 Criterios para Deflexión, establece “a falta de otros criterios, los siguientes límites pueden considerarse para deflexiones en construcciones de madera: cargas vehiculares y peatonales $L/425$ ”. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2014), Cap. 2, p. 14. El puente Jenny Garzón presenta una luz libre entre apoyos de 45 m, por lo tanto, la deflexión estará limitada a $\delta = 45m/425 = 0.106m$.

En el anexo F del CD, se presenta la revisión de los nodos del puente para cada combinación de carga, se tiene en cuenta solo el límite de deflexión vertical. A continuación, se presentan los desplazamientos producidos en los nodos por la combinación de carga Servicio I y B.2.3.8 E_X.

Tabla 35. Desplazamientos en los nodos por combinación de servicio I.

OutputCase servicio I		Límite de deflexión	L/425	Elementos que no cumplen	0
Joint	U1	U2	U3	Cumple deflexión	Máx. de F.R U3
35	0,00056	0,0003	-0,0435	SI	41,10%
36	0,00037	-0,0009	-0,0444	SI	41,93%
37	0,00160	-0,0024	-0,0459	SI	43,36%
255	0,00062	0,0007	-0,0424	SI	40,04%
414	0,00204	0,0004	-0,0420	SI	39,63%
1025	-0,00048	-0,0007	-0,0432	SI	40,83%
1026	-0,00044	-0,0006	-0,0435	SI	41,08%
1027	-0,00068	0,0001	-0,0430	SI	40,65%
1028	-0,00044	-0,0006	-0,0437	SI	41,28%
Total general					43,81%

Fuente propia, con base en SAP 2000.

Se observa en la tabla 35, que el puente presenta un índice de flexibilidad de 0,438 es decir, que el nodo crítico a causa de las cargas normales de servicio presenta un desplazamiento de 4,3 cm con lo cual se garantiza comodidad por parte de los usuarios que utilizan el puente.

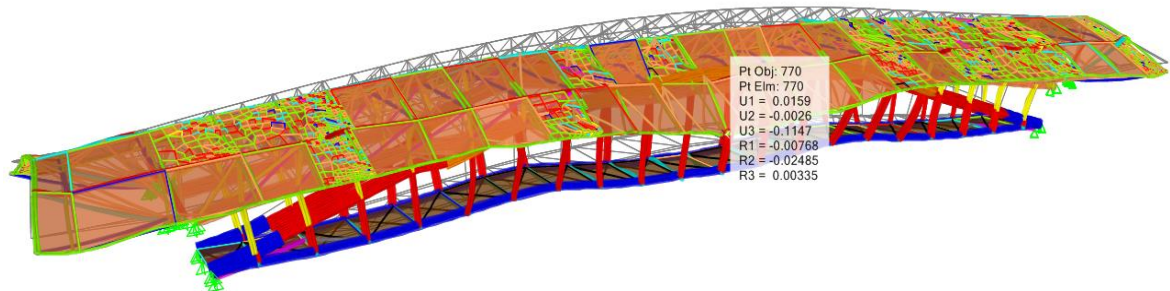
Tabla 36. Desplazamientos críticos por la combinación B.2.3-8 E_X

OutputCase	B.2.3-8 E_X	Límite de deflexión	L/425	Elementos que no cumplen	7
Joint	U1	U2	U3	Cumple deflexión	Máx. de F.R U3
598	-0,01427	-0,0023	-0,1106	NO	104,42%
599	-0,01438	-0,0024	-0,1167	NO	110,17%
600	-0,01301	-0,0026	-0,1139	NO	107,56%
767	-0,01314	-0,0026	-0,1129	NO	106,62%
770	-0,01279	-0,0026	-0,1147	NO	108,31%
884	-0,01423	-0,0023	-0,1111	NO	104,89%
885	-0,01423	-0,0023	-0,1100	NO	103,91%
Total general					110,17%

Fuente propia, con base en SAP 2000.

El índice de flexibilidad del puente para la combinación de carga anterior es de 1.10 es decir que en los nodos críticos se supera el desplazamiento permitido en un 10%.

Figura 78. Deformada de la combinación B.2.3-8 E_X



Fuente propia, en SAP 2000

Nota La deformada está aumentada 10 veces

La combinación de carga B.2.3-8 E_X genera desplazamientos superiores a los límites establecidos, sin embargo, estas se dan en alfardas de la parte central de la cubierta, las cuales no inciden significativamente en el confort de los usuarios del puente.

8.4. MÉTODO DE VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS POR LA NSR-10, TITULO G-12

Antes de analizar los elementos que conforman la estructura del puente, es necesario exponer de manera breve la forma en que se verifican los elementos a través del método de esfuerzos admisibles descrito en el título G-12 de la NSR-10, que se han venido aplicando a estructuras en madera; la guadua presenta otras características que obligan a modificar ciertos coeficientes y procedimientos de cálculo, como se mostrará a continuación.

Comenzamos definiendo una sección, en este caso se utilizó la herramienta de SAP 2000 *Section Designer* de la cual extraemos las propiedades mecánicas de la sección. Las cargas en el elemento se hallan luego de correr el modelo en el programa de análisis, en este caso elegimos la sección arco 3.

Tabla 37. Definición de la sección

Elemento	1	
Sección	Arco 3	
DETALLE	VALOR	UND
Solicitaciones		
# de Guaduas	10	un
Longitud	2,18	m
Coeficiente de longitud efectiva	1,00	
Compresión	0,00	kN
Tensión	2,18	kN
Flexión alrededor eje 2	10841,48	kN*m
Flexión alrededor eje 3	13456,80	kN*m
Cortante eje 2	1022,25	kN
Cortante eje 3	14129,64	kN
Propiedades geométricas		
Peso	0,370	kN/m
Diámetro Externo	0,115	m
Pared	0,015	m
Área neta individual	0,0047	m ²
Área de guadua	0,0471	m ²
Área de mortero	0,0000	m ²
Área neta total	0,0471	m ²
Propiedades mecánicas		
Momento de inercia Iy	6,83 E-04	m ⁴
Modulo de sección Sy	3,96 E-03	m ³
Modulo plastico Zy	5,38 E-03	m ³
Radio de giro ry	0,1204	m
Momento de inercia Ix	1,31 E-03	m ⁴
Modulo de sección Sx	4,55 E-03	m ³
Modulo plastico Zx	6,76 E-03	m ³
Radio de giro rx	0,167	m
Esbeltez λy	13,070	
Esbeltez λx	18,072	

Fuente propia, con base en NSR-10, Título G-12.

A continuación, se definen las propiedades del material, en este caso con base en la NSR-10, además, es necesario definir la humedad de equilibrio del material, la cual depende del lugar donde se encuentre la estructura, para las principales ciudades del país se dan humedades promedio en el anexo G.D.1 de la NSR-10, debido a que ésta incide de manera inversamente proporcional a la resistencia de la guadua.

Tabla 38. Definición de las propiedades del material

Propiedades del material		
Densidad guadua Angustifolia Kunth	7,85	kN/m ³
Resistencia a la Flexión	15000	kN/m ²
Resistencia a la Tracción	18000	kN/m ²
Resistencia a la compresión (paralela a la fibra)	18000	kN/m ²
Resistencia a la compresión (perpendicular a la fibra)	1400	kN/m ²
Resistencia a corte	2400	kN/m ²
Resistencia al punzonamiento	2,90	kN
Módulo de elasticidad promedio	9500000	kN/m ²
Módulo de elasticidad percentil 5	7500000	kN/m ²
Módulo de elasticidad mínimo	4000000	kN/m ²
Módulo de Poisson	0,40	ND
Coefficiente de dilatación térmica	2,50E-05	°C ⁻¹
Humedad elemento	16	%

Fuente propia, con base en NSR-10.

Posterior a esto, se calculan los coeficientes de modificación de las propiedades del material, empezando por el coeficiente de duración de la carga el cual se halla en NSR-10 G.12.7.6, luego el contenido de humedad en NSR-10 G.12.7.7, por temperatura en G.12.7.6 por estabilidad de columnas en G.12.8.10.6, por forma, por distribución de cargas en G.12.7.9, por estabilidad de columnas a partir de G.4.3.9.5 y por cortante en G.12.8.3.

Tabla 39. Coeficientes de modificación

VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS		
DETALLE	VALOR	UND
Coeficientes de modificación		
Duración de la carga	Permanente	
Por duracion de carga [CD]	0,9	
Por contenido de humedad [Cm]	0,89	
Por temperatura [Ct]	1	
Por estabilidad lateral de vigas [CL]	0,98	
Por forma [CF]	1,12	
Por redistribucion de cargas [Cr]	1,1	
Por estabilidad de columnas [Cp]	0,97	
Por cortante [Cc]	1	

Fuente propia, con base en NSR-10 Título G-12.

Se modifican las propiedades del material acorde a los coeficientes que apliquen.

Tabla 40. Propiedades modificadas

Propiedades modificadas		
Esf. Admisible a flexion [F'b]	13457	kN/m ²
Esf. Admisible a traccion [F't]	14130	kN/m ²
Esf. Admisible a compresion paralela al eje longitudinal [F'c]	13777	kN/m ²
Esf. Admisible a compresion perpendicular al eje longitudinal [F'p]	1121	kN/m ²
Esf. Admisible a corte [F'v]	1922	kN/m ²

Fuente propia, con base en NSR-10 Título G-12.

Luego se procede a la verificación de cada uno de los esfuerzos en el elemento. En este caso por compresión se acatan las disposiciones de G.12.9., identificando tipo de columna y esbeltez, ya que las fórmulas cambian dependiendo de estas dos variables. Para flexión se divide el momento actuante entre el módulo de sección en esa dirección, para obtener el esfuerzo en ese elemento.

Tabla 41. Verificación por compresión y tensión

Verificación por compresión		
Tipo de columna	Corta	
Esbeltez λ	13,07	
Ck	67,46	
Carga actuante	0,00	kN
Area neta	0,047	m ²
Esfuerzo actuante	0,00	kN/m ²
Resistencia del elemento	10841,48	kN/m ²
Porcentaje de carga	0,00%	
Cumple	SI	
Verificación por tensión		
Carga actuante	2,18	kN
Area neta del elemento	0,047	m ²
Esfuerzo a tensión	46,18	kN/m ²
Resistencia del elemento	14129,6	kN/m ²
Porcentaje de carga	0,33%	
Cumple	SI	

Fuente propia, con base en NSR-10 Título G-12.

Tabla 42. Verificación por flexión

Verificación por flexión dir 2		
Momento actuante	9,05	kN.m
Modulo de sección Sx	4,55E-03	m ³
Esfuerzo de Flexión actuante	1990,41	kN/m ²
Resistencia del elemento	13456,80	kN/m ²
Porcentaje de carga	14,79%	
Cumple	SI	

(Continuación tabla 42.)

Verificación por flexión dir 3		
Momento actuante	11,13	kN.m
Modulo de sección Sy	3,96E-03	m^3
Esfuerzo de Flexión actuante	2808,48	kN/m^2
Resistencia del elemento	13456,80	kN/m^2
Porcentaje de carga	20,87%	
Cumple	SI	

Fuente propia, con base en NSR-10 Título G-12.

En la verificación por cortante se aplica la fórmula G.12.8-9 para conocer el esfuerzo actuante en el elemento.

Tabla 43. Verificación por cortante

Verificación por cortante dir. 2		
Cortante en el elemento	9,69	kN
Área del elemento	0,0471	m^2
t	0,015	m
De	0,115	m
Esfuerzo de corte actuante	451,57	kN/m^2
Resistencia del elemento	961,20	kN/m^2
Porcentaje de carga	46,98%	
Cumple	SI	
Verificación por cortante dir. 3		
Cortante en el elemento	-5,74	kN
Área del elemento	0,0471	m^2
t	0,015	m
De	0,115	m
Esfuerzo de corte actuante	-267,25	kN/m^2
Resistencia del elemento	961,20	kN/m^2
Porcentaje de carga	27,80%	
Cumple	SI	

Fuente propia, con base en NSR-10 Título G-12.

De esta forma se verifica si el elemento es capaz de soportar todos los esfuerzos que actúan sobre él, en busca de garantizar la seguridad de la estructura.

8.5. ANÁLISIS DE ESFUERZOS EN LOS ELEMENTOS DEL PUENTE

A partir de los resultados del modelo en SAP 2000 y la metodología expuesta en el numeral anterior, se verifican uno a uno los elementos que conforman el puente, en cuanto a esfuerzos de corte en dirección 3, cortante en dirección 2, momento en dirección 3, momento en dirección 2, compresión y tensión axial.

Esta labor se realiza con ayuda de tablas dinámicas en Excel, los resultados de los esfuerzos en cada elemento por las distintas combinaciones de carga se presentan en el anexo G del CD. A continuación, se muestra el número de elementos que fallan por cada combinación de carga, con el fin de determinar las combinaciones críticas de diseño.

Tabla 44. Elementos que fallan por cada combinación de cargas

Combinación de carga	Elementos que fallan en cada caso de carga					
	V3	V2	M3	M2	Compresión	Tensión
B.2.3-4	215	143	6	22	12	0
B.2.3-5	182	125	2	9	6	0
B.2.3-6 E_X	265	164	16	29	20	0
B.2.3-6 E_Y	178	89	2	14	0	0
B.2.3-6 X	267	153	10	37	37	5
B.2.3-6 Y	164	96	6	9	3	0
B.2.3-7	237	177	8	27	23	0
B.2.3-8 E_X	299	186	14	45	36	0
B.2.3-8 E_Y	231	141	8	29	10	0
B.2.3-8 X	308	190	15	43	43	2
B.2.3-8 Y	235	158	7	28	16	0
Servicio I	214	134	6	23	15	0

Fuente propia, con base en SAP 2000.

Nota: Las celdas en color verde corresponden al mayor número de elementos que fallan en comparación con las demás combinaciones de carga.

Con base en la tabla 37 se establece que las combinaciones de carga crítica son B.2.3-8 E_X, B.2.3-8 X y B.2.3-6 X, debido a que las combinaciones B.2.3-8 E_X y B.2.3-8 X corresponden a fuerzas de sismo en la misma dirección y con los mismos coeficientes, además, que en numerales anteriores se eligió la combinación B.2.3-8 E_X como crítica, se considera pertinente seguir a un análisis detallado de los elementos que fallan a causa de dicha combinación.

Tabla 45. Elementos que fallan por compresión

Caso de carga B.2.3-8 E_X		48		Factor de sobreesfuerzo máximo
				3,296
Elemento	Sección	Cumple a compresión ?	Mín. de Compresión	Máx. de F.R. compresión
65	Soportes diagonales cub	NO	-24,073	1,595
622	Diagonales Arco 3-4	NO	-105,026	1,299
630	Diagonales Arco 3-4	NO	-82,314	1,038
632	Diagonales Arco 3-4	NO	-80,026	1,042
636	Diagonales Arco 3-4	NO	-108,930	1,368
638	Diagonales Arco 3-4	NO	-79,046	1,029
642	Diagonales Arco 3-4	NO	-123,218	1,522
644	Diagonales Arco 3-4 dobles	NO	-190,957	1,035
652	Soportes diagonales cub	NO	-21,875	1,024
669	Soportes diagonales cub	NO	-33,283	1,247
672	Soportes diagonales cub	NO	-29,815	1,115
685	Soportes diagonales cub	NO	-28,092	1,072
691	Soportes diagonales cub	NO	-34,222	1,290
697	Soportes diagonales cub	NO	-22,679	1,050
727	Soportes diagonales cub	NO	-26,613	1,078
730	Soportes diagonales cub	NO	-36,739	1,365
732	Soportes diagonales cub	NO	-30,975	1,170
746	Soportes diagonales cub	NO	-29,182	1,147
749	Soportes diagonales cub	NO	-36,270	1,423
752	Soportes diagonales cub	NO	-26,478	1,094
776	Soportes diagonales cub	NO	-25,991	1,124
777	Soportes diagonales cub	NO	-34,450	1,449
781	Soportes diagonales cub	NO	-31,173	1,318
784	Soportes diagonales cub	NO	-33,506	1,418
1094	Alfardas	NO	-51,784	1,030
1168	Alfardas	NO	-57,860	1,152
1795	Viga cumbrera	NO	-151,298	1,492
1807	Viga cumbrera	NO	-167,818	1,655
			-142,694	1,407
2378	Soportes diagonales cub	NO	-35,315	1,763
2379	Soportes diagonales cub	NO	-43,332	2,313
2381	Soportes diagonales cub	NO	-26,511	1,348
2383	Soportes diagonales cub	NO	-28,632	1,379
2384	Soportes diagonales cub	NO	-20,850	1,029
2386	Soportes diagonales cub	NO	-31,434	1,466
2396	Soportes diagonales cub	NO	-23,116	1,032
2398	Soportes diagonales cub	NO	-21,696	1,015
2443	Soportes diagonales cub	NO	-40,468	1,976
2444	Soportes diagonales cub	NO	-45,378	2,280
2446	Soportes diagonales cub	NO	-26,361	1,325
2651	Soportes diagonales cub	NO	-34,725	1,727

Fuente Propia, con base en SAP 2000.

Se produce un índice de sobreesfuerzo de 3,3 en el puente, por lo cual algunos elementos se encuentran sometidos al triple de su capacidad resistente, por tal razón es necesario tener en cuenta que según la interventoría de (Salazar Ferro Ingenieria S.a., 2003), en los ensayos efectuados a diversas probetas de guadua del puente, se alcanzaron resistencias a compresión mínimas de 34 MPa, que luego se reducen por factores de seguridad para ser aplicados en el modelo, por lo cual estos elementos pueden estar dentro de un rango elástico aún.

Por otra parte, se observa que fallan algunas diagonales entre los arcos 3 y 4, debido a esfuerzos de compresión por cargas que rondan las 9 toneladas, teniendo en cuenta que este elemento está conformado solo por 2 guaduas, por lo cual es prudente reforzar dichos elementos, debido a que brindan estabilidad a estos arcos cerca al apoyo.

Por otra parte, existen cargas de alrededor de 30 kN que se transmiten por los soportes diagonales de cubierta ubicados en la parte central del puente, estos elementos son de una sola guadua. Esta situación podría explicar los “aleteo” que sufre la cubierta en esta zona, según los modos de vibración explicados en el numeral 8.1.

Algunas alfardas también fallan, sin embargo, estos elementos solo se encargan de transmitir cargas a los soportes de cubierta, adicional a ello en la modelación se descartaron las alfardas intermedias por lo cual la redistribución de las cargas evita estos fallos en la realidad.

Tabla 46. Falla en elementos por flexión eje 2

Caso de carga		78			Factor de sobreesfuerzo máximo
B.2.3-8 E_X					3,393
Elemento	Sección	Cumple a flexión dir 2	Mín. de Flexión alrededor eje 2	Máx. de Flexión alrededor eje 2	Máx. de F.R. Flexión dir 2
43	Soportes diagonales cub	NO	1,356	1,356	1,460
			-1,079	-1,079	1,162
280	Arco 4	NO	5,456	5,456	1,291
506	Montantes Arco 2-3 rellenos	NO	-34,972	-29,495	1,563
507	Montantes Arco 2-3 rellenos	NO	-38,110	-30,792	1,703
508	Montantes Arco 2-3 rellenos	NO	-40,787	-34,323	1,823
509	Montantes Arco 2-3 rellenos	NO	-39,514	-33,354	1,766
510	Montantes Arco 2-3 rellenos	NO	-33,977	-28,766	1,518
511	Montantes Arco 2-3 rellenos	NO	-26,847	-26,847	1,200
513	Montantes Arco 2-3 rellenos	NO	-31,000	-23,028	1,385
514	Montantes Arco 2-3 rellenos	NO	-34,539	-29,333	1,543
515	Montantes Arco 2-3 rellenos	NO	-31,366	-26,256	1,402
516	Montantes Arco 2-3 rellenos	NO	-23,278	-23,278	1,040
517	Montantes Arco 2-3 rellenos	NO	-37,863	-24,109	1,692
518	Montantes Arco 2-3 rellenos	NO	-29,932	-25,041	1,338
523	Montantes Arco 2-3 rellenos	NO	-32,028	-25,699	1,431
524	Montantes Arco 2-3 rellenos	NO	-26,692	-26,692	1,193

Fuente propia, con base en SAP 2000. Nota: la tabla completa está en el anexo G.

Se aprecia que la mayoría de los elementos que fallan corresponde a montantes entre los arcos 2 – 3, esta situación puede atribuirse a las cargas que generan los arcos en sentidos opuestos en esta zona, debido a que estos buscan retornar a su posición de equilibrio horizontal, provocando flexión en dichos elementos, los cuales no se encuentran arriostrados (formando triángulos), teniendo que soportar gran parte del empuje en dirección Y.

Tabla 47. Elementos que fallan por flexión en el eje 3

Elemento	Sección	Longitud	X m	Y m	Z m	Cumple a flexión dir 3	Mín. de Flexión alrededor eje 3	Máx. de Flexión alrededor eje 3_2	Máx. de F.R. Flexión dir 3
548	Montantes Arco 3-4	0,92	1024,81	981,71	110,82	NO	-8,355	-8,355	1,564
549	Montantes Arco 3-4	0,76	1025,03	983,97	111,06	NO	-12,178	-6,089	2,279
551	Montantes Arco 3-4	0,65	1025,24	986,31	111,26	NO	-9,691	-9,691	1,814
554	Montantes Arco 3-4	0,60	1025,82	993,30	111,30	NO	9,905	9,905	1,854
555	Montantes Arco 3-4	0,71	1025,97	995,61	111,14	NO	6,544	13,089	2,450
557	Montantes Arco 3-4	0,90	1026,12	997,83	110,91	NO	7,095	7,095	1,328
562	Montantes Arco 3-4	0,90	1020,84	998,22	110,81	NO	-8,862	-8,862	1,659
563	Montantes Arco 3-4	0,73	1020,65	996,00	111,04	NO	-6,381	-6,381	1,194
						NO	-12,762	-12,762	2,389
564	Montantes Arco 3-4	0,65	1020,45	993,72	111,20	NO	-5,890	5,598	1,102
						NO	-11,780	-11,780	2,205
565	Montantes Arco 3-4	0,45	1020,25	991,49	111,36	NO	-9,576	6,693	1,793
569	Montantes Arco 3-4	0,69	1019,70	984,34	111,00	NO	7,190	14,380	2,692
570	Montantes Arco 3-4	0,89	1019,56	982,18	110,74	NO	8,289	8,289	1,552

Fuente propia, basada en SAP 2000.

Al igual que en el caso anterior, se producen efectos de flexión entre los montantes de los arcos 2-3; debido a que son elementos continuos entre los arcos; transmiten grandes cargas axiales, generando momento en los mismos.

Tabla 48. Elementos que fallan por cortante en dirección 2

Elemento	Sección	Longitud	X m	Y m	Z m	Cumple a corte dir. 2	Mín. de Cortante eje 2	Máx. de Cortante eje 2	Máx. de F.R. Cortante dir. 2
18	Arco 3	2,26	1025,95	996,72	110,64	NO	22,765	23,594	1,144
24	Arco 3	2,27	1024,83	982,88	110,53	NO	-22,972	-22,142	1,114
29	Arco 3	2,12	1019,73	983,31	110,49	NO	-24,191	-23,417	1,173
35	Arco 3	2,28	1020,84	997,09	110,53	NO	24,411	25,247	1,224
43	Soportes diagonales cub	0,38	1024,56	988,72	111,63	NO	-3,036	2,176	2,787
						NO	-3,041	2,165	2,792
49	Arco 4	0,10	1026,97	1009,18	110,15	NO	-6,066	-6,055	1,400
50	Soportes diagonales cub	0,56	1024,74	990,85	111,64	NO	-1,295	-1,279	1,148
56	Arco 4	0,10	1026,84	1007,11	110,40	NO	-4,739	-4,728	1,094
58	Soportes diagonales cub	0,35	1021,47	993,45	111,53	NO	-1,154	-1,144	1,060
67	Arco 4	0,20	1027,13	1011,63	109,87	NO	4,467	4,478	1,034
							-6,166	-6,155	1,423
74	Arco 4	0,10	1026,67	1004,69	110,71	NO	-5,018	-5,007	1,158
88	Arco 4	0,10	1026,39	1000,02	111,19	NO	-7,988	-6,440	1,844
94	Arco 4	0,10	1026,22	997,77	111,36	NO	6,758	8,437	1,947
114	Arco 4	0,19	1025,72	991,06	111,65	NO	9,933	9,944	2,295
117	Arco 4	0,10	1025,51	988,44	111,64	NO	6,773	6,784	1,566
140	Arco 4	0,20	1024,91	981,67	111,26	NO	-6,728	-5,353	1,553
141	Arco 4	0,10	1024,90	981,62	111,26	NO	5,353	6,728	1,553
145	Arco 4	2,29	1024,58	978,27	110,96	NO	6,265	7,347	1,187
148	Arco 4	0,10	1024,68	979,36	111,07	NO	6,265	7,347	1,696
149	Arco 4	0,10	1026,54	1002,47	110,97	NO	-5,336	-5,325	1,232
150	Arco 4	0,20	1026,39	1000,07	111,18	NO	6,440	7,988	1,844

Fuente propia, con base en SAP 2000.

(Continuación tabla 48)

Elemento	Sección	Longitud	X m	Y m	Z m	Cumple a corte dir. 2	Mín. de Cortante eje 2	Máx. de Cortante eje 2	Máx. de F.R. Cortante eje 2
151	Arco 4	0,20	1026,23	997,82	111,35	NO	6,758	8,437	1,947
154	Arco 4	0,20	1025,51	988,49	111,64	NO	6,773	6,784	1,566
156	Arco 4	0,10	1025,31	986,26	111,57	NO	8,330	8,341	1,925
185	Arco 4	0,10	1023,59	968,03	109,92	NO	-7,380	-6,746	1,703
186	Arco 4	0,20	1023,59	968,08	109,92	NO	6,746	7,380	1,703
196	Arco 4	0,10	1018,42	968,28	109,88	NO	4,536	5,958	1,375
226	Arco 4	0,10	1019,11	977,40	110,73	NO	-6,257	-4,945	1,444
233	Arco 4	0,10	1019,26	979,68	110,95	NO	-7,702	-4,683	1,778
234	Arco 4	0,20	1019,45	982,10	111,16	NO	-14,186	-12,039	3,274
252	Arco 4	0,10	1019,81	986,66	111,48	NO	11,906	11,917	2,751
258	Arco 4	0,10	1019,96	988,70	111,55	NO	13,810	13,821	3,190
259	Arco 4	0,10	1020,19	991,42	111,57	NO	-5,096	14,697	3,392
266	Arco 4	0,17	1020,37	993,70	111,52	NO	10,910	10,920	2,521
280	Arco 4	0,10	1020,73	998,17	111,25	NO	16,598	20,110	4,642
						NO	20,099	20,099	4,639
293	Arco 4	0,10	1021,12	1002,89	110,86	NO	-7,356	-5,158	1,698
299	Arco 4	0,10	1020,92	1000,47	111,08	NO	13,362	17,343	4,003
328	Arco 4	0,10	1021,88	1011,88	109,84	NO	-5,440	-4,782	1,256
334	Arco 4	2,36	1027,21	1012,90	109,74	NO	9,135	9,136	1,476
335	Arco 4	0,20	1027,29	1014,17	109,61	NO	6,990	11,389	2,629
338	Arco 4	0,20	1018,25	965,94	109,69	NO	-16,969	-12,914	3,917
340	Arco 4	0,20	1023,37	965,63	109,73	NO	-19,818	-12,916	4,575
341	Arco 4	0,20	1022,12	1014,59	109,54	NO	8,597	12,394	2,861
349	Arco 4	0,10	1023,14	962,95	109,57	NO	6,212	6,223	1,436
356	Arco 4	0,20	1018,04	963,34	109,50	NO	6,131	6,142	1,418
369	Arco 4	0,10	1027,50	1017,03	109,31	NO	-4,566	-4,555	1,054
464	Montantes arco 1-2 rellenos	0,39	1022,74	1011,13	105,57	NO	-86,856	-86,856	2,261
465	Montantes arco 1-2 rellenos	0,35	1025,90	1010,84	105,52	NO	71,430	71,430	1,859
500	Montantes arco 1-2 rellenos	0,42	1019,50	969,12	105,52	NO	63,853	63,853	1,662
505	Montantes arco 1-2 rellenos	0,38	1022,65	968,95	105,51	NO	-79,853	-79,853	2,079
511	Montantes Arco 2-3 rellenos	0,88	1021,74	1004,97	108,72	NO	-57,426	-43,794	2,012
						NO	-57,426	-57,426	2,012
512	Montantes Arco 2-3 rellenos	0,57	1021,48	1002,72	109,33	NO	-66,307	-66,307	2,589
							-78,489	-78,489	3,065
515	Montantes Arco 2-3 rellenos	1,32	1019,30	973,24	108,05	NO	32,470	32,470	1,032
						NO	32,470	32,470	1,032
516	Montantes Arco 2-3 rellenos	0,91	1019,38	975,50	108,66	NO	51,806	62,669	2,196
						NO	51,806	51,806	1,815
520	Montantes Arco 2-3 rellenos	0,94	1026,21	1004,56	108,71	NO	39,308	53,900	1,889
521	Montantes Arco 2-3 rellenos	0,54	1026,14	1002,30	109,33	NO	68,834	81,101	3,167
522	Montantes Arco 2-3 rellenos	0,55	1019,46	977,69	109,25	NO	72,505	86,897	3,393
524	Montantes Arco 2-3 rellenos	1,01	1023,86	975,20	108,73	NO	-55,907	-47,609	1,886
						NO	-55,907	-55,907	1,886
525	Montantes Arco 2-3 rellenos	0,68	1024,14	977,36	109,28	NO	-72,480	-59,072	2,732

Fuente propia, con base en SAP 2000.

(Continuación tabla 48)

Elemento	Sección	Longitud	X m	Y m	Z m	Cumple a corte dir. 2	Mín. de Cortante eje 2	Máx. de Cortante eje 2	Máx. de F.R. Cortante dir. 2
548	Montantes Arco 3-4	0,92	1024,81	981,71	110,82	NO	-9,093	-9,093	1,884
						NO	-9,093	-9,093	1,884
549	Montantes Arco 3-4	0,76	1025,03	983,97	111,06	NO	-16,041	-16,041	3,456
						NO	-16,041	-16,041	3,456
551	Montantes Arco 3-4	0,65	1025,24	986,31	111,26	NO	-14,967	5,505	3,336
						NO	-14,967	-14,967	3,336
553	Montantes Arco 3-4	0,53	1025,66	991,04	111,39	NO	5,483	5,483	1,266
						NO	5,483	5,483	1,266
554	Montantes Arco 3-4	0,60	1025,82	993,30	111,30	NO	-4,410	16,447	3,796
						NO	-4,410	-4,410	1,018
						NO	16,447	16,447	3,796
555	Montantes Arco 3-4	0,71	1025,97	995,61	111,14	NO	18,440	18,440	4,110
						NO	18,440	18,440	4,110
557	Montantes Arco 3-4	0,90	1026,12	997,83	110,91	NO	7,848	7,848	1,626
						NO	7,848	7,848	1,626
562	Montantes Arco 3-4	0,90	1020,84	998,22	110,81	NO	-9,847	-9,847	2,040
						NO	-9,847	-9,847	2,040
563	Montantes Arco 3-4	0,73	1020,65	996,00	111,04	NO	-17,478	-17,478	3,895
						NO	-17,478	-17,478	3,895
						NO	-17,478	-17,478	3,895
564	Montantes Arco 3-4	0,65	1020,45	993,72	111,20	NO	-18,234	8,665	4,064
						NO	-18,234	8,665	4,064
						NO	-18,234	-18,234	4,064
565	Montantes Arco 3-4	0,45	1020,25	991,49	111,36	NO	-21,505	15,029	4,964
						NO	-21,505	15,029	4,964
566	Montantes Arco 3-4	0,49	1020,00	988,76	111,31	NO	4,346	4,346	1,003
						NO	4,346	4,346	1,003
568	Montantes Arco 3-4	0,60	1019,89	986,76	111,20	NO	5,032	5,032	1,162
						NO	5,032	5,032	1,162
569	Montantes Arco 3-4	0,69	1019,70	984,34	111,00	NO	20,877	20,877	4,653
						NO	20,877	20,877	4,653
570	Montantes Arco 3-4	0,89	1019,56	982,18	110,74	NO	9,263	9,263	1,919
						NO	9,263	9,263	1,919

Fuente propia, con base en SAP 2000.

Se observa que los elementos que mayoritariamente fallan son montantes debido a que estos elementos se modelaron de manera continua, dicha forma genera cortantes altos en las intersecciones con los arcos 2 y 3, por lo cual se hace necesario implementar arrostramientos que permitan redistribuir las fuerzas en los elementos y evitar zonas de concentración de esfuerzos cortantes al igual que de flexión.

Tabla 49.. Elementos que fallan por esfuerzos de corte en dirección 3.

Elemento	Sección	Longitud	X m	Y m	Z m	Cumple a corte dir 3	Mín. de Cortante eje 3	Máx. de Cortante eje 3	Máx. de F.R. Cortante dir 3
43	Soportes di	0,38	1024,56	988,72	111,63	NO	-4,028	5,117	4,698
						NO	-4,028	5,117	4,698
48	Arco 4	0,10	1026,97	1009,28	110,14	NO	-5,127	-5,127	1,183
50	Soportes di	0,56	1024,74	990,85	111,64	NO	1,629	1,629	1,444
						NO	-2,097	-2,097	1,859
56	Arco 4	0,10	1026,84	1007,11	110,40	NO	5,800	5,800	1,339

(Continuación tabla 49)

Elemento	Sección	Longitud	X m	Y m	Z m	Cumple a corte dir 3	Mín. de Cortante eje 3	Máx. de Cortante eje 3	Máx. de F.R. Cortante dir 3
58	Soportes di	0,35	1021,47	993,45	111,53	NO	1,654	1,654	1,519
						NO	-1,785	-1,785	1,639
62	Arco 4	0,10	1027,58	1018,26	109,18	NO	5,210	5,210	1,203
67	Arco 4	0,20	1027,13	1011,63	109,87	NO	-6,310	-6,310	1,457
73	Arco 4	0,10	1026,68	1004,78	110,70	NO	-4,678	-4,678	1,080
88	Arco 4	0,10	1026,39	1000,02	111,19	NO	-18,125	-13,725	4,184
94	Arco 4	0,10	1026,22	997,77	111,36	NO	-16,729	-13,538	3,861
102	Arco 4	0,10	1026,05	995,56	111,49	NO	-4,733	-4,733	1,092
108	Arco 4	0,09	1025,89	993,26	111,59	NO	-4,971	-4,971	1,147
114	Arco 4	0,19	1025,72	991,06	111,65	NO	11,343	11,343	2,618
117	Arco 4	0,10	1025,51	988,44	111,64	NO	11,186	11,186	2,582
140	Arco 4	0,20	1024,91	981,67	111,26	NO	-13,147	-11,217	3,035
141	Arco 4	0,10	1024,90	981,62	111,26	NO	-13,147	-11,217	3,035
145	Arco 4	2,29	1024,58	978,27	110,96	NO	-13,417	-10,532	2,168
148	Arco 4	0,10	1024,68	979,36	111,07	NO	-13,417	-10,532	3,097
149	Arco 4	0,10	1026,54	1002,47	110,97	NO	-4,428	-4,428	1,022
						NO	-9,437	-9,437	2,178
150	Arco 4	0,20	1026,39	1000,07	111,18	NO	-18,125	-13,725	4,184
151	Arco 4	0,20	1026,23	997,82	111,35	NO	-16,729	-13,538	3,861
152	Arco 4	0,20	1026,05	995,61	111,49	NO	-4,733	-4,733	1,092
153	Arco 4	0,17	1025,89	993,30	111,59	NO	-4,971	-4,971	1,147
154	Arco 4	0,20	1025,51	988,49	111,64	NO	11,186	11,186	2,582
156	Arco 4	0,10	1025,31	986,26	111,57	NO	6,702	6,702	1,547
						NO	12,598	12,598	2,908
165	Arco 4	0,10	1024,03	972,51	110,38	NO	4,812	4,812	1,111
167	Arco 4	0,20	1024,03	972,56	110,38	NO	4,812	4,812	1,111
169	Arco 4	2,57	1024,14	973,73	110,51	NO	-7,811	-7,811	1,262
185	Arco 4	0,10	1023,59	968,03	109,92	NO	-8,007	-7,082	1,848
186	Arco 4	0,20	1023,59	968,08	109,92	NO	-8,007	-7,082	1,848
207	Arco 4	1,94	1018,68	971,86	110,19	NO	-9,026	-7,825	1,458
219	Arco 4	0,10	1018,92	975,20	110,50	NO	-8,925	-7,097	2,060
233	Arco 4	0,10	1019,26	979,68	110,95	NO	5,197	13,078	3,019
234	Arco 4	0,20	1019,45	982,10	111,16	NO	19,409	24,714	5,705
240	Arco 4	0,21	1019,62	984,32	111,33	NO	-4,411	-4,411	1,018
252	Arco 4	0,10	1019,81	986,66	111,48	NO	-22,284	-22,284	5,144
						NO	-10,293	-10,293	2,376
257	Arco 4	0,10	1019,97	988,80	111,55	NO	7,169	7,169	1,655
258	Arco 4	0,10	1019,96	988,70	111,55	NO	-22,932	-22,932	5,293
						NO	-6,056	-6,056	1,398
259	Arco 4	0,10	1020,19	991,42	111,57	NO	-19,803	10,255	4,571
266	Arco 4	0,17	1020,37	993,70	111,52	NO	-14,749	4,650	3,404
279	Arco 4	0,10	1020,56	995,99	111,40	NO	7,087	7,087	1,636
280	Arco 4	0,10	1020,73	998,17	111,25	NO	31,404	36,666	8,463
						NO	36,666	36,666	8,463
293	Arco 4	0,10	1021,12	1002,89	110,86	NO	6,131	10,527	2,430
299	Arco 4	0,10	1020,92	1000,47	111,08	NO	25,051	32,718	7,552
302	Arco 4	0,10	1021,31	1005,11	110,64	NO	-10,320	-7,674	2,382
308	Arco 4	0,10	1021,54	1007,66	110,35	NO	8,860	15,683	3,620
309	Arco 4	0,10	1021,53	1007,56	110,36	NO	-9,067	-4,858	2,093
316	Arco 4	0,10	1021,68	1009,56	110,12	NO	-17,906	-13,775	4,133
334	Arco 4	2,36	1027,21	1012,90	109,74	NO	-7,550	-7,550	1,220
335	Arco 4	0,20	1027,29	1014,17	109,61	NO	-10,875	-7,060	2,510

(Continuación tabla 49)

Elemento	Sección	Longitud	X m	Y m	Z m	Cumple a corte dir 3	Mín. de Cortante eje 3	Máx. de Cortante eje 3	Máx. de F.R. Cortante dir 3
338	Arco 4	0,20	1018,25	965,94	109,69	NO	-6,512	-6,512	1,503
						NO	16,469	23,398	5,401
340	Arco 4	0,20	1023,37	965,63	109,73	NO	5,339	5,339	1,232
						NO	-26,439	-17,141	6,103
341	Arco 4	0,20	1022,12	1014,59	109,54	NO	6,878	8,664	2,000
349	Arco 4	0,10	1023,14	962,95	109,57	NO	9,892	9,892	2,283
350	Arco 4	0,10	1023,14	963,05	109,57	NO	4,746	4,746	1,095
356	Arco 4	0,20	1018,04	963,34	109,50	NO	-8,872	-8,872	2,048
369	Arco 4	0,10	1027,50	1017,03	109,31	NO	5,539	5,539	1,279
						NO	4,619	4,619	1,066
371	Arco 4	0,10	1022,36	1017,60	109,24	NO	-6,263	-5,091	1,446
442	Arco 2 centro	1,18	1021,61	1003,23	108,86	NO	-40,000	-25,344	1,659
453	Arco 2 centro	1,15	1019,52	977,18	108,79	NO	37,913	37,913	1,572
456	Arco 2 centro	1,18	1026,08	1002,84	108,86	NO	33,996	33,996	1,410
464	Montantes arco 1-2 rellenos	0,39	1022,74	1011,13	105,57	NO	53,959	54,068	1,407
						NO	-58,622	-58,513	1,526
465	Montantes arco 1-2 rellenos	0,35	1025,90	1010,84	105,52	NO	45,077	45,193	1,176
500	Montantes arco 1-2 rellenos	0,42	1019,50	969,12	105,52	NO	44,691	44,831	1,167
505	Montantes arco 1-2 rellenos	0,38	1022,65	968,95	105,51	NO	63,956	64,064	1,668
510	Montantes Arco 2-3 rellenos	1,28	1022,00	1007,14	108,08	NO	-38,836	-33,118	1,234
						NO	-38,951	-33,347	1,238
511	Montantes Arco 2-3 rellenos	0,88	1021,74	1004,97	108,72	NO	-48,544	-42,420	1,701
						NO	-48,624	-48,624	1,704
512	Montantes Arco 2-3 rellenos	0,57	1021,48	1002,72	109,33	NO	-25,825	-25,725	1,008
515	Montantes Arco 2-3 rellenos	1,32	1019,30	973,24	108,05	NO	-35,750	-35,626	1,136
						NO	-35,875	-35,875	1,140
516	Montantes Arco 2-3 rellenos	0,91	1019,38	975,50	108,66	NO	-42,367	-35,023	1,485
						NO	-42,448	-42,448	1,487
520	Montantes Arco 2-3 rellenos	0,94	1026,21	1004,56	108,71	NO	-34,782	-29,127	1,219
523	Montantes Arco 2-3 rellenos	1,42	1023,56	972,96	108,08	NO	-33,009	-32,883	1,019
						NO	-33,134	-33,134	1,023
524	Montantes Arco 2-3 rellenos	1,01	1023,86	975,20	108,73	NO	-44,279	-35,947	1,494
						NO	-44,363	-44,363	1,497
549	Montantes Arco 3-4	0,76	1025,03	983,97	111,06	NO	-6,136	-6,136	1,322
						NO	-6,156	-6,146	1,326
551	Montantes Arco 3-4	0,65	1025,24	986,31	111,26	NO	-13,903	8,217	3,099
						NO	-13,911	-13,911	3,100
552	Montantes Arco 3-4	0,54	1025,45	988,52	111,38	NO	-21,327	15,876	4,923
						NO	-21,335	15,861	4,925
553	Montantes Arco 3-4	0,53	1025,66	991,04	111,39	NO	-24,559	-24,559	5,669

Fuente propia, con base en SAP 2000.

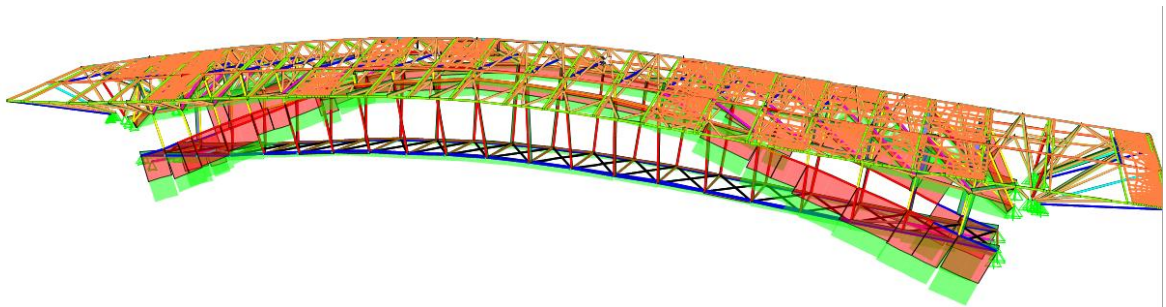
Al igual que en el cortante en dirección 2, en esta situación se generan fallas por exceso de esfuerzos de corte en los montantes, debido a las cargas axiales que transmiten los arcos con los cuales se conectan. Sumado a lo anterior el arco 4 presenta fallas en las uniones con los montantes, por esta razón dichas uniones están rellenas de mortero evitando fallas tanto de aplastamiento como de corte.

8.6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Conforme a los resultados presentados en los numerales anteriores, el puente presenta los siguientes comportamientos:

- Efectos de torsión sobre la parte central del puente afectando el tablero, además, excesivas ondulaciones en la cubierta en la misma zona, como se muestra en las figuras 74 a 77. Razón por la cual es conveniente reforzar los soportes diagonales de cubierta o rigidizar esta sección con elementos adicionales,
- Deflexiones que sobrepasan en un 17% los límites establecidos, esta situación solo ocurre en algunos nodos de los aleros de la cubierta en la parte central del puente, sin que genere mayores inconvenientes a los usuarios.
- Los montantes entre los arcos 2 y 3 están expuestos a grandes cargas axiales que generan falla por cortante y flexión, por lo cual, es conveniente realizar adecuaciones en esta zona que permitan redistribuir las cargas en otras direcciones.
- La conformación de la estructura del puente permite que los mayores esfuerzos sean transmitidos al arco 2, conformando el sistema de resistencia sísmica principal junto al arco 3, por dicha razón, estos dos arcos deben ser lo suficientemente rígidos para garantizar la estabilidad del puente, los efectos de giro presentados en el numeral 8,1 pueden ser atenuados arriostrando los montantes en esta zona.

Figura 79. Esfuerzos axiales por combinación de carga crítica



Fuente propia, en SAP 2000'

- Las alfardas fallan en flexión y corte, sin embargo, existen más elementos construidos que aquellos que se modelaron, provocando redistribución de cargas evitando que las alfardas fallen en la estructura real.

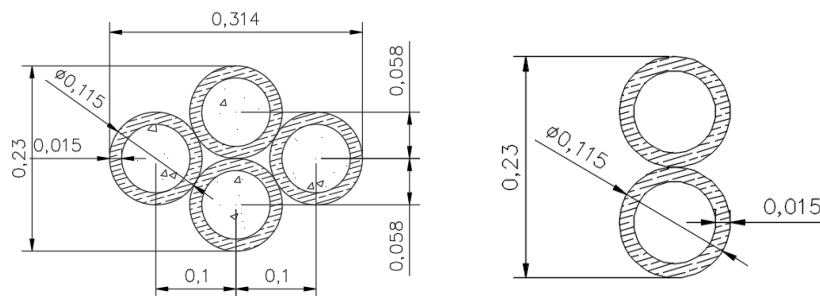
9. PROPUESTA DE RIGIDIZACIÓN

En el anterior numeral se identificaron los puntos débiles de la estructura del puente Jenny Garzón, no obstante, el sistema de resistencia sísmica conformado por los arcos 1, 2 y 3 cumplen con las solicitaciones impuestas, por lo cual es factible modificar cierta parte de la geometría actual del puente y aumentar algunas secciones con el fin de minimizar los esfuerzos en los elementos críticos, principalmente los montantes de ambos costados. Por lo anterior, se presentan las siguientes propuestas para mejorar estos inconvenientes.

9.1. PROPUESTA 1

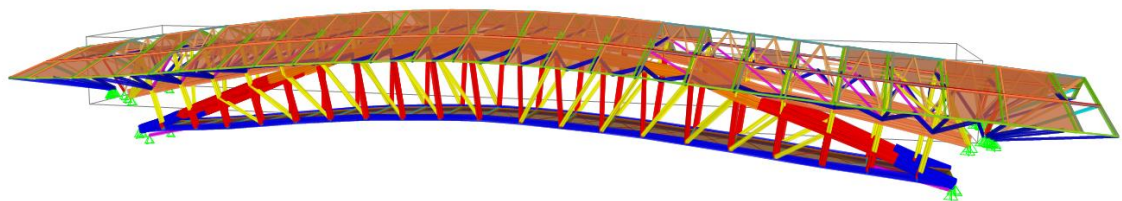
Teniendo en cuenta la torsión que se genera en la sección central del puente y los elevados momentos que actúan en los montantes, se propone un arriostramiento de los montantes entre el arco 1 y 2, con una sección tipo de 4 guaduas en forma de trébol, modelados como elementos pinados. De manera similar, es posible aumentar la sección de las diagonales de cubierta a dos guaduas dispuestas paralelamente en dirección vertical, con el fin de evitar fallas por esfuerzos de flexión, como se evidenció en el numeral 8,6. Estos cambios se muestran en la figura 80.

Figura 80. Sección típica de riostras diagonales y diagonal de cubierta doble



Fuente propia, en Autocad

Figura 81. Modelo con riostras diagonales y diagonales de cubierta dobles.



Fuente propia, en SAP 2000.

Los resultados se basan en la aplicación de la combinación de carga crítica definida en el capítulo 8 como B.2.3-8 E_X, los desplazamientos en los nodos y los esfuerzos en cada elemento se presentan en el anexo H del CD, a continuación, se presentan los resultados más relevantes. Los desplazamientos en los nodos cumplen con la limitación de L/425 del CCP-14, obteniéndose el mayor desplazamiento en el punto 599 con un máximo de 73 mm cumpliendo los límites.

Tabla 50. Deflexión en el nodo crítico

OutputCase	B.2.3-8 E_X	Límite de deflexión	L/425	Elementos que no cumplen	0
Joint	U1	U2	U3	Cumple deflexión	Máx. de F.R U3
599	0,01559	0,0021	0,0151	SI	14,28%
	-0,02153	-0,0022	-0,0731	SI	69,08%

Fuente propia, con base en SAP 2000.

Sin embargo, existen 21 elementos que fallan a compresión, 30 a flexión en el eje 2, 5 a flexión en el eje 3, 52 en cortante en el 2 y 144 a cortante en el eje 3, los resultados completos se encuentran en el Anexo H del CD, a continuación, se muestran los elementos que fallan a compresión, principalmente diagonales.

Tabla 51. Elementos de la propuesta 1 que fallan

Caso de car B.2.3-8 E_X						0	21		
Elemento	Sección	Longitud	X m	Y m	Z m	Cumple a tensión?	Cumple a compresión?	Mín. de Compresión	Máx. de F.R. compresión
65	Soportes diagonales cub	5,24	1019,64	964,04	108,94	SI	NO	-29,196	1,981
620	Diagonales Arco 3-4	2,87	1023,73	971,61	109,35	SI	NO	-67,540	1,031
622	Diagonales Arco 3-4	2,52	1024,67	980,61	110,61	SI	NO	-90,534	1,334
630	Diagonales Arco 3-4	2,65	1026,16	998,95	110,66	SI	NO	-81,176	1,212
632	Diagonales Arco 3-4	2,86	1021,82	1008,54	109,31	SI	NO	-73,609	1,123
634	Diagonales Arco 3-4	2,76	1021,39	1003,99	110,00	SI	NO	-67,918	1,025
635	Diagonales Arco 3-4	2,72	1021,17	1001,64	110,34	SI	NO	-70,226	1,056
636	Diagonales Arco 3-4	2,62	1020,96	999,34	110,60	SI	NO	-90,060	1,341
638	Diagonales Arco 3-4	2,86	1018,90	971,94	109,26	SI	NO	-69,587	1,061
639	Diagonales Arco 3-4	2,79	1019,03	974,20	109,59	SI	NO	-67,168	1,017
640	Diagonales Arco 3-4	2,59	1019,19	976,45	109,92	SI	NO	-67,552	1,002
641	Diagonales Arco 3-4	2,52	1019,33	978,70	110,23	SI	NO	-73,966	1,090
642	Diagonales Arco 3-4	2,51	1019,49	981,01	110,54	SI	NO	-99,574	1,466
643	Diagonales Arco 3-4 dobles	4,52	1026,92	1011,16	108,97	SI	NO	-147,879	1,110
644	Diagonales Arco 3-4 dobles	2,40	1026,97	1012,31	108,89	SI	NO	-189,627	1,284
646	Diagonales Arco 3-4 dobles	4,90	1022,32	1011,44	108,62	SI	NO	-130,483	1,001
648	Diagonales Arco 3-4 dobles	4,78	1023,21	968,55	108,64	SI	NO	-136,382	1,039

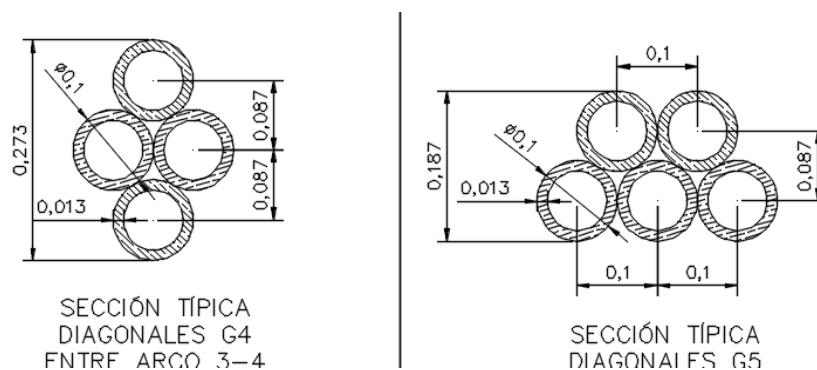
Fuente propia, con base en SAP 2000.

9.2. PROPUESTA 2

A partir de los resultados de la propuesta 1, se decide generar arriostramiento entre los montantes de los arcos 1, 2 y 3 con la misma sección mostrada en la figura 80, (los elementos se modelan pinados), de esta manera se minimizan efectos de flexión y se genera mayor rigidez en la dirección Y del puente, además de producir una cercha compuesta similar al tipo pratt entre los arcos.

Otro aspecto es el refuerzo de las secciones en las diagonales sencillas entre el arco 3 y 4 pasando de 2 guaduas a 4, y las diagonales dobles de 3 a 5 guaduas, minimizando fallas por compresión. Las secciones se muestran en la siguiente figura.

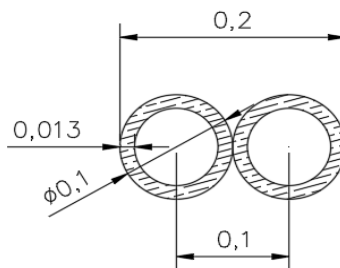
Figura 82. Secciones típicas de refuerzo para diagonales entre arco 3 y 4



Fuente propia, en Autocad

En cuanto al reforzamiento en dirección X se decide generar un arriostramiento con secciones de 2 guaduas conectadas a las vigas de unión de los montantes de forma pinada, en arreglo tipo cruz de San Andrés, con el fin de evitar posible pandeo de los arcos, de manera similar a las barras de $\frac{1}{2}$ " que se encuentran bajo el tablero del puente.

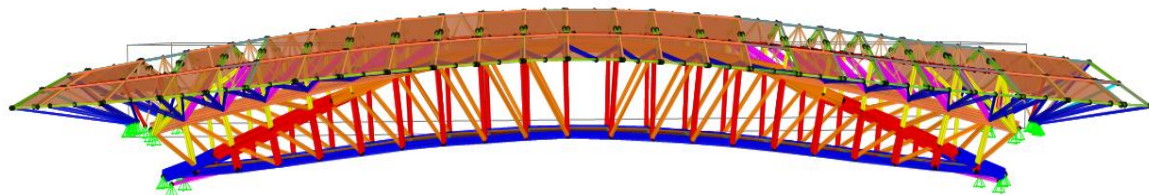
Figura 83. Sección de refuerzo riostra unión montantes.



Fuente propia, en Autocad

Además, la sección anterior se utiliza como refuerzo de las diagonales de soporte de cubierta que se encuentran sobre los estribos, ya que éstas corresponden a secciones de una sola guadua que sufren notorio sobreesfuerzo. A continuación, se muestra el modelo con los refuerzos adicionales.

Figura 84. Vista general reforzamiento propuesta 2



Fuente propia, en SAP 2000

Figura 85. Vista de sección en el centro de la luz



Fuente propia, en SAP 2000

Con base en lo anterior, se presentan los resultados más relevantes del modelo, comenzando por el análisis de desplazamientos para la combinación B.2.3.8 E_X, seguido de los resultados de esfuerzos en los distintos elementos por la acción de la combinación Servicio I y B.2.3.8 E_X. Los resultados completos se encuentran en el Anexo I.

Tabla 52. Deflexiones por combinación B.2.3.8 E_X

OutputCase	B.2.3-8 E_X	Límite de deflexión	L/425	Elementos que no cumplen	0
Joint	U1	U2	U3	Cumple deflexión	Máx. de F.R U3
1	0,00891	0,0003	-0,0037	SI	3,51%
	-0,00346	-0,0012	-0,0070	SI	6,57%
2	0,01482	0,0003	-0,0081	SI	7,61%
	-0,00850	-0,0028	-0,0132	SI	12,49%
1813	0,00643	0,0057	0,0020	SI	1,87%
	-0,01143	-0,0037	-0,0279	SI	26,35%
1814	0,00676	0,0058	0,0012	SI	1,10%
	-0,01180	-0,0036	-0,0281	SI	26,56%
Total general					85,21%

Fuente propia, con base en SAP 2000.

En la tabla anterior se muestra que el índice de deflexión para la combinación de carga B.2.3.8 E_X es de 0,85 por lo cual cumple con los requisitos establecidos por el CCP-14.

A continuación, se presentan los resultados de esfuerzos en los elementos para la combinación Servicio I.

Tabla 53. Esfuerzos en elementos combinación Servicio I

Caso de carga	servicio I	0	2	16	0	35	113	Índice de sobreesf	Índice de sobreesf	Índice de sobreesf	Índice de sobreesf	Índice de sobreesf	Índice de sobreesf
								0,622	1,457	1,466	0,832	4,304	48,320
Elemento	Sección	Cumple a tensión ?	Cumple a compresión ?	Cumple a flexión dir 2	Cumple a flexión dir 3	Cumple a corte dir. 2	Cumple a corte dir 3	Máx. de F.R. Tensión	Máx. de F.R. compresión	Máx. de F.R. Flexión dir 2	Máx. de F.R. Flexión dir 3	Máx. de F.R. Cortante dir. 2	Máx. de F.R. Cortante dir 3
1	Arco 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	0,000	0,052	0,087	0,058	0,070	0,066
2	Arco 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	0,000	0,074	0,011	0,105	0,127	0,006
3	Arco 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	0,000	0,099	0,067	0,130	0,142	0,038
4	Arco 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	0,000	0,081	0,037	0,274	0,271	0,025
5	Arco 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	0,000	0,037	0,050	0,069	0,075	0,031
6	Arco 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	0,000	0,087	0,058	0,093	0,104	0,028
7	Arco 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	0,000	0,066	0,036	0,247	0,244	0,013
9	Arco 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	0,000	0,075	0,039	0,087	0,110	0,035
10	Arco 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	0,000	0,106	0,047	0,105	0,114	0,024
11	Arco 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	0,000	0,080	0,058	0,283	0,278	0,045

Fuente propia, con base en SAP 2000

Se obtiene un índice de sobreesfuerzo en tensión de 0,62 indicando que todos los elementos cumplen esta solicitud, para el caso del esfuerzo a compresión se tiene un factor de sobreesfuerzo de 1,45, sin embargo, del mismo modo que se explicó en el numeral 9.1. las propiedades reales de la guadua son por lo menos el doble de las utilizadas en el modelo, manteniendo las condiciones de integridad de los elementos.

En el caso de la flexión alrededor del eje 2, se presenta un índice de sobreesfuerzo de 1,47 por lo cual algunos elementos pueden verse afectados ante condiciones de pandeo, por otro lado, en el esfuerzo a flexión en dirección 3 se tiene un índice de 0.832 indicando que los elementos se encuentran dentro de los rangos de carga adecuados.

Para el cortante en dirección 2 se tiene un índice de sobreesfuerzo de 4,3 indicando posibles fallas en el material, aún más grave es el hecho de contar con índices de sobreesfuerzo para el cortante en dirección 3 de 48 cifra que se sale de las consideraciones, explicada en algunos casos porque no se modelaron todas las alfardas por lo cual algunas de ellas reciben más carga de la que en realidad deben soportar.

En términos generales y frente a cargas de uso habituales descritas en la combinación Servicio I, el puente con los refuerzos aplicados se comportaría dentro de los parámetros establecidos por el CCP-14 y aseguraría la estabilidad de los elementos en guadua según las disposiciones del título G.12 de la NSR-10.

Para el caso de la combinación B.2.3.8 E_X se observan índices de sobreesfuerzos aún elevados, como se muestra en la tabla a continuación.

Tabla 54. Índices de sobreesfuerzo para combinación B.2.3.8 E_X

Caso de carga		B.2.3-8 E_X						Índice de sobreesfuerzo	Índice de sobreesfuerzo	Índice de sobreesfuerzo	Índice de sobreesfuerzo	Índice de sobreesfuerzo	Índice de sobreesfuerzo
		0	23	49	9	98	241						
								0,875	2,951	3,466	1,472	4,637	52,169
Elemento	Sección	Cumple a tensión?	Cumple a compresión?	Cumple a flexión dir 2	Cumple a flexión dir 3	Cumple a corte dir. 2	Cumple a corte dir 3	Máx. de F.R. Tensión	Máx. de F.R. compresión	Máx. de F.R. Flexión dir 2	Máx. de F.R. Flexión dir 3	Máx. de F.R. Cortante dir. 2	Máx. de F.R. Cortante dir 3
1	Arco 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	0,078	0,180	0,231	0,125	0,129	0,160
2	Arco 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	0,014	0,154	0,082	0,113	0,129	0,072
3	Arco 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	0,000	0,147	0,093	0,135	0,150	0,073
4	Arco 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	0,000	0,111	0,058	0,323	0,320	0,040
5	Arco 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	0,081	0,164	0,185	0,114	0,122	0,122
6	Arco 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	0,000	0,140	0,083	0,103	0,116	0,071
7	Arco 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	0,000	0,102	0,058	0,298	0,293	0,034
9	Arco 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	0,000	0,151	0,116	0,100	0,123	0,098
10	Arco 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	0,000	0,157	0,067	0,123	0,134	0,061
11	Arco 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	0,000	0,110	0,095	0,365	0,356	0,073

Fuente propia, con base en SAP 2000.

En la tabla 54, se presenta un índice de sobreesfuerzo para tensión de 0.875 por lo cual los elementos cumplen los parámetros establecidos, por otro lado, en el esfuerzo a compresión se presentan índices de 2,95 por lo cual es posible la falla de estos elementos ya que superan el rango de valores máximos de los ensayos realizados a la guadua. No obstante, se aprecia una disminución respecto a los valores del modelo inicial donde este sobreesfuerzo llegaba a los 3.3.

Otro aspecto es el esfuerzo a flexión en el cual se tienen índices de 3.44 y 1.47 para el eje 2 y 3 respectivamente, principalmente esta falla se produce en los montantes, sin embargo, en el modelo inicial se presentaban valores de 3.4 y 2.7 por lo cual se mejora el comportamiento en el eje 3.

En cambio, los esfuerzos de corte en dirección 2 presentan índices de sobreesfuerzo de 4.6 por lo cual podría generarse aún fallas en los elementos, sin contar que en dirección 3 el índice de sobreesfuerzo alcanza un valor absurdo de 52, aunque en la realidad dichos esfuerzos se generan principalmente en la intersección de elementos perpendiculares con elementos longitudinales, en cuyo caso estos canutos se encontrarán rellenos de mortero aumentando su capacidad de resistencia.

La idea de las propuestas de rigidización es mejorar elementos que se encuentran sometidos a cargas elevadas y cuyo problema puede solucionarse aumentando su sección, en otros casos como el de los montantes, su mejor comportamiento sería como elementos pinados, sin embargo, en la realidad está libertad de giro no se produce, ocasionando que dichos elementos soporten grandes cargas de flexión que pueden hacerlos fallar. Se recomienda que, para futuras obras de este tipo, se diseñen arcos con enmallados que permitan el giro de los elementos minimizando esfuerzos sobre los mismos, siempre y cuando se genere el arriostramiento pertinente.

La rigidización en dirección X es conveniente para evitar efectos torsionales, a la vez que no impacta la estética de la cubierta del puente, garantizando un trabajo conjunto de los arcos de una forma más eficiente.

CONCLUSIONES

A partir del levantamiento topográfico fue posible generar un modelo alámbrico en Autocad, para su posterior estudio a través del programa de análisis por elementos finitos SAP 2000 v.20, determinando los esfuerzos en cada elemento, especialmente aquellos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica, cuyos resultados se presentan discretizados para cada tipo de carga en el anexo G del CD.

Se estableció que el puente en la actualidad presenta varios elementos con índices de sobreesfuerzo mayores a la unidad, (Capítulo 8.5) en realidad la estructura se encuentra estable, frente a cargas de Servicio I del CCP-14 por lo cual se infiere que las propiedades mecánicas de la guadua, evaluadas a través de ensayos de laboratorio por (Salazar Ferro Ingenieria S.a., 2003) se encuentran inclusive a más del doble de las especificaciones del título G.12 de la NSR-10.

Con base en la modelación del puente, se pudo establecer que la sección central del mismo es susceptible a esfuerzos de torsión, como se muestra en el capítulo 8.1. debido principalmente a la gran altura de los montantes en este punto que coinciden con la flecha máxima del arco 2 en cada costado, sumado a lo anterior los soportes diagonales de cubierta, quienes a lo largo de la cubierta forman triángulos, en esta zona tienen su menor altura, por lo cual la rigidez disminuye, produciendo deflexiones por encima de los valores establecidos por el CCP-14 para la combinación crítica.

A partir del capítulo 8 es posible afirmar que el puente es estable frente a las cargas de Servicio I definidas en la tabla 31 con un índice de deflexión de 0.44, a pesar de esto, toda estructura debe analizarse en las condiciones más críticas, por tal motivo se decide utilizar la combinación de carga B.2.3.8 E_X correspondiente al sismo en dirección X, la cual genera sobreesfuerzos mayores a 3 en gran parte de los elementos del puente, por dicha razón se propone una rigidización expuesta en el capítulo 9.2. sin embargo, no se alcanzan factores de seguridad considerables.

Con base en los resultados del capítulo 8 y los efectos de la rigidización expuesta en el capítulo 9. Los índices de sobreesfuerzo se encuentran en valores que no brindan un mayor grado de confiabilidad, por lo tanto, es necesario la realización de un estudio más detallado del estado mecánico y fitosanitario de la estructura, dado que, es posible que existan cavernas de insectos xilófagos que debilitan la guadua. Toda vez que esta acción requiere de personal capacitado con sus respectivas herramientas, se concluye que es necesario un estudio de vulnerabilidad sísmica, como se expone en A.10.5 de la NSR-10, que permita acciones de reforzamiento económicas sobre elementos puntuales que garanticen la vida útil de la estructura, inclusive después de un evento telúrico de importancia.

RECOMENDACIONES

Se motiva a las personas interesadas en este tema a que propongan nuevas formas de caracterizar y trabajar este material, debido a que aún queda mucho por descubrir, reinventar y proponer en dicho campo.

Es pertinente un análisis más detallado de la respuesta de secciones compuestas, como las del arco 2, las cuales involucran concreto simple trabajando en conjunto con la guadua, situación que se encuentra sin estudios, dado que este tipo de elementos, como en el caso de una viga de concreto reforzado; los materiales que la componen trabajan en distintos rangos de esfuerzos y deformaciones, por lo cual se idealizó su comportamiento suponiendo la sección formada únicamente por guadua.

Es aconsejable a las futuras personas que deseen realizar un proceso de reingeniería, contar con el aval de las autoridades pertinentes antes de iniciar su trabajo, ya que esto facilitará en gran medida el desarrollo de su trabajo.

Se recomienda utilizar herramientas precisas y óptimas para el desarrollo de las mediciones ya que facilitará enormemente el trabajo a realizar. En este caso una gran ayuda fue el apoyo del topógrafo Camilo León cuya estación total no requería de prisma para su utilización, realizando las mediciones por rebote del láser, evitando la ubicación de personal en lugares inseguros del Puente.

Es necesario la asesoría de docentes y personal especializado en el tema ya que sus orientaciones permiten simplificar en gran medida la metodología de trabajo y la obtención de resultados favorables en búsqueda de los objetivos planteados.

Este trabajo se limita al ámbito académico, por tal razón para la implementación de posibles acciones de mejora es necesario la realización de ensayos de laboratorio con muestras procedentes del puente, de manera que se extraiga una guadua, se reemplace dentro de la estructura del puente y se proceda con los ensayos pertinentes, además es necesario adecuar el modelo matemático a las respuestas particulares del puente, situación que solo puede ser medida con instrumentos de precisión y bajo las pólizas reglamentarias que aseguren el buen desarrollo de los trabajos.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (s.f.). *LFRD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges* .
- AIS. (2010). Reglamento colombiano de construcción sismoresistente. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Alfonso Uribe S. y Cia. Ltda. . (2002). *Estudio de suelos y análisis de cimentaciones puente peatonal calle 80*. Bogotá D.C.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2014). *Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP 14*. Bogotá D.C.
- C.E.G.G, I. (2002). *Puente guadua sobre la calle 80 construcción Alameda Florida-Juan Amarillo* . Bogotá: IDU.
- Catalogo de flora del Valle. (s.f.). Obtenido de <https://catalogofloravalleaburra.eia.edu.co/species/272>
- Correal , J., & Arbeláez, J. (2010). Influence of age and height position on colombian Guadua Angustifolia Bamboo mechanical properties. *Maderas, ciencia y tecnología*, 105-113.
- Cruz Ríos , H. (1993). Tecnicas para la reproducción y propagación de guadua Angustifolia en Colombia. *I Congreso mundial de bambú*, (págs. 47-51). Armenia.
- Cusego, C. (2002). *Estudio de Suelos y análisis de cimentaciones puente peatonal calle 80*. Bogotá: Ineconte Alameda.
- Echeverri Sanchez, L. A., Aita, G., Robert, D., & Rodriguez, M. E. (2014). Correlation between chemical compounds and mechanical response in two diferents ages of Guadua Angustifolia Kunth. *Madera y Bosques*, 87-94.
- Ferro, S. (2003). *Informe final patología y comportamiento del puente peatonal de guadua sobre la calle 80 en Santa Fé de Bogotá*. Bogotá: IDU.
- Fitrianto , A. (2013). Community bridge: Building resilience with bamboo. *Community Architect at CAN*, 0-9.
- González, V., Fonthal , G., & Calderón , H. (2014). Influence of Environmental Conditions on the DBH of Guadua Angustifolia Kunth (Poaceae: Bambusoideae) in the Colombian Coffe Region. *The Journal of the American Bamboo Society*, 27-35.

Hidalgo López, O. (2010). *Construcción con bambú*. Estudios Técnicos Colombianos Ltda.

ICONTEC. (2007). *NTC 5301*.

ICONTEC. (s.f.). *Presentación de trabajos escritos*. Bogotá D.C.

L., O., E., T., Van , V., F., L., J., I., & I., V. (2010). The relation between bamboo fibre microstructure and mechanical properties. . *European conference on composite material*, 1-10.

Madera, bahareque y guadua. (2008). Manizales: Gobernación de Caldas.

Mena , J., Vera , S., Correal , J. F., & Lopez, M. (2012). Assesment of fire reaction and fire resistance of Guadua angustifolia Kunth bamboo. *ElSevier*, 60-65.

Mohmod , A., Tarmeze, W., Ariffin, W., & Ahmad , F. (1990). Anatomical features and mechanical properties of three Malasyan Bamboos. *Journal of Tropical Science*, 227-234.

NSR-10. (2010).

Proyecto U.T.P. -G.T.Z. (2001). *Guía para la construcción de puentes en guadua*. Pereira.

Salas Delgado, E. (2006). *Simón Velez; "Simbolo y búsqueda de lo primitivo"*. Barcelona.

Salazar Ferro Ingenieria S.a. (2003). *Informe de interventoria patologia 2*. Bogotá.

Soley Salamero, G. (2012). *Puentes de Fortuna*. Barcelona: Universitat Politecnica de Catalunya & Escola Tecnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona.

Vélez, S. (2011). *Monografía de análisis de Autores*. Argentina: Universidad del Rosario.

ANEXOS

ANEXO A. SOLICITUD DE ACOMPAÑAMIENTO.

BOGOTÁ D.C, 14 DE MARZO DE 2018

SEÑOR: TENIENTE CORONEL JAVIER OSWALDO AYA PÉREZ
COMANDANTE ESTACIÓN SANTA HELENITA

DIRECCIÓN: CRA 78 # 70-54, BOGOTÁ

ASUNTO: SOLICITUD DE ACOMPAÑAMIENTO PARA LEVANTAMIENTO
TOPOGRÁFICO DEL PUENTE JENNY GARZÓN CALLE 80.



Cordial saludo,

Mediante la presente nosotros ANYI PATRICIA ORDÓÑEZ CAICEDO identificada con C.C 1013663083 de Bogotá y JEAN CARLO TORRES CALDERÓN identificado con C.C 1072429717 de la Mesa, Cundinamarca, estudiantes de noveno semestre de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Santo Tomás, estamos adelantando el trabajo de grado concerniente al *Diagnóstico estructural del Puente Jenny Garzón*, el cual se encuentra avalado por la Universidad en la fase de Informe 1 (Topografía), por lo cual queremos dirigirnos a ustedes de la manera más respetuosa para solicitar el acompañamiento de agentes del CAI Cortijo en la realización del levantamiento topográfico que se llevará a cabo en la Calle 80 con carrera 119, en el cual se utilizará una estación total digital avaluada en \$14.000.000.00 m/cte.

Esta actividad tendrá el siguiente calendario:

Día	Horas
1 de Abril de 2018	7:30 am – 11:00 am
15 de Abril de 2018	7:30 am – 11:00 am

Quedamos atentos a una respuesta favorable ya que el proyecto de grado se encuentra en un buen porcentaje de desarrollo.

Agradecemos por la atención prestada.

Atentamente,

Anyi Patricia Ordóñez C.

ANYI PATRICIA ORDÓÑEZ CAICEDO
C.C 1013663083 de Bogotá.
DIR: CII 29A Sur #25-65 Bogotá.
E-mail: anyiordonez@usantotomas.edu.co
CEL: 3192445709

Jean Carlo Torres

JEAN CARLO TORRES CALDERÓN
C.C 1072429717 de la Mesa, Cundinamarca.
DIR: Cra 78 # 7A-91 Bogotá.
E-mail: jeantorres@usantotomas.edu.co
CEL: 3112437235

ANEXO B. SOLICITUD- PRUEBA DE CARGA.

BOGOTÁ D.C, 14 DE MARZO DE 2018

SEÑOR(ES): INSTITUTO DE DESARROLLO URBANO (IDU)

DIRECCIÓN TÉCNICA DE PROYECTOS

DIRECCIÓN: CALLE 22 #6-27

ASUNTO: SOLICITUD DE PERMISO PUENTE DE GUADUA JENNY GARZÓN CALLE 80.

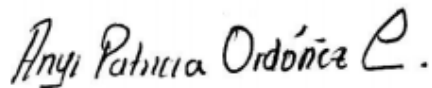
Cordial saludo,

Mediante la presente nosotros **ANYI PATRICIA ORDÓÑEZ CAICEDO** identificada con **C.C 1013663083** de Bogotá y **JEAN CARLO TORRES CALDERÓN** identificado con **C.C 1072429717** de la Mesa, Cundinamarca, estudiantes de noveno semestre de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Santo Tomás, estamos adelantando el trabajo de grado concerniente al *Diagnóstico estructural del Puente Jenny Garzón*, el cual se encuentra avalado por la Universidad en la fase de Informe 1 (Topografía), por lo cual queremos dirigirnos a ustedes de la manera más respetuosa para solicitar el permiso de continuar con la fase 2 (Evaluación de carga), según las recomendaciones que ustedes dispongan, teniendo en cuenta que esta estructura hace parte del Patrimonio Cultural.

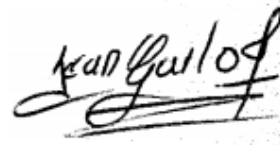
Quedamos atentos a una respuesta favorable ya que el proyecto de grado se encuentra en un buen porcentaje de desarrollo, con lo anterior sería oportuno solicitar a ustedes una cita personal para detallar los avances y parámetros del presente trabajo.

Agradecemos por la atención prestada.

Atentamente,



ANYI PATRICIA ORDÓÑEZ CAICEDO
C.C 1013663083 de Bogotá.
DIR: Cll 29A Sur #25-65 Bogotá.
E-mail: anyiordonez@usantotomas.edu.co
CEL: 3192445709



JEAN CARLO TORRES CALDERÓN
C.C 1072429717 de la Mesa, Cundinamarca.
DIR: Cra 78 # 7A-91 Bogotá.
E-mail: jeantorres@usantotomas.edu.co
CEL: 3112437235



DTP

20182250277641

Al responder cite este número

también cuentan con las debidas pólizas expedidas por aseguradoras que amparan la estructura, en caso de una calamidad.

Adicionalmente, le comunicamos que las pruebas de carga se efectúan siguiendo las recomendaciones e instrucciones consignadas en los productos correspondientes al protocolo de las pruebas de carga basado en normatividad vigente y al componente de Salud y Seguridad en el Trabajo; igualmente, se debe contar con un Plan de Manejo de Tránsito debidamente aprobado por la Secretaría Distrital de Movilidad como requisito para la ejecución de este tipo de pruebas debido a las afectaciones de la movilidad peatonal y vehicular; estos productos son desarrollados por ingenieros especialistas en la etapa de Estudios y Diseños.

No obstante, el Instituto cuenta con un Centro de Documentación donde reposa todos los productos de consultoría y de obra que ha ejecutado; el propósito principal de este centro consiste en *"apoyar la investigación y contribuir al desarrollo intelectual y cultural de sus usuarios"*. Por lo anterior, le comunicamos que usted puede dirigirse personalmente a dicho centro y consultar los productos de su interés adelantados bajo el Convenio 00086 de 2002 mediante el cual se ejecutó la obra en mención. Este Centro de Documentación se encuentra ubicado en la sede alterna del Instituto en la Calle 20 No.9-20 y atiende en un horario de 7:30 de la mañana a 4:30 de la tarde de lunes a viernes.

Alternativamente, este Centro cuenta con herramientas como el Repositorio Institucional a través del cual puede acceder a la información en línea bajo las siguientes direcciones web:

- Dirección web de la página de inicio del Centro de Documentación:

<https://webidu.idu.gov.co/pmb/index.php>

- Dirección web de la página de los productos del Convenio 00086 de 2002:

Informe Final de Interventoría:

Este documento está suscrito con firma mecánica autorizada mediante Resolución No. 55548 de julio 29 de 2015

2

Calle 22 No. 6 - 27
Calle 20 No. 9 - 20 a
Carrera 7ª No. 17-01 Piso 3
Código Postal 110311-110321
Tel: 33886800 - 3445000
www.idu.gov.co
Infó: Línea: 195





DTP

20182250277641

Al responder cite este número

<https://webidu.idu.gov.co/jspui/browse?type=title&order=ASC&rpp=20&value=Dis+e%C3%B1o+y+construcci%C3%B3n+del+puede+de+guadua+de+la+Alameda+Florida+Juan+Amarillo>

Planos de diseño:

<https://webidu.idu.gov.co/jspui/handle/123456789/75640>

También puede ser de su interés consultar los productos adelantados bajo el Contrato IDU 15 de 2001 cuyo objeto es "Realizar las obras requeridas para la construcción de la Alameda Florida Juan Amarillo en Bogotá D.C." que incluyen el puente peatonal de su interés. Dicha información se encuentra en la dirección web:

https://webidu.idu.gov.co/jspui/browse?type=contrato&value=Contrato+IDU+15+de+2001&value_lang=es

Se espera que con la información brindada, se haya atendido satisfactoriamente su solicitud.

Cordialmente,

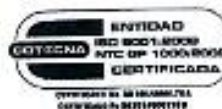
Jorge Mauricio Reyes Velandia
Director Técnico de Proyectos

Firma mecánica generada en 26-04-2018 10:21:29

Elaboró: Freddy Leonardo Ovallo Bueno-Dirección Técnica De Proyectos

Este documento está suscrito con firma mecánica autorizada mediante Resolución No. 55548 de julio 29 de 2015

Calle 22 No. 8 - 27
Calle 20 No. 9 - 20 a
Carrera 7ª No. 17-01 Piso 3
Código Postal 110311-110321
Tel: 3386660 - 3445000
www.idu.gov.co
Info: Línea: 195



**BOGOTÁ
MEJOR
PARA TODOS**



DTP

20182250277641

Al responder cite este número

Bogotá D.C., abril 06 de 2018

Señora:

ANYI PATRICIA ORDOÑEZ CAICEDO

Calle 29A SUR No 25 - 65

Bogotá - D.C.

REF: Respuesta a su Requerimiento Ciudadano con radicado IDU 20181250238712 del 15 de marzo de 2018.

Su solicitud de permiso para realizar una prueba de carga al puente peatonal ubicado en la Avenida Medellín por Carrera 119.

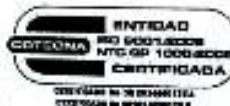
Respetada señora Anyi Patricia:

Con el propósito de atender su Requerimiento Ciudadano radicado en el Instituto con el número de la referencia donde solicita *"estamos adelantando el trabajo de grado concerniente al Diagnóstico estructural del puente Jenny Garzón, el cual se encuentra avalado por la Universidad en la fase Informe 1 (Topografía), por lo cual queremos dirigimos a ustedes de la manera más respetuosa para solicitar el permiso de continuar con la fase 2 (Evaluación de carga), según las recomendaciones que ustedes disponga teniendo en cuenta que esta estructura hace parte del Patrimonio Cultural,"* al respecto le informamos que el Instituto no puede otorgarles dicho permiso toda vez que no cuenta con los medios para garantizar la seguridad del personal ni la integridad de la estructura durante el desarrollo de la prueba.

En este sentido, le comunicamos que las pruebas de carga que adelantan los contratistas del Instituto como requisito para la recepción de una estructura por parte de la entidad, disponen para su ejecución de personal debidamente calificado y asegurado por una Administradora de Riesgos Laborales que los protege ante un eventual accidente;

Este documento está suscrito con firma mecánica autorizada mediante Resolución No. 55548 de julio 29 de 2015

Calle 22 No. 6 - 27
Calle 20 No. 8 - 20 a
Carrera 7ª No. 17-01 Piso 3
Código Postal 110311-110321
Tel: 3386660 - 3445000
www.idu.gov.co
Inf: Línea: 195



ANEXO C. CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN.



Laboratorio de Certificación
AV 2CN # 24N- 174 OF. 502 Cali
382 71 77 CEL. 3012172956
comercial.espres@gmail.com

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN

CERTIFICADO No.:	0884
CLIENTE:	GEODATUM S.A.S.
NIT:	900.896.314-1
DIRECCION:	CALLE 39D SUR N 9-43
TELEFONO:	3183910636
CIUDAD:	BOGOTÁ D.C.

DESCRIPCIÓN

TIPO:	ESTACIÓN TOTAL
MARCA:	SOKKIA
MODELO:	CX-105
SERIE:	BF- 1353
MAGNIFICACIÓN:	30X
PRECISION ANGULAR (DIN 18723)	(2 + 2 ppm x D) mm

DATOS DE CALIBRACIÓN

FECHA DE RECIBO	26/01/2018
FECHA DE CALIBRACIÓN	28/01/2018
FECHA DE VENCIMIENTO	28/06/2018
TEMPERATURA	25.9°C
HUMEDAD RELATIVA	60.7%
METODO CALIBRACIÓN UTILIZADO	Método interno I-LB001
TRAZABILIDAD DE LA MEDICIÓN	Estación T.-Nikon -Nivo 5C - -S/N: C202035 - Certificado No. CET-345 Nivel A.- King-Cenit 32- S/N: 241652 - Certificado No. CNA-351

Equipos y servicios de precisión SAS, certifica que el equipo descrito fue calibrado de acuerdo a los procedimientos de calibración del Laboratorio, las mediciones realizadas son trazables al sistema internacional de unidades (SI). Este laboratorio demuestra su competencia técnica mediante la implementación de un Sistema de Gestión de Calidad, cumpliendo con los requisitos de la norma ISO IEC 17025:2005. La incertidumbre de medición reportada está basada en un factor de cobertura K=2 nivel de confiabilidad del 95% aproximadamente.

Notas:

- Los resultados del presente certificado se refieren únicamente al equipo descrito, al momento y condiciones en que se intervino el equipo.
- El laboratorio no se hace responsable de los perjuicios que puedan ocasionar el uso inadecuado de este certificado y el equipo certificado.
- El laboratorio certifica que el equipo y sus accesorios se entregan en óptimas condiciones de trabajo.
- El presente certificado no debe presentar enmendadura alguna. Prohibida la reproducción total o parcial de este certificado sin la aprobación escrita del laboratorio.

Autorizado por:

Director Técnico Laboratorio

Certificado No. 0884 – 2017 / Pagina 1 de 2 incluido Anexos

DATOS DE LA CALIBRACIÓN

PTO No.1	FASE 1	FASE 2	PARAMETRO	TOLERANCIA	ERROR
ANG-VERTICAL	90° 00' 00"	270° 00' 02"	90° 00' 00"	5"	0° 00' 02"
ANG-HORIZONTAL	0° 00' 00"	180° 00' 03"	180° 00' 00"	5"	0° 00' 03"
ANG-VERTICAL	90° 00' 00"	270° 00' 02"	90° 00' 00"	5"	0° 00' 02"
ANG-HORIZONTAL	0° 00' 00"	180° 00' 03"	180° 00' 00"	5"	0° 00' 03"
LIN-DISTANCIA	9.385m	9.385m	9.385m	0.001m	0.000m
LIN-DISTANCIA	9.385m	9.385m	9.385m	0.001m	0.000m

DATOS DESPUES DE AJUSTE

PTO No.1	FASE 1	FASE 2	PARAMETRO	TOLERANCIA	ERROR
ANG-VERTICAL	90° 00' 00"	90° 00' 00"	90° 00' 00"	5"	0° 00' 00"
ANG-HORIZONTAL	180° 00' 00"	180° 00' 00"	180° 00' 00"	5"	0° 00' 00"
ANG-HORIZONTAL	90° 00' 00"	90° 00' 00"	90° 00' 00"	5"	0° 00' 00"
ANG-VERTICAL	180° 00' 00"	180° 00' 00"	180° 00' 00"	5"	0° 00' 00"
LIN-DISTANCIA	9.385m	9.385m	9.385m	0.001m	0.000m
LIN-DISTANCIA	9.385m	9.385m	9.385m	0.00 m	0.000m

ESTIMACIÓN DE LA INCERTIDUMBRE

Ua	Ub	U= Ua + Ub	U expandida
0	0.002	0.002	+/- 0.004

CONDICIONES DEL EQUIPO

Parámetros de revisión	OBSERVACIONES
Ajuste interno	Ajustado
Ajuste externo	Ajustado
Limpieza externa	No aplica
Niveles tubulares y esférico	No aplica
Ajuste eje vertical y horizontal	No requiere de ajuste
Verticalidad	No requiere de ajuste
Óptica general	No requiere de ajuste
Tornillo de movimiento lento/fino	Funcionamiento normal
Sistema de compensación	Funcionamiento normal
Exactitud de conteo	En condiciones normales
Angulo vertical	Ajustado
Angulo horizontal	Ajustado
Constante del prisma	No requiere de ajustes
Constante de ppm	No requiere de ajustes
Teclado	Ajustado
Display	Ajustado
Plomada laser/óptica	Ajustado

Autorizado por:


Director Técnico Laboratorio