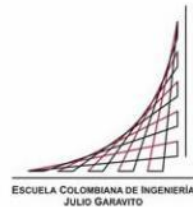


Maestría en Ingeniería Civil

Análisis comparativo para el diseño de tres puentes variando el factor de carga viva que se aplica simultáneamente con cargas sísmicas, usando la norma CCP-2014

Brandon Steven Prieto Medina

Bogotá, D.C., 29 de noviembre de 2019



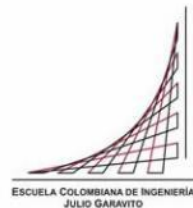
Análisis comparativo para el diseño de tres puentes variando el factor de carga viva que se aplica simultáneamente con cargas sísmicas, usando la norma CCP-2014

Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con énfasis en Estructuras

Jaime Erasmo Garzón Moreno

Director

Bogotá, D.C., 29 de noviembre de 2019



La tesis de maestría titulada "Análisis comparativo para el diseño de tres puentes variando el factor de carga viva que se aplica simultáneamente con cargas sísmicas, usando la norma CCP-2014", presentada por Brandon Steven Prieto Medina, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Estructuras.



Director de la tesis

Jaime Erasmo Garzón Moreno

Jurado

Pedro Nel Quiroga Saavedra

Jurado

Jorge Alberto Padilla Romero

Bogotá, D.C., ___ de ___ de ___

Dedicatoria

Este trabajo está dedicado en primer lugar a Dios por darme la voluntad para culminar mis estudios, por supuesto a mis padres Juan Carlos y María Eugenia por sus enseñanzas y apoyo incondicional en la vida, y a mi mujer Jessica e hijo Tomas por su amor y acompañamiento permanente en este proceso.

Agradecimientos

Quiero comenzar agradeciendo a Dios por hacer de este trabajo de grado una realidad, el cual se logró mediante el apoyo permanente de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, especialmente, el I.C. Jaime Garzón director de tesis, al cual respeto y admiro por sus valiosas contribuciones de conocimiento durante sus clases y por su guía durante la elaboración de este trabajo, el I.C. MS.c. Jorge Padilla jurado de tesis, al cual respeto y admiro por sus excepcionales clases, enseñanzas en el mundo de los puentes y sus excelentes aportes para el desarrollo de este trabajo, el I.C. M.I.C. Ph.D. Pedro Quiroga jurado de tesis, al cual respeto y admiro por su trayectoria investigativa, académica, junto con su disposición y colaboración en todos los semestres que estude en la Maestría, y sus revisiones atinadas en la preparación del documento de este trabajo, y el I.C. M.I.C. Carlos Salguero quien contribuyó enormemente con información necesaria para la ejecución de este trabajo de grado.

Adicionalmente agradezco a todos aquellos investigadores, profesores, ingenieros y arquitectos que de alguna u otra forma contribuyeron para la realización de este trabajo.

Resumen

Los puentes nacen con la necesidad del ser humano por cruzar obstáculos, pueblos, y en ese ejercicio se han construido con los materiales y normas disponibles en cada época. Entre los materiales tenemos la madera, la piedra, el ladrillo, el hierro, el acero, el concreto reforzado, y el concreto preesforzado. En cuanto a la norma de diseño colombiana, esta ha tenido una evolución siguiendo las filosofías de diseño y parámetros que se encontraban actuales para cada lapso de tiempo en los Estados Unidos de América, específicamente en el comité de la AASHTO. Hasta antes de la última norma vigente, para diseñar no se tenían en cuenta las cargas vivas en la combinación de carga que incluía cargas permanentes con cargas sísmicas. Pero en la última actualización se especificó que, si se debe utilizar un factor para la carga viva, dado que siempre existirá una probabilidad de que en el momento que ocurra un evento sísmico se encuentren vehículos y/o camiones sobre el puente. Sin embargo, la norma explica que este factor debe ser definido según las características de cada proyecto único, sin precisar unos valores aproximados para ser usados, lo que nos da un rango muy amplio que puede variar desde un 0% hasta un 100% de carga viva adicional al sismo, desembocando en el problema de que se puede presentar una deficiente estimación del factor para carga viva " γ_{EQ} ". Provocando en el mejor de los casos el sobredimensionamiento del puente o en el peor escenario inseguridad o fallas ante ocurrencia de sismos por deficiencias en el diseño, causa de colapsos en puentes nacionales con un 18%.

Se consultaron algunas normas internacionales e investigaciones relacionadas para conocer cómo se aborda este criterio para la carga viva encontrando que el factor de carga comúnmente utilizado igual a 0.50 en combinación con los efectos del terremoto conduciría a resultados conservadores según el reporte NCHRP 489 que además demuestra que un factor de 0.25 aún proporcionaría niveles de seguridad adecuados para las configuraciones típicas de puentes sometidas a intensidades de terremotos similares a las observadas en las costas oeste o este en los Estados Unidos de América.

Adicionalmente, se estudia el comportamiento estructural de tres puentes en concreto reforzado y/o preesforzado ubicados en distintas zonas de amenaza sísmica alta, intermedia y baja del país, diseñados con el código CCP-2014, variando el factor de carga para carga viva aplicada simultáneamente con cargas sísmicas, con el fin de comparar y verificar de manera cuantitativa la variación porcentual de las solicitaciones en los puentes que se diseñan diariamente en nuestro territorio. Obteniendo para las columnas, que en puentes con sección transversal de vigas I preesforzadas simplemente apoyadas y en puentes con sección transversal de viga cajón continua, se presenta un incremento de aproximadamente el doble en la variación porcentual de las solicitaciones al considerar la carga viva con la carga sísmica respecto a los otros puentes analizados en el trabajo. De lo cual se infiere, que en puentes voluminosos como los de voladizos sucesivos, sigue teniendo mayor injerencia en las solicitaciones las cargas muertas o cargas permanentes del concreto que las cargas vivas, y para los pilotes, que, al incrementar el factor de carga viva, se incrementan todas las solicitaciones, sin embargo, a mayor profundidad de estos elementos estos incrementos en la variación porcentual respecto a los elementos de menor profundidad disminuyen.

Índice general

	Pág.
Introducción	11
1 Marco teórico	27
1.1 Antecedentes	27
1.1.1 contexto internacional	27
1.1.2 contexto nacional	32
1.2 Tipología de los puentes	46
1.2.1 material	48
1.2.2 estructuración transversal	49
1.2.2.1 losa y vigas	51
1.2.2.2 vigas cajón	60
1.2.3 estructuración longitudinal	63
1.2.3.1 simplemente apoyado	64
1.2.3.2 voladizos sucesivos	65
1.3 Colapsos de puentes	77
1.3.1 internacionales	77
1.3.1.1 deficiencias en el diseño	79
1.3.1.2 sismo	83
1.3.2 nacionales	90
1.3.2.1 deficiencias estructurales y de diseño	93
1.3.2.2 sismo	98
2 Estado del arte	104
2.1 Evolución de la norma para el diseño de puentes	104
2.1.1 en Estados Unidos de América.	104
2.1.2 en Colombia	107
2.1.2.1 CCDSP 95	108
2.1.2.2 CCP 14	112
2.2 Normas internacionales	132
2.2.1 Canadá: CAN/CSA S6-14 Suplemento 2016	132
2.2.2 EU Internacional: Bridge Design to Eurocodes	134
2.2.3 Británica:BS-5400	140
2.2.4 España: Norma de Construcción Sismorresistente Puentes NCSP-07	143
2.2.5 Países latinoamericanos	144

2.3	Investigaciones relacionadas	145
2.3.1	Artículo de I.G. Buckle 2002	145
2.3.2	NCHRP report 472 Comprehensive Specification for the Seismic Design of Bridges	146
2.3.3	NCHRP report 489 Design of Highway Bridges for Extreme Events	147
3	Objetivos	155
3.1	Objetivo general	155
3.2	Objetivos específicos	155
4	Metodología	156
5	Puentes para analizar	158
5.1	Puente Vía a Minca	158
5.1.1	sistema estructural	159
5.1.1.1	materiales	166
5.1.1.2	propiedades de los elementos	167
5.2	Puente San Pedro	169
5.2.1	sistema estructural	170
5.2.1.1	materiales	178
5.2.1.2	propiedades de los elementos	179
5.3	Puente Bermúdez	196
5.3.1	Sistema estructural	196
5.3.1.1	materiales	203
5.3.1.2	propiedades de los elementos	204
6	Análisis estructural	211
6.1	Puente Vía a Minca	211
6.1.1	evaluación de cargas	211
6.1.1.1	carga viva (LL)	211
6.1.1.2	factor de amplificación dinámica (IM)	212
6.1.1.3	factor de multi presencia	212
6.1.2	análisis sísmico	213
6.1.3	combinaciones de diseño	214
6.1.4	entrada de datos al programa	214
6.1.4.1	esquema	214
6.1.4.2	carga viva vehicular	215
6.1.4.3	carga pavimento	217
6.1.4.4	carga barrera NJ	218
6.1.5	análisis superestructura	218

6.1.5.1	carga viva vehicular	218
6.1.6	análisis columnas	219
6.1.6.1	carga envolvente evento extremo I	219
6.1.7	análisis pilotes	221
6.1.7.1	carga envolvente evento extremo I	221
6.1.8	comparación envolvente evento extremo I factor γ_{EQ}	224
6.1.8.1	columna eje 2	224
6.1.8.2	columna eje 3	226
6.1.8.3	columna eje 4	229
6.1.8.4	pilote eje 2	231
6.1.8.5	pilote eje 3	234
6.1.8.6	pilote eje 4	236
6.2	Puente San Pedro	239
6.2.1	evaluación de cargas	239
6.2.1.1	carga viva (LL)	239
6.2.1.2	factor de amplificación dinámica (IM)	239
6.2.1.3	factor de multi presencia	239
6.2.1.4	Carga peatonal	240
6.2.2	análisis sísmico	240
6.2.3	combinaciones de diseño	241
6.2.4	entrada de datos al programa	242
6.2.4.1	esquema	242
6.2.4.2	carga viva vehicular	243
6.2.4.3	carga peatonal	245
6.2.4.4	carga pavimento	245
6.2.4.5	carga barrera NJ	246
6.2.4.6	carga baranda	246
6.2.5	análisis superestructura	247
6.2.5.1	carga viva vehicular	247
6.2.6	análisis columnas	248
6.2.6.1	carga envolvente evento extremo I	248
6.2.7	análisis pilotes	251
6.2.7.1	carga envolvente evento extremo I	251
6.2.8	comparación envolvente evento extremo I factor γ_{EQ}	252
6.2.8.1	columna eje 2	252
6.2.8.2	columna eje 3	253
6.2.8.3	columna eje 4	255
6.2.8.4	columna eje 5	256
6.2.8.5	pilote eje 2	258
6.2.8.6	pilote eje 3	259
6.2.8.7	pilote eje 4	261
6.2.8.8	pilote eje 5	262

6.3	Puente Bermúdez	264
6.3.1	evaluación de cargas	264
6.3.1.1	carga viva (LL)	264
6.3.1.2	factor de amplificación dinámica (IM)	264
6.3.1.3	factor de multi presencia	264
6.3.1.4	Carga peatonal	265
6.3.2	análisis sísmico	265
6.3.3	combinaciones de diseño	266
6.3.4	entrada de datos al programa	267
6.3.4.1	esquema	267
6.3.4.2	carga viva vehicular	268
6.3.4.3	cargas muertas	270
6.3.5	análisis superestructura	271
6.3.5.1	carga viva vehicular	271
6.3.6	análisis columnas	271
6.3.6.1	carga envolvente evento extremo I	272
6.3.7	análisis pilotes	274
6.3.7.1	carga envolvente evento extremo I	274
6.3.8	comparación envolvente evento extremo I factor γ_{EQ}	276
6.3.8.1	columna eje 2	276
6.3.8.2	columna eje 3	278
6.3.8.3	pilote eje 2	281
6.3.8.4	pilote eje 3	283
7	Análisis de resultados	286
7.1	Puente Vía a Minca	287
7.1.1	columna eje 2	287
7.1.2	columna eje 3	288
7.1.3	columna eje 4	289
7.1.4	pilote eje 2	290
7.1.5	pilote eje 3	291
7.1.6	pilote eje 4	292
7.2	Puente San Pedro	293
7.2.1	columna eje 2	293
7.2.2	columna eje 3	294
7.2.3	columna eje 4	295
7.2.4	columna eje 5	296
7.2.5	pilote eje 2	297
7.2.6	pilote eje 3	298
7.2.7	pilote eje 4	299
7.2.8	pilote eje 5	300

7.3	Puente Bermúdez	301
7.3.1	columna eje 2	301
7.3.2	columna eje 3	302
7.3.3	pilote eje 2	303
7.3.4	pilote eje 3	304
8	Conclusiones y recomendaciones	305
8.1	Columnas	309
8.2	Pilotes	310
9	Bibliografía	313

Índice de tablas

	Pág.
Tabla 1. Tipología de la superestructura de los puentes.....	46
Tabla 2. Investigación sobre las principales causas que originaron el colapso de algunos puentes en el mundo entre 1847 y 2010.	77
Tabla 3. Lista de algunos puentes colapsados por deficiencias en el diseño.	79
Tabla 4. Lista de algunos puentes colapsados por sismo.....	83
Tabla 5. Investigación sobre causas de las fallas de puentes en Colombia con base en el inventario de colapsos desde 1987 hasta 2006, suministrado por el Invías.....	92
Tabla 6. Lista de puentes colapsados por deficiencias estructurales entre 1986 y 2006. .	93
Tabla 7. Terremotos recientes posteriores a 1974.....	100
Tabla 8. Combinaciones y factores de carga (tabla A.3.12.1 CCDSP-95)	111
Tabla 9. Factores de modificación de respuesta – subestructuras (Numeral 3.10.7.1 CCP14)	114
Tabla 10. Amplificación por carga dinámica (Numeral 3.6.2 CCP14).....	117
Tabla 11. Factor de presencia múltiple (Numeral 3.6.1.1.2 CCP14)	117
Tabla 12. Combinaciones y factores de carga (tabla 3.4.1-1 CCP-14)	126
Tabla 13. Factores para cargas permanentes, γ_p (tabla 3.4.1-2 CCP-14).....	127
Tabla 14. Factores de carga y combinaciones de carga código CAN/CSA S6	132
Tabla 15. Factores de carga y combinaciones de carga suplemento 2016 código CAN/CSA S6	133
Tabla 16. combinaciones de acciones código EU EN1990.....	136
Tabla 17. Valores de diseño de acciones para usar en combinaciones de acciones accidentales y sísmicas EN1990:2002	138
Tabla 18. Valores recomendados de factores ψ para puentes de carretera EN1990:2002	139
Tabla 19. Cargas para tomar en cada combinación con el apropiado γ_{FI} código BS-5400	142
Tabla 20. Valores de resortes horizontales para los pilotes puente vía a Minca.....	165
Tabla 21. Valores de resortes verticales para los pilotes puente vía a Minca.	166
Tabla 22. Capacidad portante apoyo eje 1 puente San Pedro.	175
Tabla 23. Capacidad portante apoyo eje 2 puente San Pedro.	176
Tabla 24. Capacidad portante apoyo eje 3 puente San Pedro.	176
Tabla 25. Capacidad portante apoyo eje 4 puente San Pedro.	176
Tabla 26. Capacidad portante apoyo eje 5 puente San Pedro.	177
Tabla 27. Módulo de reacción del suelo horizontal puente Bermúdez.	201
Tabla 28. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 2 puente Vía a Minca	287
Tabla 29. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 3 puente Vía a Minca	288

Tabla 30. Variación porcentual de las solicitudes para columna eje 4 puente Vía a Minca	289
Tabla 31. Variación porcentual de las solicitudes para pilote eje 2 puente Vía a Minca	290
Tabla 32. Variación porcentual de las solicitudes para pilote eje 3 puente Vía a Minca	291
Tabla 33. Variación porcentual de las solicitudes para pilote eje 4 puente Vía a Minca	292
Tabla 34. Variación porcentual de las solicitudes para columna eje 2 puente San Pedro	293
Tabla 35. Variación porcentual de las solicitudes para columna eje 3 puente San Pedro	294
Tabla 36. Variación porcentual de las solicitudes para columna eje 4 puente San Pedro	295
Tabla 37. Variación porcentual de las solicitudes para columna eje 5 puente San Pedro	296
Tabla 38. Variación porcentual de las solicitudes para pilote eje 2 puente San Pedro	297
Tabla 39. Variación porcentual de las solicitudes para pilote eje 3 puente San Pedro	298
Tabla 40. Variación porcentual de las solicitudes para pilote eje 4 puente San Pedro	299
Tabla 41. Variación porcentual de las solicitudes para pilote eje 5 puente San Pedro	300
Tabla 42. Variación porcentual de las solicitudes para columna eje 2 puente Bermúdez	301
Tabla 43. Variación porcentual de las solicitudes para columna eje 3 puente Bermúdez	302
Tabla 44. Variación porcentual de las solicitudes para pilote eje 2 puente Bermúdez	303
Tabla 45. Variación porcentual de las solicitudes para pilote eje 3 puente Bermúdez	304
Tabla 46. Variación porcentual de las solicitudes para columna promedio puente vía a Minca	309
Tabla 47. Variación porcentual de las solicitudes para columna promedio sección 1 puente San Pedro.....	309
Tabla 48. Variación porcentual de las solicitudes para columna promedio sección 2 puente San Pedro.....	310
Tabla 49. Variación porcentual de las solicitudes para columna promedio puente Bermúdez	310
Tabla 50. Variación porcentual de las solicitudes para pilote promedio puente vía a Minca	310
Tabla 51. Variación porcentual de las solicitudes para pilote promedio sección 1 puente San Pedro.....	311
Tabla 52. Variación porcentual de las solicitudes para pilote promedio sección 2 puente San Pedro.....	311
Tabla 53. Variación porcentual de las solicitudes para pilote promedio puente Bermúdez	311

Índice de figuras

	Pág.
Figura 1. Puente en madera.....	27
Figura 2. Foto del Departamento de la American Colony (Jerusalem) (1938). Acueducto romano que una vez llevó agua a Cesarea.	28
Figura 3. Laurent, J. (1880). Acueducto romano de Segovia.....	29
Figura 4. Norman, James (2000). Puente Long-Allen Texas.	30
Figura 5. Vista general, mirando hacia el norte del puente Golden Gate Bridge, que abarca la boca de la bahía de San Francisco, Estados unidos.....	30
Figura 6. Lowe, Jet (1978). Puente de arco en hormigón - Cleveland del condado de Cuyahoga, Estados Unidos.....	31
Figura 7. Puente de armadura de las Juntas sobre el río Dagua. Grabado realizado por André, Edouard Frangís, 1840-1911; E. Riou.	33
Figura 8. Puente de madera del Valle del Cauca. Grabado realizado por André, Edouard François, 1840-1911; E. Riou.	33
Figura 9. Puente sobre el río Otún. grabado realizado por De Neuville, A.; Saffray, Charles.....	33
Figura 10. Puente de guadua en el río la paila. grabado realizado por André, Edouard Francois, 18401911; E. Riou.....	34
Figura 11. Sistemas de puentes en guadua.	34
Figura 12. Sistema de puentes con vigas y apoyos verticales en madera.	34
Figura 13. Puente sobre el río Molino en Popayán construido en 1739.	38
Figura 14. Luz del puente sobre el río Cauca construido en 1769.	38
Figura 15. Puente del Humilladero sobre el río Molino construido en 1868.	38
Figura 16. Puente sobre el río Guadalajara, en Buga, construido en 1874-1900.	39
Figura 17. Grabado del puente sobre el río Juanambú realizado por André, Edouard Frangois, 18401911; E. Riou.....	39
Figura 18. Puente de San Antonio. Grabado realizado por André, Edouard Frangois, 1840 1911; E. Riou.	40
Figura 19. Puente de arco inferior cerrado-Puente El Común.	41
Figura 20. Puente de arco inferior cerrado-Puente El Común.	41
Figura 21. Puente El Común. Modelo en elementos finitos para el estudio de su restauración.	41
Figura 22. Puente Piedra (1919). Fotografía Rodríguez.	43
Figura 23. Puente Iglesias (1910ca). Fotografía Rodríguez.	43
Figura 24. Santa Fe de Antioquia (1980). León Ruiz.	44
Figura 25. Puente de Navarro sobre el río Magdalena en el municipio de Honda. Estructura restaurada a sus cien años de edad por el Invías.	45
Figura 26. Componentes básicos de un puente tipo	47

Figura 27. Distribución de los materiales de la superestructura de los puentes de la red vial nacional.	48
Figura 28. Distribución de los materiales de los estribos de la red vial nacional.	49
Figura 29. Distribución de los materiales de las pilas de la red vial nacional.	49
Figura 30. Distribución de las secciones transversales de la superestructura de los puentes de la red vial nacional.	50
Figura 31. Tipología de sistema de entrepiso vigas y losa. Vigas continuas de preesforzado. Puente de la Calle 26 Av. Boyacá (Bogotá).	51
Figura 32. Superestructura de viga y losa en concreto reforzado. Regional Caquetá.	52
Figura 33. Superestructura de viga y losa en concreto preesforzado. Regional Nariño.	52
Figura 34. Superestructura de viga y losa de sección mixta en acero y concreto. Regional Boyacá.	52
Figura 35. Tipología de sistema de entrepiso vigas y losa. (A) Una viga. (B) Dos vigas rectangulares. (C) Cuatro vigas rectangulares. (D) Cinco vigas "I" preesforzadas. (E) Cuatro vigas armadas de acero con arrastramiento	53
Figura 36. Esquemas de plano de puentes de viga y losa simplemente apoyado (L=20 m)	54
Figura 37. Esquemas de plano de puentes de viga y losa simplemente apoyado (L=20 m)	55
Figura 38. Adecuación de formaleta para la construcción de las vigas postensadas.	56
Figura 39. Armado del refuerzo pasivo de vigas. Contienen refuerzo a cortante (flejes) y flexión (longitudinal), en el centro de la luz y en el bloque de anclaje.	57
Figura 40. Instalación de cables de postensado para el primer tensionamiento en sección simple Zona de anclajes.	57
Figura 41. Fundición del concreto de alta resistencia de vigas.	57
Figura 42. Primer tensionamiento de cada una de las vigas después del fraguado de su concreto.	58
Figura 43. Construcción de vigas riostras con su correspondiente refuerzo.	58
Figura 44. Después de terminadas la construcción de las cuatro vigas, construcción de la losa con su correspondiente refuerzo a flexión. Segundo tensionamiento desde la losa para la sección compuesta.	58
Figura 45. Terminación de vigas, riostras y losa.	59
Figura 46. Tipología de vigas cajón. (A) Viga cajón de una sola celda de concreto reforzado o preesforzado. (B) Viga cajón de tres (3) celdas de concreto reforzado o preesforzado.	60
Figura 47. Puente viga cajón en acero curva con losa en concreto reforzado. Calle 93 con Autopista Norte - Bogotá.	61
Figura 48. Puente viga cajón en concreto. Puente calle 45 con carrera 30 - Bogotá.	61
Figura 49. Puente Chirajara en la carretera Bogotá - Villavicencio.	62
Figura 50. Distribución de las secciones longitudinales de la superestructura. Nota: En vigas continuas está el porcentaje de puentes en voladizos sucesivos.	64
Figura 51. Tipos de estructuración longitudinal.	65

Figura 52. Puente de madera en voladizo (según Viollet le Duc).	66
Figura 53. Construcción con vuelos simétricos.	67
Figura 54. Construcción con puntales provisionales.	68
Figura 55. Construcción con tramo lateral hormigoneado sobre cimbra.	68
Figura 56. Con contrapeso o apoyo para tramos cortos.	69
Figura 57. Con anclajes en el extremo con dispositivo machihembrado.	70
Figura 58. Con apoyo provisional.	71
Figura 59. Con estribo equilibrado.	71
Figura 60. Con empotramiento elástico.	71
Figura 61. Uniones con articulaciones.	72
Figura 62. Con vigas tipo Gerber y con uniones continuas.	73
Figura 63. Principio de construcción de puentes por voladizos.	74
Figura 64. Puente en voladizo sucesivos, Juanambú. Carretera Popayan-Pasto. Regional Nariño.	75
Figura 65. Proceso constructivo del puente Alejo Durán.	76
Figura 66. Estadísticas aproximadas de las causas del colapso de algunos puentes en el mundo.	78
Figura 67. Movimiento vertical y torsional visto desde el oriente de la torre tomada el 7 de noviembre 1940.	82
Figura 68. Puente vehicular Lo Echeveres (Chile) luego del colapso tras un terremoto.	86
Figura 69. Puente vehicular Juan Pablo II (Chile) luego del colapso tras el sismo.	87
Figura 70. I-118 Mission-Gothic Bridge. Sismo de Northridge en 1994 con magnitud de 6.69.	89
Figura 71. Estadística de las causas principales de colapso de puentes en Colombia basada en el inventario de colapsos desde 1987 hasta 2006 suministrada por el Invías.	93
Figura 72. (a) y (b) Fotos del colapso del puente los Ángeles (Huila). Tablero de armadura de paso a través que falló por estabilidad lateral. (c) Solución después de su colapso en varias oportunidades. Puente provisional al lado que se construyó por el tercer colapso.	96
Figura 73. Esquema del colapso del Puente Heredia (Cartagena) compuesto por vigas tipo Gerber. Falla a cortante en una de sus ménsulas.	96
Figura 74. Ejemplo de puente colapsado por deficiencias estructurales. Puente Pescadero (Santander). (a) y (b) colapso, (c) y (d) construcción de puente provisional, (e) puente provisional definitivo.	97
Figura 75. Esquemas del colapso del puente recio. a y b) Foto y esquema antes del colapso. c) Después del colapso por la Falla a tensión de las láminas de unión del primer nudo del cordón inferior con la primera diagonal.	97
Figura 76. Convergencia de las placas tectónicas y su afectación a Colombia.	98
Figura 77. Camión de diseño H y HS.	107
Figura 78. Camión de diseño 3S2.	108
Figura 79. Camión de diseño C40-95 (Sección A.3.4.2.1 CCDSP 95)	109
Figura 80. Carga de carril (Numeral A3.4.2 CCDSP 95)	110
Figura 81. Espectro de aceleraciones de diseño (Numeral 3.10.4.1 CCP14)	113

Figura 82. Carga de carreteras CC 14.....	115
Figura 83. Índice de confiabilidad	118
Figura 84. Tipo de camiones permitidos por el INVIAS.....	120
Figura 85. Peso de los camiones, carga (KN) permitida en cada eje por el INVIAS	120
Figura 86. Trafico promedio diario por Departamento, distribución porcentual de camiones por tipo.	121
Figura 87. Distancia entre camiones.....	121
Figura 88. Árbol de problemas	130
Figura 89. Combinación de cargas para el sismo	143
Figura 90. Regla de Turkstra.....	151
Figura 91. Combinaciones de diseño propuesta por NCHRP 489.....	154
Figura 92. Vista general del puente vía a Minca.	158
Figura 93. Vista detallada del puente vía a Minca.....	159
Figura 94. Vista planta del puente vía a Minca.....	159
Figura 95. Vista perfil del puente vía a Minca.....	160
Figura 96. Sección transversal de la superestructura del puente vía a Minca.	160
Figura 97. Geometría del apoyo eje 1 del puente vía a Minca.....	161
Figura 98. Geometría del apoyo eje 5 del puente vía a Minca.....	162
Figura 99. Geometría del apoyo eje 3 del puente vía a Minca.....	163
Figura 100. Geometría del apoyo eje 2 y 4 del puente vía a Minca.....	164
Figura 101. Dimensiones y propiedades de la viga principal tipo cajón del puente vía a Minca.	167
Figura 102. Dimensiones y propiedades de la columna del puente vía a Minca.....	168
Figura 103. Vista general del puente San Pedro.....	169
Figura 104. Vista detallada del puente San Pedro.	170
Figura 105. Vista planta del puente San Pedro.....	170
Figura 106. Vista perfil del puente San Pedro.	171
Figura 107. Sección transversal de la superestructura del puente San Pedro.....	171
Figura 108. Sección transversal de la superestructura del puente San Pedro.....	172
Figura 109. Geometría del apoyo eje 1 puente San Pedro.....	173
Figura 110. Geometría del apoyo eje 6 puente San Pedro.....	173
Figura 111. Geometría del apoyo eje 2 y 3 puente San Pedro.	174
Figura 112. Geometría del apoyo eje 4 y 5 puente San Pedro.....	174
Figura 113. Dimensiones y propiedades de la viga I puente San Pedro.	180
Figura 114. Dimensiones y propiedades de la viga I más el tablero puente San Pedro. .	181
Figura 115. Dimensiones y propiedades de la viga cajón eje de columna puente San Pedro.	182
Figura 116. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara de pila puente San Pedro.	183
Figura 117. Dimensiones y propiedades de la viga cajón dovela sobre cimbra puente San Pedro.	184

Figura 118. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela 1 puente San Pedro.	185
Figura 119. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela 2 puente San Pedro.	186
Figura 120. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela 3 puente San Pedro.	187
Figura 121. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela 4 puente San Pedro.	188
Figura 122. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela 5 puente San Pedro.	189
Figura 123. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela 6 puente San Pedro.	190
Figura 124. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela 7 puente San Pedro.	191
Figura 125. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela 8 puente San Pedro.	192
Figura 126. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela 9 puente San Pedro.	193
Figura 127. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela 10 puente San Pedro.	194
Figura 128. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela centro de luz puente San Pedro.	195
Figura 129. Vista general del puente Bermúdez	196
Figura 130. Vista planta del puente Bermúdez.....	197
Figura 131. Vista perfil del puente Bermúdez.....	197
Figura 132. Sección transversal sobre pila de la superestructura del puente Bermúdez.	198
Figura 133. Sección transversal centro de luz de la superestructura del puente Bermúdez.	198
Figura 134. Geometría del apoyo eje 1 y 4 del puente Bermúdez.....	199
Figura 135. Geometría del apoyo eje 2 del puente Bermúdez.....	200
Figura 136. Geometría del apoyo eje 3 del puente Bermúdez.....	200
Figura 137. Dimensiones y propiedades de la viga cajón dovela 1 puente Bermúdez.	204
Figura 138. Dimensiones y propiedades de la viga cajón dovela 2A puente Bermúdez. .	205
Figura 139. Dimensiones y propiedades de la viga cajón dovela 3A puente Bermúdez. .	206
Figura 140. Dimensiones y propiedades de la viga cajón dovela 4A puente Bermúdez. .	207
Figura 141. Dimensiones y propiedades de la viga cajón dovela 5A puente Bermúdez. .	208
Figura 142. Dimensiones y propiedades de la viga cajón dovela 6A puente Bermúdez. .	209
Figura 143. Dimensiones y propiedades de la viga cajón dovela 7A puente Bermúdez. .	210
Figura 144. Número de carriles puente Vía a Minca	212
Figura 145. Espectro de diseño puente Vía a Minca.....	213
Figura 146. Esquema 3D puente Vía a Minca.....	214
Figura 147. Modelo matemático puente Vía a Minca	214

Figura 148. Líneas de carga puente Vía a Minca.....	215
Figura 149. Carga CC14 Camión + IM y carril puente Vía a Minca	215
Figura 150. Carga CC14 Tandem + IM y carril puente Vía a Minca	216
Figura 151. Carga CC14 Dos camiones + IM y carril puente Vía a Minca	216
Figura 152. Carga CC14 Dos tándems + IM y carril puente Vía a Minca	217
Figura 153. Carga de pavimento puente Vía a Minca	217
Figura 154. Carga de barrera tipo New Jersey puente Vía a Minca	218
Figura 155. Momento (KN.m) carga viva vehicular puente Vía a Minca.....	218
Figura 156. Cortante (KN) carga viva vehicular puente Vía a Minca	218
Figura 157. Identificación de las columnas puente Vía a Minca	219
Figura 158. Diagrama axial (KN) de las columnas puente Vía a Minca.....	219
Figura 159. Diagrama momento longitudinal (KN.m) de las columnas puente Vía a Minca	220
Figura 160. Diagrama momento transversal (KN.m) de las columnas puente Vía a Minca	220
Figura 161. Diagrama cortante longitudinal (KN) de las columnas puente Vía a Minca ..	220
Figura 162. Diagrama cortante transversal (KN) de las columnas puente Vía a Minca...	221
Figura 163. Diagrama axial (KN) de los pilotes puente Vía a Minca.....	221
Figura 164. Diagrama momento longitudinal (KN.m) de los pilotes puente Vía a Minca ..	222
Figura 165.. Diagrama momento transversal (KN.m) de los pilotes puente Vía a Minca..	222
Figura 166. Diagrama cortante longitudinal (KN) de los pilotes puente Vía a Minca	223
Figura 167. Diagrama cortante transversal (KN) de los pilotes puente Vía a Minca	223
Figura 168. Comparación de diagramas carga axial para columna eje 2 puente Vía a Minca	224
Figura 169. Comparación de diagramas momento longitudinal para columna eje 2 puente Vía a Minca.....	224
Figura 170. Comparación de diagramas momento transversal para columna eje 2 puente Vía a Minca.....	225
Figura 171. Comparación de diagramas cortante longitudinal para columna eje 2 puente Vía a Minca.....	225
Figura 172. Comparación de diagramas cortante transversal para columna eje 2 puente Vía a Minca.....	226
Figura 173. Comparación de diagramas carga axial para columna eje 3 puente Vía a Minca	226
Figura 174. Comparación de diagramas momento longitudinal para columna eje 3 puente Vía a Minca.....	227
Figura 175. Comparación de diagramas momento transversal para columna eje 3 puente Vía a Minca.....	227
Figura 176. Comparación de diagramas cortante longitudinal para columna eje 3 puente Vía a Minca.....	228
Figura 177. Comparación de diagramas cortante transversal para columna eje 3 puente Vía a Minca.....	228

Figura 178. Comparación de diagramas carga axial para columna eje 4 puente Vía a Minca	229
Figura 179. Comparación de diagramas momento longitudinal para columna eje 4 puente Vía a Minca.....	229
Figura 180. Comparación de diagramas momento transversal para columna eje 4 puente Vía a Minca.....	230
Figura 181. Comparación de diagramas cortante longitudinal para columna eje 4 puente Vía a Minca.....	230
Figura 182. Comparación de diagramas cortante transversal para columna eje 4 puente Vía a Minca.....	231
Figura 183. Comparación de diagramas carga axial para pilote eje 2 puente Vía a Minca	231
Figura 184. Comparación de diagramas momento longitudinal para pilote eje 2 puente Vía a Minca	232
Figura 185. Comparación de diagramas momento transversal para pilote eje 2 puente Vía a Minca	232
Figura 186. Comparación de diagramas cortante longitudinal para pilote eje 2 puente Vía a Minca	233
Figura 187. Comparación de diagramas cortante transversal para pilote eje 2 puente Vía a Minca	233
Figura 188. Comparación de diagramas carga axial para pilote eje 3 puente Vía a Minca	234
Figura 189. Comparación de diagramas momento longitudinal para pilote eje 3 puente Vía a Minca	234
Figura 190. Comparación de diagramas momento transversal para pilote eje 3 puente Vía a Minca	235
Figura 191. Comparación de diagramas cortante longitudinal para pilote eje 3 puente Vía a Minca	235
Figura 192. Comparación de diagramas cortante transversal para pilote eje 3 puente Vía a Minca	236
Figura 193. Comparación de diagramas carga axial para pilote eje 4 puente Vía a Minca	236
Figura 194. Comparación de diagramas momento longitudinal para pilote eje 4 puente Vía a Minca	237
Figura 195. Comparación de diagramas momento transversal para pilote eje 4 puente Vía a Minca	237
Figura 196. Comparación de diagramas cortante longitudinal para pilote eje 4 puente Vía a Minca	238
Figura 197. Comparación de diagramas cortante transversal para pilote eje 4 puente Vía a Minca	238
Figura 198. Número de carriles puente San Pedro	240
Figura 199. Espectro de diseño puente San Pedro.....	241

Figura 200. Esquema 3D puente San Pedro	242
Figura 201. Modelo matemático puente San Pedro	242
Figura 202. Líneas de carga puente San Pedro.....	243
Figura 203. Carga CC14 Camión + IM y carril puente San Pedro	243
Figura 204. Carga CC14 Tandem + IM y carril puente San Pedro	244
Figura 205. Carga CC14 Dos camiones + IM y carril puente San Pedro	244
Figura 206. Carga peatonal puente San Pedro	245
Figura 207. Carga de pavimento puente San Pedro	245
Figura 208. Carga de barrera tipo New Jersey puente San Pedro	246
Figura 209. Carga de baranda puente San Pedro	246
Figura 210. Momento (KN.m) carga viva vehicular puente San Pedro.....	247
Figura 211. Cortante (KN) carga viva vehicular puente San Pedro	247
Figura 212. Identificación de las columnas puente San Pedro	248
Figura 213. Diagrama carga axial (KN) de las columnas puente San Pedro	248
Figura 214. Diagrama momento longitudinal (KN.m) de las columnas puente San Pedro	249
Figura 215.. Diagrama momento transversal (KN.m) de las columnas puente San Pedro	249
Figura 216. Diagrama cortante longitudinal (KN) de las columnas puente San Pedro	250
Figura 217. Diagrama cortante transversal (KN) de las columnas puente San Pedro.....	250
Figura 218. Diagrama carga axial (KN) de los pilotes puente San Pedro	251
Figura 219. Diagrama momento longitudinal (KN.m) de los pilotes puente San Pedro ...	251
Figura 220.. Diagrama momento transversal (KN.m) de los pilotes puente San Pedro ...	251
Figura 221. Comparación de diagramas carga axial para columna eje 2 puente San Pedro	252
Figura 222. Comparación de diagramas momento longitudinal para columna eje 2 puente San Pedro.....	252
Figura 223. Comparación de diagramas cortante longitudinal para columna eje 2 puente San Pedro.....	253
Figura 224. Comparación de diagramas carga axial para columna eje 3 puente San Pedro	253
Figura 225. Comparación de diagramas momento longitudinal para columna eje 3 puente San Pedro.....	254
Figura 226. Comparación de diagramas cortante longitudinal para columna eje 3 puente San Pedro.....	254
Figura 227. Comparación de diagramas carga axial para columna eje 4 puente San Pedro	255
Figura 228. Comparación de diagramas momento longitudinal para columna eje 4 puente San Pedro.....	255
Figura 229. Comparación de diagramas cortante longitudinal para columna eje 4 puente San Pedro.....	256

Figura 230. Comparación de diagramas carga axial para columna eje 5 puente San Pedro	256
Figura 231. Comparación de diagramas momento longitudinal para columna eje 5 puente San Pedro.....	257
Figura 232. Comparación de diagramas cortante longitudinal para columna eje 5 puente San Pedro.....	257
Figura 233. Comparación de diagramas carga axial para pilote eje 2 puente San Pedro.....	258
Figura 234. Comparación de diagramas momento longitudinal para pilote eje 2 puente San Pedro.....	258
Figura 235. Comparación de diagramas cortante longitudinal para pilote eje 2 puente San Pedro	259
Figura 236. Comparación de diagramas carga axial para pilote eje 3 puente San Pedro.....	259
Figura 237. Comparación de diagramas momento longitudinal para pilote eje 3 puente San Pedro.....	260
Figura 238. Comparación de diagramas cortante longitudinal para pilote eje 3 puente San Pedro	260
Figura 239. Comparación de diagramas carga axial para pilote eje 4 puente San Pedro.....	261
Figura 240. Comparación de diagramas momento longitudinal para pilote eje 4 puente San Pedro.....	261
Figura 241. Comparación de diagramas cortante longitudinal para pilote eje 4 puente San Pedro	262
Figura 242. Comparación de diagramas carga axial para pilote eje 5 puente San Pedro.....	262
Figura 243. Comparación de diagramas momento longitudinal para pilote eje 5 puente San Pedro.....	263
Figura 244. Comparación de diagramas cortante longitudinal para pilote eje 5 puente San Pedro	263
Figura 245. Número de carriles puente Bermúdez.....	265
Figura 246. Espectro de diseño puente Bermúdez	266
Figura 247. Esquema 3D puente Bermúdez	267
Figura 248. Modelo matemático puente Bermúdez.....	267
Figura 249. Líneas de carga puente Bermúdez	268
Figura 250. Carga CC14 Camión + IM y carril puente Bermúdez.....	268
Figura 251. Carga CC14 Tandem + IM y carril puente Bermúdez.....	269
Figura 252. Carga CC14 Dos camiones + IM y carril puente Bermúdez	269
Figura 253. Carga CC14 Dos tándems + IM y carril puente Bermúdez.....	270
Figura 254. Cargas muertas puente Bermúdez.....	270
Figura 255. Momento (KN.m) carga viva vehicular puente Bermúdez	271
Figura 256. Cortante (KN) carga viva vehicular puente Bermúdez.....	271
Figura 257. Identificación de las columnas puente Bermúdez.....	271
Figura 258. Diagrama axial (KN) de las columnas puente Bermúdez	272
Figura 259. Diagrama momento longitudinal (KN.m) de las columnas puente Bermúdez	272

Figura 260.. Diagrama momento transversal (KN.m) de las columnas puente Bermúdez	272
Figura 261. Diagrama cortante longitudinal (KN) de las columnas puente Bermúdez	273
Figura 262. Diagrama cortante transversal (KN) de las columnas puente Bermúdez	273
Figura 263. Diagrama axial (KN) de los pilotes puente Bermúdez	274
Figura 264. Diagrama momento longitudinal (KN.m) de los pilotes puente Bermúdez	274
Figura 265.. Diagrama momento transversal (KN.m) de los pilotes puente Bermúdez	275
Figura 266. Diagrama cortante longitudinal (KN) de los pilotes puente Bermúdez	275
Figura 267. Diagrama cortante transversal (KN) de los pilotes puente Bermúdez.....	275
Figura 268. Comparación de diagramas carga axial para columna eje 2 puente Bermúdez	276
Figura 269. Comparación de diagramas momento longitudinal para columna eje 2 puente Bermúdez	276
Figura 270. Comparación de diagramas momento transversal para columna eje 2 puente Bermúdez	277
Figura 271. Comparación de diagramas cortante longitudinal para columna eje 2 puente Bermúdez	277
Figura 272. Comparación de diagramas cortante transversal para columna eje 2 puente Bermúdez	278
Figura 273. Comparación de diagramas carga axial para columna eje 3 puente Bermúdez	278
Figura 274. Comparación de diagramas momento longitudinal para columna eje 3 puente Bermúdez	279
Figura 275. Comparación de diagramas momento transversal para columna eje 3 puente Bermúdez	279
Figura 276. Comparación de diagramas cortante longitudinal para columna eje 3 puente Bermúdez	280
Figura 277. Comparación de diagramas cortante transversal para columna eje 3 puente Bermúdez	280
Figura 278. Comparación de diagramas carga axial para pilote eje 2 puente Bermúdez	281
Figura 279. Comparación de diagramas momento longitudinal para pilote eje 2 puente Bermúdez	281
Figura 280. Comparación de diagramas momento transversal para pilote eje 2 puente Bermúdez	282
Figura 281. Comparación de diagramas cortante longitudinal para pilote eje 2 puente Bermúdez	282
Figura 282. Comparación de diagramas cortante transversal para pilote eje 2 puente Bermúdez	283
Figura 283. Comparación de diagramas carga axial para pilote eje 3 puente Bermúdez	283
Figura 284. Comparación de diagramas momento longitudinal para pilote eje 3 puente Bermúdez	284

Figura 285. Comparación de diagramas momento transversal para pilote eje 3 puente Bermúdez	284
Figura 286. Comparación de diagramas cortante longitudinal para pilote eje 3 puente Bermúdez	285
Figura 287. Comparación de diagramas cortante transversal para pilote eje 3 puente Bermúdez	285
Figura 288. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 2 puente Vía a Minca	287
Figura 289. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 3 puente Vía a Minca	288
Figura 290. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 4 puente Vía a Minca	289
Figura 291. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 2 puente Vía a Minca	290
Figura 292. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 3 puente Vía a Minca	291
Figura 293. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 4 puente Vía a Minca	292
Figura 294. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 2 puente San Pedro	293
Figura 295. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 3 puente San Pedro	294
Figura 296. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 4 puente San Pedro	295
Figura 297. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 5 puente San Pedro	296
Figura 298. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 2 puente San Pedro	297
Figura 299. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 3 puente San Pedro	298
Figura 300. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 4 puente San Pedro	299
Figura 301. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 5 puente San Pedro	300
Figura 302. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 2 puente Bermúdez	301
Figura 303. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 3 puente Bermúdez	302
Figura 304. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 2 puente Bermúdez	303
Figura 305. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 3 puente Bermúdez	304

Introducción

Los puentes son obras esenciales en la infraestructura vial, destinadas a salvar tanto obstáculos naturales: ríos, valles, lagos, cañones o brazos de mar, como obstáculos artificiales: vías férreas y carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros y propiciar el transporte de animales y mercancías.

El ingeniero Wittfoth (1975), sintetiza la importancia de estas estructuras con la siguiente frase: Desde que el hombre habita este mundo, los puentes son la expresión de su voluntad de superar los obstáculos que encuentra en el camino hacia su objetivo. Los puentes son testimonio del progreso, poder y decadencia; nos habla de la cultura de los pueblos y de su mentalidad.

Con ella expresa la relevancia de los puentes a lo largo de la historia y su indudable relación con el desarrollo de las naciones; por ello mismo, resultan fundamentales todos los trabajos de investigación y desarrollo relacionados con su diseño.

Estas estructuras nuevas, pueden ser vulnerables a presentar algún tipo de falla o colapso parcial o total por ocurrencia de sismos simultáneamente cuando sobre el puente se presenta la carga viva vehicular de diseño, razón por la cual es necesario documentarse sobre este tema en cuanto al criterio de cuanto porcentaje de carga viva se usa en otras normas internacionales e investigaciones adelantadas en otros países referente a lo anterior, y además tener conocimiento en puentes sobre su historia, su tipología, las causas de los colapsos, la evolución de nuestra norma de diseño y demás aspectos necesarios para las labores de diseño de los puentes, entre otras.

Con base en lo anterior, y con la responsabilidad de generar bienestar social y desarrollo académico a la nación, se ha trabajado en este tema.

1 Marco teórico

1.1 Antecedentes

Teniendo en cuenta que el presente trabajo de grado trata sobre puentes, se hace necesario conocer algunos aspectos relevantes sobre su origen e historia a nivel internacional y nacional, los cuales se exponen a continuación.

1.1.1 contexto internacional

El origen de los puentes se ha dado como la solución para salvar o cruzar los obstáculos (ríos, cañones, etc.) y de esa forma comunicar los pueblos, empleando los materiales disponibles en cada época, tales como: madera, piedra, mampostería, bejuco, acero, cables, concreto entre otros. Un ejemplo, creativo y muy recursivo, es el que se presenta en la figura 1, donde se muestra cómo el hombre salva uno de los obstáculos, con el cual logra movilizar y transportar sus alimentos, empleando como material la madera. Aunque esta solución no es totalmente segura, sí es muy práctica, ya que aprovecha los recursos disponibles para la época.

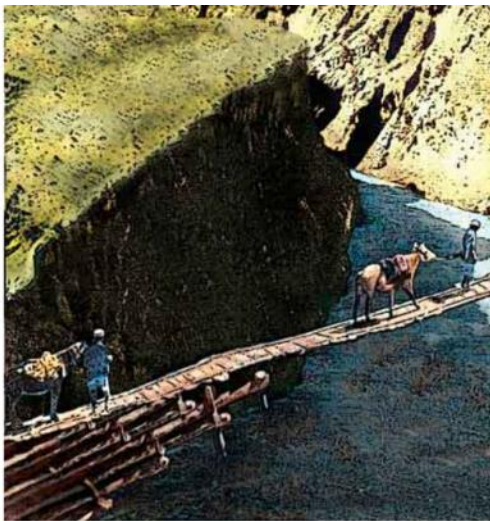


Figura 1. Puente en madera.

Fuente: desarrollada por Leonardo Ochica (Muñoz E., 2011)

Otro material empleado por el hombre para construir dichas estructuras fue la piedra, que ofreció mejores resultados en cuanto a su durabilidad, comparada con la madera. Este material lo aprendieron a tallar en bruto y encajar formando estructuras tipo “bóveda”, cuya configuración hace que sus esfuerzos actuantes principales o predominantes sea la compresión (ver figura 2 y figura 3), que es la resistencia que mayor tiene, lo que históricamente se aprovechó para la construcción de los puentes y otros tipos de estructuras (monumentos, iglesias, etc.). El uso frecuente de este material para la construcción de los puentes se remonta a los planes del Imperio Romano para la conducción del agua (acueductos) y la generación de vías para la movilización de las columnas de legionarios. Este Imperio construyó alrededor de 2.000 puentes, distribuidos en las zonas del mundo que dominó y de los cuales han perdurado algunos, tomados como ejemplos para la ingeniería actual (ver figura 3).



Figura 2. Foto del Departamento de la American Colony (Jerusalem) (1938). Acueducto romano que una vez llevó agua a Cesarea.

Fuente: Library of Congress Prints and Photographs Division Washington, D.C. 20540 USA, <http://www.loc.gov/pictures/item/mpc2004002928/pp/...> (Muñoz E., 2011)

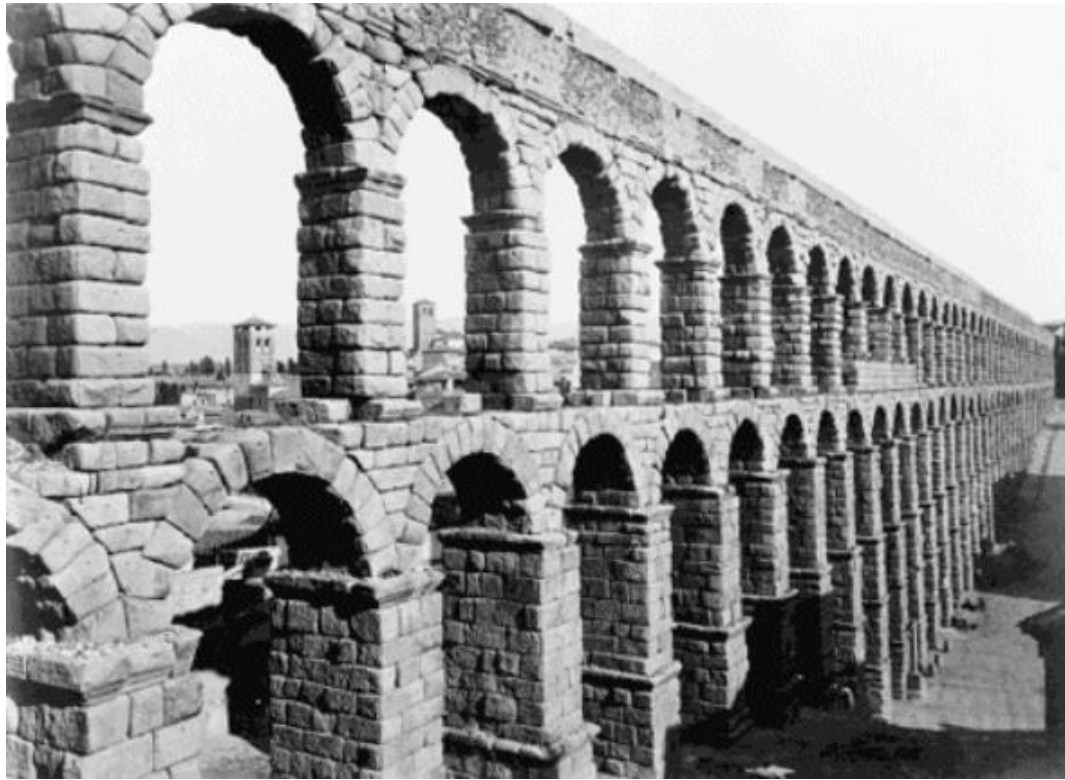


Figura 3. Laurent, J. (1880). Acueducto romano de Segovia.

Fuente: Library of Congress Prints and Photographs Division Washington, D.C. 20540 USA, <http://www.loc.gov/pictures/item/94511939/>. (Muñoz E., 2011)

Para poder construir puentes con mayores luces se hizo necesaria la utilización del acero. El ingeniero A. Darwy fue quien construyó el primer puente de arco en hierro con una luz de 30 metros (1777-1779) sobre el Severn en Coalbrookdale, con una fundición quebradiza con capacidad estructural solamente a compresión. En 1784, Henry Cort (Inglaterra) consiguió fabricar por primera vez hierro maleable utilizando el horno de llama y con ayuda de carbón de piedra. A partir de estos descubrimientos, se empleó este material para construir puentes (ver figura 4 y figura 5), y se combinó con los cables, que reemplazaron el uso de cuerdas de cáñamo, elaboradas con fibras naturales especialmente en China y el Tibet.



Figura 4. Norman, James (2000). Puente Long-Allen Texas.

Fuente: Library of Congress Prints and Photographs Division Washington, D.C. 20540 USA;
<http://hdl.loc.gov/loc.pnp/pp.print/>. (Muñoz E., 2011)



Figura 5. Vista general, mirando hacia el norte del puente Golden Gate Bridge, que abarca la boca de la bahía de San Francisco, Estados Unidos.

Fuente: Library of Congress prints and photographs Division Washington, D.C. 20540 USA,
<http://hdl.loc.gov/loc.pnp/pp.print/>. (Muñoz E., 2011)

Otro puente de este tipo es el de ferrocarril sobre el Firth of forth en Escocia, y que según Harding (1990), es un puente en acero que empezó a funcionar el 4 de marzo de 1890 con un peso total de más de 54.000 toneladas de acero en su superestructura y con una superficie para la pintura de más de 6.300.000 m².

Además de emplear madera, piedra y acero para la construcción de estos puentes, los ingenieros se idearon el hormigón armado, el cual se empleó después de diferentes pruebas y procesos de investigación y verificación con los conocimientos y recursos de la época (ver figura 6). Su uso se basó en que las armaduras de acero tienen la función de soportar los esfuerzos de tracción y el hormigón los esfuerzos de compresión.



Figura 6. Lowe, Jet (1978). Puente de arco en hormigón - Cleveland del condado de Cuyahoga, Estados Unidos.

Fuente: Library of Congress Prints and Photographs Division Washington, D.C. 20540 USA, <http://www.loc.gov/pictures/resource/hhh.ohoo92.photos.125871p/>. (Muñoz E., 2011)

Posteriormente apareció el concreto preesforzado, cuyo precursor fue el ingeniero francés Eugene Freyssinet, quien en 1911 logró demostrar las ventajas de esta técnica para la construcción de los puentes, con la cual se realizaron estructuras con mayores luces comparadas con las de hormigón armado.

1.1.2 contexto nacional

Como sucedió en la mayoría de partes del mundo, los puentes en Colombia se construyeron por la necesidad de comunicar pueblos, dar continuidad a los caminos y tener acceso desde cualquier centro de desarrollo a las costas (puertos). Sobre su origen y evolución se presentan a continuación algunos datos históricos basados en la consulta de diversas referencias nacionales.

Según Cadavid y Eraso (2004) existen algunos registros de los primeros puentes, los cuales se presentan de la figura 7 a la figura 12 y no se sabe exactamente si fueron construidos por los indígenas (Muiscas, Chibchas, entre otros), los españoles o en conjunto. Estas estructuras lograron en su momento solucionar el paso de algunos obstáculos y se concibieron empleando materiales de la zona, tales como guadua, madera, bejuco, entre otras.

Los puentes de esta época lograban cubrir luces cortas y además eran perecederos debido a los mismos materiales empleados para su construcción, por lo cual se tenían que cambiar cada siete años aproximadamente. También se tiene registro de algunos puentes colgantes, artesanales y rudimentarios, con los cuales se lograban mayores luces y que seguramente fueron construidos por los indígenas.

La necesidad de movilizarse por las diferentes partes del territorio, incluyendo el transporte de alimentos y carga, generó que algunos de los pasos fueran provisionales, de tipo artesanal y con cierto riesgo. Algunos de estos tipos de pasos se muestran a continuación y se constituyen en soluciones parciales para el transporte de personas, mercancías y alimentos, cuyo funcionamiento dependía de muchos aspectos y condiciones. Para el caso del paso que empleaba la balsa dependía del clima, lo que siempre generó para los políticos y la gente de la época la necesidad urgente de construir puentes seguros y duraderos que permitieran el transporte seguro y por ende el progreso de sus pueblos.



Figura 7. Puente de armadura de las Juntas sobre el río Dagua. Grabado realizado por André, Edouard Frangís, 1840-1911; E. Riou.

Fuente: reproducción autorizada por el Banco de la República de Colombia, <http://www.banrepcultura.org/node/44599>. (Muñoz E., 2011)



Figura 8. Puente de madera del Valle del Cauca. Grabado realizado por André, Edouard François, 1840-1911; E. Riou.

Fuente: reproducción autorizada por el Banco de la República de Colombia, <http://www.banrepcultura.org/node/44607>. (Muñoz E., 2011)



Figura 9. Puente sobre el río Otún. grabado realizado por De Neuville, A.; Saffray, Charles.

Fuente: reproducción autorizada por el Banco de la República de Colombia, <http://www.banrepcultura.org/node/44406>. (Muñoz E., 2011)



Figura 10. Puente de guadua en el río la paila. grabado realizado por André, Edouard Francois, 18401911; E. Riou.

Fuente: reproducción autorizada por el Banco de la República de Colombia, <http://www.banrepcultura.org/node/44592>. (Muñoz E., 2011)

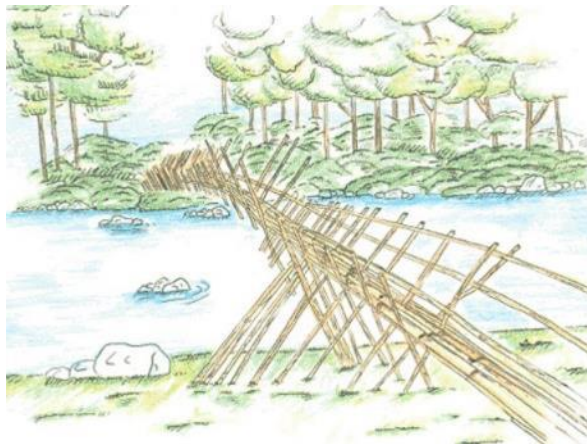


Figura 11. Sistemas de puentes en guadua.

Fuente: desarrollada por Leonardo Ochica. (Muñoz E., 2011)



Figura 12. Sistema de puentes con vigas y apoyos verticales en madera.

Fuente: desarrollada por Leonardo Ochica. (Muñoz E., 2011)

Su tipología, materiales y procesos constructivos cambiaron con la llegada de los españoles a América, quienes heredaron o asimilaron algunas costumbres y experiencias de la construcción de puentes por parte de los romanos.

Sobre los puentes de madera, Patiño explica que hubo dos modalidades: los abiertos y los de cobertizo. Para hablar de estos tipos de puentes se incluyó el estudio de la ruta de un viajero (Miguel de Santiesteban) desde 1740-1741, que incluyó el recorrido que tuvo entre Guayaquil hasta Caracas y donde encontró, entre otras:

- El del río Guáitara antes de llegar a Pasto, de gruesas vigas, tenía 18 varas de largo y dos y media de ancho; el tablado quedaba 28 varas arriba del nivel del agua.
- El de Gualí en Honda era de maderos de guayacán de 36 varas, “y son el fundamento para el plano horizontal y dos inclinados que sirven de escalas, todos entablados con la misma madera, de que son las balaustradas que sirven de resguardo”. Este puente “curioso” había sido construido en 1740 por el vecino Juan Francisco Sisero, a un costo de \$ 5.000; se calculaba que duraría en servicio veinte años (ibid., 97). Duró veintiún años el que había construido en 1667 el presidente del Nuevo Reino, Castillo de la Concha (Groot, 1889, 1, 358-377), reconstruido, a su vez, por el presidente Diego de Villalba y Toledo (1667-1671) (ibid., 338).
- Sobre el río Chitagá había otro de maderos, “bien entablado el suelo”. Allí se pagaba pontazgo (Arellano, op. cit, 136-137). En la época en que se hizo el viaje de Santiesteban, sobre el río Carora había un puente de madera, cerrado con candado para que no pasaran bestias (Altolaquirre, 1908, 171). En las ordenanzas de Inclán Valdés para Popayán de 1668, se comprueba que el cuidado de construcción y mantenimiento de puentes estaba a cargo de los indios mitayos. Concretamente se mencionan los indígenas de Piendamó, paso

del Cauca (a pie), Quilcacé (de caballo); Guachicono (Olano, 1910, Doc., 28, 33).

- Durante siglo y medio después de la fundación de Popayán, el río Cauca, que imprescindiblemente había que atravesar cerca de la ciudad para ir a Cali y a las otras poblaciones del norte, sólo tenía puente de bejucos a la manera indígena. Los encomenderos, según representación del cabildo de 29 de mayo de 1675, tenían que construir a sus expensas dos veces al año dicha hamaca, que era frecuentemente destruida por la intemperie. Se hacía en ese año, por iniciativa del gobernador Miguel García, un puente de maderos, que eran traídos por los indios desde las montañas de Cajibío, a casi 40 kilómetros de distancia (Olano, 1910, 31-32). A mediados del XIX había sobre el río Apulo un puente de madera de ocho pies de ancho, techado de zinc (Holton, 1857, 345).

Con respecto a los puentes de calicanto y de piedra, Patiño comenta que:

Los indígenas americanos de la faja ecuatorial desconocieron el uso de la mezcla de cal como mortero para unir bloques de piedra o ladrillo. Esta técnica fue importada por los españoles, que, a su vez, la aprendieron de los romanos. Sin embargo, se hicieron pocos puentes de calicanto en la época colonial y aún durante gran parte de la republicana; hasta donde llegan los datos, ninguno de este tipo fue construido antes de fines del siglo XVII. La mayoría estaban cerca a ciudades o dentro de ellas, y pocos o ningunos en caminos comerciales.

Los arquitectos e ingenieros que han estudiado este tema (Cadavid y Eraso, 2004), (Galindo y Paredes, 2008), entre otros, coinciden que la mayoría de sus tipologías y procesos constructivos se basaron en las experiencias de Europa y de Estados Unidos, dependiendo de la época. Por las circunstancias políticas y económicas de la época republicana, dada la falta de experiencia en la construcción de este tipo de estructuras y el poco presupuesto, además de diversos conflictos políticos, algunos de los puentes fueron ejecutados por empresas extranjeras, las cuales los realizaron

a través de beneficios acordados con el Estado, consistentes en la autorización del cobro de peajes o pontazgo por un número determinado de años.

Sobre los puentes en arco de ladrillo existen algunos relatos o documentos históricos que indican cómo fue su origen y desarrollo, entre los que se destaca la referencia de Galindo y paredes (2008), que describe detalladamente los procesos y dificultades en su construcción, los casos de derrumbamiento, los tipos de materiales, así como la manera en que los maestros e ingenieros adquirieron experiencia para su diseño y construcción. También sobre este tema y en particular de un puente importante de arco, Patiño comenta lo siguiente:

El llamado puente Ortíz de Calí, hecho de mampostería, dado al servicio en 1844 (Arboleda, 1919, II, 193), era el mejor que un viajero extranjero encontró en la Nueva Granada en 1854 (Holton, 1857, 523). En el tercer cuarto del siglo XIX, entre Popayán y Cartago sólo había cinco o seis puentes dignos de tal nombre; pero ya en 1918 existían en todos los ríos (Gutiérrez, 1921, II, 123).

Galindo y Paredes (2008) afirman que en la época de la Colonia la introducción de carretas jaladas por animales produjo que algunos caminos construidos en la era precolombina fueran inútiles para los nuevos fines y que tuvieron que ser remplazados o adaptados. Esto generó preocupación de los funcionarios españoles quienes eran conscientes de que existía el aislamiento entre los pueblos o zonas y solicitaron que se construyeran nuevos caminos y puentes, que conectaran, por ejemplo, costa Caribe con el antiplano cundiboyacense, los alrededores con Santafé de Bogotá y Cartagena de Indias, Girón con San Gil, Tunja con Santafé de Bogotá, entre otros. Para los puentes solicitaron estructuras duraderas que pudieran superar luces importantes, utilizando materiales tales como: madera, ladrillo y piedra. Hubo una época en que optaron por los puentes en arco de ladrillo y no de madera, que aunque eran más costosos fueron más duraderos y los que poco a poco conectaron algunos de los caminos de las rutas principales de Colombia. Según esta misma referencia, los primeros puentes en Popayán de este tipo, que todavía están en pie, fueron los siguientes:



Figura 13. Puente sobre el río Molino en Popayán construido en 1739.
Fuente: reproducción autorizada por (Galindo J. y Paredes J., 2008)



Figura 14. Luz del puente sobre el río Cauca construido en 1769.
Fuente: reproducción autorizada por (Galindo J. y Paredes J., 2008)



Figura 15. Puente del Humilladero sobre el río Molino construido en 1868.
Fuente: reproducción autorizada por (Galindo J. y Paredes J., 2008)



Figura 16. Puente sobre el río Guadalajara, en Buga, construido en 1874-1900.
Fuente: reproducción autorizada por (Galindo J. y Paredes J., 2008)

Otra estructura, de la cual se tiene poca información, es la del puente en arco sobre el río Juanambú, que según Galindo y Paredes (2008) fue construido por el fraile Serafín Barbetti en 1866-1868, cuya tipología se observa en la pintura que se presenta a continuación. Esta misma referencia considera que hay vestigios que corresponden a parte de dicho puente, lo cual concuerda parcialmente con dicha pintura, cuya confirmación depende de información histórica complementaria y/o estudios de arqueología.



Figura 17. Grabado del puente sobre el río Juanambú realizado por André, Edouard Frangois, 18401911; E. Riou.

Fuente: reproducción autorizada por el Banco de la República de Colombia, <http://www.banrepcultura.org/node/44636>. (Muñoz E., 2011)

Según Cadavid y Eraso (2004), en la ciudad de Bogotá se construyeron diferentes puentes en la época de la Colonia, entre los que figuran: San Francisco, San Agustín, de Lesmas, San Victorino, de las Aguas, del Carmen y el puente el Giral. A las afueras de Bogotá otros tales como: Grande de Camino a Occidente, Bosa, San Antonio (ver figura 18), Aranda, Sopó y El Común (ver figura 19 a la figura 21).



Figura 18. Puente de San Antonio. Grabado realizado por André, Edouard Frangois, 1840 1911; E. Riou.

Fuente: reproducción autorizada por el Banco de la República de Colombia, <http://www.banrepcultura.org/node/44505>. (Muñoz E., 2011)

El puente El Común, que es un monumento nacional, fue construido en el gobierno del Virrey Don José de Ezpeleta en 1792, cuya obra posibilitó en su momento la comunicación entre Santa Fe y Chía. No tuvo inconvenientes en su presupuesto, lo cual permitió un mayor refinamiento en su diseño que no se había visto en las obras públicas de la época. Dicho puente fue diseñado y construido por Domingo de Esquíán, quien fue el más notable de los ingenieros de la época, y que trabajó en la construcción de otras obras entre las que se destacan, la Catedral y las torres de la Tercera, obras afectadas por el terremoto del 12 de julio de 1785. Es un puente que se apoya en cuatro pilastras de piedra, muy bien labradas, en las cuales se construyeron cinco bóvedas generadas por arcos apai- nelados. Para conocer más sobre la historia de este puente y de su restauración, existen varias referencias, entre las que se destaca la referencia de Cadavid y Eraso (2004), que realizó un trabajo riguroso, excelente e importante sobre este tema vital para el país. De la figura 19 a la figura 21 se presentan algunas fotografías representativas y esquema de este puente tomadas de la referencia antes mencionada.



Figura 19. Puente de arco inferior cerrado-Puente El Común.
Fuente: reproducción autorizada por (Cadavid M. y Eraso M., 2004)



Figura 20. Puente de arco inferior cerrado-Puente El Común.
Fuente: reproducción autorizada por (Cadavid M. y Eraso M., 2004)

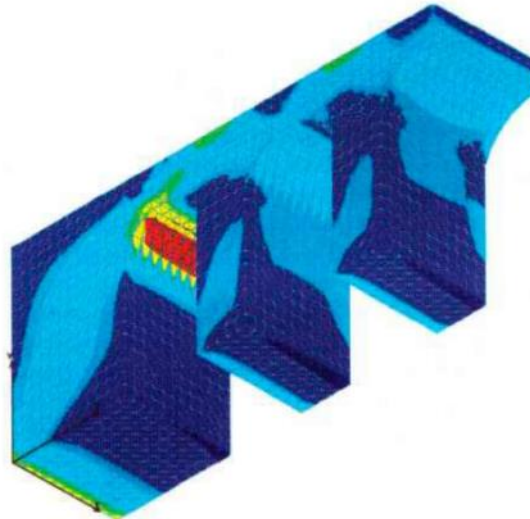


Figura 21. Puente El Común. Modelo en elementos finitos para el estudio de su restauración.
Fuente: reproducción autorizada por (Cadavid M. y Eraso M., 2004)

Otro puente importante para la historia de Colombia es el de Occidente (Antioquia), diseñado y construido en Santa Fe de Antioquia entre 1887 y 1895 por el ingeniero José María Villa bajo el gobierno del General Marcelino Vélez (ver figura 24). Según la investigación realizada por Lozano (1997) y Bateman (1972) sobre la vida y obra del ingeniero José María Villa, se concluye que dejó una huella memorable para la ingeniería del país. Es un ejemplo de admirar y seguir, ya que fue un hombre brillante, cuya pasión después de estudiar en Estados Unidos y tener la oportunidad de participar en el diseño del puente Brooklyn, fue diseñar y construir puentes colgantes capaces de soportar los efectos dinámicos del viento y que se constituyeran en obras que comunicaran pueblos que contribuyeran con el progreso de Colombia. Según esta misma referencia, fue un colombiano de familia paisa, que nació en Sopetrán (Antioquia) en 1850, muy echado para adelante, llamado coloquialmente “Josema” y un estudiante sobresaliente en ciencias (especialmente matemáticas), lo cual demostró en la Universidad de Antioquia, donde cursó sus estudios clásicos para seleccionar alguna profesión de la época, y en el Instituto Stevens de Hoboken de Estados Unidos donde obtuvo su título de ingeniero.

Logró estudiar en el exterior con un apoyo económico del Estado, el cual se interrumpió de repente faltando dos años para terminar su carrera por las guerras políticas del país, para lo cual presentó de manera inusual exámenes de las materias que faltaba por cursar con unos resultados sobresalientes y obtuvo el título de “Ingeniero Mecánico”. Esto le generó tener un gran renombre y la inmediata vinculación en el mundo profesional del diseño y la ingeniería.

Antes del puente de Occidente, diseñó y construyó diversos puentes, con longitudes menores, pero igualmente importantes para el país, entre los que se destacan los puentes Piedras e Iglesias, que se presentan a continuación.



Figura 22. Puente Piedra (1919). Fotografía Rodríguez.

Fuente: reproducción autorizada por la Biblioteca Pública Piloto de Medellín / Archivos fotográficos.
(Muñoz E., 2011)



Figura 23. Puente Iglesias (1910ca). Fotografía Rodríguez.

Fuente: reproducción autorizada por la Biblioteca Pública Piloto de Medellín / Archivos fotográficos.
(Muñoz E., 2011)

Villa plasmó su inteligencia tanto en el campo del comportamiento de los materiales sometidos a esfuerzos estáticos o en movimiento, basados en sus fundamentos matemáticos y las pruebas experimentales que realizaba a los cables (con los recursos de la época).

También estudió aplicaciones prácticas para neutralizar los efectos negativos del viento y de las cargas a estos tipos de puentes, haciendo que los cables principales descendieran hasta la plataforma estabilizando las tensiones. En forma autodidacta y simple, investigó este fenómeno mediante algunos ensayos experimentales.

La estructura fue nombrada Monumento nacional el 26 de noviembre de 1978, según la Ley 25 de 1978, “Declárase Monumento nacional el “Puente de Occidente”, sobre el río Cauca, entre los Municipios de Olaya y Santa Fe de Antioquia y ríndase tributo de admiración a su constructor el ilustre ingeniero José María Villa”. Inició su construcción el 4 de diciembre de 1887 y culminó el 27 de diciembre de 1895. Se diseñó para resistir en sus cuerdas un peso de 160 toneladas, pudiendo llegar a un máximo de 255 toneladas. En su época fue considerado el puente colgante más largo de Suramérica y actualmente es considerado el séptimo más importante del mundo en su categoría. En sus inicios facilitó la movilidad entre Santa Fe de Antioquia y Medellín sirviendo como corredor vial automotor entre occidente y el valle de Aburrá.

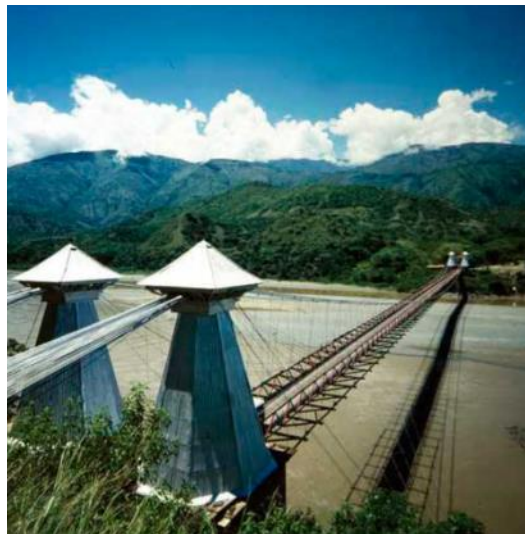


Figura 24. Santa Fe de Antioquia (1980). León Ruiz.

Fuente: reproducción autorizada Biblioteca Pública Piloto de Medellín / Archivos fotográficos. (Muñoz E., 2011)

Con el fin de realizar de manera planificada su construcción, el ingeniero José María Villa realizó los más estrictos estudios de la zona relacionados con sus características físicas y geológicas. El puente está constituido por cuatro torres en forma de pirámide, dos a cada lado del río Cauca, que soportan los cuatro cables, de los cuales están suspendidas las péndolas (4 por cada viga), que sostienen el tablero de madera del puente. Los cables están anclados a estructuras en

mampostería de ladrillo ubicadas a cada lado de la ribera del río Cauca. Como se mencionó antes, es un ejemplo de talento y creatividad de un ingeniero colombiano que dejó un sello único de un valor inmedible para el desarrollo de la ingeniería y nuestra nación. Dicho puente fue intervenido para su conservación en los años 30 y en 1995 por parte del Invías y el Ministerio de la Cultura.

Al final decidió dedicarse a la academia y se convirtió en un profesor de la Facultad de Minas de Medellín, donde transmitió sus sabios conocimientos y experiencia, la cual impactó a sus mejores estudiantes. De hecho, uno de ellos, Juan de Dios Higuita, ayudó con la conservación y mantenimiento del puente de Occidente después de morir su maestro.

Después de los puentes de arco de ladrillo y los puentes colgantes surgieron los puentes de armadura en acero, con los cuales se lograban estructuras de mayores luces con menos pilas o apoyos intermedios con cimentación en los ríos. Uno de ellos es el puente de Navarro sobre el río Magdalena, en el municipio de Honda (ver figura 25).

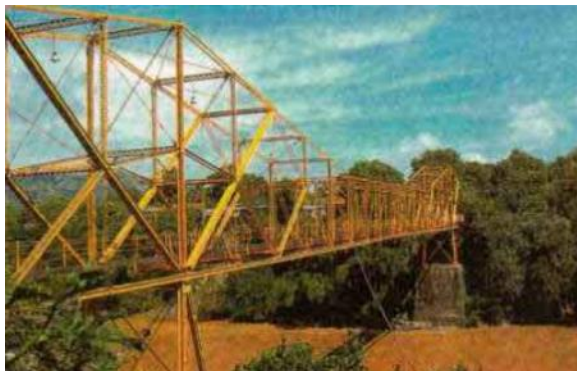


Figura 25. Puente de Navarro sobre el río Magdalena en el municipio de Honda. Estructura restaurada a sus cien años de edad por el Invías.

Fuente: reproducción autorizada por (Galindo J. y Paredes J., 2008).

Según Galindo y Paredes (2008) fue construido por Bernardo Navarro entre 1894 y 1899, quien sub contrató la estructura metálica de este puente y su montaje con la empresa American Bridge Company. En dicha obra también trabajó el ingeniero José María Villa, quien fue contratado para participar en la construcción de los estribos de dicho puente.

1.2 Tipología de los puentes

Para el desarrollo del trabajo de grado es indispensable conocer sobre los diferentes componentes y tipologías de los puentes que se van a estudiar. Las partes principales de los puentes se clasifican en superestructura e infraestructura. La superestructura incluye todos aquellos componentes que hacen parte de su tablero, tales como: losas, vigas, riostras, armadura, arco, cables, tirantes, pendolones, catenaria, anclajes, bordillos, andenes, barandas, juntas de dilatación, apoyos, pavimento, drenes y separadores. La infraestructura abarca: pilas, pilones, estribos, cimentaciones, torres y las aletas con su correspondiente cimentación. También las losas de aproximación o de acceso, el terraplén de acceso, los conos y taludes hacen parte de esta. En la tabla 1 se presenta un esquema en el que se identifican las partes básicas o componentes de la superestructura e infraestructura de un puente tipo.

Tabla 1. Tipología de la superestructura de los puentes.

CLASIFICACIÓN DE LOS COMPONENTES DE LA SUPERESTRUCTURA		
TIPOS DE SECCIÓN LONGITUDINAL	TIPOS DE SECCIÓN TRANSVERSAL	MATERIALES
Simplemente apoyado constante y variable	Losa	Concreto
Simplemente apoyado (luces múltiples)	Losa y vigas	Concreto reforzado
Continuo constante y variable	Viga Cajón	Concreto presforzado
Viga Gerber con sección transversal constante y variable	Armadura de paso inferior	Acero
Pórticos sencillos y múltiples	Armadura de paso superior	Mixto (acero y concreto)
Pórtico en pie de amigo	Armadura de paso intermedio	Madera
Voladizos sucesivos	Arco superior	Concreto
Colgante	Arco inferior abierto	ciclópeo
Atirantado	Arco inferior cerrado	Mampostería
	Provisional tipo Bailey	
	Provisional tipo Callender	
	Hamilton	

CLASIFICACIÓN DE LOS COMPONENTES DE LA SUPERESTRUCTURA			
BARANDAS	APOYOS	JUNTAS DE DILATACIÓN	SUPERFICIE RODAMIENTO

Mampostería sólida	Juntas de construcción	de	Placa de acero	Mezcla asfáltica
Concreto sólido	Balancín de concreto	de	Junta dentada	Concreto
Concreto con pasamanos metálicos	Placa de neopreno	de	Acero con neopreno	Acero
Construcción metálica ligera	Apoyo fijo de acero	de	Bloque de neopreno	
Parte integral de la superestructura	Apoyo de deslizamiento	de	Junta de goma asfáltica	
	Balancín de acero	de	No disponible en junta	
	Apoyo de rodillos	de	Junta de carbón asfáltico	
	Basculante			

Fuente: (Muñoz, E., 2011)

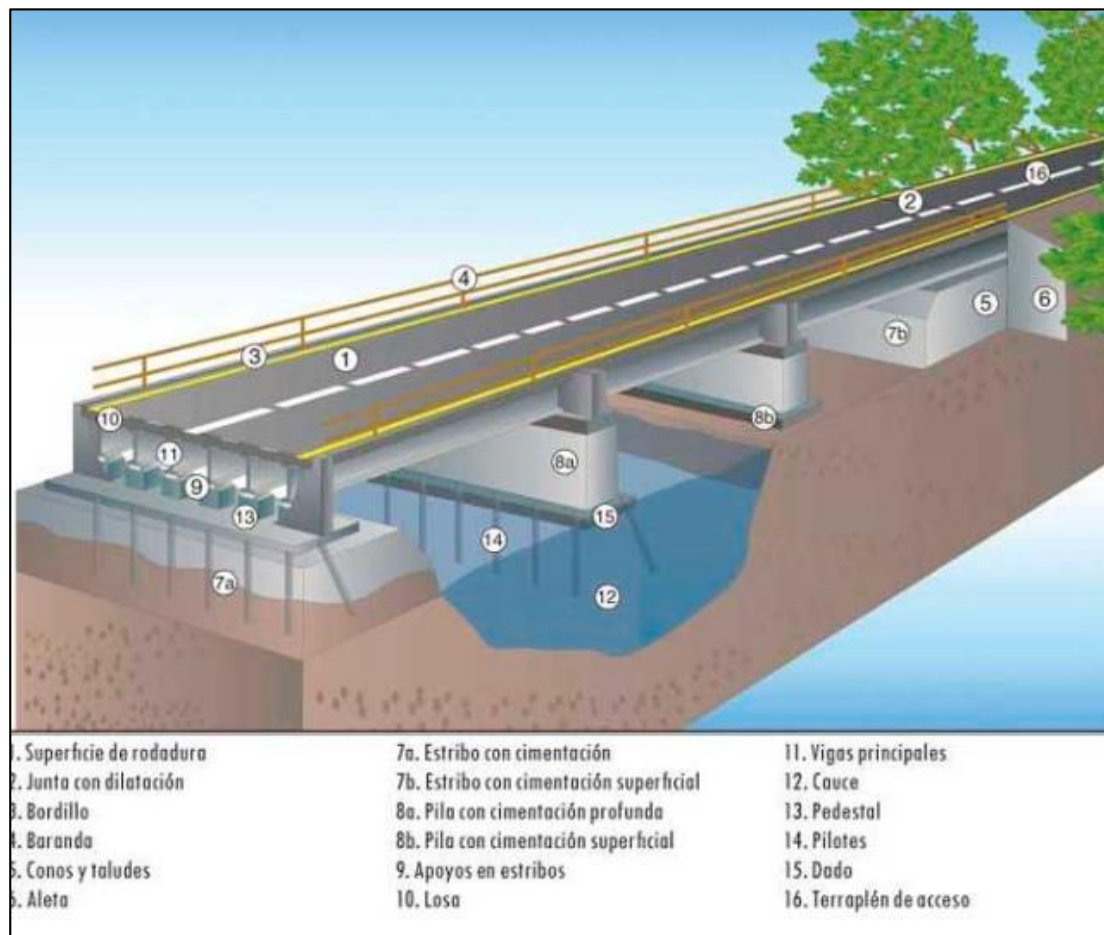


Figura 26. Componentes básicos de un puente tipo

Fuente: (Muñoz, E., 2011)

1.2.1 material

Según la base de datos del Sistema de Puentes de Colombia (Sipucol), el 63% de las superestructuras de los puentes de la red vial nacional son en concreto reforzado, mientras que el 24% son en concreto preesforzado. Los demás materiales empleados en la superestructura son: acero y concreto (mixto), acero y ladrillo. En la figura 27 se presentan la conformación de los materiales de la superestructura y una foto representativa para cada material. De acuerdo con la base de datos de Sipucol, el 48% y 46% de los estribos fueron construidos en concreto reforzado y concreto ciclópeo respectivamente, mientras que el resto son en mampostería, ladrillo y tierra armada (ver figura 28). El 76% y 18% de las pilas fueron construidas en concreto reforzado y concreto ciclópeo respectivamente. El resto son en mampostería y ladrillo (ver figura 29).

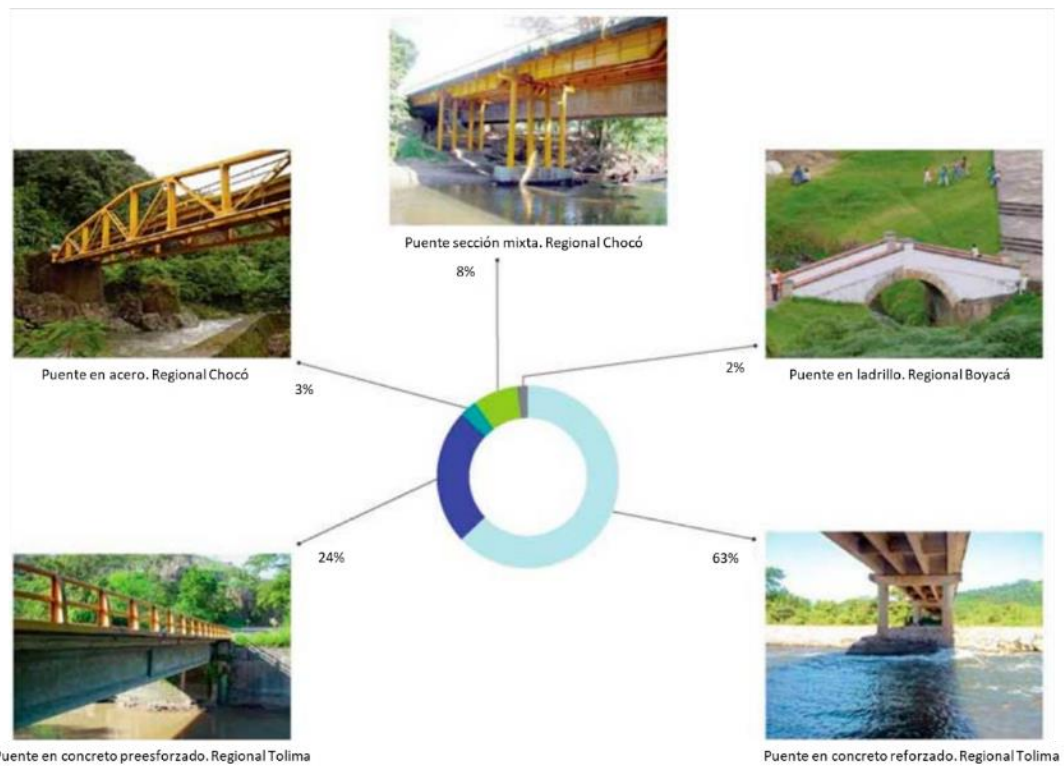


Figura 27. Distribución de los materiales de la superestructura de los puentes de la red vial nacional. Fuente: base de datos Sipucol-Inviás, 2008

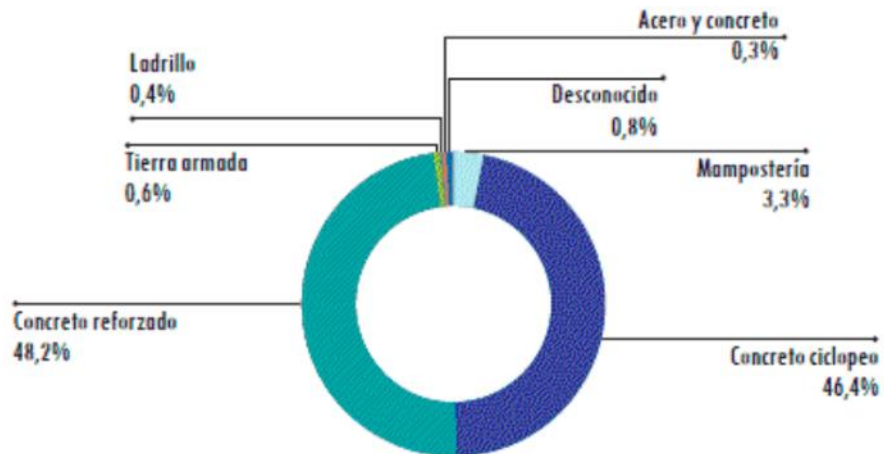


Figura 28. Distribución de los materiales de los estribos de la red vial nacional.
Fuente: base de datos Sipucol-Invías, 2008

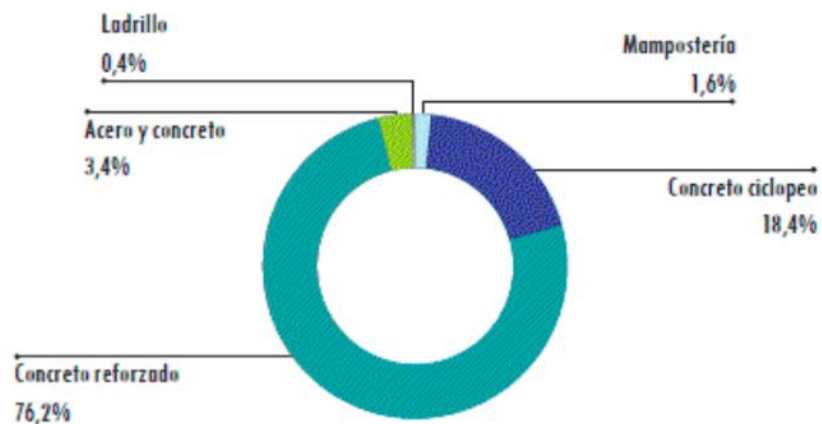


Figura 29. Distribución de los materiales de las pilas de la red vial nacional.
Fuente: base de datos Sipucol-Invías, 2008

1.2.2 estructuración transversal

Esta es una clasificación de Sipucol, basada en el tipo de sección transversal del tablero de la superestructura.

- Losa
- Losa y vigas
- Viga cajón
- Armaduras de paso inferior
- Armaduras de paso superior

- Armaduras de paso intermedio
- Arco superior
- Arco abierto
- Arco inferior cerrado
- Provisionales Bailey Tipo
- Provisionales Callender Tipo
- Provisionales Hamilton Tipo

Basados en la base de datos de Sipucol, se encontró para esta tipología que el 83% presentan tableros tipo viga y losa y el 5% tipo losa solamente. Por otro lado, también se observa que es bajo el porcentaje de superestructura con sección transversal de armaduras, arcos, viga cajón y provisionales (ver figura 30).

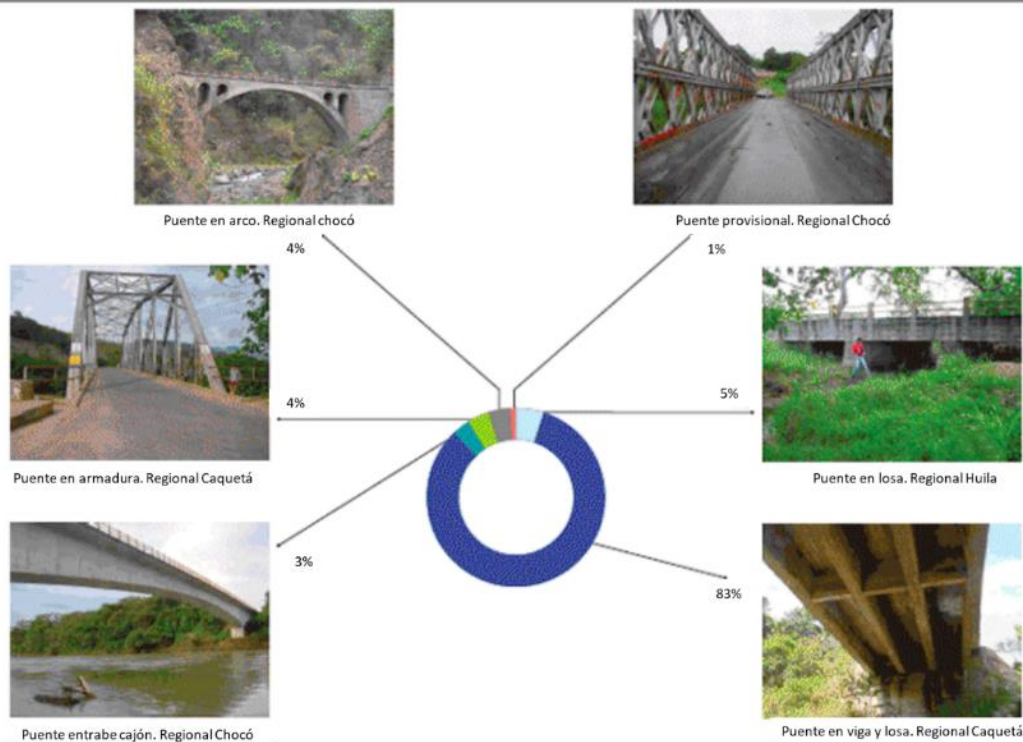


Figura 30. Distribución de las secciones transversales de la superestructura de los puentes de la red vial nacional.

Fuente: base de datos Sipucol-Inviás, 1996

A continuación, se presenta algunos de los tipos de sección transversal de la superestructura de los puentes a estudiar y su descripción.

1.2.2.1 losa y vigas

De acuerdo con la base de datos de Sipucol, el 83% de los puentes de la red vial nacional presentan este tipo de entripiso (ver figura 30), el cual consiste en losas en concreto reforzado (con refuerzo principal perpendicular al tráfico) apoyadas en vigas longitudinales y riostras, las cuales pueden ser de concreto postensado, de concreto reforzado o de acero armado (sección mixta) (ver figuras 31, 32, 33 y 34)



Figura 31. Tipología de sistema de entripiso vigas y losa. Vigas continuas de preesforzado. Puente de la Calle 26 Av. Boyacá (Bogotá). Fuente: (Muñoz, E., 2011)



Figura 32. Superestructura de viga y losa en concreto reforzado. Regional Caquetá.
Fuente: (Muñoz, E., 2011)

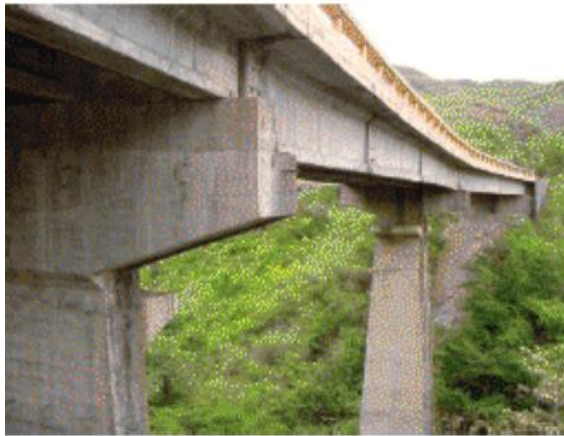


Figura 33. Superestructura de viga y losa en concreto preesforzado. Regional Nariño.
Fuente: (Muñoz, E., 2011)



Figura 34. Superestructura de viga y losa de sección mixta en acero y concreto. Regional Boyacá.
Fuente: (Muñoz, E., 2011)

En el sentido longitudinal pueden ser simplemente apoyadas, simplemente apoyadas múltiples o continuas. Generalmente este tipo de entrepiso tiene vigas transversales o riostras distribuidas simétricamente en la longitud del puente, que tienen la función de ayudar en la distribución de las cargas en el sentido transversal y de suministrar rigidez de torsión al tablero. En la figura 35 se presenta el estado en que se encuentran estas secciones generalmente en diferentes puentes en Colombia. Una forma de diferenciar las vigas reforzadas con las preesforzadas, es que estas últimas tienen forma de "I", bloque de anclaje y zona de transición.

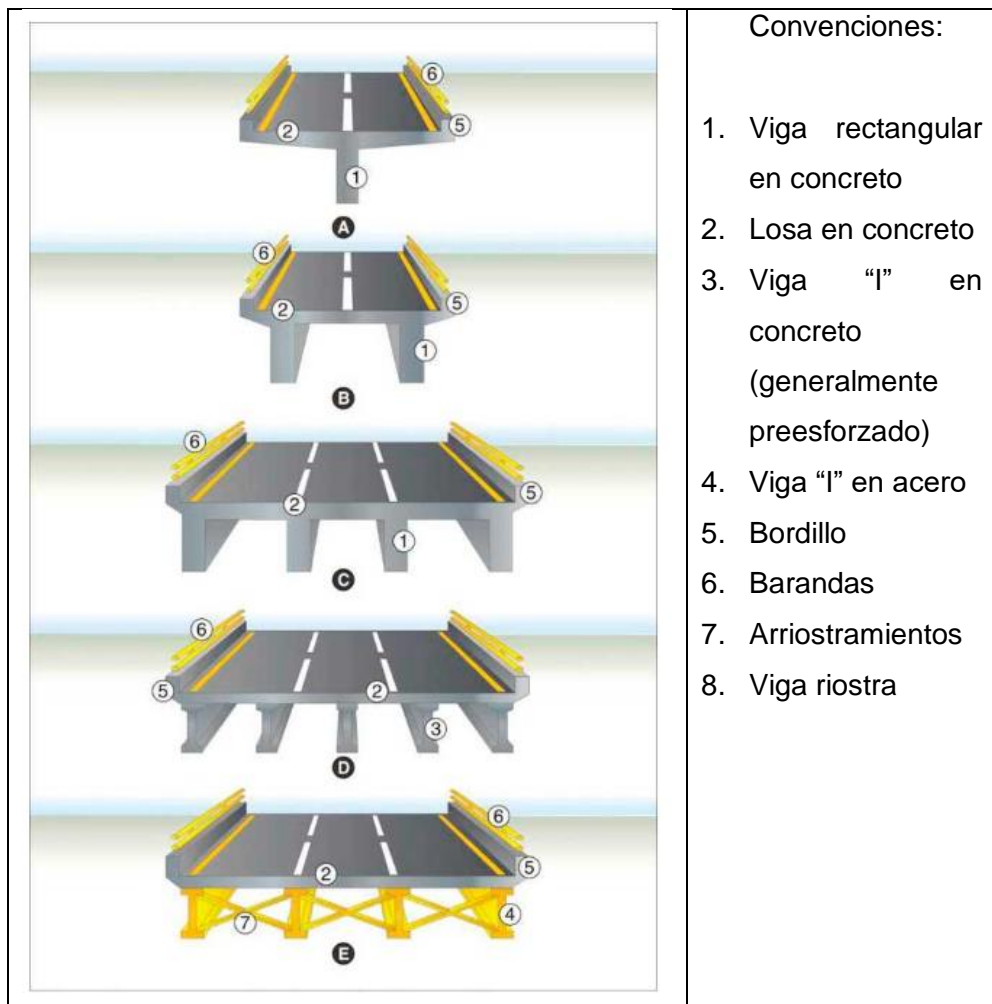


Figura 35. Tipología de sistema de entrepiso vigas y losa. (A) Una viga. (B) Dos vigas rectangulares. (C) Cuatro vigas rectangulares. (D) Cinco vigas "I" preesforzadas. (E) Cuatro vigas armadas de acero con arriostramiento

Fuente: (Muñoz, E., 2011).

Para el análisis y diseño de este tipo de superestructuras, existen diferentes referencia nacionales e internacionales tales como: (AIS, 2014), (AIS, 1995), (Barker, 1997), (Xanthakos, 1995), (Trujillo, 2000), (Vallecilla, 2006), (Vallecilla, 2009), entre otras. Igualmente es necesario investigar sus planos de diseño o “as built” o los planos de cartilla si corresponde a un diseño tipo. Este último se puede consultar en las cartillas que el Ministerio de Obras Públicas realizó o contrató en diferentes épocas (1954, 1958, 1960 y 1980). Algunos esquemas de estas cartillas tomadas de las referencias (MOP, 1954), (MOP, 1958), (MOP, 1960), (MOP, 1980), se presentan a continuación:

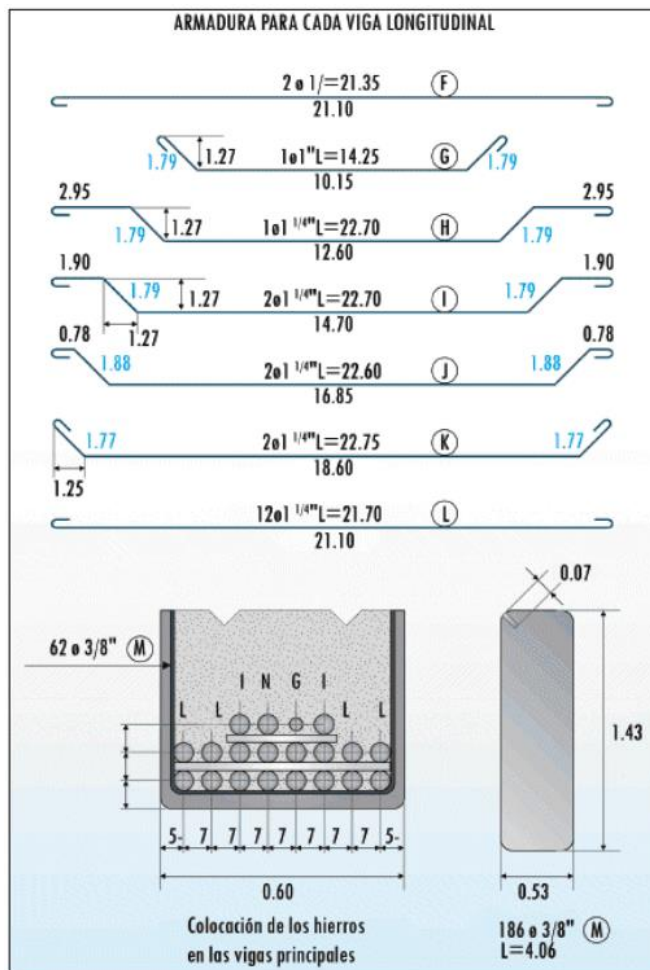


Figura 36. Esquemas de plano de puentes de viga y losa simplemente apoyado ($L=20$ m)
Fuente: Cartilla del Ministerio de Obras Públicas de 1954. Carga viva H-20-44, concreto de 2000 PSI y acero de 200000 PSI.

Entre la superestructura de viga y losa se encuentran los que tienen vigas en concreto preesforzado. De ellas es necesario documentarse sobre los aspectos principales de su proceso de construcción. En este mismo sentido, se presentan en las figuras 38 a la 45 algunas fotos del proceso constructivo del puente El Progreso localizado en la carretera Nobsa-Sogamoso, tomadas del ingeniero José Ramiro Fajardo Peña (2009) que es un Manual para la construcción de Puentes y que se constituye en un aporte práctico y muy útil para los ingenieros. Este es un puente de losa y cuatro vigas postensadas y en la secuencia de fotos se muestra la estructura de apoyos para la construcción de las vigas, el sistema de refuerzo pasivo (cortante y flexión), los cables instalados, la formaleta para la fundida de las vigas, el sistema de tensionamiento, el armado de la riostra, el refuerzo de la losa y la estructura terminada.



Figura 38. Adecuación de formaleta para la construcción de las vigas postensadas.
Fuente: reproducción autorizada para su publicación por (Fajardo, J., 2009).



Figura 39. Armado del refuerzo pasivo de vigas. Contienen refuerzo a cortante (flejes) y flexión (longitudinal), en el centro de la luz y en el bloque de anclaje.
Fuente: reproducción autorizada para su publicación por (Fajardo, J., 2009).



Figura 40. Instalación de cables de postensado para el primer tensionamiento en sección simple Zona de anclajes.
Fuente: reproducción autorizada para su publicación por (Fajardo, J., 2009).



Figura 41. Fundición del concreto de alta resistencia de vigas.
Fuente: reproducción autorizada para su publicación por (Fajardo, J., 2009).



Figura 42. Primer tensionamiento de cada una de las vigas después del fraguado de su concreto.

Fuente: reproducción autorizada para su publicación por (Fajardo, J., 2009).



Figura 43. Construcción de vigas riostras con su correspondiente refuerzo.

Fuente: reproducción autorizada para su publicación por (Fajardo, J., 2009).



Figura 44. Después de terminadas la construcción de las cuatro vigas, construcción de la losa con su correspondiente refuerzo a flexión. Segundo tensionamiento desde la losa para la sección compuesta.

Fuente: reproducción autorizada para su publicación por (Fajardo, J., 2009).



Figura 45. Terminación de vigas, riostras y losa.

Fuente: reproducción autorizada para su publicación por (Fajardo, J., 2009).

Según Marí (2010), en el mundo se emplean con mayor frecuencia sistemas prefabricados de sistemas de viga — losa que generan beneficios aplicados a diferentes tipologías de puentes, y esto se debe a:

La disponibilidad de potentes medios de elevación y transporte, el uso de materiales de altas prestaciones y de elementos prefabricados junto a elementos construidos in situ, la aplicación en una misma estructura de las técnicas del pretensado y del postensado, y la utilización de modelos avanzados de cálculo capaces de simular con fidelidad las etapas constructivas y el comportamiento instantáneo y diferido de las estructuras, han conducido a un considerable avance en la concepción y proyecto de puentes prefabricados. Tales avances permiten en la actualidad construir puentes prefabricados con continuidad estructural, de canto constante o variable, rectos o curvos en planta, de medias o grandes luces, comparables, por sus prestaciones estructurales, aspecto estético y costo, con soluciones clásicamente reservadas a la construcción in situ, con las ventajas añadidas de la prefabricación en cuanto a velocidad de construcción.

1.2.2.2 vigas cajón

Son tableros compuestos por una losa de concreto reforzado apoyada sobre vigas con sección tipo cajón de una o varias celdas (ver figura 46). Estas vigas pueden ser de concreto reforzado, concreto postensado o acero armado (sección mixta). Ejemplos de este tipo de sección transversal son los puentes en voladizos sucesivos que tienen viga cajón con sección longitudinal variable (ver numeral 1.2.3.2). Otros son los tableros de sección mixta compuestos de vigas cajón de acero y losas en concreto reforzado, como los que se observan en la figura 47. Uno de los puentes más importantes de Colombia es el puente Chirajara, compuesto por vigas de acero cajón curvas y losa en concreto reforzado, el cual fue construido mediante el proceso de empujado por parte de la empresa Concreto, cuyo diseñador estructural fue el ingeniero Germán Escobar (véase figura 49). Un puente curvo con vigas cajón en concreto reforzado se presenta en la figura 48. Este tipo de sección transversal se presenta en el 3% de los puentes en Colombia tal y como se observa en la figura 30. Su condición de sección cerrada le proporciona una gran rigidez a la torsión, alabeos pequeños y distorsión reducida. Esta rigidez transversal le permite reducir los espesores de sus paredes y tiene un gran radio de giro, favorable a nivel de rendimiento para el pretensado ver (Manterota, Fernandez y Gil, 2005).

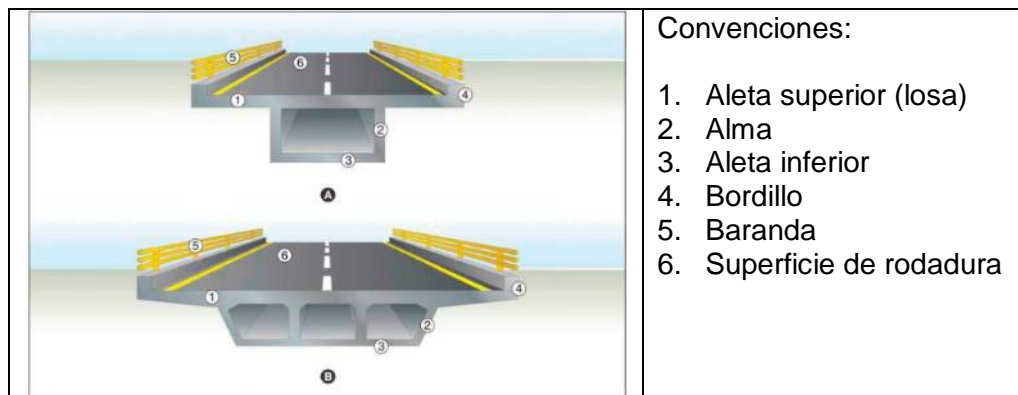


Figura 46. Tipología de vigas cajón. (A) Viga cajón de una sola celda de concreto reforzado o preesforzado. (B) Viga cajón de tres (3) celdas de concreto reforzado o preesforzado.

Fuente: (Muñoz, E., 2011)



Figura 47. Puente viga cajón en acero curva con losa en concreto reforzado. Calle 93 con Autopista Norte - Bogotá.
Fuente: (Muñoz, E., 2011)



Figura 48. Puente viga cajón en concreto. Puente calle 45 con carrera 30 - Bogotá.
Fuente: (Muñoz, E., 2011)

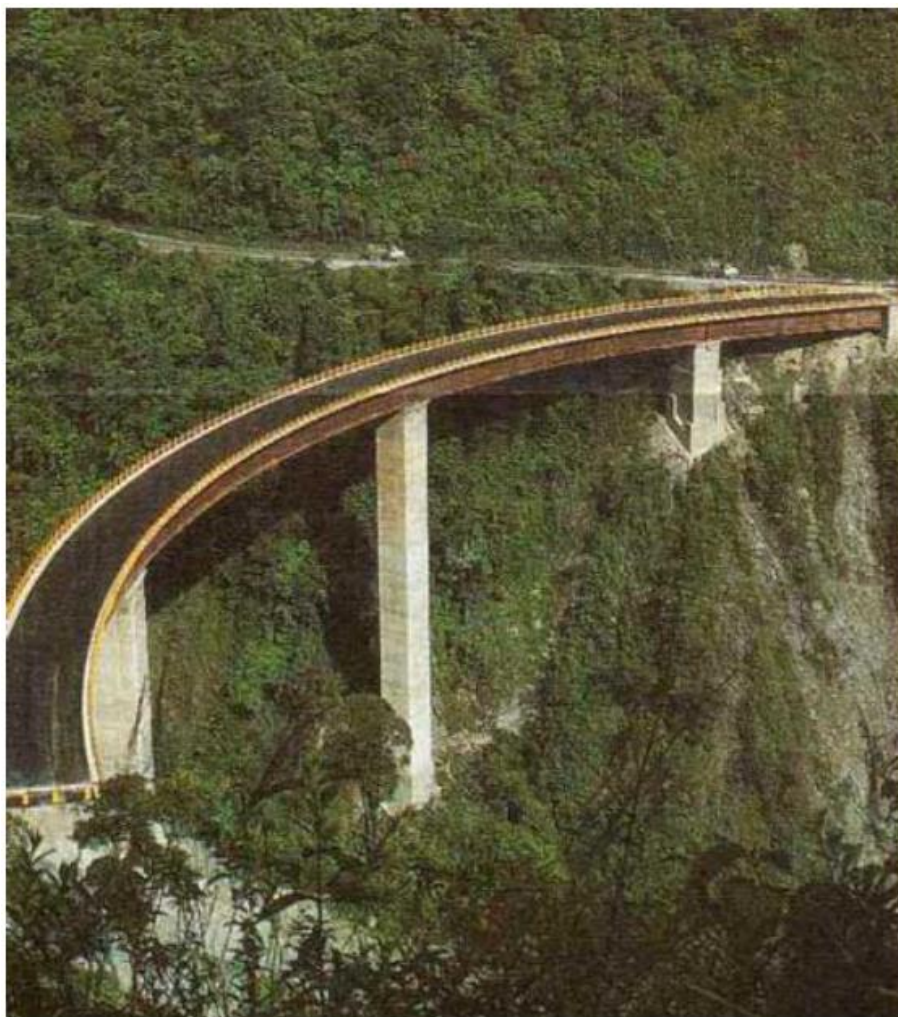


Figura 49. Puente Chirajara en la carretera Bogotá - Villavicencio.

Fuente: reproducción autorizada para su publicación por el Invías, Notivías, número 10. (Muñoz, E., 2011)

Según Rosillo, Betancourt, Sepúlveda et ál (2009), esta tipología se seleccionó para el puente de San Mateo, localizado en la ciudad de San José de Cúcuta sobre la glorieta que une la avenida General Santander con la salida a la República Bolivariana de Venezuela. Sobre este tipo de sección, los autores afirman: “Sin discusión da la sección cajón bicelular, no sólo es la más eficaz desde el punto de vista resistente, máxima resistencia a flexión y a torsión gracias a su gran cabeza superior e inferior, sino que además optimiza el peso y distribución del material”.

1.2.3 estructuración longitudinal

De acuerdo a su distribución o estructuración longitudinal, la superestructura de los puentes puede ser:

- Simplemente apoyada.
- Continua.
- Viga Gerber con sección transversal constante y variable.
- Pórticos sencillos y múltiple.
- Pórtico con pie de amigo.
- Voladizos sucesivos.
- Colgante.
- Atirantada.

Según la base de datos de Sipucol, el 91% de estos puentes son estructuras simplemente apoyadas de una sola luz o de varias luces (ver figura 50). Este resultado refleja la tendencia de construcción de puentes en Colombia, lo que implica que la mayoría de sus superestructuras tienen una cantidad importante de juntas de dilatación intermedias. Esto no es conveniente, ya que los daños más importantes y recurrentes encontrados en los puentes se producen en estas juntas, para lo cual el Estado invirtió los recursos necesarios para su recuperación. Esto sería diferente si se hubiesen construido puentes continuos, los cuales implican menos juntas y menor trabajo de mantenimiento, tal como la tendencia que se presenta desde hace tiempo en países desarrollados, especialmente en aquellos que tienen estaciones, ya que la acumulación de hielo en estos componentes no es adecuada y hace difícil su mantenimiento. A continuación, se presenta una descripción de algunas de las tipologías mencionadas anteriormente.

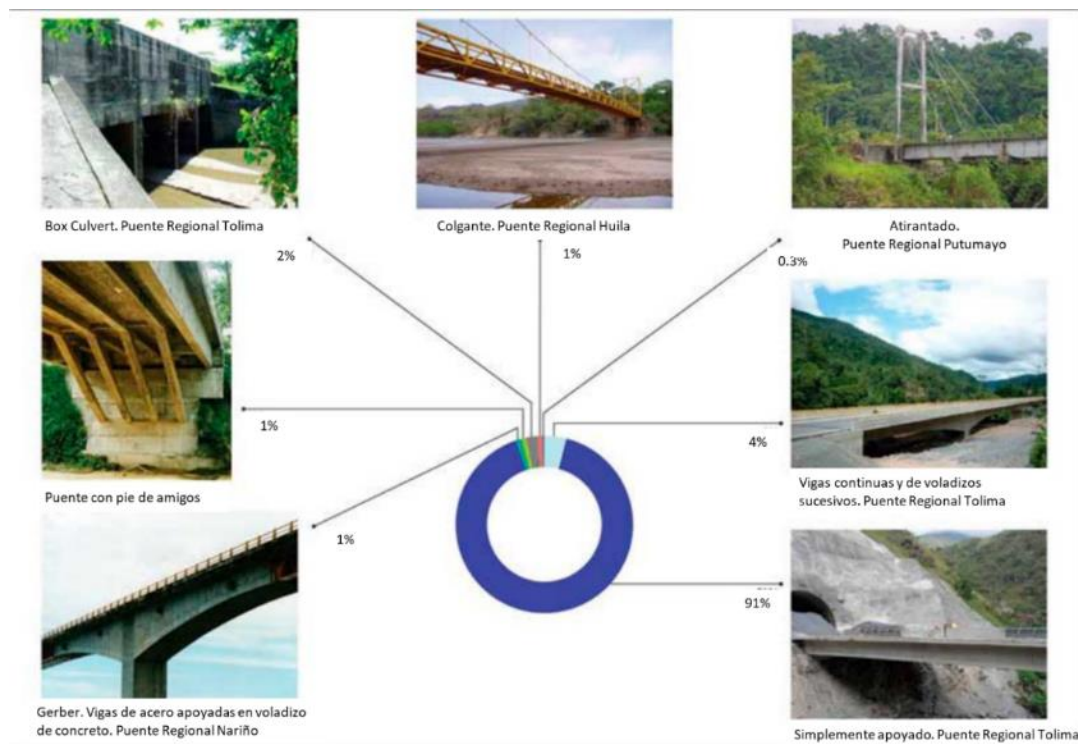


Figura 50. Distribución de las secciones longitudinales de la superestructura. Nota: En vigas continuas está el porcentaje de puentes en voladizos sucesivos.

Fuente: base de datos de Sipucol-Invías, 1996.

1.2.3.1 simplemente apoyado

Son superestructuras no continuas, estáticamente determinadas y con las siguientes posibilidades (ver figura 51):

- De una sola luz con sección transversal constante.
- De una sola luz con sección transversal variable.
- De múltiples luces con sección transversal constante.

Este tipo de distribución longitudinal se presenta en la mayoría de los puentes de Colombia, con varias juntas de dilatación intermedias y externas. Además, cuando se quieren lograr grandes luces, se deben construir varias pilas que soporten estas luces de tableros simplemente apoyados. Este tipo de sección longitudinal se presenta en el 91% de los puentes en Colombia, tal y como se observa en la figura 50.

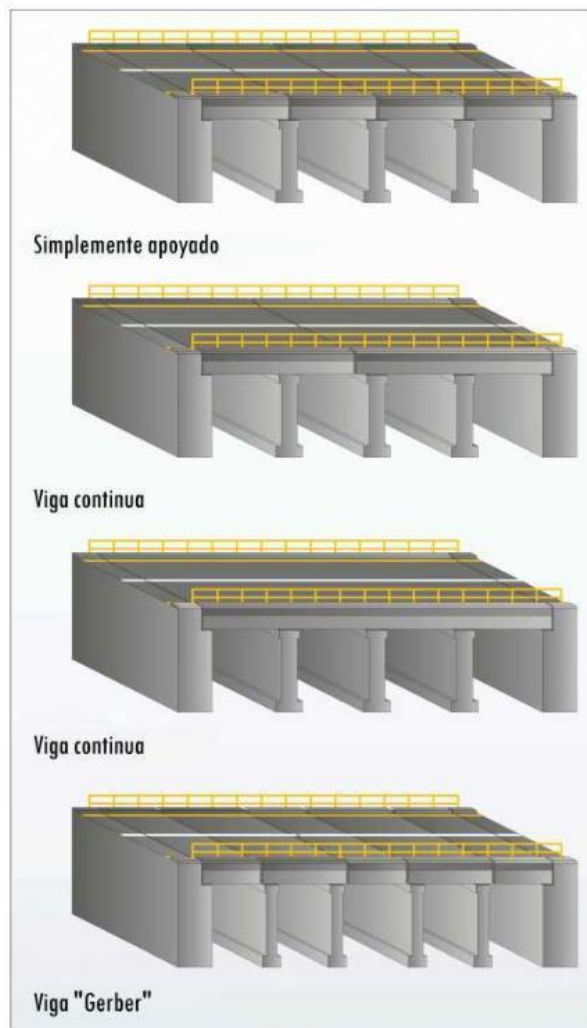


Figura 51. Tipos de estructuración longitudinal.
Fuente: (Muñoz, E., 2011).

1.2.3.2 voladizos sucesivos

La idea de estructuras de puentes construidos por medio de voladizos a partir de sus apoyos es remota y una de sus primeras aplicaciones fue empleando la madera, de la cual hay diversos ejemplos en China, India y Tibet (ver figura 52). Uno de estos ejemplos es el puente en madera realizado por el ingeniero americano Thomas Pope en 1811, y que consiste en un arco rebajado construido en voladizos por unión de elementos prefabricados. En 1828, el ingeniero Freyssinet construyó en voladizo los arranques de un arco de 185

metros de luz para el puente de Plougastel, que se diseñó para soportar momentos altos de vuelco debidos al peso de la cimbra. En este caso se decidió unir dos ménsulas adyacentes mediante tirantes metálicos, lo cual se asemeja a un ejemplo de pre- tensado provisional. La primera aplicación de un puente en voladizos sucesivos, corresponde a Almouyete Hervía sobre el río Peixe realizado por E. Baumgart en 1930, donde se logró una luz central de 68 metros.



Figura 52. Puente de madera en voladizo (según Viollet le Duc).
Fuente: tomada de la referencia (Mathivat, J., 1980).

Los puentes con voladizos sucesivos son estructuras de concreto preesforzado con sección longitudinal variable, que se construyen a través de tramos o dovelas sucesivas cuyas solicitaciones más importantes se presentan durante su proceso constructivo. Son estructuras cuyo tablero está compuesto por cables de pre- tensados, colocados sucesivamente en la losa superior de las vigas y dispuestos a soportar los momentos negativos, debidos al peso propio y equipos durante el proceso constructivo. También por cables de solidarización afilados cerca de la clave de cada vano para conseguir continuidad y resistir los momentos flectores correspondientes.

De acuerdo con Mathivat (1980), existen varios procesos constructivos para este tipo de puentes que han sido realizados en el mundo a partir de las pilas o de los estribos, incluyendo métodos detallados de control de su geometría (revisión de deflexiones en cada etapa). A partir de las pilas, se han empleado en el mundo los siguientes procesos:

- Simétrico, pero que no es estrictamente simultáneo, lo cual hace que las pilas estén sometidas a un momento de vuelco (ver figura 53).
- No simétrico, cuyo equilibrio se logra a través de puntales provisionales (ver figura 54).
- Con tramo lateral hormigoneado sobre cimbra (ver figura 55).
- Con contrapeso o apoyo cuando los vanos laterales son cortos (ver figura 56).
- Con anclajes en el extremo mediante tirante pretensado.
- Con anclajes en el extremo con dispositivo machihembrado (ver figura 57)

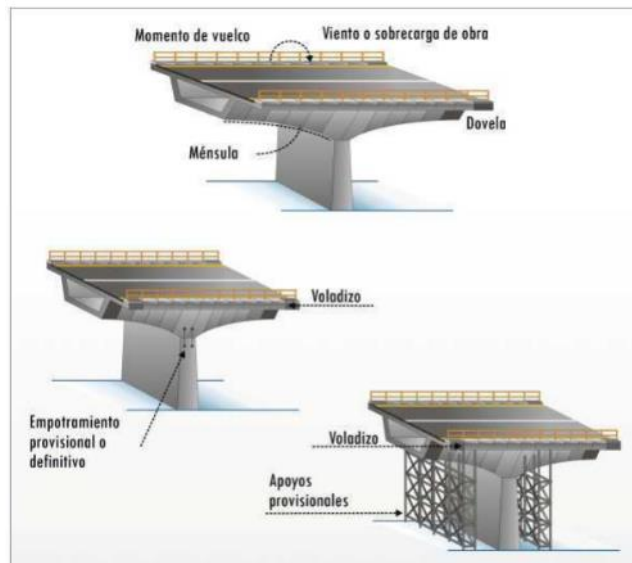


Figura 53. Construcción con vuelos simétricos.
Fuente: adaptada de la referencia (Mathivat, J., 1980).

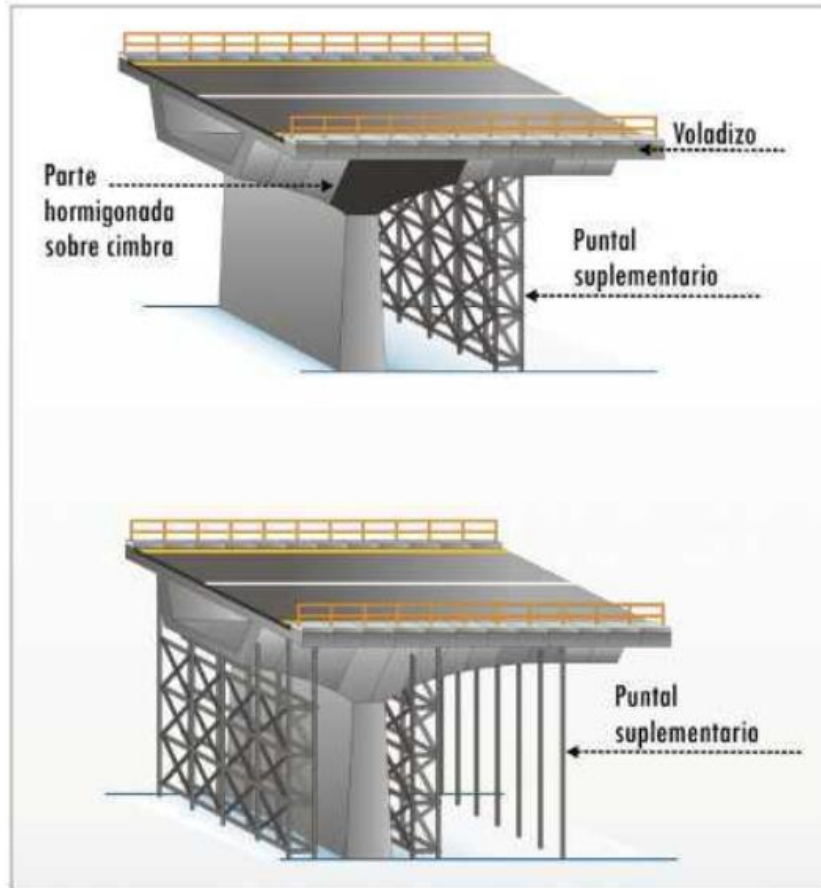


Figura 54. Construcción con puntales provisionales.
 Fuente: adaptada de la referencia (Mathivat, J., 1980).

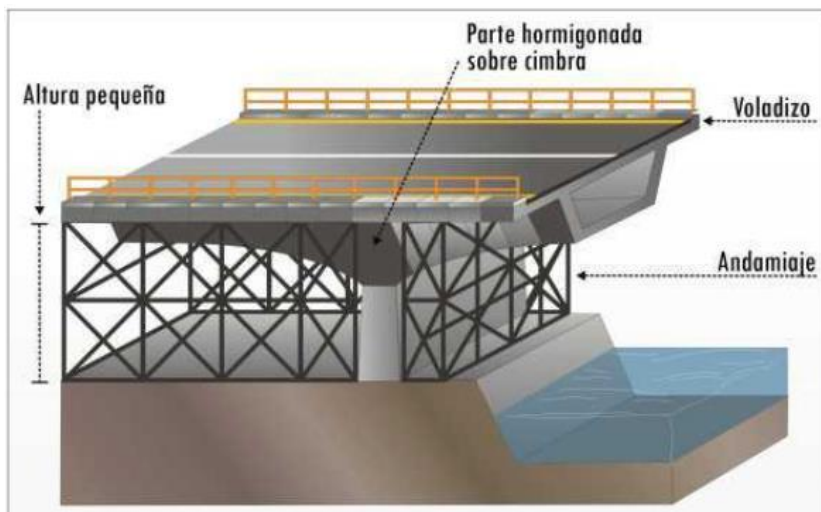


Figura 55. Construcción con tramo lateral hormigoneado sobre cimbra.
 Fuente: adaptada de la referencia (Mathivat, J., 1980).

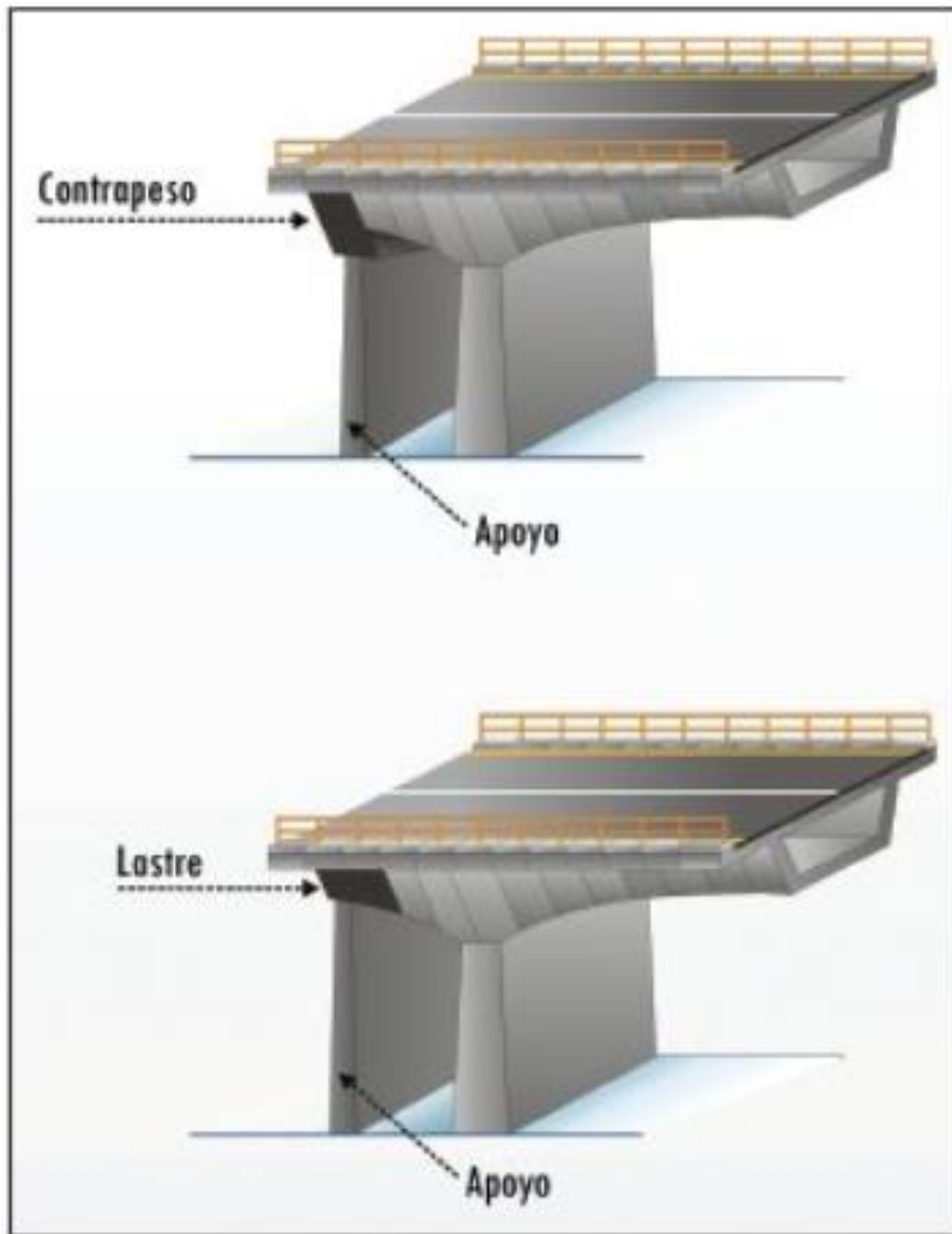


Figura 56. Con contrapeso o apoyo para tramos cortos.
Fuente: adaptada de la referencia (Mathivat, J., 1980).



Figura 57. Con anclajes en el extremo con dispositivo machihembrado.
Fuente: adaptada de la referencia (Mathivat, J., 1980).

A partir de los estribos, se han utilizado los siguientes procesos de construcción:

- Con apoyo provisional (ver figura 58).
- Con sistema equilibrado (ver figura 59)
- Con empotramiento elástico (ver figura 60)

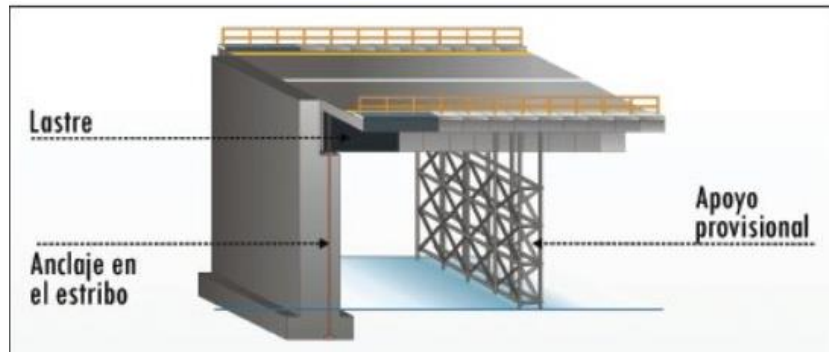


Figura 58. Con apoyo provisional.

Fuente: adaptada de la referencia (Mathivat, J., 1980).

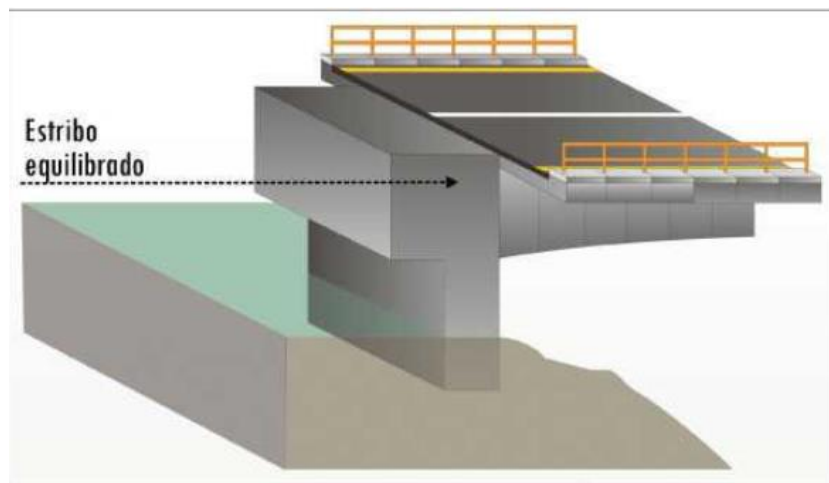


Figura 59. Con estribo equilibrado.

Fuente: adaptada de la referencia (Mathivat, J., 1980).

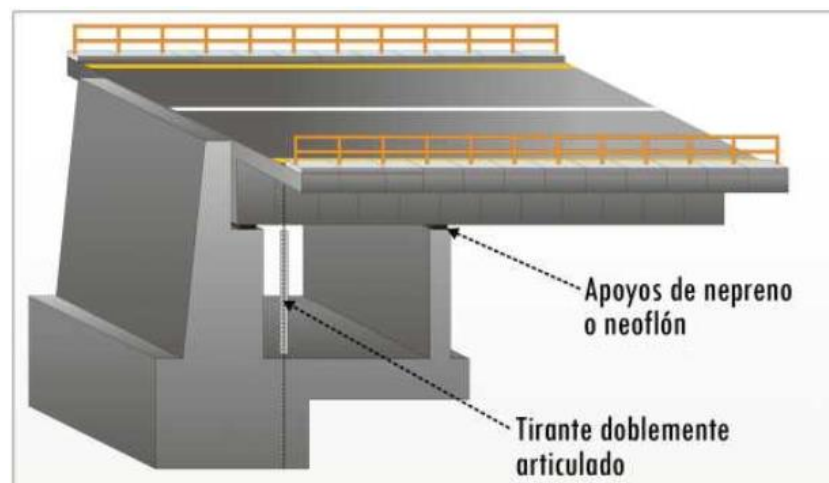


Figura 60. Con empotramiento elástico.

Fuente: adaptada de la referencia (Mathivat, J., 1980).

Para la unión de voladizos entre sí se han estudiado y ejecutado los siguientes métodos: Ménsulas articuladas, las cuales solamente transmiten esfuerzos cortantes y aseguran la libre dilatación del tablero (ver figura 61). Ménsulas con tramos suspendidos, que son equivalentes a vigas tipo Gerber (ver figura 62). Sistema continuo, a través de una dovela de cierre, con cables de pretensado que aseguran la solidaridad estructural de los voladizos y la continuidad de la estructura (ver figura 61).

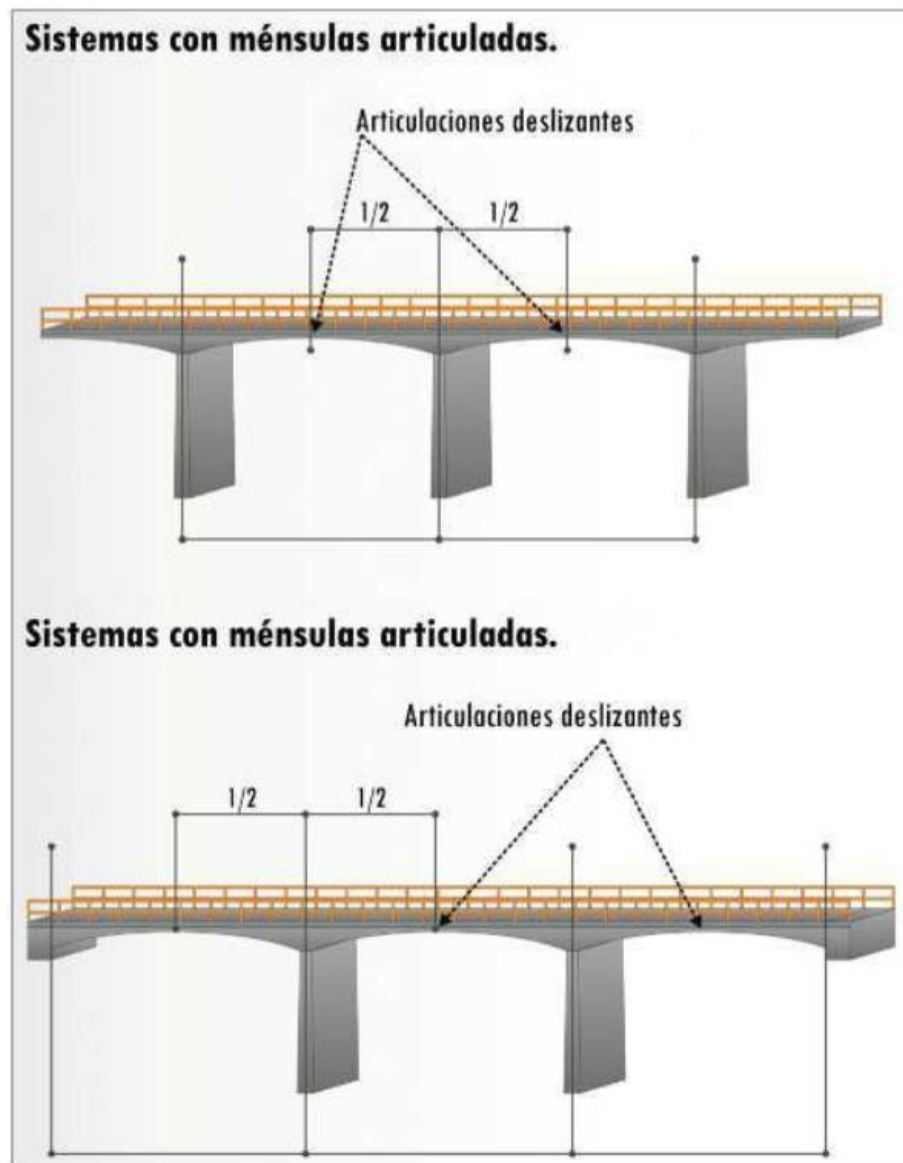
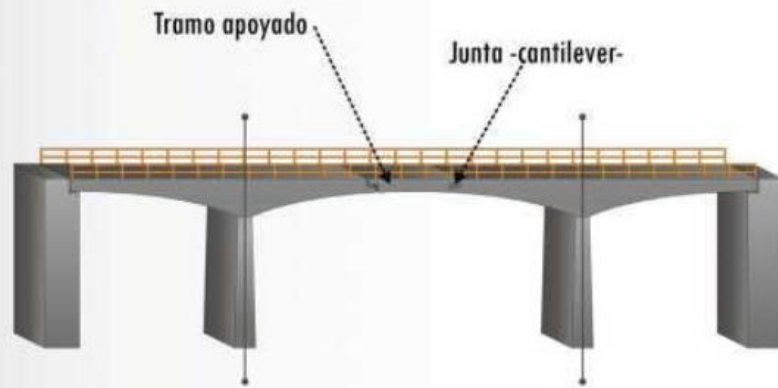


Figura 61. Uniones con articulaciones.
Fuente: adaptada de la referencia (Mathivat, J., 1980).

Sistemas de ménsulas con tramo suspendido.



Sistema continuo.

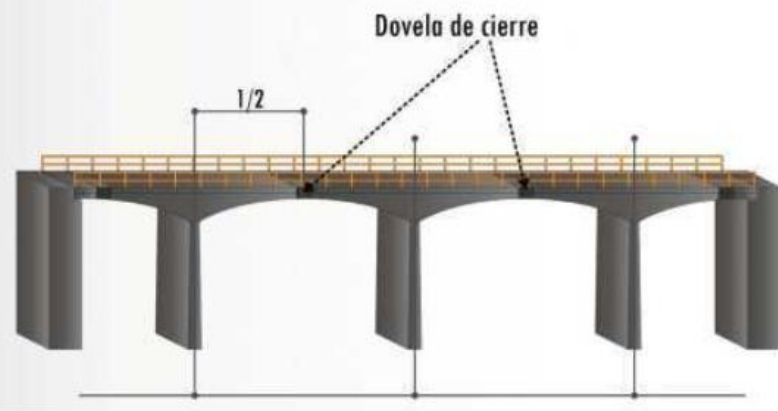


Figura 62. Con vigas tipo Gerber y con uniones continuas
Fuente: adaptada de la referencia (Mathivat, J., 1980).

Su superestructura puede ser compensada o no compensada, como se observa en los esquemas anteriores. Es compensado, cuando las luces a cada lado de la pila son simétricas (iguales); y no compensado cuando las luces de cada lado de las pilas son diferentes. Su superestructura está constituida por secciones transversales tipo cajón con distribución longitudinal variable (acartelada). El tablero y la pila que tiene una sección transversal tipo cajón o maciza, forman un sistema estructural tipo pórtico. En la figura 63 se presenta un esquema con el proceso constructivo y los

cables típicos de pretensado cuando se comienzan a construir desde la pila. En la figura 64 se presenta un ejemplo de uno de los primeros puentes de Colombia en voladizos sucesivos. Este tipo de sección longitudinal se encuentra dentro de los puentes continuos, que representan el 4% de los puentes en Colombia, tal y como se observa en la figura 50.

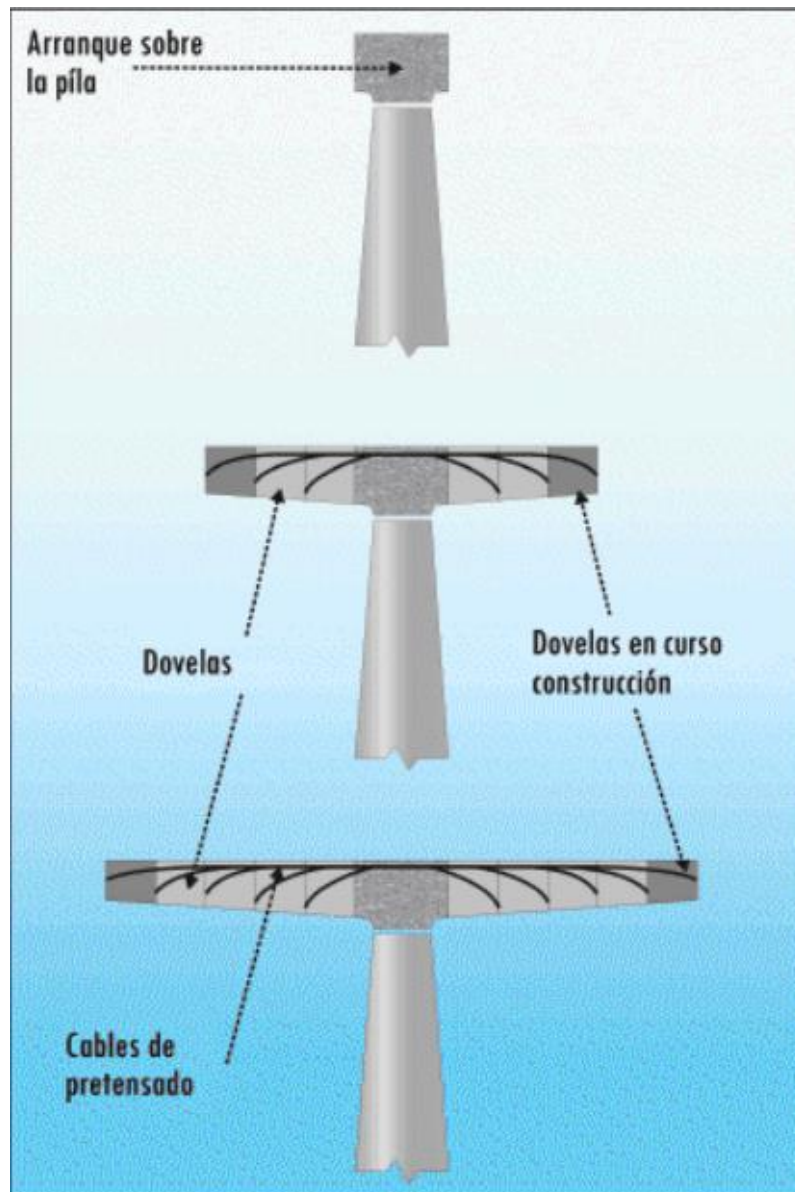


Figura 63. Principio de construcción de puentes por voladizos.
Fuente: adaptada de la referencia (Mathivat, J., 1980).



Figura 64. Puente en voladizo sucesivos, Juanambú. Carretera Popayan-Pasto. Regional Nariño.

Fuente: (Muñoz, E., 2011).

Un ejemplo importante de este tipo de estructura es el puente Alejo Durán o también llamado Zambrano-Plato, que cruza el río Magdalena y que fue construido, según la revista Notivías de diciembre de 1997, por el Consorcio Cabascol S.A-Impregilio S.p.A desde 1994 hasta 1997. Tuvo interventoría de la empresa C.E.I Ltda. y del ingeniero mexicano Pablo Enríquez Meza. Es una estructura con una longitud total de 1.073 metros, distribuidos así:

- Dos tramos principales, cada uno constituido por una luz central de 130 metros de luz y dos luces laterales de 65 metros construidos mediante voladizos sucesivos de viga cajón de una sola celda.
- Un tramo compuesto por tres (3) luces de 41 metros cada una en concreto postensado compuesto por vigas "I".
- Un tramo central, entre las dos (2) luces principales con cinco luces de 65 metros cada una y dos de 53 metros en concreto postensado compuesto por vigas "I".

Su infraestructura está constituida por una cimentación profunda en pilotes preescavados y fundidos en sitio de 1,30 metros y 1,50 metros de diámetros

con una profundidad entre 11 y 50 metros. A continuación, se presentan algunas etapas de su construcción:



(a) Estiba y pilas del viaducto de la margen izquierda, es decir, del lado de Zambra.



(b) Proceso de bizado de los pilotes. Se observa la formata perdida.



(c) Pilotes fundidos de una de las pilas.



(d) Pila del eje 7 del viaducto, ubicado en la margen derecha.



(e) Pila terminada y avance de la superestructura.



(f) Proceso de voladizos sucesivos de una de las tramos.



(g) Proceso de tierra del puente en 1997.



(h) Vigas-Gerbrer postensadas.



(i) Puente terminado en 1997.

Figura 65. Proceso constructivo del puente Alejo Durán.

Fuente: reproducción autorizada para su publicación por Invías, Notivías, diciembre de 1997 (No. 35). (Muñoz, E., 2011).

1.3 Colapsos de puentes

Es importante para el análisis del trabajo de grado conocer las estadísticas y los casos relacionados con el colapso de puentes a nivel internacional y nacional ocasionados por deficiencias en el diseño y sismos.

Desde las épocas más remotas los pueblos han sentido la satisfacción de superar, mediante el uso de puentes, pequeños y grandes obstáculos en la comunicación con otros, pero también la desilusión y preocupación de su posterior deterioro y, en algunos casos, de su derrumbamiento. Esto ha generado pérdidas económicas, y lo que es más grave, en ocasiones, pérdidas humanas.

1.3.1 internacionales

A nivel internacional han colapsado diversos puentes. Una primera investigación en cuanto a las causas del colapso de puentes en el mundo efectuada por Smith (1977) la cual fue sintetizada por García (1992) y Muñoz (2011), de la cual se obtuvo como resultado un estudio de 256 fallas en puentes localizados en diferentes partes del mundo entre los años de 1847 y 2010. Muñoz (2011) y Cusba (2011) clasificaron las fallas en 8 categorías, destacándose como la más frecuente la relacionada con deficiencias en la construcción. En la Tabla 2 se presenta los resultados de las principales causas que permitieron el derrumbamiento de puentes en el mundo y el número de eventos para cada una de ellas.

Tabla 2. Investigación sobre las principales causas que originaron el colapso de algunos puentes en el mundo entre 1847 y 2010.

Causa del colapso	Número de causas
1. Deficiencias en la construcción	70
2. Crecientes y socavación	69
3. Deficiencias en el diseño	38
4. Sismos	30
5. Deficiencias en el mantenimiento e inspección	21
6. Impacto	13
7. Viento, tornado, huracán	9
8. Fuego	6
TOTAL	256

Fuente: tomada de la referencia (Cusba, D., 2011), (Muñoz, E., 2011), (Smith, D., 1977).

Adicionalmente, existen otros estudios sobre las causas y consecuencias del colapso de los puentes, sus implicaciones y las recomendaciones para evitarlo partiendo del análisis de las amenazas y la reducción del riesgo. Entre los estudios que Muñoz (2011) consultó se encuentran: West Virginia Historical Society Quarterly, (Akeson, 2008), (Khan, 2010), (Briaud, 2003), (Brauer, 2006), (Petroski, 1992), (Melville y Coleman, 2000), (Wikipedia, 2010), (Kawashima, Unjoh, Hoshikuma et al, 2010), (Minnesota Department of Transportation, 2006), (Holt y Hartmann, 2008) y (Wittfotht, 1975).

Muñoz (2011) analizó estas referencias, y encontró que algunos puentes sufrieron derrumbamiento parcial o total. Sus principales causas se determinaron con base en el estudio de una muestra estadística, cuyo resultado se muestra a continuación.

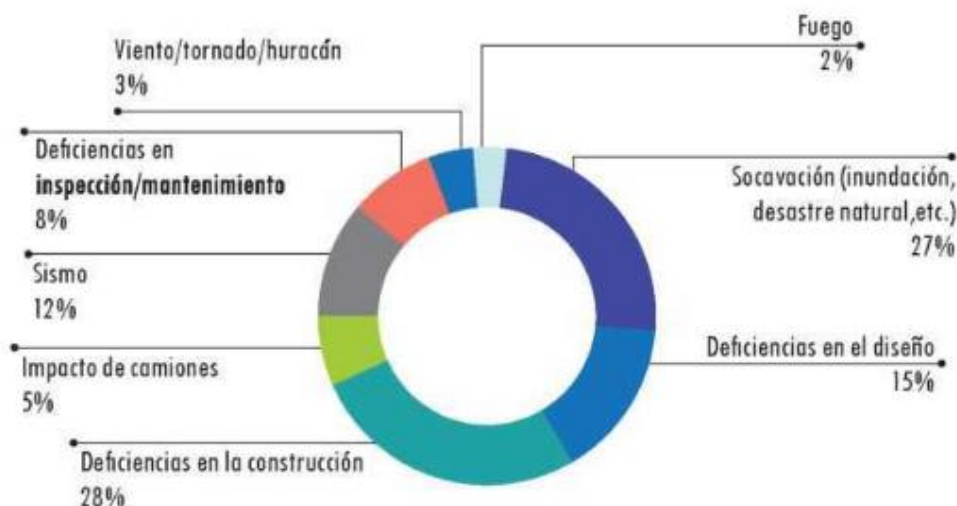


Figura 66. Estadísticas aproximadas de las causas del colapso de algunos puentes en el mundo
Fuente: tomada de la referencia (Cusba, D., 2011), (Muñoz, E., 2011), (Smith, D., 1977).

Basados en la investigación realizada por Muñoz (2011), se presentan algunas de las causas relacionadas con la temática de los puentes a estudiar y su descripción,

Adicionalmente, de algunos casos se presentan, con más detalle, las causas de su deceso o derrumbamiento, incluyendo algunas fotografías y/o esquemas.

1.3.1.1 deficiencias en el diseño

De los casos estudiados a nivel internacional por Muñoz (2011), se encontró que el 15% de los puentes colapsaron por deficiencias o errores en el diseño, atribuidos a diferentes factores como los que se nombran a continuación: problemas en los materiales, grietas de fatiga, asentamientos, pandeo torsional, pandeo lateral, resonancia, falla en los pendolones, entre otros. A continuación, se presenta el listado de algunos puentes del mundo que colapsaron a causa de deficiencias en el diseño.

Tabla 3. Lista de algunos puentes colapsados por deficiencias en el diseño.

No.	Nombre	País	Año	Breve descripción	Fuentes
1	Gran Manchester	Inglaterra	1831	Derrumbamiento debido a la resonancia mecánica ocasionada por soldados marchando.	(Wikipedia, 2010)
2	Dee Bridge	Inglaterra	1847	Grieta de fatiga y pandeo local en aleta de viga de acero.	(Akesson, 2008)
3	Angers	Francia	1850	Falla por resonancia: soldados marchando	(Wikipedia, 2010)
4	Wooton	Inglaterra	1860	Diseño defectuoso y hierro fundido poco fiable	(Wikipedia, 2010)
5	Ashtabula Bridge	Estados Unidos	1876	Falla de grieta de fatiga	(Akesson, 2008)
6	Dundee	Escocia	1879	Deficiencias de diseño	(Wikipedia, 2010)
7	Aberdeenshire	Escocia	1882	Defectos ocultos en el hierro	(Wikipedia, 2010)
8	Londres	Inglaterra	1884	Defectos en el hierro fundido	(Wikipedia, 2010)

9	Monchestein	Suiza	1891	Deficiencias estructurales y de diseño	(Wikipedia, 2010)
10	Hopewell, Virginia	Estados Unidos	1935	Deficiencias	(Wikipedia, 2010)
11	Hasselt Bridge	Bélgica	1938	Falla en conexión pendolón con elemento horizontal inferior	(Akesson, 2008)
12	Tacoma Narrows	Estados Unidos	1940	Insuficiente rigidez a flexión y torsión	(Khan, 2010)
13	King's River Slouhg	Estados Unidos	1947	Sobrecarga de tren	(Khan, 2010)
14	Elbow grade	Estados Unidos	1950	Elementos de armaduras mal diseñados	(Khan, 2010)
15	Trois Rivieres cap	Canadá	1951	Deficiencia estructural	(Wikipedia, 2010)
16	Second Narrows	Canadá	1958	Pandeo de la viga transversal: inadecuado	(Khan, 2010)
17	Continuos truss	Alemania	1960	Presión de tierras no considerada	(Khan, 2010)
18	Kings Bridge	Austria	1962	Falla en aleta inferior por concentración de esfuerzos debido a cambio de sección	(Akesson, 2008)
19	Topeka, Kansas	Estados Unidos	1965	Deterioro estructural	(Khan, 2010)
20	Silver bridge	Estados Unidos	1967	Fatiga	(Khan, 2010)
21	Poit Pleasant Bridge	Estados Unidos	1967	Puente colgante combinado con armadura. Falla en unión entre pendolón y cable principal	(Akesson, 2008)
22	A2 Bridge	Alemania	1968	Problemas de fluencia, contracción	(Khan, 2010)
23	Bidge over	Estados Unidos	1970	Error de diseño. Anclaje inadecuado.	(Khan, 2010)
24	Rodach River	Alemania	1973	Puente derrumbado por sobrecarga.	(Khan, 2010)

25	Vorland Bridge	Alemania	1973	Altas temperaturas. Error de diseño	(Khan, 2010)
26	Zeulenroda Bridge	Alemania	1973	Pandeo de la placa de acero	(Akesson, 2008), (Khan, 2010)
27	Reichsbrucke Vienna	Austria	1976	Falta de refuerzo en fundación	(Akesson, 2008), (Khan, 2010)
28	Assam Bridge	India	1977	Deficiencia estructural y sobrecarga de tren	(Khan, 2010)
29	Punjab Province	India	1977	Deficiencia estructural y sobrecarga de tren	(Khan, 2010)
30	Syracuse Bridge	Estados Unidos	1982	Pandeo torsional de soporte lateral	(Khan, 2010)
31	Seongsu Bridge	Corea del Sur	1994	Deficiencia de diseño	(Khan, 2010)
32	Dombivli Railway	India	2004	Deficiencia de diseño	(Khan, 2010)
33	The Autoroute	Canadá	2006	Deficiencia de diseño	(Khan, 2010)
34	Oakland Highway	Estados Unidos	2007	Deficiencia de diseño	(Khan, 2010)
35	Interstate 35W	Estados Unidos	2007	Falla en una platina por esbeltez y falta de mantenimiento	(Khan, 2010)
36	San Francisco	Estados Unidos	2009	Colapso debido a vibraciones causadas por el viento	(Khan, 2010)
37	Turku	Finlandia	2010	Fallas estructurales	(Wikipedia, 2010)

Fuente: (Muñoz E., 2011)

Se hace una breve descripción del Puente de Tacoma Narrows (ver figura 67). Seguramente, el caso del colapso de este puente se presenta y discute en la mayoría de facultades de Ingeniería en el mundo, por lo interesante, curioso y las consecuencias que generó para los avances de la Ingeniería. Era un puente colgante de 1.600 metros de longitud total, con una distancia entre torres de 850 m, considerado como el tercero más grande del mundo en la época en que fue construido. Su primera versión fue realizada por Clark Eldridge y modificada por Leon Moisseiff. En 1940 el puente se hizo famoso

por su dramático colapso estructural inducido por el viento, evento que quedó registrado en una filmación (véase figura 67). El colapso ocurrió el 7 de noviembre de 1940, a causa de un fenómeno físico conocido como resonancia mecánica. La resonancia fue de tipo longitudinal, es decir que el puente se deformaba en dicha dirección, con la calzada elevándose y descendiendo alternativamente en ciertas posiciones, la mitad de la luz principal se elevaba mientras que la otra porción descendía. Los conductores veían los vehículos, que se aproximaban desde la otra dirección, perderse en hondonadas que aparecían y desaparecían en forma dinámica. La destrucción de este puente es a menudo utilizada como elemento de reflexión y aprendizaje, en cuanto a la necesidad de considerar los efectos de aerodinámica y resonancia en la concepción de estructuras e Ingeniería Civil.

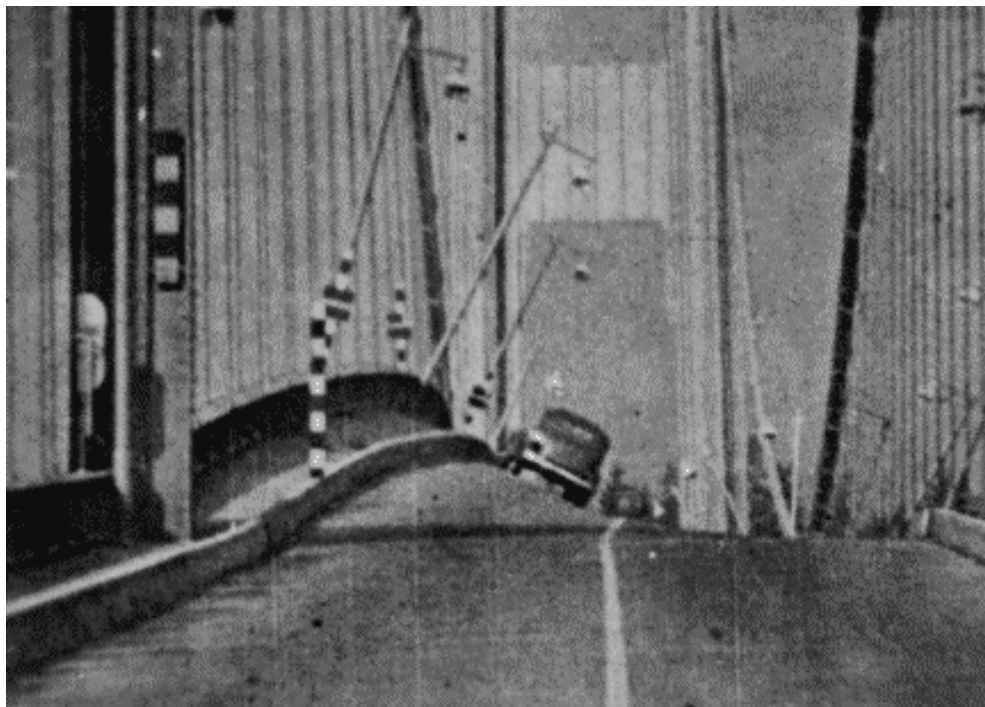


Figura 67. Movimiento vertical y torsional visto desde el oriente de la torre tomada el 7 de noviembre 1940.

Fuente : Library of Congress Prints and Photographs Division Washington, D.C. 20540 USA
<http://www.loc.gov/pictures/item/wa0453.photos.370520p/>

1.3.1.2 sismo

De acuerdo con los casos estudiados por Muñoz (2011), se encontró que el 12% de las estructuras estudiadas fallaron por sismo, relacionado con factores dentro de los cuales se destacan: insuficiente longitud de apoyo, falla a cortante de columnas, falta de diafragmas, entre otros. A continuación, se presenta el listado de algunos puentes del mundo que colapsaron a causa de sismos.

Tabla 4. Lista de algunos puentes colapsados por sismo.

No.	Nombre	País	Año	Breve descripción	Ref
1	Río Gogoa	India	1934	Ocasionado por terremoto: afectó 361 puentes en ese país	(Wittfoht, 1975)
2	Lakry Saynagar	India	1934		(Wittfoht, 1975)
3	Boor-Gandak	India	1934		(Wittfoht, 1975)
4	Showa Bridge	Japón	1964	Movimiento de la cimentación de la pila. Magnitud 7.5 escala de Richter	(Khan, 2010)
5	I-S and Antelope Valley	Estados Unidos	1971	Desastre natural: terremoto Sylmar	(Khan, 2010)
6	Cypress Freeway	Estados Unidos	1989	Desastre natural: terremoto Loma Prieta. Insuficiente longitud de apoyo	(Khan, 2010)
7	Francisco Oakland	Estados Unidos	1989	Desastre natural: terremoto Loma Prieta	(Khan, 2010)
8	Puente en armadura	Costa Rica	1990	Insuficiente longitud de apoyo	Universidad de Costa Rica
9	Puente de viga y losa	Costa Rica	1990	Insuficiente longitud de apoyo	Universidad de Costa Rica
10	Puente Río Banano	Costa Rica	1990	Falla por deslizamiento en el estribo	Universidad de Costa Rica
11	Motorway bridge	Estados Unidos	1992	Una luz colapsada	(Khan, 2010)

12	Interstate 5 Bridge Los Angeles	Estados Unidos	1994	Falla por sismo de 6.6 escala Richter	(Khan, 2010)
13	Autopista FairFax	Estados Unidos	1994	Northridge de 1994. Falla en Pilas	(Khan, 2010)
14	Cruce Misión	Estados Unidos	1995	Falla en pilas	(Khan, 2010)
15	Nishinomiya Brdige	Japón	1995	Afectación del soporte de dos pilas por empuje de tierras	(Wikipedia, 2010)
16	Hanshin elevated	Japón	1995	Falla de cinco secciones de puente. Hanshin. Sismo: 7.2 escala Richter	(Wikipedia, 2010)
17	Wu Hsi	Taiwán	1999	Puente parcialmente colapsado. Caída de vigas de superestructura por desplazamiento de apoyos. Sismo de Chi-Chi	(Khan, 2010)
18	Shih Wui	Taiwán	1999	Puente parcialmente colapsado. Caída de desplazamiento de apoyos. Sismo de Chi-chi	(Khan, 2010)
19	Various bridges	Pakistán	2005	Sismo de Pakistán. Magnitud 7.6 escala Richter	(Kawashima, Unjoh, Hoshikuma, et al, 2010)
20	Kashiwazaki	Japón	2007	Sismo de Niigata Chuetsu Oki	(Kawashima, Unjoh, Hoshikuma, et al, 2010)
21	Concepción	Chile	2010	Falta de diafragma	(Kawashima, Unjoh, Hoshikuma, et al, 2010)
22	Las Mercedes	Chile	2010	Falta de diafragma e insuficiente longitud de apoyo	(Kawashima, Unjoh, Hoshikuma, et al, 2010)

23	Perqui Lauquen	Chile	2010	Ocasionado por un terremoto	(Kawashima, Unjoh, Hoshikuma, et al, 2010)
24	Mira Flores	Chile	2010	Falta de apoyos laterales	(Kawashima, Unjoh, Hoshikuma, et al, 2010)
25	Lo Echeveres	Chile	2010	Falta de diafragma e insuficiente longitud de apoyo	(Kawashima, Unjoh, Hoshikuma, et al, 2010)
26	Hospital	Chile	2010	Falta de diafragma e insuficiente longitud de apoyo	(Kawashima, Unjoh, Hoshikuma, et al, 2010)
27	Juan Pablo II	Chile	2010	Falla de columnas y vigas laterales	(Kawashima, Unjoh, Hoshikuma, et al, 2010)
28	Río Claro	Chile	2010	Falla de columnas y vigas laterales	(Kawashima, Unjoh, Hoshikuma, et al, 2010)
29	Bio Bio	Chile	2010	Falta de diafragma e insuficiente longitud de apoyo	(Kawashima, Unjoh, Hoshikuma, et al, 2010)
30	Tubul	Chile	2010	Falta de diafragma e insuficiente longitud de apoyo	(Kawashima, Unjoh, Hoshikuma, et al, 2010)

Fuente: (Muñoz E., 2011)

El sismo ha sido un fenómeno que generalmente afecta en forma apreciable las obras de infraestructura vial, como lo hizo en el terremoto en la India en 1934, donde quedaron deteriorados aproximadamente 361 puentes y pasos (Wittfoht, 1975).



Figura 68. Puente vehicular Lo Echeveres (Chile) luego del colapso tras un terremoto
Fuente: (Kawashima, Unjoh, Hoshikuma, et al, 2010)

En la revisión de los daños recientes en puentes causados por sismos, diferentes investigadores han encontrado deficiencias básicas en su diseño que, aunque se manifiestan en diferentes formas, todas tienden a ser una consecuencia directa de la filosofía del diseño elástico adoptado para el diseño de los puentes antes de 1970 y aún usado en algunos países. Según Muñoz (2011) el diseño elástico que tuvieron los puentes antes de 1970 en Estados Unidos y en otras partes del mundo, tienen las siguientes desventajas:

- Subestima las deflexiones sísmicas que no tuvieron en cuenta en su cálculo las secciones agrietadas, lo que produjo desplazamientos no esperados producto de rigidez mal evaluada.
- Falta de conocimiento en la evaluación de la fuerza sísmica, por lo que fue aproximada e incorrecta, producto del estado del arte en la época.
- Falta de evaluación de acciones estructurales inelásticas relacionadas con ductilidad y diseño por capacidad.

Dentro de los principales daños sísmicos identificados en los principales sismos presentados en el mundo (San Fernando [1971], Loma Prieta [1989], Northridge [1994], Kobe [1995], Costa Rica [1991], Chile [2010], entre otros), Muñoz (2011) encontró los siguientes: la vulnerabilidad de apoyos, golpeteo entre estructuras del puente, fallas en columnas de pilas, capacidad de la viga cabezal, fallas en uniones, deslizamiento y/o volcamiento de los estribos, fallas en fundaciones y terraplenes de acceso, punzonamiento de placa maciza.



Figura 69. Puente vehicular Juan Pablo II (Chile) luego del colapso tras el sismo
Fuente: (Kawashima, Unjoh, Hoshikuma, et al, 2010)

A continuación, se muestra una breve descripción de uno de los daños sísmicos principales que han afectado a los puentes en el mundo, como lo es las fallas en columnas de pilas, producido en parte por el sismo, pero adicionalmente por una deficiencia en el diseño relacionando con el tema de investigación de este trabajo de grado.

Las columnas son los componentes de los puentes más vulnerables ante la eventualidad de un movimiento telúrico. Existen varios tipos de fallas en columnas de las pilas de los puentes, cuando se produce un evento sísmico, como son: por flexión, pandeo, falta de ductilidad, sin confinamiento, cortante e inadecuado detallado estructural. Estos tipos de fallas en columnas de los

puentes se han presentado e identificado en diferentes sismos, tales como: San Fernando, 1971; Loma Prieta, 1989; Kobe, 1995; fallas por esfuerzos a flexión y ductilidad, Northridge de 1994, etc. A continuación, se hace una breve explicación de estos tipos de fallas.

Antes de los años 70 los diseñadores desconocían la necesidad de diseñar estructuras dúctiles con capacidad de disipación de energía. En esa época el concepto de rótulas plásticas en columnas fue irrelevante dentro del enfoque de diseño, ya que empleaban el método elástico. Las deficiencias en esa época producto de estos vacíos conceptuales, fueron los siguientes (Priestley y Calvi, 1996).

- Una inadecuada evaluación o valoración de la acción sísmica sobre los puentes. Por ejemplo, en California, consideraban la carga sísmica lateral como el 6% del peso, lo cual en algunos casos no correspondía a la fuerza probable.
- Longitud insuficiente de los empalmes del refuerzo longitudinal de las columnas que hacen parte de las pilas de los puentes.
- Falta de ductilidad a flexión de pilas, lo cual es necesario ante eventos sísmicos, ya que facilita la capacidad de deformarse ante severos ciclos de desplazamientos más altos que los desplazamientos de fluencia. Esto se debe a la falta de refuerzo de confinamiento que produce formación de articulaciones plásticas.
- Prematura e inadecuada finalización del refuerzo de la columna, desarrollando esfuerzos altos y una falla de flexión y cortante en su altura media (ver figura 70).

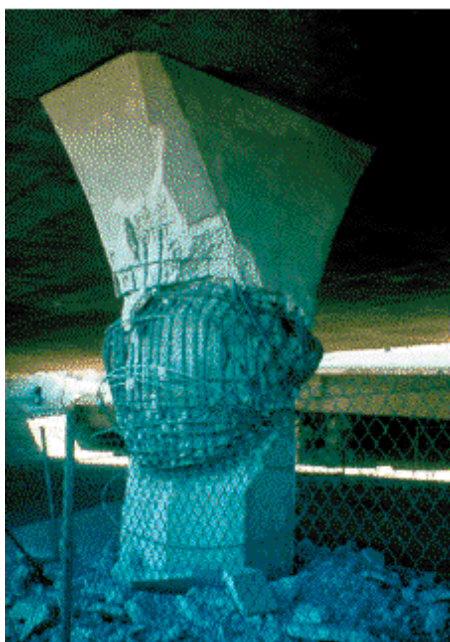


Figura 70. I-118 Mission-Gothic Bridge. Sismo de Northridge en 1994 con magnitud de 6.69.

Fuente: Karl V. Steinbrugge Collection, Earthquake Research Center. University of California at Berkeley. <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/search> (Image-NR907).

Este tipo de daño sísmico se presentó en el puente Hanshin Expressway por el sismo de Kobe (1995), donde se produjo una falla a flexión de las columnas en su base por inadecuado confinamiento y por la falta de continuidad del refuerzo longitudinal proveniente de la cimentación (Priestley y Calvi, 1996), (Gallego y Sarria, 2010). Adicionalmente se presentó en el puente Creek Canyon Channel una falla acompañada con articulación plástica (Priestley y Calvi, 1996).

La falla por cortante se produce porque no se le dio a la estructura la capacidad de trabajar fuera del rango elástico, permitiéndole disipar parte de la energía que le induce el sismo como trabajo en el rango inelástico. Esta disipación de energía se hace por flexión, pues las fallas por cortante son frágiles y carecen de ductilidad. Para esto, se deben calcular las fuerzas cortantes inducidas al aparecer las articulaciones plásticas en ambos extremos. La causa de la falla de seis (6) de los siete (7) puentes debido al

sismo de Northridge de 1994, han sido atribuidos a fallas por cortante en las columnas (Priestley, Seible y MacRae, 1995). En la figura 70 se muestran un ejemplo de una columna colapsadas durante dicho sismo.

Otro tipo de fallas de cortante en columnas resultan por el uso inadecuado de su refuerzo, lo cual puede generar fallas frágiles.

1.3.2 nacionales

En Colombia también se ha presentado colapso o derrumbamiento de puentes, con algunas causas similares a las encontradas en los puentes a nivel internacional. Pero, en particular, han colapsado o sufrido derrumbamientos parciales o totales, desde el momento en que se empezaron a construir. Galindo y Paredes (2008) y Bateman (1972), quienes realizaron investigaciones históricas sobre este tipo de estructuras, mencionaron algunos casos de derrumbamiento en la época colonial, entre los que se encuentran los siguientes.

- Para el año de 1739, el puente sobre el río Molino estaba en funcionamiento y se demandaba que fuese reparado; otras adecuaciones datan de 1828, 1836, 1855, 1866, 1907 y 1928. El comienzo de su destrucción definitiva aconteció en noviembre de 1938, a causa de una fuerte crecida del río, lo que dejó la estructura seriamente afectada. Este hecho, sumado al abandono oficial, causó su desplome definitivo el 30 de marzo de 1943.
- El puente Próspero Pinzón sobre el río Chicamocha, aparentemente construido sobre terreno poco sólido, experimentó el socavamiento del terreno bajo uno de sus estribos por el caudal mismo del río, haciendo que este girase sobre su base, causando el colapso de la estructura en diciembre de 1901 (...).
- Otro caso excepcional, aunque muy poco conocido —a causa de que el puente fue destruido por una corriente del río en fecha incierta—, corresponde al arco principal del puente sobre el río Fraile, construido en 1891, cuya traza se justifica en el hecho de que de esa manera el tablero podía hacerse con una pendiente baja, el 10 % en este caso.

- En cuanto al puente de Bosa debemos recordar que don Francisco Fernández de Heredia, procurador de la ciudad, hizo presente al gobierno en 1713 la necesidad de construir un puente sobre el río Tunjuelo, en el camino que conduce de la ciudad de Bosa, Soacha y Fusagasugá, e hizo notar la necesidad de la obra, por ocurrir en invierno en este río desgracias personales al atravesar el Tunjuelo. La labor fue emprendida por acuerdo del cabildo y luego de formar expediente sobre el asunto, la remató el albañil Antonio Ailón por 4000 pesos. El puente fue de arco y prestó servicio varios años, siendo destruido por violenta avenida del río. Messía de la Zerda hizo construir en 1768 el puente que aun existe, en el mismo sitio donde construyó Ailón el suyo.
- El oidor Lesmes de Espinosa Sarabia dejó su nombre unido al segundo puente que se levantó sobre el riachuelo de San Agustín, en lo que es hoy la carrera 6a con calle 7a (Avenida Belalcázar), obra que existió hasta el 23 de octubre de 1814, en que fue destruido por una avenida de San Agustín, que formó un torrente tan abundante y tan fuerte que cubrió de grandes piedras las calles y la plaza de que hoy se llama de Ayacucho.
- Con el nombre de Puente San Miguel, fue construido el primer puente en madera que se hizo en la ciudad, en tiempo del famoso oidor Montaña, quien gobernó la colonia de 1551 a 1558, sobre el río San Francisco, en lo que es hoy la intersección de la carrera 7 con la avenida Jiménez de Quesada. Destruídos por una violenta avenida del río, el presidente de la época ordenó un puente nuevo de piedra y ladrillo que ya tuvo el nombre de puente de San Francisco. Este existió hasta el año en que llegó el presiente Egues Beaumont, en que fue destruido nuevamente por una avenida del río. Eugues Beaumont lo hizo reconstruir en 1664, habiendo substituto hasta 1883 en que se amplió.

De lo anterior se deduce que una de las causas más frecuentes de falla, desde la época de la Colonia, ha sido la socavación de los cimientos, ocasionada por crecientes o avenida de los ríos y generada por la falta de estudios hidrológicos e

hidráulicos que hubieran permitido decidir para cada puente la ubicación, la longitud, los tipos de cimentación, las obras de protección, etc.

Sobre el colapso parcial o total de los puentes de Colombia por sismo o terremoto no existe amplia evidencia, pero se sabe de muchos movimientos telúricos que han afectado ciudades importantes y que, seguramente, también han perjudicado, directa o indirectamente, este tipo de construcciones. Sobre esos casos se conoce que varios puentes colapsaron como producto del sismo de Páez de 1994 que, al originar una avalancha, comprometió estas estructuras.

Los puentes pueden caer por diversas causas. A partir del estudio de la muestra estadística, Muñoz (2011) identificó cinco (5) causas principales que se presentan en la tabla 5 y en la figura 71. De estos resultados se concluyó que el 40 % de estos puentes fallaron por avalanchas o crecientes, el 32 % por socavación, el 18 % por deficiencias estructurales y de diseño, el 5 % por sobrecarga e impacto y el 5 % por deficiencias en la construcción e interventoría.

Tabla 5. Investigación sobre causas de las fallas de puentes en Colombia con base en el inventario de colapsos desde 1987 hasta 2006, suministrado por el Inviás.

Causas	Número de casos	%
Deficiencia estructural y de diseño	13	18%
Socavación	23	32%
Sobrecarga e impacto	4	5%
Avalancha, creciente, etc	29	40%
Deficiencias en construcción e interventoría	4	5%

Fuente: (Muñoz, E., 2011)

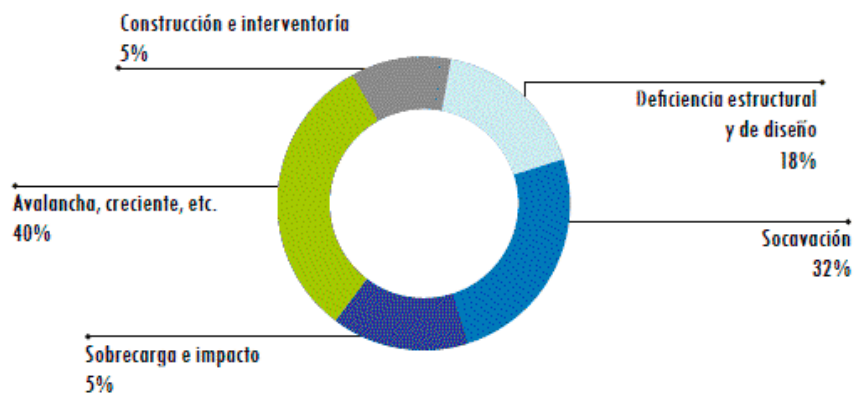


Figura 71. Estadística de las causas principales de colapso de puentes en Colombia basada en el inventario de colapsos desde 1987 hasta 2006 suministrada por el Invías.
Fuente: (Muñoz, E., 2011)

Basados en la investigación realizada por Muñoz (2011), se presentan algunas de las causas relacionadas con la temática de los puentes a estudiar y su descripción.

1.3.2.1 deficiencias estructurales y de diseño

Al analizar los casos de colapsos Muñoz (2011) encontró que el 18 % fue causado por deficiencias en el diseño estructural, especialmente en puentes de estructura metálica. En la tabla 6 se presenta la lista de los puentes colapsados parcial o totalmente por esta razón, con una breve descripción.

Tabla 6. Lista de puentes colapsados por deficiencias estructurales entre 1986 y 2006.

No.	Fecha	Nombre	Descripción
1	20/10/01	El minuto	Puente en concreto de 16m cuya losa y 3 vigas sufrieron una avería importante. Localizado en la carretera San Alberto – La Mata (Ocaña)
2	20/10/01	Tarra	Puente en concreto de 18m cuya losa sufrió una avería importante. Localizado en la carretera Ocaña – Alto del Pozo (Ocaña).

3	28/11/00	Únete	Puente de estructura en acero que falló por segunda vez, por deficiencias estructurales de las armaduras. La primera vez, falló por socavación en uno de sus estribos
4	1999	Peatonal Autopista Norte	Puente en acero que falló por deficiencias estructurales, al no resistir la carga viva que estaba observando una caravana
5	04/10/98	Apure sobre el río Chimiguica	Colapsó cuando pasó un camión con un peso representativo y por su falta de capacidad. Es una falla combinada producto de deficiencias estructurales y sobrecarga
6	15/04/98	Recio	Puente en armaduras de acero que falló por el paso de dos tractomulas. Es una falla combinada producto de deficiencias estructurales y sobrecarga
7	18/01/96	Purnio	Al fallar el puente Pescadero, gran parte del tráfico se desvió hacia la troncal del Magdalena Medio y sobre esta vía falló otro puente que estaba sobre el río Purnio
8	07/01/96	Pescadero	Puente en arco en acero donde falló unión arco – pendolón
9	1996	Puente sobre el río Sevilla	Puente provisional que se derrumbó cuando sobre él transitaban dos camiones cargados de carbón. Es una falla combinada producto de deficiencias estructurales y sobrecarga
10	20/06/95	Heredia	Puente conformado con vigas tipo Gerber. Colapsó cuando la ménsula falló a cortante
11	16/10/94	Los Ángeles	Puente en acero que falló por tercera vez por prueba de carga
12	05/10/93	Samaná	Puente que falló por la falta de pasador en uno de los pendolones

Fuente: Instituto Nacional de Vías (Invías).

A partir de los estudios elaborados por la Universidad Nacional de Colombia, contratados por el Invías y otras entidades para determinar las causas de las fallas de algunos puentes metálicos y de concreto (Samaná, 1993; Los Ángeles, 1994; Heredia, 1995; Pescadero, 1996; Purnio, 1996; Recio, 1998), se identificaron las siguientes deficiencias estructurales típicas por la

Universidad Nacional de Colombia (1994), (1996a), (1996b), (1996c), (1997), (1998).

- En puentes de arco en acero los elementos principales no cumplen con relaciones ancho-espesor (pandeo local) y presentan esfuerzos actuantes mayores a los permitidos.
- Presentan elementos de arco diseñados solamente a compresión y no revisados, para efectos combinados de flexión biaxial más compresión.
- Modelos estructurales incompletos que no contemplan todas las características mínimas para un adecuado análisis y diseño. En el caso de puentes con arcos es importante un modelo tridimensional que tenga en cuenta la flexión fuera del plano, que puede ser del mismo orden de la flexión en el plano. Muchos puentes de arco construidos en Colombia fueron diseñados con modelos planos.
- Selección errónea de la longitud efectiva (K) para la evaluación del pandeo general de la parte inicial de los elementos de un arco.
- Puentes de armadura en acero sin una evaluación adecuada de la estabilidad lateral.
- Deficiencia de análisis y diseño de las uniones en puentes metálicos. Igualmente, el diseño de los refuerzos de los elementos de puentes metálicos existentes no tiene en cuenta las uniones.
- Diseños estructurales de puentes en acero sin tener en cuenta consideraciones de fatiga para los elementos y las uniones.
- Por falta de mantenimiento preventivo se presentan fenómenos de corrosión que afectan la capacidad de la estructura.
- Soldaduras sin un adecuado diseño y con deficiencias desde la fabricación por falta de controles de calidad.



Figura 72. (a) y (b) Fotos del colapso del puente los Ángeles (Huila). Tablero de armadura de paso a través que falló por estabilidad lateral. (c) Solución después de su colapso en varias oportunidades. Puente provisional al lado que se construyó por el tercer colapso. Fuente: (a) y (b) Autorizado por (Universidad Nacional de Colombia, 1994). (c) tomada de la revista Notivías de julio de 1998.

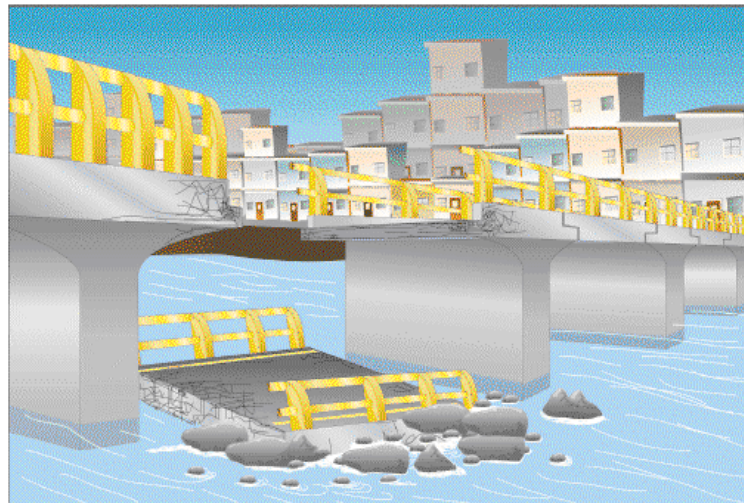


Figura 73. Esquema del colapso del Puente Heredia (Cartagena) compuesto por vigas tipo Gerber. Falla a cortante en una de sus ménsulas. Fuente: (Muñoz, E., 2011)



Figura 74. Ejemplo de puente colapsado por deficiencias estructurales. Puente Pescadero (Santander). (a) y (b) colapso, (c) y (d) construcción de puente provisional, (e) puente provisional definitivo.

Fuentes: tomada de la revista Notivías de marzo de 1996.

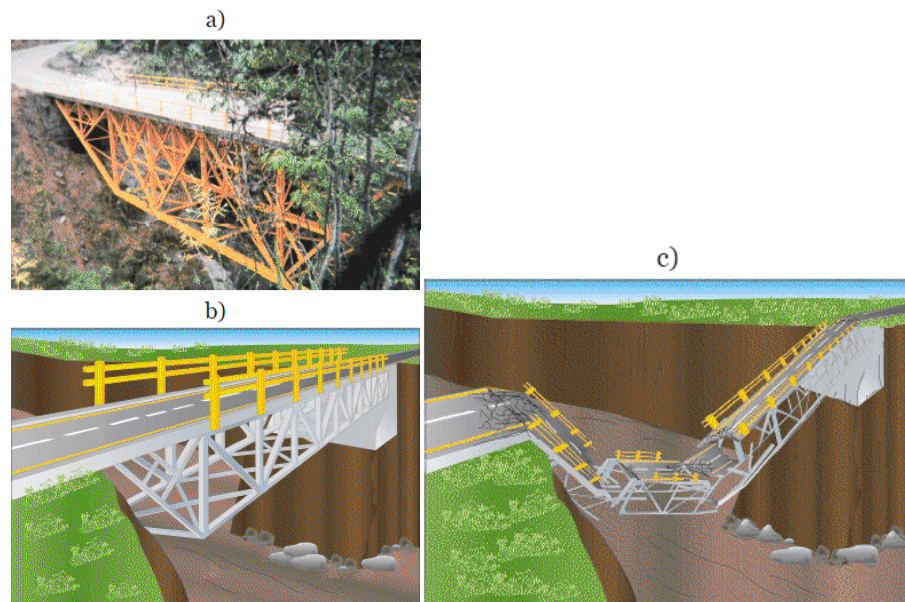


Figura 75. Esquemas del colapso del puente recio. a) y b) Foto y esquema antes del colapso. c) Después del colapso por la Falla a tensión de las láminas de unión del primer nudo del cordón inferior con la primera diagonal.

Fuente: (Muñoz, E., 2011)

1.3.2.2 sismo

Sobre daños importantes o colapsos parciales producidos por sismos en los puentes de Colombia, hay poca información, registros o relatos relacionados, a pesar de ser una zona altamente vulnerable, ya que está localizada en la esquina noroccidental de América del Sur donde existe la convergencia de tres (3) placas tectónicas (Nazca, Suramérica y Caribe), lo que aumenta la probabilidad de eventos sísmicos (ver figura 76).

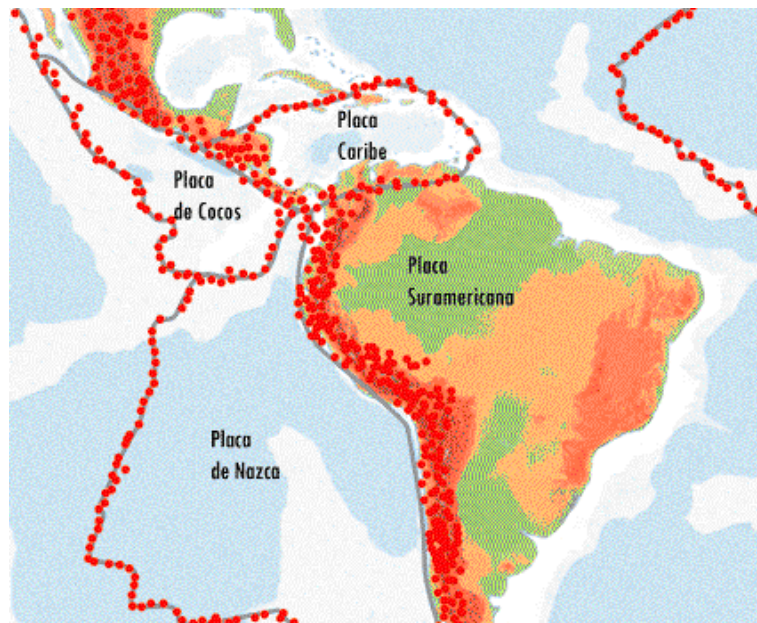


Figura 76. Convergencia de las placas tectónicas y su afectación a Colombia
Fuente: Red Sismológica Nacional de Colombia.

Según la Red Sismológica Nacional de Colombia, la actividad sísmica del país ha sido observada de manera constante en el tiempo tanto por relatos históricos de terremotos importantes (Ramírez, 1957), (Prieto, Briceño, Caneva et. ál, 2004), como la analizada mediante la sismicidad instrumental reportada por las redes sismológicas. Dichas mediciones reflejan la notoria recurrencia de los sismos en el territorio colombiano, siendo cada uno de

diferente magnitud e intensidad y produciendo diversos tipos de daños a las estructuras en la superficie.

De acuerdo con la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2010), el primer evento sísmico en el país del cual se tiene registro, ocurrió en 1541. Así mismo, Ramírez (1957) registra sismos o terremotos desde la colonia que afectaron diferentes ciudades colombianas; algunos que se presentaron en territorio de Ecuador, Panamá y Venezuela, se sintieron en Colombia. Son movimientos telúricos con diferente intensidad que han producido pérdidas humanas y materiales, existiendo registrados nueve (9) en el siglo XVII, veintitrés (23) en el siglo XVIII, ochenta (80) en el siglo XIX y cincuenta y uno (51) en el siglo XX.

Estos movimientos telúricos afectaron la mayoría de construcciones (catedrales, hospitales, casas, etc.) en las ciudades, y seguramente también en algunos puentes, de lo cual no se han encontrado registros o detalles específicos. Dentro de los sismos históricos, registrados mediante instrumentos en el exterior, es relevante mencionar el terremoto del 31 de enero de 1906 que afectó la ciudad de Tumaco y cuya magnitud se estimó en 8.9 en la escala de Richter. Se considera uno de los sismos más fuertes de la humanidad en tiempos modernos, que por su importancia fue investigado por Rudolph y Szirtes (1912). En estas investigaciones se infiere que el terremoto principal fue precedido por cuatro (4) sacudidas fuertes y que según testigos oculares, era imposible mantenerse de pie sin apoyarse en algunos objetos como árboles y ramas. Con relación a los terremotos más recientes, que es importante mencionar en este documento, Ramírez (1957) y AIS (2010) enumeran los siguientes:

Tabla 7. Terremotos recientes posteriores a 1974.

Ciudad / Región	Fecha	Magnitud escalar Richter	Descripción
Manizales	23 de noviembre de 1979	7.7	Dstrucción de muchas casas y daños en edificios, iglesias y hospitales. No hay información de daños en puentes. Tuvo una intensidad IV debido a la distancia epicentral.
Tumaco	Diciembre de 1979	Cercana a 8	Generó destrucción y muerte en el litoral de Colombia y Ecuador. Afectó a Tumaco, Guapi y el Charco, donde los efectos del tsunami posterior al sismo, fueron devastadores. Se sintió en Pasto, Popayán, Calí, Manizales y Pereira, produciendo daños menores. Se creó licuación y subsidencia generalizada, produciendo pérdidas considerables. No hay información sobre la afectación en los puentes; sin embargo, se cree que afectó la zona de acceso del puente el Morro por efectos de licuación.
Popayán	31 de marzo de 1931	5.5	Se produjo un Jueves Santo, muchas personas perecieron cuando estaban orando en la catedral. Desaparecieron 1500 viviendas del centro de la ciudad. Por falta de instrumentación, no existen registros, pero las intensidades locales llegaron hasta valores de IX. No hay información o registro de fallas en puentes.
Murandó (Urabá Antioqueño)	17 y 18 de octubre de 1992	6.6 el primero y 7.2 el segundo	Hubo mucha licuación de suelos granulares. Afectó áreas pobladas. Puso al descubierto el control de calidad muy pobre de algunas construcciones en Medellín. No hay información o registro de fallas en puentes.
Páez	1994	6.4 con foco a 10 km de profundidad	Ocurrió un sismo con epicentro en las estribaciones del Nevado del Huila, en los límites de los departamentos del Cauca y

			Huila. Dicho sismo generó la avalancha del río Páez y produjo el colapso de diversos puentes.
Arauca	22 de julio de 1993	4.9 con una profundidad local de 10 km	Produjo daños en poblaciones cercanas y generó abundantes zonas de licuación. No se tienen registros de daños en puentes.
Tauramena	19 de enero de 1995	6.4	Es un sismo que reviste importancia por generarse en la cordillera oriental con una intensidad epicentral de IX y de V en Bogotá. Produjo daños en poblaciones cercanas y no se tienen registros de daños en puentes.
Calima	8 de febrero de 1995	6.4	Es un sismo con una intensidad epicentral de IX. Produjo daños apreciables en cerca de 2.000 construcciones y no se tienen registros de daños en puentes. Se detectaron deficiencias de rigidez en edificios altos en la ciudad de Pereira.
Zona Cafetera (Armenia y Pereira)	25 de enero de 1999	6.2 con una profundidad local de 17 km	Sismo que causó daños a 50.000 edificaciones en la zona cafetera y 1300 pérdidas humanas. Fueron 50.000 heridos y pérdidas que superaron USD 1590 millones. Se conoció que este sismo produjo que la superestructura del puente Cajamarca (en el estribo del lado de Cajamarca) se saliera de su apoyo móvil (rodillos), lo cual fue reparado inmediatamente
Soltará	18 de agosto de 2004	5.3 (Ingeominas)	Dicho sismo permitió detectar las deficiencias estructurales de construcciones antiguas y nuevas. Causó daños en 320 viviendas, afectando la población de Paispamba y sus alrededores. Produjo daños en poblaciones cercanas y no se tienen registros de daños en puentes

Pizarro	15 de noviembre de 2004	7.2	Se originó en el océano Pacífico afectando la región del bajo Buadó (Chocó). Se destruyeron alrededor de 317 viviendas. Este sismo liberó 32 veces más energía que el del Quindío. No se tienen registros de daños en puentes.
Quetame	24 de mayo de 2008	5.7	Hubo colapso de edificaciones principalmente en la zona epicentral. Los daños registrados en Bogotá fueron a elementos no estructurales. En la sede de Ingeominas se logró medir la señal en roca y superficie.

Fuente: tomada de las referencias (Ramírez, J., 1957) y (AIS, NSR-10, 2010).

De los registros antes mencionados y a partir de la información consignada en las referencias anteriormente citadas, se deduce que en los sismos de Tumaco (1979), Páez (1994) y el de la Zona Cafetera (1999) se produjeron daños o afectaciones en puentes de Colombia. En el sismo de río Páez (1994) se produjo una avalancha que causó el colapso de muchos puentes localizados en los departamentos del Cauca y Huila.

La cantidad de sismos registrados que ha afectado el territorio colombiano a través de la historia, determina que es una zona altamente vulnerable, lo cual se debe, como ya se mencionó, a que convergen tres (3) placas tectónicas y es considerada uno de los sectores sísmicamente más activos de la Tierra, denominado Anillo Circumpacífico, con un fallamiento predominante en dirección Norte-Sur que coincide con la dirección de las tres cordilleras. El principal accidente sismotectónico es la zona de subducción en el océano Pacífico, que es causada por el doblamiento de la placa de Nazca cuando subduce bajo la placa de Sur-américa (AIS, 2010).

Para el estudio de la amenaza sísmica de Colombia, la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica elaboró un mapa de sismicidad basado en los terremotos registrados desde 1549 hasta 2009. Esta información se fundamentó en los registros logrados por el Instituto Geofísico de la Universidad Javeriana, el Observatorio Sismológico del Sur-Occidente operado por la Universidad del Valle, la Red Sismológica Nacional de Ingeominas, entre otros. En Colombia se han presentado más sismos superficiales que profundos, y que son representativos los localizados en la Zona Andina, cercanos a los principales sistemas de fallas que controlan los piedemontes cordilleranos, sistema de fallas de Cauca, Romeral, del Valle Superior y Medio del Magdalena. También se concluye que ha sido importante la sismicidad en la zona del Chocó (Murindó) y en el límite con Panamá, relacionada con la presencia de fallas asociadas a la colisión del Bloque de Panamá-Chocó.

2 Estado del arte

2.1 Evolución de la norma para el diseño de puentes

2.1.1 en Estados Unidos de América.

La primera especificación nacional ampliamente reconocida para el diseño y construcción de puentes en los Estados Unidos fue publicada en 1931 por “American Association of State Highway Officials” – AASHO, fundada en 1914, el antecesor de “American Association of State Highway and Transportation Officials” – AASHTO. Con el advenimiento del automóvil y el establecimiento de departamentos de carreteras en todos los estados de América que datan de antes del cambio de siglo, el diseño, la construcción y el mantenimiento de la mayoría de los puentes de EE.UU. Fue responsabilidad de estos departamentos y, más específicamente, el ingeniero jefe de puentes dentro de cada departamento. Era natural, por lo tanto, que estos ingenieros, actuando colectivamente como el Subcomité de Puentes y Estructuras de la AASHTO Highway, se convirtieran en el autor y guardián de esta primera especificación de puentes.

Esta primera publicación se tituló “Standard Specifications for Highway bridges and Incidental Structures”. Rápidamente se convirtió en la especificación nacional de facto y, como tal, fue adoptado y utilizado no solo por los departamentos de carreteras estatales sino también por otras autoridades y agencias propietarias de puentes en los Estados Unidos y en el extranjero en la mayoría de países del continente americano. El título original de la especificación fue simplificado y en sus últimas ediciones consecutivas, con intervalos aproximados de cuatro años, se ha conocido como “Standard Specifications for Highway Bridges”. Su última edición, la “17th edition”, fue publicada en el año 2002.

En la especificación AASHTO, desde el principio y hasta los inicios de la década de los años 70, la única filosofía de diseño utilizada fue la conocida como “diseño por esfuerzos de trabajo”, working stress design - WSD. Esta metodología definía los esfuerzos admisibles como una fracción de la resistencia de un determinado material y requería que los esfuerzos de diseño calculados no excedieran los esfuerzos admisibles definidos. Iniciando los años 70, la metodología WSD inició un proceso de evaluación para reflejar la variabilidad de ciertos tipos de carga, tales como las cargas vehiculares, las fuerzas sísmicas y de viento. Esto se logró ajustando unos factores de diseño y dando lugar a una filosofía de diseño denominada de “factores de carga” load factor design - LFD. Ambas filosofías, WSD Y LFD, estaban contenidas en las ediciones de las especificaciones estándar “AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges”. Durante este tiempo la carga viva vehicular de diseño se mantuvo prácticamente sin modificación, y estuvo basada en un camión de diseño estandarizado desde 1944.

En 1986, el subcomité de AASHTO encargado de estos asuntos manifestó el interés por efectuar una evaluación de las especificaciones AASHTO vigentes, revisar las especificaciones y códigos extranjeros y, lo más importante, considerar las alternativas de filosofía de diseño a la especificación estándar que se estaba utilizando corrientemente. El trabajo fue realizado identificando y enmendando vacíos, inconsistencias y algunos conflictos. Y aún más, encontrando que la especificación no reflejaba los más recientes desarrollos de la filosofía de diseño conocida como “factores de diseño de carga y resistencia” load and resistance factor design - LRFD. Este enfoque venía ganando terreno en otras áreas de la ingeniería estructural como el diseño de edificios, y en otras partes del mundo como Canadá y Europa.

La nueva filosofía resultó de considerar la variabilidad de las propiedades de los elementos estructurales y, en forma similar, la variabilidad de las cargas, fundamentada en el uso confiable de los métodos estadísticos y la teoría de probabilidades se dio lugar a un concepto de confiabilidad estructural, con el

propósito de garantizar probabilidades de falla muy bajas equivalente a 2.33×10^{-4} del orden de 2 en 10.000 obteniendo un índice de confiabilidad $\beta=3,5$. Una aplicación acertada de los métodos estadísticos de diseño es el diseño por estados límite, en los cuales el énfasis está en la probabilidad de falla. Un estado límite es una condición más allá de la cual una estructura, o uno de sus componentes, no cumple la función para la cual fue diseñado. La metodología de diseño por estados límite trata de considerar todos los estados límite posibles y está basado en métodos probabilistas.

Finalmente, en 1994 AASHTO publica su primera edición de especificaciones para diseño de puentes basada en la filosofía LRFD, "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications". En este año se introduce en el código de diseño sísmico de puentes AASHTO LRFD un nuevo modelo de carga viva vehicular de diseño denominado HL93 con base en nuevos estudios estadísticos en Estados Unidos y datos de tráfico de camiones del ministerio de transporte de Ontario proyectado a 75 años, la carga de este código fue denominada explícitamente como una carga nocional. La carga nocional no corresponde a algún tipo de carga existente, más bien representa una carga de diseño que colocada adecuadamente produce unas envolventes de fuerzas internas (momentos flexionantes, fuerzas axiales, fuerzas cortantes, y momentos torsores), tales que garanticen un buen funcionamiento de la estructura de los puentes ante las cargas reales que puedan actuar sobre ellas. Su más reciente publicación es la 8ª edición (2017).

2.1.2 en Colombia

En Colombia se utilizó desde el inicio la especificación americana “AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges” y su camión de diseño estandarizado de 1944.

La cartilla del MOPT de 1960 “Modelo de Obras de Arte”, la cartilla del FNCV de 1976 “Modelos de Puentes (Caminos Vecinales)” y la cartilla de la Secretaria de Obras Públicas de Antioquia de “Modelos de puentes para vías de dos carriles” del año 1980, tenían como base el camión HS-20-44 de la AASHTO, ver figura 77.

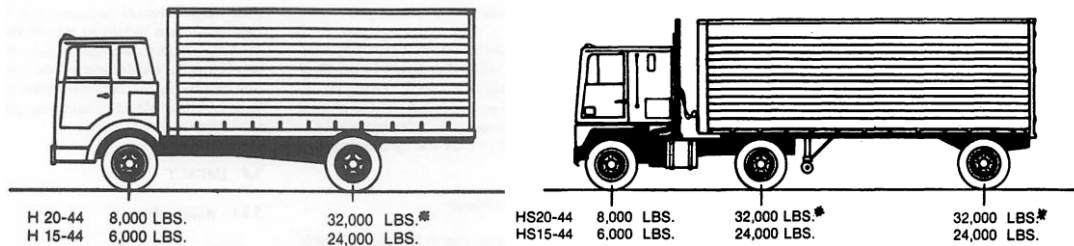


Figura 77. Camión de diseño H y HS.

Fuente: Ministerio de Obras Públicas – 1960 Modelo de Obras de Arte.

En 1982 el Ministerio de Obras Públicas y Transporte – MOPT realizó un estudio parcial de control de pesos y dimensiones que determinaron las características de dimensiones y pesos de los camiones que circulaban en el país, por consiguiente, en 1988, el MOPT modificó la carga viva vehicular de diseño con un camión denominado 3S2 producto de la mayoración del camión AASHTO y de la línea de carga.

La carga 3S2 gobernó el panorama de diseño de puentes en Colombia, a excepción de algunos puentes diseñados para entidades diferentes al instituto nacional de Vías, tal es el caso de la mayoría de los puentes en las ciudades más importantes del país, en los cuales se continuó utilizando para el diseño las cargas originales de la AASHTO.

La cartilla del MOPT “TOMO VI – Puentes de placa y viga: Concreto reforzado, concreto preesforzado y alcantarilla de cajón (Reglamento técnico general de obras viales)”, del año 1988, fue elaborada para una carga viva de diseño del camión 3S2 con una carga total de 40.6 toneladas, como se muestra en la figura 78. Según Trujillo (2009) “En Colombia, las cargas para vehículos empleadas hasta junio de 1996, para diseño de los puentes, se apoyaron en las existentes según las normas AASHTO” (p. 31).

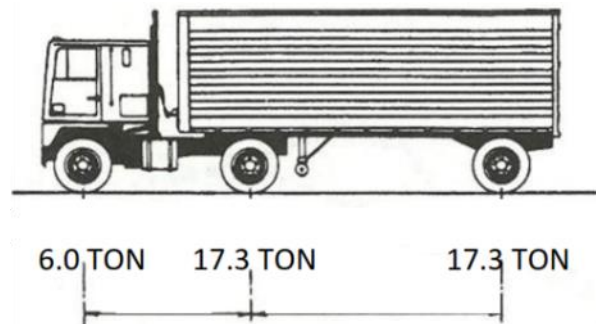


Figura 78. Camión de diseño 3S2.

Fuente: Ministerio de Obras Públicas – 1988 Tomo VI puentes de placa y viga

2.1.2.1 CCDSP 95

En el año 1994, el Gobierno nacional encargó a la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – AIS, la tarea de producir un documento nacional que sirviera de reglamentación para los diseños de los puentes en el país. En 1995, la AIS, mediante convenio con el Ministerio de Transporte y el Instituto Nacional de Vías - INVIAS publicó el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes – CCDSP 95, basado en la especificación “AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges”, edición de 1992. Esta primera norma colombiana cambió la carga viva vehicular de diseño con una carga denominada el camión C40-95, basado en estudios de tesis de Universidades de Bogotá, Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá y mediciones parciales de campo.

A continuación, se mencionan algunas disposiciones del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes – CCDSP 95, las cuales son relevantes para describir el problema del presente trabajo de grado.

La carga viva para puentes de carreteras está conformada por camiones estándar o líneas de carga que son equivalentes a trenes de camiones.

Hay dos clases de cargas de carretera: C 40-95 y C 32-95. La carga C 32-95 es el 80% de la carga C 40-95.

El peso y el espaciamiento de los ejes y de las ruedas para el camión estándar deben ser como se especifica en la Figura 79.

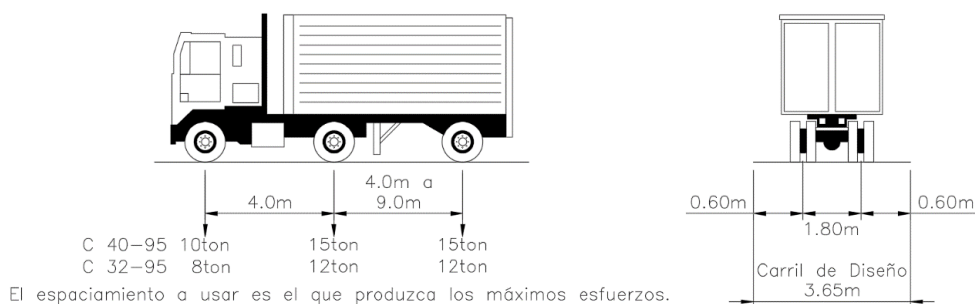


Figura 79. Camión de diseño C40-95 (Sección A.3.4.2.1 CCDSP 95)

Fuente: AIS, 1995

Los puentes ubicados en las vías que forman parte de la Red Nacional de Carreteras, deben diseñarse para la carga C 40-95.

Cada línea de carga consiste de una carga uniforme por metro lineal de carril y una carga concentrada (o adicionando otra carga concentrada en otra de las luces en el caso de luces continuas, según el numeral A.3.4.6.3 CCDSP 95) colocadas de tal manera que produzca los máximos esfuerzos de momento negativo. Se supone que, tanto la carga concentrada como la uniforme se distribuyen en un ancho de 3.05 m sobre una línea perpendicular al carril. Para el cálculo de momentos y cortantes deben usarse diferentes cargas concentradas, como se indica en la figura 80. La carga concentrada más liviana debe usarse cuando se calculen esfuerzos de flexión y la más pesada cuando los esfuerzos a calcular son de cortante.

LUZ		CARGA	
Momento:	$L < 28.0$	Camión	$P = 12.0t$
	$28.0 \leq L < 100$	Carril	$w = 1.50 - \frac{L - 28}{200}$
	$L > 100$	Carril	$w = 1.14 \text{ t/m}$
Cortante:	$L < 24.0$	Camión	$P = 16.0t$
	$24.0 \leq L < 134$	Carril	$w = 1.50 - \frac{L - 24}{300}$
	$L \geq 134$	Carril	$w = 1.14 \text{ t/m}$
C 40 - 95			

LUZ		CARGA	
Momento:	$L < 28.0$	Camión	$P = 9.6 t$
	$28.0 \leq L < 100$	Carril	$w = 1.20 - \frac{L - 28}{200}$
	$L > 100$	Carril	$w = 0.912 \text{ t/m}$
Cortante:	$L < 24.0$	Camión	$P = 12.8 t$
	$24.0 \leq L < 134$	Carril	$w = 1.20 - \frac{L - 24}{300}$
	$L \geq 134$	Carril	$w = 0.912 \text{ t/m}$
C 32 - 95			

Figura 80. Carga de carril (Numeral A3.4.2 CCDSP 95)
Fuente: AIS, 1995

Por otro lado, cabe resaltar que esta norma contiene dos filosofías de diseño, la primera el método por esfuerzos admisibles, la cual considera mantener un comportamiento elástico de los materiales, generados por solicitaciones de cargas de servicio; y la segunda el método de la resistencia última, en el cual se mayoran las solicitaciones que interactúan con la estructura (γ), y se reduce la resistencia de los materiales por un factor de reducción de la resistencia (ϕ), este método permite predecir la resistencia última de los materiales que conforman los elementos estructurales hasta un rango de falla.

Con base en lo anterior el CCDSP 95 establece las siguientes combinaciones de carga por grupos del I al X, y factores de mayoración de las cargas (γ , β_D , β_E) para el diseño de las estructuras o componentes estructurales, ver tabla 8.

Tabla 8. Combinaciones y factores de carga (tabla A.3.12.1 CCDSP-95)

COLUMNA No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
GRUPO	γ	FACTOR β										
		D	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+	EQ
I	1.3	β_D	1.67	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
IA	1.3	β_D	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1.3	β_D	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
II	1.3	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0
III	1.3	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0
IV	1.3	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0
VI	1.25	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0
VII	1.0	β_D	0	0	β_{E+}	1	1	0	0	0	0	1*
VIII	1.3	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.2	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0
X	1.3	1	1.67	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0

Fuente: AIS, 1995

En la tabla 8 se resalta la combinación del grupo de carga VII, la cual aplica para diseñar elementos del puente ante la probabilidad de ocurrencia de un sismo. Sin embargo, se puede observar, que esta combinación no considera la carga viva y carga de impacto (L+I), la cual aparece en la columna 3 de la tabla con un valor de cero (0), ósea que no se tiene contemplado evaluar el comportamiento del puente al adicionar a la combinación del sismo, la carga viva vehicular y peatonal.

Grupo de carga VII = $1.0 (D + B + SF + E + EQ)$, (ver ecuación A.3-14 CCDSP-95) donde:

D: carga muerta, B: carga por flotación, SF: carga por flujo de la corriente de agua, E: empuje de tierra, EQ: fuerza sísmica elástica proveniente del caso de carga I, o del caso de carga II del numeral A.3.5.4.5. CCDSP-95, modificada dividiéndola por el valor apropiado de (R).

2.1.2.2 CCP 14

En el año 2013, en convenio con el INVIAS, la AIS, desarrolló la nueva Norma Colombiana de Diseño de Puentes – CCP-2014, esta vez basada en las especificaciones “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications” 6ª edición (2012) y 7ª edición (2014) fundamentadas en la filosofía LRFD, hoy utilizada corrientemente en muchos países para el diseño de todo tipo de estructuras.

Efectos sísmicos – EQ

Respecto a la nueva norma colombiana CCP-2014, realizada por el comité AIS-200, basada en la especificación americana, el comité AIS-300 ha realizado la actualización de la evaluación de la amenaza sísmica a nivel nacional, se ajustaron los mapas de amenaza sísmica colombianos con un enfoque probabilista a objeto de establecer los valores de los coeficientes sísmicos de diseño denominados Peak Ground Acceleration - PGA, Ss y S1 asociados, en esta ocasión, a una probabilidad de excedencia del 7% en una vida útil de 75 años, lo que equivale, aproximadamente, a un período de retorno de 975 años. El coeficiente PGA corresponde a la aceleración máxima del terreno (0 segundos de período), mientras que Ss y S1 corresponden a los valores de la amenaza, asociados a los períodos de vibración iguales a 0,2 y 1,0 segundos respectivamente. Adicionalmente, para los puentes clasificados como críticos, de acuerdo a su importancia y localización, se ha determinado que los coeficientes sísmicos deben estar asociados a una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años de vida útil, lo que corresponde, aproximadamente, a un período de retorno de 2.500 años. Para este período de retorno se han calculado los mismos coeficientes sísmicos (PGA, Ss y S1) con el 5% de amortiguamiento. Para el parámetro PGA se han establecido 11 zonas entre 0.05 y 0.55 g, para Ss 14 zonas entre 0.10 y 1.3 g, mientras que para S1 16 zonas entre 0.05 y 0.75 g.

Coefficiente elástico de respuesta sísmica

El coeficiente elástico de respuesta sísmica C_{sm} o S_{DS} , es calculado de acuerdo a lo establecido en el CCP-14 (Numeral 3.10.4.2) así:

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s) \left(\frac{T_m}{T_0} \right) \text{ donde } A_s = F_{pga} * PGA$$

Ecuación coeficiente elástico (C_{sm}) para periodos menores o iguales que T_0

$$C_{sm} = S_{DS} = F_a * S_s$$

Ecuación coeficiente elástico (C_{sm}) para periodos mayores T_0 y menores o iguales a T_s

$$C_{sm} = \left(\frac{S_{D1}}{T_m} \right)$$

Ecuación coeficiente elástico (C_{sm}) para periodos mayores a T_s

Donde PGA , S_s y S_1 son respectivamente el coeficiente de aceleración pico del terreno en roca, el coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal $T=0.2$ seg y el coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal $T=1.0$ seg. La siguiente figura ilustra el espectro de aceleraciones de diseño (CCP-14).

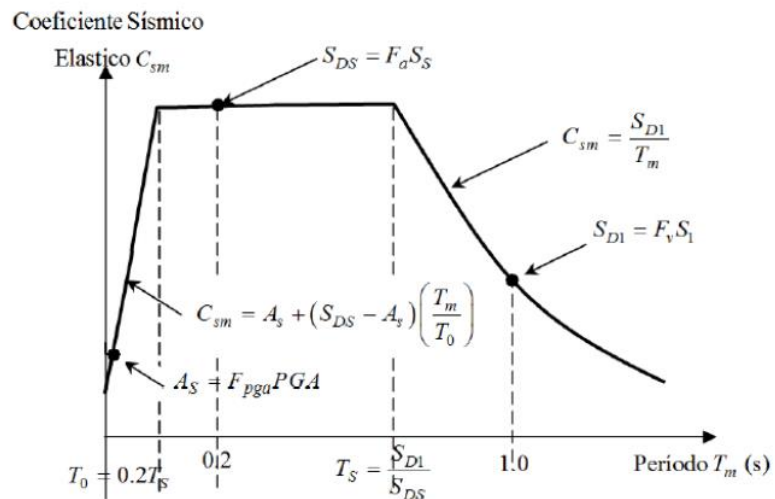


Figura 81. Espectro de aceleraciones de diseño (Numeral 3.10.4.1 CCP14)

Fuente: AIS, 2014

Factores de modificación de respuesta - R

Las fuerzas de diseño para la subestructura se deben determinar dividiendo las fuerzas del análisis elástico del puente por el factor de modificación de respuesta, R.

El factor de modificación de respuesta, R, se obtiene de la tabla 3.10.7.1-1 del CCP- 14.

Tabla 9. Factores de modificación de respuesta – subestructuras (Numeral 3.10.7.1 CCP14)

Subestructura	Categoría Operacional		
	Crítica	Esencial	Otra
Pilares tipo muro-dimensión mayor	1.5	1.5	2.0
Pórticos de concreto reforzado			
• Pilas verticales únicamente	1.5	2.0	3.0
• Con pilas inclinadas	1.5	1.5	2.0
Columnas solas	1.5	2.0	3.0
Pórticos de acero o compuestos hacer/concreto			
• Pilas verticales únicamente	1.5	3.5	5.0
• Con pilas inclinadas	1.5	2.0	3.0
Pórticos con múltiples columnas	1.5	3.5	5.0

Fuente: AIS, 2014

Para el diseño de la cimentación se debe utilizar un factor de modificación de respuesta, R, igual a 1, de acuerdo al numeral 3.10.9.4.2.

Carga Viva LL

Se considera una carga gravitacional denotada como LL de acuerdo con el Numeral 3.6.1 de la norma CCP-14.

Carga viva vehicular - LL

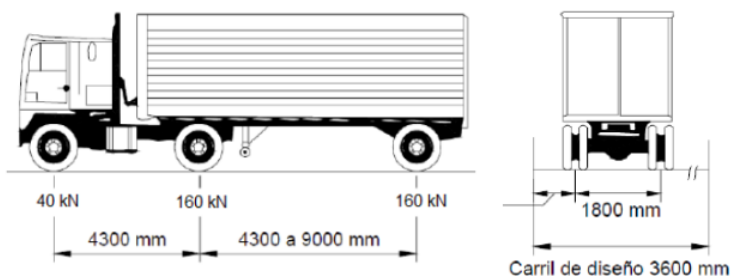
Además, se ajustó la carga viva vehicular de diseño con una carga designada como CC-14 ver figura 82, la cual debe consistir en una combinación de camión o tándem y carga de carril, con características similares a las del camión HL93 de AASHTO LRFD. El modelo de carga viva siguió para su definición, los criterios y metodologías utilizados en estudios previos como

(Nowak, 1999), (NCHRP report 683, 2011), (Oh-Sung Kwon, et al., 2010) y (Universidad Nacional de Colombia, 1997).

Cada carril de diseño bajo consideración debe estar ocupado por el camión o por el tándem de diseño, coincidente con la carga de carril, donde sea aplicable. El peso y el espaciamiento de los ejes y de las ruedas para el camión de diseño y para el tándem deben ser como se especifica en la figura 82, se debe considerar una asignación de carga dinámica como se especifica en el Artículo 3.6.2 del CCP-14.

La carga de carril de diseño debe consistir en una carga de 10.3 kN/m uniformemente distribuida en la dirección longitudinal. Transversalmente, la carga de carril de diseño debe suponerse uniformemente distribuida sobre un ancho de 3.0 m.

Camión + línea de 10.3 kN/m



Tandem + línea de 10.3 kN/m

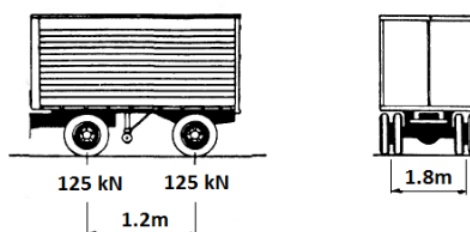


Figura 82. Carga de carreteras CC 14
Fuente: AIS, 2014

Aplicación de la carga viva vehicular de diseño

De acuerdo al numeral 3.6.1.3.1 de la norma CCP-14 el efecto extremo generado por la carga viva vehicular se debe tomar como el mayor de:

- El efecto del tándem de diseño combinado con el efecto de la carga de carril de diseño, o
- El efecto de un camión de diseño con el espaciamiento entre ejes especificado en el artículo 3.6.1.2.2, combinado con el efecto de la carga de carril de diseño, y
- Para momento negativo entre puntos de inflexión bajo carga uniforme en todos los vanos, y reacción solamente en apoyos internos, se deben usar el mayor entre el: a) 100 por ciento del efecto de dos camiones de diseño espaciados mínimo 15000 mm entre el primer eje de un camión y el eje trasero del otro camión, combinado con el 100 por ciento de la carga de carril de diseño. b) 100 por ciento del efecto de dos tándem espaciados entre 8000 mm y 12000 mm entre el primer eje de un tándem y el eje trasero del otro tándem, combinado con el 100 por ciento del efecto de la carga de carril de diseño. La distancia entre los ejes de 160 KN de cada camión debe tomarse como 4300 mm. Los dos camiones o dos tándem de diseño deben colocarse en vanos adyacentes para producir la máxima fuerza.

Nota: Para redes terciarias se puede utilizar a juicio de la autoridad competente el 80% del CC 14.

Amplificación de la carga dinámica - IM

Los efectos dinámicos del camión o tándem de diseño, diferentes a las fuerzas centrífugas y de frenado, deben incrementarse por el porcentaje de la siguiente tabla.

Tabla 10. Amplificación por carga dinámica (Numeral 3.6.2 CCP14)

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Fuente: AIS, 2014

Presencia de múltiples sobrecargas - m

La sollicitación extrema correspondiente a sobrecarga se determina considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño CC-14. Los valores a adoptar se toman de la siguiente tabla donde:

Tabla 11. Factor de presencia múltiple (Numeral 3.6.1.1.2 CCP14)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Fuente: AIS, 2014

Confiabilidad estructural

Los valores nominales de factores de seguridad y demás coeficientes estipulados en los códigos de diseño son calculados, en su mayoría, mediante técnicas de confiabilidad estructural y su objetivo es mantener la estructura en un rango de funcionamiento alejado de la falla o con una probabilidad de falla tendiente a cero (Tanner y Sobrino, 1998a). Dado que las probabilidades de falla son muy pequeñas (del orden de 10^{-5}) y para facilitar el análisis de los valores hallados, en los códigos se maneja el índice de confiabilidad (β), definido como la inversa de la función normal estándar acumulativa de la probabilidad de falla (pf):

$$\beta = \phi^{-1}(pf)$$

La proporcionalidad inversa que existe entre β y pf representada en la ecuación anterior, donde menor probabilidad de falla relacionada con el índice de confiabilidad indican una buena seguridad de la estructura. Para tal efecto se utilizarán las técnicas de confiabilidad, las cuales consisten en verificar la probabilidad entre las curvas de la resistencia (R) y de la sollicitación (S).

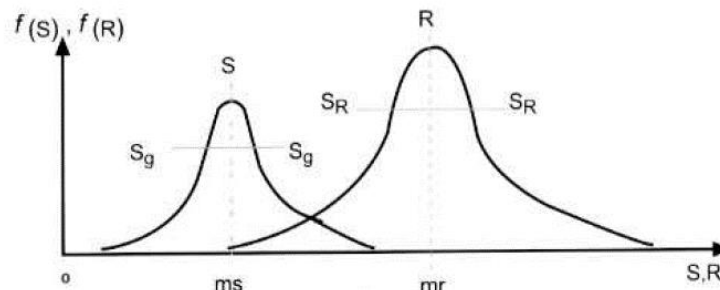


Figura 83. Índice de confiabilidad
Fuente: (Sobrino, J. y Casas, R., 1993).

Cuando la función G ($G=R-S$) es negativa, la estructura se encuentra en condición de falla, cuando es mayor que cero la seguridad de la estructura es aceptable y cuando es igual a cero la estructura se encuentra en condición crítica.

Al término G se le conoce como margen de seguridad. Debido a la gran cantidad de variables que intervienen tanto en el cálculo de la resistencia como en el cálculo de la sollicitación, estas son tomadas como variables aleatorias con su correspondiente distribución de probabilidad (ver figura 83). Para el caso de las variables aleatorias distribuidas R y S, diversos estudios muestran que las funciones de densidad son normales (Sobrino y Casas, 1993). El margen de seguridad se puede expresar como:

$$m_G = \beta * s_G \qquad \beta = \frac{m_G}{s_G} = \frac{m_R - m_S}{\sqrt{s_R^2 + s_S^2}} \quad \text{donde,}$$

Donde m_R , m_S y m_G corresponde a las medidas de la distribución de la resistencia, sollicitaciones y estado límite respectivamente. Además, s_R , s_S y s_G son las desviaciones estándar de la distribución de la resistencia, sollicitación y la función límite respectivamente.

Índice confiabilidad CCP-14

La carga vehicular de diseño de la nueva norma CCP-2014 se ha calibrado para un índice de confiabilidad (β) de 3.5, equivalente a una probabilidad de falla de 2.33×10^{-4} del orden de 2 en 10.000.

La obtención del índice de confiabilidad estructural para puentes de la norma CCP-14, fue realizado con el siguiente proceso:

- La distribución de la carga viva se obtuvo utilizando simulaciones de Monte Carlo.
- Proceso consistió en evaluar el efecto (Momento, Cortante) de diferentes trenes de camiones (generados aleatoriamente) representativos durante un día de tráfico (TPD) extrapolando dicho efecto a un periodo de 75 años.
- Para cada puente (luz) se evaluaron 1,000 simulaciones (182,000 en total) variando:

- ✓ Tipo Camión que Circula por el Puente (ver figura 84 y 86)
- ✓ Peso de los Camiones (ver figura 85)
- ✓ Distancia entre Camiones (ver figura 87)

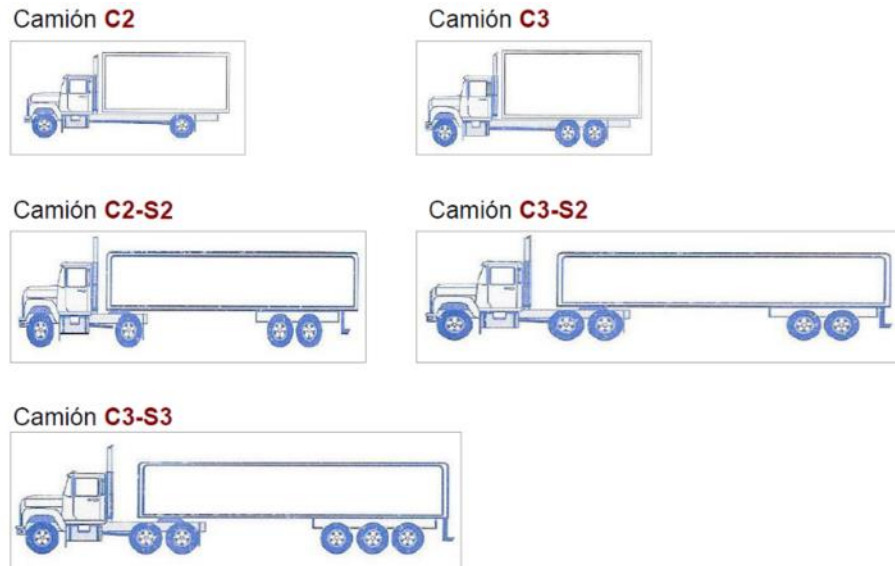


Figura 84. Tipo de camiones permitidos por el INVIAS
Fuente: Juan Correal Comité AIS-200

	Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4	Eje 5	Eje 6
C2	58.86	107.91				
C3	58.86	107.91	107.91			
C2-S2	58.86	107.91	107.91	107.91		
C3-S2	58.86	107.91	107.91	107.91	107.91	
C3-S3	58.86	107.91	107.91	78.48	78.48	78.48

Figura 85. Peso de los camiones, carga (KN) permitida en cada eje por el INVIAS
Fuente: Juan Correal Comité AIS-200

Nota: El peso de los camiones se supuso como una variable aleatoria distribuida log-normalmente. Los parámetros de la distribución se calcularon bajo el supuesto de que la carga tiene un coeficiente de variación del 30% y que la probabilidad de excedencia de la carga máxima permitida del INVIAS corresponde a los registros de violaciones en los pesajes

	C2	C3	C2-S2	C3-S2	C3-S3
Antioquia	45.51%	9.73%	6.25%	8.79%	29.73%
Arauca	73.33%	17.22%	0.00%	1.11%	8.33%
Bolívar	27.98%	7.21%	11.39%	12.79%	40.62%
Boyacá	41.72%	9.31%	0.98%	4.43%	43.56%
Caldas	91.33%	1.96%	0.16%	0.90%	5.64%
Casanare	11.06%	15.45%	1.59%	53.23%	18.68%
Cauca	62.79%	15.95%	0.76%	3.36%	17.13%
Cesar	10.41%	5.88%	0.52%	2.97%	80.22%
Cundinamarca	44.11%	30.01%	0.79%	5.03%	20.06%
Guajira	31.95%	4.53%	1.11%	2.82%	59.58%
Huila	61.12%	17.30%	0.89%	6.54%	14.14%
Meta	8.66%	11.90%	0.64%	53.97%	24.84%
N. Santander	49.00%	17.34%	1.44%	7.15%	25.06%
Risaralda	65.11%	20.24%	1.63%	2.24%	10.78%
Sucre	48.65%	11.14%	11.03%	9.19%	19.99%
Tolima	27.75%	5.18%	6.03%	18.50%	42.54%
Valle del Cauca	3.25%	1.31%	16.37%	17.55%	61.52%
P. Estadística	41.40%	11.86%	3.62%	12.39%	30.73%

Figura 86. Trafico promedio diario por Departamento, distribución porcentual de camiones por tipo.

Fuente: Juan Correal Comité AIS-200

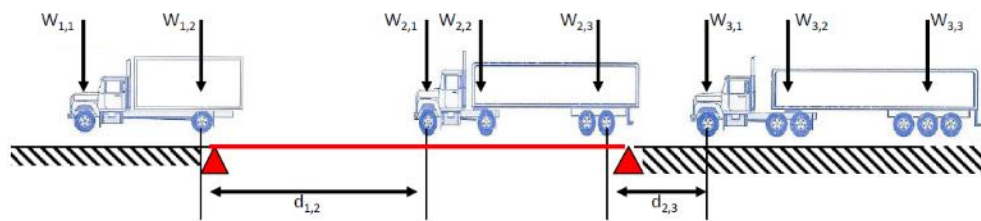


Figura 87. Distancia entre camiones

Fuente: Juan Correal Comité AIS-200

Nota: Distancia entre camiones se calcula como (25 y 45km/h; [65 Km/h - AASHTO]):

$d = v * t$, donde el tiempo es una V.A. exponencialmente distribuida con tasa $\lambda = 1/TPD$ (camiones/sec) (min $t = 0.5$ sec) $F(t) = 1 - \exp(-\lambda t)$

La carga viva vehicular de diseño se desarrolló como una representación ideal para obtener las solicitaciones de cortante y momento producidos por un grupo de vehículos permitidos (C2, C3, C2-S2, C3-S2, C3-S3) rutinariamente en las carreteras de varios departamentos representativos del territorio nacional, basado en la información del INVIAS en corredores viales de la red primaria.

No se incluyó el caso de Departamentos con cargas extremas; i.e., excesivamente altas (Zonas carboníferas) o extremadamente bajas, En casos extremos es importante realizar una evaluación detallada de la carga viva. El modelo de carga se llama “ideal” porque no se hizo ningún intento para relacionarlo con cargas que requieren permisos y escoltas, con sobrecargas ilegales, con permisos especiales de corta duración o cargas sobredimensionadas y/o extra pesadas. Los efectos de cortante y de momento fueron subsecuentemente comparados con los definidos en el Código CCP-94, de 1995 y las especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD, de 2012.

Por otro lado, las demás cargas (permanentes y transitorias) especificadas en la norma vigente colombiana permanecen básicamente iguales a las indicadas en la especificación americana AASHTO LRFD.

Estados límites

La norma colombiana actual esta fundamentada en la nueva filosofía de diseño por factores de carga y resistencia AASHTO LRFD, y como requisitos del metodo LRFD, los puentes deben diseñarse considerando unos estados

límites, con el fin de lograr los objetivos de seguridad, funcionalidad, facilidad de construcción y de inspección, estética, economía.

Un estado límite “es aquel estado en que se considera que una estructura se ha vuelto inadecuada para cumplir la función para la que fue proyectada”, “es el estado en que se viola alguno de los criterios que rigen su comportamiento”, “se define como aquella situación para la que, de ser superada, puede considerarse que una estructura no cumple con alguna de las funciones para la que fue proyectada”, “se establece para definir un evento que puede hacer que la estructura o uno de sus elementos se vuelva inservible desde el punto de vista de su función original” (Alfredo Santander).

La norma LRFD CCP 14 establece cuatro estados límites: Servicio, Fatiga, Resistencia y Evento extremo.

- El estado límite de servicio, tiene que ver con restricciones a los esfuerzos, a las deformaciones y al ancho de las grietas bajo condiciones normales o regulares de servicio, trata de asegurar que el comportamiento del puente sea aceptable durante su vida útil.
- El estado límite de fatiga, se refiere a una serie de restricciones al rango de esfuerzos producido por las cargas vivas vehiculares.
- El estado límite de resistencia trata de proveer a la estructura de la resistencia suficiente para satisfacer la desigualdad expresada en la siguiente ecuación (1.3.2.1-1 CCP14) para las combinaciones de carga que se esperan estadísticamente durante la vida útil. Además incluye la evaluación de la capacidad de la estructura a flexión, cortante, torsión y carga axial.

$$\sum r_i * Q_i \leq \phi R_n, \text{ donde:}$$

Q_i = Efecto producido por las cargas

r_i = Factor de carga

n_i = Factor de modificación de las cargas

R_n = Componente de la resistencia nominal

ϕ = Factor de resistencia

Nota: El factor ϕ tiene en cuenta: Calidad de los materiales, formulación matemática, mano de obra y control en la calidad de la construcción. El factor γ tiene en cuenta la incertidumbre en la magnitud, en la posición y la combinación de las cargas. η tiene en cuenta la redundancia, ductilidad y clasificación operacional

- El estado límite de evento extremo, se refiere a la supervivencia estructural de un puente durante un sismo extremo o bajo la colisión de un barco o un vehículo. Debido a la bajísima probabilidad de que estos eventos ocurran en forma simultánea, se supone que nunca actúan al mismo tiempo.

Los elementos estructurales y conexiones, deben diseñarse para resistir las combinaciones de cargas especificadas en la norma LRFD CCP 14 (ver tabla 12), correspondientes a los estados límites descritos anteriormente, basicamente iguales a las indicadas para la especificación americana AASHTO LRFD.

Cargas permanentes

CR = fuerzas debidas al flujo plástico

DD = fuerza de fricción negativa

DC = peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales

DW = peso propio carpeta de rodamiento y de las instalaciones

EH = empuje horizontal del suelo

EL = fuerzas misceláneas resultantes del proceso de construcción, incluyendo el izaje de voladizos en construcción por segmentos

ES = sobrecarga de suelo

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

PS = fuerzas secundarias debidas a pretensado

SH = fuerzas debidas a la retracción

Cargas transitorias

BL = carga de explosión

BR = fuerza de frenado vehicular

CE = fuerza centrífuga vehicular

CT = fuerza de colisión vehicular

CV = fuerza de colisión de embarcaciones

EQ = carga sísmica

FR = carga de fricción

IC = carga de hielo

IM = incremento de carga dinámica vehicular

LL = carga viva vehicular

LS = sobrecarga de carga viva

PL = carga viva peatonal

SE = fuerzas debidas a asentamiento

TG = fuerzas debidas a gradiente de temperatura

TU = fuerza debida a temperatura uniforme

WA = carga de agua y presión de la corriente

WL = carga de viento sobre la carga viva

WS = carga de viento sobre la estructura

Tabla 12. Combinaciones y factores de carga (tabla 3.4.1-1 CCP-14)

Tabla 3.4.1-1- Combinaciones y Factores de Carga

Estado Límite de la Combinación de carga	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use uno de estos a la vez				
										EQ	BL	IC	CT	CF
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.40 0	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.40 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.70 0	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo LL, IM & CE	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga I II- Sólo LL, IM & CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AIS, 2014

Tabla 13. Factores para cargas permanentes, γp (tabla 3.4.1-2 CCP-14)

Tipo de Carga, tipo de Cimentación, y Método para Calcular la fricción negativa		Factor de Carga	
		Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Componentes y Accesorios		1.25	0.90
<i>DC</i> : Sólo Resistencia IV		1.50	0.90
<i>DD</i> : Fricción negativa	Pilas, Método α Tomlinson	1.4	0.25
	Pilas, Método λ	1.05	0.30
	Pozos perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
<i>DW</i> : Superficie de rodadura e instalaciones		1.50	0.65
<i>EH</i> : Presión horizontal de suelo			
• Activa		1.50	0.90
• En reposo		1.35	0.90
• <i>AEP</i> para muros anclados		1.35	N/A
<i>EL</i> : Tensiones residuales de Construcción		1.00	1.00
<i>EV</i> : Presión vertical de suelo			
• Estabilidad general		1.00	N/A
• Muros de Contención y Estribos		1.35	1.00
• Estructuras Rígidas Enterradas		1.30	0.90
• Marcos Rígidos		1.35	0.90
• Estructuras Flexibles Enterradas			
○ Alcantarillas Metálicas y Alcantarillas Armadas Estructurales Corrugas Profundas		1.5	0.9
○ Alcantarillas Termoplásticas		1.3	0.9
○ Todas las demás		1.95	0.9
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo		1.50	0.75

Fuente: AIS, 2014

En la tabla 12, se resalta la combinación de carga para el estado límite evento extremo I, la cual aplica para diseñar elementos del puente que se puedan ver afectados por sismos.

Evento Extremo I

$$= \gamma p (\text{cargas permanentes}) + \gamma EQ (\text{cargas vivas}) + 1.0 WA + 1.0 FR + 1.0 EQ$$

Donde: WA: carga de agua y presión de la corriente, FR: carga de fricción, EQ: carga sísmica, γp : es un factor de carga máximo y mínimo para las cargas permanentes, tal como se especifican en la tabla 13, ósea la tabla 3.4.1-2 de la norma CCP-14, y por último, γEQ : es un factor de carga para las cargas vivas, el cual según la norma CCP-2014 y la especificación americana AASHTO LRFD 6th, 7th y 8th edition, menciona lo siguiente:

“El factor de carga para carga viva γEQ , debe determinarse con base en cada proyecto específico”. (AIS, 2014)

Y en los comentarios de las normas menciona lo siguiente

“En las pasadas ediciones de estas especificaciones se usó $\gamma_{EQ}=0,0$. Este asunto no se ha resuelto. La posibilidad de carga viva parcial, es decir, $\gamma_{EQ}<1$, en conjunto con sismo debería considerarse. La aplicación de la Regla de Turkstra para combinar cargas no correlacionadas indica que $\gamma_{EQ}<0,5$ es razonable para un amplio intervalo de valores de tráfico promedio diario de camiones (ADTT)”. (AIS, 2014)

Por consiguiente, queda claro, que en Colombia antes de la entrada en vigencia de la norma CCP-2014, los ingenieros estructurales durante muchas décadas, para diseñar los puentes del país no tenían en cuenta las cargas vivas en la combinación de carga que incluía cargas permanentes con cargas sísmicas. (Ver tabla 8 y subcapítulo 2.1.2 Evolución de la norma para el diseño de puentes en Colombia)

Pero a partir de que empezó a regir la nueva norma, se especificó que si se debe tener en cuenta un factor para las cargas vivas representadas por la carga viva vehicular de diseño conocida como carga CC-14 y cargas vivas peatonales, dado que siempre existirá una probabilidad de que en el momento que ocurra un evento sísmico se encuentren vehículos y/o camiones sobre el puente. Sin embargo, la norma anota que este factor debe ser definido según las características de cada proyecto único, sin precisar unos valores aproximados para ser usados en el diseño, lo que nos da un rango muy amplio para este factor que puede variar desde un 0% hasta un 100% de carga viva adicional al sismo, desembocando en el problema de que se puede presentar una deficiente estimación del factor para carga viva “ γ_{EQ} ”.

Así mismo, este valor, que no está definido claramente en la norma colombiana y americana, se presenta por algunas causas que se mencionan a continuación:

- En primer lugar, debido a una mínima cantidad de investigaciones académicas relacionadas en este tema que permita ajustar la norma o en su defecto mostrar análisis más detallados por parte de las universidades y/o de sus estudiantes en semilleros de investigación o trabajos de tesis, con el fin de tener una valoración más acertada de este factor de carga por los diseñadores.
- De igual modo, el problema también proviene de que la información preliminar como insumo para el diseño de un puente se encuentre incompleta, en aspectos como lo puede ser la ubicación, la topografía, el diseño geométrico de la vía, el estudio de suelos o uno de los más importantes como lo es el estudio de tránsito, el cual nos entrega el tránsito promedio diario de la carretera y las condiciones de las vías alternas con su flujo vehicular, por efecto de un proyecto mal estructurado, al realizar consultorías con muy poco tiempo de plazo para entrega de resultados y/o elaborados por profesionales con corta experiencia en este tipo de proyectos como lo son los puentes.
- De la misma manera, se puede generar una equivocada estimación por la poca experiencia del diseñador estructural, en algunas ocasiones por tratarse de un profesional recién egresado sin acompañamiento de un jefe supervisor, o por llevar varios proyectos diseñados sin algún tipo de revisión externa, o en últimas por una mala apreciación del factor de carga por cortos tiempos para entrega de los diseños, en ocasión a un mercado acelerado en nuestro país que no da espera para la entrega de resultados.

Por otra parte, todas las causas anteriormente planteadas pueden desembocar en deficiencias en el diseño estructural del puente, siendo ineficiente, obteniendo tamaño de secciones de los elementos y cantidad de refuerzo mal calculadas, lo cual podría ocasionar dos extremos:

Si el factor es definido muy bajo, puede generar un puente inseguro ante el riesgo de una probabilidad de falla muy alta ante un evento sísmico con presencia de carga vehicular, resultando en pérdidas humanas y materiales.

Si el factor es definido muy alto, puede repercutir en un puente sobredimensionado altamente costoso para su construcción, derivando en un proyecto inviable para el estado por una relación costo/beneficio alto para el puente, terminando ambos caminos en una baja calidad de vida para la población aledaña al proyecto.



Figura 88. Árbol de problemas
Fuente: Elaboración propia

A partir de los planteamientos anteriores, se considera importante para la maestría en ingeniería civil con énfasis en estructuras realizar un trabajo de grado para estudiar el comportamiento estructural de tres puentes en concreto reforzado y/o preesforzado ubicados en distintos lugares del territorio colombiano, abarcando zonas de amenaza sísmica alta, intermedia y baja, diseñados con el código CCP-2014, y principalmente variando el factor de carga para carga viva aplicada simultáneamente con cargas sísmicas, con el fin de comparar y verificar de manera cuantitativa la variación de las solicitaciones de estas cargas en los puentes que se diseñan diariamente en nuestro país y así entregar un análisis que sirva de soporte para la estimación del factor " γ_{EQ} " con un criterio más académico.

2.2 Normas internacionales

A continuación, se relacionan algunos datos importantes de normas internacionales consultadas en lo relacionado a la combinación de carga que incluya sismo con cargas vivas aplicados simultáneamente.

2.2.1 Canadá: CAN/CSA S6-14 Suplemento 2016

En la norma canadiense “S6-14 Canadian Highway Bridge Design Code” inicialmente en el capítulo de definición de cargas y combinaciones de carga, se muestran los factores de carga y las combinaciones que se requieren de acuerdo con el código CAN/CSA S6. Ver tabla siguiente.

Tabla 14. Factores de carga y combinaciones de carga código CAN/CSA S6

Loads	Permanent Loads			Transitory Loads					Exceptional Loads			
	D	E	P	L ¹	K	W	V	S	EQ	F	A	H
Fatigue limit state <i>FLS Combination 1</i>	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Serviceability limit states												
<i>SLS Combination 1</i>	1.00	1.00	1.00	0.90	0.80	0	0	1.00	0	0	0	0
<i>SLS Combination 2²</i>	0	0	0	0.90	0	0	0	0	0	0	0	0
Ultimate limit states³												
<i>ULS Combination 1</i>	α_D	α_E	α_P	1.70	0	0	0	0	0	0	0	0
<i>ULS Combination 2</i>	α_D	α_E	α_P	1.60	1.15	0	0	0	0	0	0	0
<i>ULS Combination 3</i>	α_D	α_E	α_P	1.40	1.00	0.50 ⁴	0.50	0	0	0	0	0
<i>ULS Combination 4</i>	α_D	α_E	α_P	0	1.25	1.65 ⁴	0	0	0	0	0	0
<i>ULS Combination 5</i>	α_D	α_E	α_P	0	0	0	0	0	1.00	0	0	0
<i>ULS Combination 6⁵</i>	α_D	α_E	α_P	0	0	0	0	0	0	1.30	0	0
<i>ULS Combination 7</i>	α_D	α_E	α_P	0	0	0.90 ⁴	0	0	0	0	1.30	0
<i>ULS Combination 8</i>	α_D	α_E	α_P	0	0	0	0	0	0	0	0	1.00
<i>ULS Combination 9</i>	1.35	α_E	α_P	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Fuente: CSA, 2014

En la tabla 14, se observa que para los estados límites últimos en la combinación 5, la cual está relacionada con la carga del sismo (EQ), se evidencia que se le

adicionan las cargas permanentes (D, E, P) con sus respectivos factores, pero, no se tiene en cuenta las cargas vivas o transitorias (L), ya que aparece con un valor de cero (0).

Sin embargo, esta norma en el 2016 se actualiza con el suplemento a CHBDC S6-14 y en la sección 3 Cargas, 3.5 factores de carga y combinaciones de carga, se modifica la tabla inicial del código CAN/CSA S6 por la siguiente tabla:

Tabla 15. Factores de carga y combinaciones de carga suplemento 2016 código CAN/CSA S6
Add the following to **Table 3.1 Load factors and load combinations**:

Loads	Permanent Loads				Transitory Loads				Exceptional Loads			
	D	E	P	L*	K	W	V	S	EQ	F	A	H
Ultimate Limit States‡												
ULS Combination 5A***	α_D	α_E	α_P	λ	0	0	0	0	1.00	0	0	0

Fuente: CSA, 2014

Con esta actualización de la norma canadiense, se crea para los estados límites últimos, una combinación 5A alterna para la carga del sismo (EQ), donde se incluye un factor λ , para las cargas vivas o transitorias (L) adicional a la cargas permanentes (D, E, P) con sus respectivos factores, para aplicar simultáneamente.

A continuación, se mencionan las notas que trae la actualización de la tabla, y su respectiva traducción por el autor del presente trabajo:

*** For long spans in Seismic Performance Categories 2 and 3, either continuous or semi-continuous for live load, with any one span or combination of spans greater than 200 meters in length. λ shall be equal to 0.50 unless otherwise consented to by the Ministry,

*** Para tramos largos en las categorías de rendimiento sísmico 2 y 3, ya sea continua o semicontinua para carga viva, con un tramo cualquiera o una

combinación de tramos de más de 200m de longitud. λ será igual a 0.50 a menos que el Ministerio lo autorice de otra manera.

Commentary: *For long-span bridges classified as lifeline bridges in accordance with Clause 4.4.2, partial live load shall be included in ULS Combination 5A. Effects of live load on bridge inertia mass for dynamic analysis need not to be considered for this special load case.*

Comentario: Para puentes de tramo largo clasificados como puentes de línea de vida de acuerdo con la Cláusula 4.4.2, la carga viva parcial se incluirá en la combinación 5A de ULS. Los efectos de la carga viva en la masa de inercia del puente para el análisis dinámico no necesitan ser considerados para este caso de carga especial.

For long-span lifeline bridges, presence of partial live load during a major seismic event shall be considered. Application of Turkstra's rule for combining uncorrelated loads indicates that 50% of live load is reasonable for a wide range of values of average daily truck traffic (ADTT). This issue has been considered for the first time in the third edition of the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2004.

Para puentes de línea de vida de largo alcance, se debe considerar la presencia de carga parcial en vivo durante un evento sísmico importante. La aplicación de la regla de Turkstra para combinar cargas no correlacionadas indica que el 50% de la carga viva es razonable para una amplia gama de valores del tráfico promedio diario de camiones (ADTT). Este problema se ha considerado por primera vez en la tercera edición de las especificaciones de diseño del puente AASHTO LRFD, 2004.

2.2.2 EU Internacional: Bridge Design to Eurocodes

La norma europea "Bridge Design to Eurocodes", en su capítulo 2. "Basis of design (EN 1990)" realizada por Steve Denton, Parsons Brinckerhoff, Chairman of CEN/TC250 Horizontal Group Bridges. En el numeral 2.7 "EN1990 Section 6 – Limit state design and Annex A2 – Application for bridges". Es en donde se describe cómo se aplica el método del factor parcial en las verificaciones de estado límite. Proporciona el marco general para las aplicaciones del método del factor parcial, incluida la forma en que se combinan las acciones y se aplican los factores parciales.

En el numeral 2.7.5 "combinations of actions" se describen las combinaciones de acciones. EN 1990: 2002 identifica seis expresiones generales para la combinación de acciones que se utilizan para el diseño de puentes.

"Combinaciones de acciones" es el sexto concepto clave resumido, se presenta la tabla 16. Cada combinación de acciones tiene una probabilidad estadística diferente de ocurrir y se utilizan para diferentes verificaciones de estado límite.

EN 1990: 2002 expresa el requisito de que todas las acciones que pueden ocurrir simultáneamente se consideren juntas en estas combinaciones de acciones. Por supuesto, hay casos en los que, por razones funcionales o físicas, las acciones no pueden ocurrir simultáneamente y se dan ejemplos en EN 1990: 2002, A2.2. En el caso del diseño de puentes, la forma en que se combinan las acciones se simplifica aún más formando cargas de tráfico en grupos que luego se tratan como una acción variable única (multicomponente) (ver EN 1991-2).

Se utilizan tres combinaciones de acciones para las verificaciones finales del estado límite: una se usa para situaciones de diseño persistentes y transitorias, una para situaciones de diseño accidentales y otra para situaciones de diseño sísmico.

Se utilizan tres combinaciones de acciones para las verificaciones de estado límite de servicio. Estos se denominan combinación característica, combinación frecuente y combinación casi-permanente. La combinación casi-permanente también se utiliza para calcular efectos a largo plazo, como la fluencia. Aunque no siempre fue totalmente respetado por las otras partes del Eurocódigo, la intención de EN 1990: 2002 era que la combinación característica se usara generalmente para

verificaciones de estado límite de servicio irreversible y la combinación frecuente menos onerosa se usaría para verificaciones de estado límite de servicio reversible.

Tabla 16. combinaciones de acciones código EU EN1990

		EN 1990 Equ ⁿ	Permanent actions, G_k	Prestress, P	Accidental action	Leading variable action, $Q_{k,1}$		Accompanying variable actions, $Q_{k,j}$ ($j > 1$)	
			$\gamma^{(1)}$	$\gamma^{(1)}$		$\gamma^{(1)}$	$\psi^{(2)}$	$\gamma^{(1)}$	$\psi^{(2)}$
Ultimate limit states	Persistent or transient design situations	6.10 ⁽³⁾	γ_G	γ_P	n/a	γ_Q	1.0	γ_Q	ψ_0
	Accidental design situations	6.11	1.0	1.0	A_d	1.0	ψ_1 or $\psi_2^{(4)}$	1.0	ψ_2
	Seismic design situations	6.12	1.0	1.0	A_{Ed}	1.0	ψ_2	1.0	ψ_2
Serviceability limit states ⁽⁶⁾	Characteristic combination	6.14	1.0	1.0	n/a	1.0	1.0	1.0	ψ_0
	Frequent combination	6.15	1.0	1.0	n/a	1.0	ψ_1	1.0	ψ_2
	Quasi-permanent combination ⁽⁵⁾	6.16	1.0	1.0	n/a	1.0	ψ_2	1.0	ψ_2

Fuente: EU JRC, 2012

A continuación, se mencionan las notas que trae la tabla, y su respectiva traducción por el autor del presente trabajo:

Notes:

- (1) Values of γ are obtained from **Tables A2.4(A)-(C)**
- (2) Values of ψ are obtained from **Tables A2.1, Table A2.2, Table A2.3** for road bridges, footbridges and rail bridges respectively
- (3) Either expressions 6.10 or the more onerous of 6.10a and 6.10b may be used (the decision is a Nationally Determined Parameter). **Expression 6.10 is used in this example.**
- (4) Expression 6.11 allows the use of either or ψ_1 or ψ_2 . The decision is a Nationally Determined Parameter, see **Table A2.5**. However, see also EN 1990:2002, **A2.2.5(3)**.
- (5) Also used for long term effects.
- (6) Guidance on which combination should be used for specific serviceability limit state verifications is given in the relevant parts of EN 1992 to EN 1999.

(1) Los valores de (γ) se obtienen de las Tablas A2.4 A-C

(2) Los valores de (ψ) se obtienen de las Tablas A2.1, Tabla A2.2, Tabla A.2.3 para puentes de carreteras, puentes peatonales y puentes ferroviarios, respectivamente.

(3) Se pueden usar las expresiones 6.10 o las más onerosas de 6.10a y 6.10b (la decisión es un parámetro determinado a nivel nacional). La expresión 6.10 se usa en este ejemplo.

(4) La expresión 6.11 permite el uso de o (ψ_1 o ψ_2). La decisión es un parámetro determinado a nivel nacional, ver Tabla A2.5. Sin embargo, ver también EN 1990: 2002, A2.2.5 (3).

(5) También se usa para efectos a largo plazo

(6) En las partes pertinentes de EN 1992 a EN 1999 se proporciona orientación sobre qué combinación se debe utilizar para las verificaciones específicas del estado límite de servicio.

Tabla 17. Valores de diseño de acciones para usar en combinaciones de acciones accidentales y sísmicas EN1990:2002

Table A2.5 - Design values of actions for use in accidental and seismic combinations of actions

Design situation	Permanent actions		Prestress	Accidental or seismic action	Accompanying variable actions (**)	
	Unfavourable	Favourable			Main (if any)	Others
Accidental(*) (Eq. 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	A_d	$\psi_{1,i} Q_{k,1}$ or $\psi_{5,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seismic(***) (Eq. 6.12a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$		$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Fuente: EN 1990, 2002

A continuación, se mencionan las notas que trae la tabla, y su respectiva traducción por el autor del presente trabajo:

<p>(*) In the case of accidental design situations, the main variable action may be taken with its frequent or, as in seismic combinations of actions, its quasi-permanent values. The choice will be in the National Annex, depending on the accidental action under consideration.</p> <p>(**) Variable actions are those considered in Tables A2.1 to A2.3.</p> <p>(***) The National Annex or the individual project may specify particular seismic design situations. For railway bridges only one track need be loaded and load model SW/2 may be neglected.</p> <p>NOTE The design values in this Table A2.5 may be changed in the National Annex. The recommended values are $\gamma = 1,0$ for all non seismic actions.</p>

(*) En el caso de situaciones de diseño accidentales, la acción variable principal puede tomarse con sus valores frecuentes o, como en las combinaciones sísmicas de acciones, sus valores casi-permanentes. La elección estará en el Anexo Nacional, dependiendo de la acción accidental bajo consideración.

(**) Las acciones variables son las consideradas en las Tablas A2.1 a A2.3.

(***) El Anexo Nacional o el proyecto individual pueden especificar situaciones particulares de diseño sísmico.

NOTA Los valores de diseño en esta Tabla A2.5 pueden modificarse en el Anexo Nacional. Los valores recomendados son $\gamma = 1,0$ para todas las acciones no sísmicas.

Tabla 18. Valores recomendados de factores ψ para puentes de carretera EN1990:2002

Table A2.1 – Recommended values of ψ factors for road bridges

Action	Symbol	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Traffic loads (see EN 1991-2, Table 4.4)	gr1a (LM1+pedestrian or cycle-track loads) ¹⁾	TS	0,75	0,75	0
		UDL	0,40	0,40	0
		Pedestrian+cycle-track loads ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (Single axle)		0	0,75	0
	gr2 (Horizontal forces)		0	0	0
	gr3 (Pedestrian loads)		0	$\frac{[AC_1]}{[AC_2]} 0,40 \frac{[AC_1]}{[AC_2]}$	0
	gr4 (LM4 – Crowd loading))		0	$\frac{[AC_2]}{[AC_1]} - \frac{[AC_2]}{[AC_1]}$	0
gr5 (LM3 – Special vehicles))		0	$\frac{[AC_2]}{[AC_1]} - \frac{[AC_2]}{[AC_1]}$	0	
Wind forces	F_{Wk}				
	- Persistent design situations	0,6	0,2	0	
	- Execution	0,8	-	0	
	F_{Wk}^*	1,0	-	-	
Thermal actions	T_k	0,6 ³⁾	0,6	0,5	
Snow loads	Q_{Srk} (during execution)	0,8	-	-	
Construction loads	Q_c	1,0	-	1,0	

Fuente: EN 1990, 2002

A continuación, se mencionan las notas que trae la tabla, y su respectiva traducción por el autor del presente trabajo:

<p>1) The recommended values of ψ_0, ψ_1 and ψ_2 for gr1a and gr1b are given for road traffic corresponding to adjusting factors α_{Qi}, α_{qi}, α_{qr} and β_Q equal to 1. Those relating to UDL correspond to common traffic scenarios, in which a rare accumulation of lorries can occur. Other values may be envisaged for other classes of routes, or of expected traffic, related to the choice of the corresponding α factors. For example, a value of ψ_2 other than zero may be envisaged for the UDL system of LM1 only, for bridges supporting severe continuous traffic. See also EN 1998.</p> <p>2) The combination value of the pedestrian and cycle-track load, mentioned in Table 4.4a of EN 1991-2, is a "reduced" value. ψ_0 and ψ_1 factors are applicable to this value.</p> <p>3) The recommended ψ_0 value for thermal actions may in most cases be reduced to 0 for ultimate limit states EQU, STR and GEO. See also the design Eurocodes.</p>
--

1) Los valores recomendados de ψ_0 , ψ_1 y ψ_2 para gr1a y gr1b se dan para el tráfico por carretera correspondiente a los factores de ajuste α_{Qi} , α_{qi} , α_{qr} y β_Q igual a 1. Los relacionados con UDL corresponden a escenarios de tráfico comunes, en los que puede ocurrir una rara acumulación de reservas. Se pueden prever otros valores para otras clases de rutas, o de tráfico esperado, relacionadas con la elección de los factores α correspondientes. Por ejemplo, se puede prever un valor de ψ_2 distinto de cero para el sistema UDL de LM1 solamente, para puentes que soportan severo continuo tráfico. Ver también EN 1998.

2) El valor de combinación de la carga para peatones y ciclovías, mencionado en la Tabla 4.4a de EN 1991-2, es un valor "reducido". Los factores ψ_0 y ψ_1 son aplicables a este valor.

3) El valor de ψ_0 recomendado para acciones térmicas en la mayoría de los casos puede reducirse a 0 para los estados límite finales EQU, STR y GEO. Ver también el diseño Eurocódigos.

Con base en todo lo anterior actualmente en los Eurocódigos, se observa que para los estados límites últimos en la combinación para situaciones de diseño sísmico, se evidencia que se añaden cargas permanentes (G_K), cargas de preesfuerzo (P), cargas de sismo accidental (A_E) con su respectivo factor, y por último para las cargas vivas (Q_K) con su factor (ψ_2) no se tienen en cuenta porque el factor dice cero (0), cuando todas las cargas se aplican simultáneamente. Sin embargo, también manifiesta que el Anexo Nacional de cada país o el proyecto individual pueden especificar situaciones particulares de diseño sísmico diferentes a las allí presentadas. Por ejemplo, se puede prever un valor de ψ_2 distinto de cero para el sistema UDL de LM1 solamente, para puentes que soportan severo continuo tráfico.

2.2.3 Británica:BS-5400

La norma británica "British Standard", en su comité BS 5400-2: 1978", Steel, concrete and composite bridges, establece Part 2: Specification for loads, Esta Parte de BS 5400 especifica las cargas nominales y su aplicación, junto con los factores parciales, $\gamma_f L$, que se utilizarán para derivar las cargas de diseño. Las cargas y combinaciones de carga especificadas son para puentes de carreteras, ferrocarriles y senderos para peatones / bicicletas en el Reino Unido. Cuando se aplican diferentes regulaciones de carga, pueden ser necesarias modificaciones. Las combinaciones de cargas, se especifican en tres combinaciones principales y dos secundarias de cargas; Los valores de $\gamma_f L$ para cada carga para cada combinación

en la que se considera se dan en las cláusulas relevantes y también se resumen en la Tabla 19.

Combinación 1. Para puentes de carretera y ciclovía, las cargas a considerar son las cargas permanentes, junto con las cargas vivas primarias apropiadas y, para puentes ferroviarios, las cargas permanentes, junto con las cargas vivas primarias y secundarias apropiadas.

Combinación 2. Para todos los puentes, las cargas a considerar son las cargas en la combinación 1, junto con las debidas al viento y, cuando se considera la construcción, cargas de construcción temporales.

Combinación 3. Para todos los puentes, las cargas a considerar son las cargas en la combinación 1, junto con las que surgen de la restricción debido a los efectos del rango y la diferencia de temperatura, y, cuando se considera la construcción, cargas de construcción temporales.

Combinación 4. La combinación 4 no se aplica a los puentes ferroviarios, excepto para la carga de colisión de vehículos en los soportes del puente. Para puentes de carretera, las cargas a considerar son las cargas permanentes y las cargas vivas secundarias, junto con las cargas vivas primarias apropiadas asociadas con ellas. Las cargas vivas secundarias se considerarán por separado y no es obligatorio combinarlas. Cada uno se tomará con su carga viva primaria asociada apropiada.

Para puentes de pie / ciclovía, la única carga viva secundaria a considerar es la carga de colisión del vehículo con soportes de puente (ver 6.9).

Combinación 5. Para todos los puentes, las cargas a considerar son las cargas permanentes, junto con las cargas debidas a la fricción en los rodamientos.

El sismo está considerado en la cláusula 5.7 de la tabla 19, denominada "Exceptional loads" Cargas excepcionales. Donde es probable que se encuentren otras cargas no especificadas en esta norma, p. Ej. Los efectos de los terremotos,

los flujos de corrientes o las bolsas de hielo, se tendrán en cuenta. La carga nominal a adoptar tendrá un valor de acuerdo con la base general de probabilidad de ocurrencia establecida en la Parte 1 de la norma británica. Según lo definido en la tabla 19, el factor del sismo será evaluado y acordado entre el ingeniero y la autoridad correspondiente.

Tabla 19. Cargas para tomar en cada combinación con el apropiado γ_{FL} código BS-5400

Table 1 — Loads to be taken in each combination with appropriate γ_{FL}

ULS: ultimate limit state SLS: serviceability limit state							
Clause number	Load	Limit state	γ_{FL} to be considered in combination				
			1	2	3	4	5
5.1	Dead: steel	ULS ^a SLS	1.05 1.00	1.05 1.00	1.05 1.00	1.05 1.00	1.05 1.00
	concrete	ULS ^a SLS	1.15 1.00	1.15 1.00	1.15 1.00	1.15 1.00	1.15 1.00
5.2	Superimposed dead	ULS ^b SLS ^b	1.75 1.20	1.75 1.20	1.75 1.20	1.75 1.20	1.75 1.20
5.1.2.2 & 5.2.2.2	Reduced load factor for dead and superimposed dead load where this has a more severe total effect	ULS	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5.3	Wind: during erection	ULS SLS		1.10 1.00			
	with dead plus superimposed dead load only, and for members primarily resisting wind loads	ULS SLS		1.40 1.00			
	with dead plus superimposed dead plus other appropriate combination 2 loads	ULS SLS		1.10 1.00			
	relieving effect of wind	ULS SLS		1.00 1.00			
5.4	Temperature: restraint to movement, except frictional	ULS SLS			1.30 1.00		
	frictional restraint	ULS SLS					1.30 1.00
	effect of temperature difference	ULS SLS			1.00 0.80		
5.6	Differential settlement	ULS	to be assessed and agreed between the engineer and the appropriate authority				
5.7	Exceptional loads	SLS					

5.8	Earth pressure: retained fill and/or live load surcharge	ULS	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
	relieving effect	SLS	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5.9	Erection: temporary loads	ULS		1.15	1.15		
6.2	Highway bridges live loading: HA alone	ULS	1.50	1.25	1.25		
6.3	HA with HB or HB alone	SLS	1.20	1.00	1.00		
		ULS	1.30	1.10	1.10		
6.5	Centrifugal load and associated primary live load	SLS				1.50	
		ULS				1.00	
6.6	Longitudinal load: HA and associated primary live load	ULS				1.25	
		SLS				1.00	
6.7	HB and associated primary live load	ULS				1.10	
		SLS				1.00	
6.7	Accidental skidding load and associated primary live load	ULS				1.25	
6.8	Vehicle collision load with bridge parapets and associated primary live load	SLS				1.00	
		ULS				1.25	
6.9	Vehicle collision load with bridge supports ^c	SLS				1.25	
		ULS				1.00	
7	Foot/cycle track bridges: live load and parapet load	ULS	1.50	1.25	1.25	1.25	
		SLS	1.00	1.00	1.00	1.00	
8	Railway bridges: type RU and RL primary and secondary live loading	ULS	1.40	1.20	1.20		
		SLS	1.10	1.00	1.00		

Fuente: BS-5400, 1978

2.2.4 España: Norma de Construcción Sismorresistente Puentes

NCSP-07

En la norma de construcción sismorresistente de puentes NCSP-07 se menciona en el capítulo 2.4., la situación sísmica de cálculo:

Teniendo en cuenta que la acción sísmica se considera accidental, las situaciones de cálculo en que aparece involucrada esta acción son situaciones accidentales.

La combinación de acciones a considerar para el estudio de la situación sísmica que se puede presentar a lo largo de la vida útil de los puentes es la siguiente:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_A \cdot A_E \quad (2.1)$$

donde:

- $\gamma_{G,i}, \gamma_{G^*,j}, \gamma_{Q,1}, \gamma_A$: Coeficientes parciales de seguridad para las acciones.
- $G_{k,i}$: Valor característico de las acciones permanentes.
- $G_{k,j}^*$: Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
- $\psi_{2,1}, Q_{k,1}$: Valor casi-permanente de la sobrecarga de uso. A efectos de la aplicación de esta Norma, en los puentes de baja o media intensidad de tráfico y en las pasarelas peatonales, se podrá tomar $\psi_{2,1} = 0$.
- A_E : Valor de la acción sísmica que sea pertinente según la comprobación que se vaya a realizar (sismo último de cálculo, sismo frecuente de cálculo o sismo durante la construcción), según el capítulo 3.

No se combinará la acción sísmica con la acción del viento ni de la nieve.

Figura 89. Combinación de cargas para el sismo

Fuente: Ministerio de Fomento de España, 2007

G_{K_i} : los valores de las acciones permanentes de valor constante corresponden a peso propio, cargas muertas.

G_{K_j} : los valores de las acciones permanentes de valor no constante corresponden a presolicitaciones, acciones reológicas, empuje del terreno, etc.

$Q_{K,1}$: los valores casi-permanente de la sobrecarga de uso, corresponden a cargas vivas vehiculares.

En la figura 89 se muestra la ecuación para la combinación de carga para el sismo, en ella se tiene en cuenta además del sismo, las cargas permanentes con sus respectivos factores y las cargas vivas vehiculares con su respectivo factor, sin un valor claramente especificado, sin embargo, la norma menciona que, si el puente es de baja o media intensidad de tráfico o es un puente peatonal, el factor se puede tomar como cero (0), y no se tendría en cuenta las cargas vivas simultáneamente con el sismo.

2.2.5 Países latinoamericanos

En la mayoría de países latinoamericanos como la norma argentina: CIRSOC 801 – Reglamento Argentino para el Diseño de Puentes Carreteros 2016, la norma chilena: Manual de carreteras vol. 3 2007, la norma paraguaya: Manual de carreteras del Paraguay Normas para estructuras y puentes 2011, la norma peruana: Manual de diseño de puentes 2003, etc., se usa como referencia la especificación americana AASHTO LRFD, y por lo tanto, se tienen las mismas consideraciones para el factor de carga viva cuando se aplica simultáneamente con el sismo.

2.3 Investigaciones relacionadas

A continuación, se relacionan algunos datos importantes de bibliografía consultadas en lo relacionado a la combinación de carga que incluya sismo con cargas vivas aplicados simultáneamente.

2.3.1 Artículo de I.G. Buckle 2002

En el libro “Foundation design codes and soil investigation in view of international harmonization and performance based design” Códigos de diseño de fundaciones e investigación de suelos en vista de la armonización internacional y el diseño basado en el desempeño, se recopiló el artículo de investigación “AASHTO LRFD limit state design of bridges with emphasis on seismic performance” Diseño de puentes de estado límite AASHTO LRFD con énfasis en el rendimiento sísmico, por parte del Doctor Buckle (2002), de la universidad de Nevada, Reno, Nevada, Estados Unidos de América. En este artículo el doctor Buckle hace la siguiente recapitulación de los factores de carga y resistencia para el estado límite sísmico:

La combinación de carga para el Evento Extremo I es la única combinación que involucra efectos de terremotos. Se supone que las cargas actúan al mismo tiempo que las cargas sísmicas, son las cargas permanentes y una parte de la carga viva. La ocurrencia simultánea de otros estados límite y eventos extremos se considera muy improbable y se omite del evento sísmico.

Los factores de carga para las cargas permanentes más comunes varían de 1.25 a 1.50, y para la carga viva de 0.0 a 0.5, dependiendo de dónde esté ubicado el puente (en un área urbana con grandes volúmenes de tráfico, $\gamma_{eq} = 0.5$). El factor de carga para los efectos del terremoto es 1.0, lo que refleja el hecho de que los coeficientes de diseño sísmico se basan en un espectro de respuesta no factorizado para un terremoto de 500 años. En resumen, el efecto total de la forma factorizada viene dado por:

$$Q = n \sum \gamma_i * Q_i = n(\gamma_p * DL + \gamma_{eq} * LL + 1.00 * EQ)$$

2.3.2 NCHRP report 472 Comprehensive Specification for the Seismic Design of Bridges

En este reporte, en su capítulo 3.3.1.9 “Load Combinations” combinaciones de carga, se manifiesta lo siguiente:

Como un sismo de nivel de "servicio" es incluido en el proceso de diseño y dado que la metodología de combinación de carga LRFD incluye la posibilidad de eventos extremos en combinación con otras cargas de servicio, las combinaciones de carga propuestas para el diseño sísmico se han mantenido lo más simple posible. Este fue un intento explícito de evitar esfuerzos de diseño indebidos para cargas que se conocen de manera imprecisa. Además, las fuerzas de la superestructura deben evaluarse para la carga sísmica, pero, nuevamente, se proporcionaron combinaciones de carga simplificadas para evitar esfuerzos innecesarios. Por lo tanto, no se espera que las combinaciones de carga en las especificaciones LRFD propuestas contribuyan significativamente al esfuerzo de diseño.

Y en su capítulo 4.2 “RECOMMENDATIONS FOR IMPLEMENTATION” recomendaciones para la aplicación, los autores exponen sus criterios respecto a la norma AASHTO LRFD:

Se cree que las especificaciones de diseño sísmico LRFD propuestas son tan avanzadas y completas como se pueden desarrollar en este momento. Sin embargo, al igual que con cualquier conjunto nuevo y completo de procedimientos o especificaciones de ingeniería, es probable que sea necesario un período de "agitación" durante el cual las especificaciones propuestas se prueben y usen en una serie de diseños de prueba. Un programa de diseño de prueba realizado antes de la adopción de las especificaciones propuestas ayudará a identificar áreas en las especificaciones para las cuales las disposiciones u orientación no son claras o, en casos extremos, inadecuadas, y por lo tanto, brindan la oportunidad de mejorar las especificaciones antes de que sean obligatorias.

2.3.3 NCHRP report 489 Design of Highway Bridges for Extreme Events

Las especificaciones actuales AASHTO LRFD se desarrollaron usando una calibración basada en la confiabilidad que cubría solo las cargas de gravedad que consisten en la combinación básica de carga permanente (o muerta) más carga viva. (estado límite de fuerza I) usando un índice de confiabilidad objetivo igual a 3.5 contra la falla del primer miembro. Las otras combinaciones de carga se obtuvieron de generaciones anteriores de especificaciones y de la experiencia de los ingenieros de puentes y, por lo tanto, pueden no ser consistentes con la metodología de confiabilidad de las especificaciones LRFD.

El objetivo del reporte 489 fue desarrollar un procedimiento de diseño para la consideración de eventos extremos y la combinación de sus efectos de carga en las especificaciones de diseño del puente AASHTO LRFD. Los eventos extremos se definen como riesgos provocados por el hombre o el medio ambiente que tienen un alto potencial para producir daños estructurales, pero están asociados con una tasa relativamente baja de ocurrencia. Los eventos extremos considerados en este estudio incluyen cargas vivas, terremotos, cargas de viento, fuerzas de colisión de buques y socavación.

Según el AASHTO LRFD, los puentes deben diseñarse para un período de retorno de 75 años. La probabilidad de que un puente sea sometido en su vida de diseño de 75 años a un evento extremo de cierta magnitud depende de la tasa de ocurrencia del evento y la distribución de probabilidad de la intensidad del evento. En términos generales, existe una baja probabilidad de que ocurran varios eventos extremos simultáneamente en cualquier momento dentro de la vida de diseño de un puente. Incluso cuando ocurren ocurrencias simultáneas, las posibilidades de que todos los eventos tengan sus intensidades más altas son muy pequeñas. Para tener en cuenta estas bajas probabilidades, los ingenieros han usado históricamente la regla de

reducción de estrés de un tercio al combinar eventos ambientales extremos, como cargas de viento o terremoto, con cargas de gravedad. Esta regla, que se remonta a los primeros años del siglo XX, ha sido desacreditada; en general, se acepta que un procedimiento más apropiado debe utilizar factores de combinación de carga derivados de la teoría de la fiabilidad estructural.

El objetivo de la teoría de la fiabilidad estructural es dar cuenta de las incertidumbres encontradas durante la evaluación de seguridad de los sistemas estructurales o durante la calibración de los factores de carga y resistencia para los códigos de diseño estructural. Las incertidumbres consideradas incluyen aquellas asociadas con la predicción de la capacidad de carga de una estructura, las intensidades de los eventos extremos que se espera aplicar durante la vida de diseño de la estructura, la frecuencia de estos eventos de carga y la predicción de los efectos de estos eventos en la estructura.

La verificación de seguridad que involucra EQ (Sismo) se define en las especificaciones de AASHTO como "Evento extremo I, estado límite". Cubre los terremotos en combinación con la carga muerta y una fracción de la carga viva para "determinarse según el proyecto", aunque el comentario de la norma recomienda un factor de carga igual a 0.5. El "Evento extremo II" considera el 50% de la carga viva de diseño en combinación con la carga de hielo, la carga de colisión del buque o la carga de colisión del camión. Las cargas de viento se consideran en el "Límite de fuerza III", en el que no se combinan con la carga viva, y en el "Límite de fuerza V", en el que se combinan con la carga viva. Cabe señalar que la carga viva de diseño (nominal) para los estados límite de resistencia se basó en la combinación de peso máximo de camión de 75 años y, como tal, también debe considerarse una situación de evento extremo. En la mayoría de los estados límite de resistencia, es el factor de carga viva que cambia de 1.75 a posiblemente 0.5 cuando las otras cargas extremas están asociadas con un factor de carga de 1.0.

Los valores nominales para las cargas corresponden a diferentes períodos de retorno según el evento extremo. Los períodos de retorno varían ampliamente de 50 años para viento, a 75 años para carga viva, a 2.500 años para terremotos, mientras que el diseño de colisión del barco se decide en función de una tasa de falla anual.

En teoría, cuando se observa la posibilidad de combinaciones de carga, es posible un número infinito de combinaciones. Por ejemplo, el efecto máximo combinado de carga viva y carga de terremoto puede ocurrir con el terremoto más grande, o el segundo terremoto más grande, y así sucesivamente, dependiendo de la contribución de la carga viva en cada caso al efecto total. El propósito del proceso de calibración es proporcionar un conjunto de cargas de diseño (o períodos de retorno) asociados con factores de carga apropiados para proporcionar un sobre "aceptablemente seguro" para todas estas combinaciones posibles. El término "aceptablemente seguro" se utiliza porque la seguridad absoluta es imposible de lograr. Además, existe una compensación entre seguridad y costo. Cuanto más segura esté diseñada la estructura, más costosa será construirla. Por lo tanto, los redactores de códigos deben determinar cuánto costo implícito están dispuestos a invertir para construir estructuras con niveles extremadamente altos de seguridad.

La naturaleza transitoria de estas cargas, su baja tasa de ocurrencia y sus tiempos de duración variables implican que la probabilidad de ocurrencia simultánea de dos eventos es generalmente pequeña. Incluso cuando se producen dos tipos de carga simultáneamente, hay pocas posibilidades de que las intensidades de ambos eventos estén cerca de sus valores máximos de vida útil.

Específicamente, se han utilizado tres modelos analíticos para estudiar la confiabilidad de las estructuras bajo el efecto de cargas combinadas en aplicaciones prácticas. Estas son (1) la regla de Turkstra; (2) el modelo Ferry-Borges (o Ferry Borges – Castanheta); y (3) el método de coincidencia de carga de Wen. Además,

las técnicas de simulación como las simulaciones de Monte Carlo son aplicables para cualquier estudio de análisis de riesgos. Estos métodos están destinados a calcular la probabilidad de falla de una estructura sometida a varias cargas transitorias y se han utilizado para calibrar una variedad de códigos estructurales.

El uso de diferentes factores de carga dependiendo de la probabilidad de ocurrencia simultánea de las cargas es generalmente aceptado como el enfoque más apropiado que deben adoptar los códigos al tratar la combinación de cargas.

La regla de Turkstra (Turkstra y Madsen, 1980) es un procedimiento determinista (no aleatorio) para formular un formato de combinación de carga para el diseño de estructuras sujetas a los efectos combinados de varios posibles eventos de carga. La regla es una simplificación excesiva derivada del modelo más avanzado de Ferry Borges-Castanheta. Suponiendo solo dos tipos de carga (por ejemplo, carga viva más carga de viento), la intensidad del efecto de la Carga 1 se etiqueta como x_1 y para la Carga 2, la intensidad se define como x_2 . Tanto x_1 como x_2 son variables aleatorias que varían con el tiempo. La regla de Turkstra se puede resumir de la siguiente manera:

- Diseñe para el mayor valor máximo de por vida de la Carga 1 más el valor de la Carga 2 que ocurrirá cuando el valor máximo de la Carga 1 esté activado.
- Diseñe también para la vida útil máxima de la Carga 2 más el valor de la Carga 1 que ocurrirá cuando la Carga 2 esté activada.
- Seleccione el más grande de estos dos diseños.

En situaciones prácticas, el valor de la carga que no está en su máximo se toma en su valor medio (o esperado). La regla de Turkstra se puede expresar así:

$$X_{\max, T} = \max \left\{ \begin{array}{l} [\max(x_1) + \bar{x}_2] \\ [\bar{x}_1 + \max(x_2)] \end{array} \right\} \quad (1.2)$$

where

$X_{\max, T}$ = the maximum value for the combined load effects in a period of time T ,
 $\max(x_1)$ = the maximum of all possible x_1 values,
 $\max(x_2)$ = the maximum of all possible x_2 values,
 \bar{x}_1 = the mean value of x_1 , and
 \bar{x}_2 = the mean value of x_2 .

Figura 90. Regla de Turkstra
 Fuente: NCHRP 489, 2003

La regla puede extenderse por más de dos cargas siguiendo la misma lógica. Aunque es fácil de usar, la regla de Turkstra generalmente proporciona resultados inconsistentes y, a menudo, no es conservadora (Melchers, 1999).

Debido a que la calibración basada en la confiabilidad solo proporciona una medida teórica de riesgo, los nuevos códigos normalmente se calibran para proporcionar niveles generales de seguridad similares a los de las estructuras existentes "satisfactorias".

El modelo de Ferry-Borges supone que cada tipo de evento extremo produce una secuencia de efectos de carga independientes, cada uno con una duración igual de tiempo (Thoft-Christensen and Baker, 1982). La vida útil de la estructura se divide en intervalos iguales de tiempo. La probabilidad de que ocurra una carga en un intervalo de tiempo arbitrario se puede calcular a partir de la tasa de ocurrencia del evento. Simultáneamente, la distribución de probabilidad de la intensidad de la carga dado que el evento ha ocurrido puede calcularse a partir de información estadística sobre intensidades de carga.

La probabilidad de que ocurra un segundo evento en el mismo intervalo de tiempo cuando el primer evento de carga está activado también se puede calcular a partir de la tasa de ocurrencia de la segunda carga y las duraciones de tiempo de cada carga. Después de calcular la densidad de probabilidad para la segunda carga dado que ha ocurrido, la probabilidad de la intensidad de los efectos de carga combinada se puede calcular usando una integral de convolución. El problema de la combinación de carga consiste en predecir el valor máximo de los efectos de carga combinados que es probable que ocurran durante la vida útil del puente. Aunque el modelo Ferry-Borges ofrece una representación simplificada del fenómeno de carga real, este modelo es más preciso que otras reglas de combinación de carga, como la regla de Turkstra, porque tiene en cuenta la tasa de ocurrencia de las cargas y sus duraciones de tiempo. La distribución de probabilidad del valor máximo del efecto de carga combinada se usa junto con datos estadísticos sobre el miembro del puente y las resistencias del sistema para encontrar la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad, β .

Los resultados de los análisis de confiabilidad indican que existen grandes discrepancias entre los niveles de confiabilidad implicados en las prácticas de diseño actuales para los diferentes eventos extremos bajo consideración. Específicamente, se hacen las siguientes observaciones:

Se encuentra que el índice de confiabilidad del sistema para las inclinaciones de puentes sometidas a terremotos es del orden de 2.9 para la capacidad de momento o 2.4 para el desbordamiento de las inclinaciones de una sola columna fundadas en extensiones de pilotes (ejes perforados) que pueden inspeccionarse. Se observan valores de índice de confiabilidad más bajos para otros subsistemas dependiendo de los factores de modificación de respuesta utilizados durante el diseño de sus componentes. A diferencia del análisis de otros peligros, el procedimiento de análisis de terremotos explica la capacidad del sistema en lugar de la capacidad de los miembros porque el proceso de análisis de terremotos explica la redistribución plástica de las cargas y la falla se define como una función de la capacidad de

ductilidad de los miembros. Aunque esto es relativamente bajo en comparación con el índice de confiabilidad del miembro para cargas de gravedad, la comunidad de ingenieros está generalmente satisfecha con los niveles de seguridad asociados con los procedimientos actuales de diseño de terremotos, y los aumentos en los niveles de seguridad observados actualmente implicarían altos costos económicos. Por esta razón, el índice de confiabilidad objetivo para los casos de combinación de carga que involucran terremotos se elige para que sea el mismo índice de confiabilidad calculado para diseños que satisfacen los criterios de diseño actuales cuando se aplican solo terremotos. Por otro lado, se recomienda una revisión futura de los factores de modificación de la respuesta utilizados en el diseño de terremotos para producir niveles de confiabilidad más uniformes para todos los tipos de sistemas.

Los factores de combinación de carga recomendados se ilustran en los siguientes puntos:

El factor de carga viva comúnmente utilizado igual a 0,50 en combinación con los efectos del terremoto conduciría a resultados conservadores. Este informe ha demostrado que un factor de carga de 0.25 en los efectos de carga viva cuando se combinan con los efectos de terremotos aún proporcionaría niveles de seguridad adecuados para las configuraciones típicas de puentes sometidas a intensidades de terremotos similares a las observadas en las costas oeste o este. Estos cálculos se basan en supuestos conservadores sobre la recurrencia de cargas vivas cuando los terremotos vibran activamente el sistema del puente.

Se recomienda un factor de socavación igual a 0.25 en combinación con terremotos. El factor de socavación más bajo con terremotos refleja el hecho de que, mientras no se produzca un lavado total de la base, las columnas de puentes sometidas a socavación exhiben flexibilidades más bajas que ayudarán a reducir las fuerzas de inercia causadas por los terremotos. Esta reducción en las fuerzas de inercia

compensa parcialmente la reducción inducida por la erosión en la profundidad del suelo y la capacidad resultante de resistencia al suelo.

Con respecto a las cargas extremas de interés para este estudio, las revisiones recomendadas a las Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD (1998) abordarían las cargas asegurando que las resistencias de los miembros factorizados sean mayores que los efectos de carga máxima obtenidos de las siguientes combinaciones (ver siguientes párrafos para definición de variable):

• Strength I Limit State:	$1.25 DC + 1.75 LL$
• Strength III Limit State:	$1.25 DC + 1.40 WS$
• Strength V Limit State:	$1.25 DC + 1.00 LL + 1.20 WS + 1.20 WL$
• Extreme Event I:	$1.25 DC + 0.25 LL + 1.00 EQ$
• Extreme Event II:	$1.25 DC + 0.25 LL + 1.00 CV$, or $1.25 DC + 0.30 WS + 1.00 CV$
• Extreme Event III:	$1.25 DC$; $2.00 SC$, or $1.25 DC + 1.75 LL$; $1.80 SC$
• Extreme Event IV:	$1.25 DC + 1.40 WS$; $0.70 SC$
• Extreme Event V:	$1.25 DC + 1.00 CV$; $0.60 SC$
• Extreme Event VI:	$1.25 DC + 1.00 EQ$; $0.25 SC$

Figura 91. Combinaciones de diseño propuesta por NCHRP 489

Fuente: NCHRP 489, 2003

En las ecuaciones dadas anteriormente, DC representa el efecto de carga muerta, LL es el efecto de carga viva, WS es el efecto de carga de viento en la estructura, WL es la carga de viento que actúa sobre la carga viva, EQ es las fuerzas del terremoto, CV es la carga de colisión del buque, y SC representa la profundidad de socavación de diseño. El factor de carga muerta de 1.25 se cambiaría a 0.9 si la carga muerta contrarresta los efectos de las otras cargas.

Los cambios recomendados en el AASHTO LRFD consisten en agregar Casos de eventos extremos III a VI. Además, Extreme Event II se modifica para incluir una verificación de cargas vivas o cargas de viento con fuerzas de colisión de buques. Se utiliza un factor de carga de viento más alto que el factor de carga viva para reflejar el hecho de que la tasa de colisiones de embarcaciones aumenta durante la ocurrencia de tormentas de viento.

3 Objetivos

3.1 Objetivo general

Evaluar las diferencias de las solicitaciones de tres puentes en concreto reforzado y/o preesforzado localizados en distintas zonas del país, diseñados variando el factor de carga para carga viva aplicada simultáneamente con cargas sísmicas, usando la norma CCP-2014.

3.2 Objetivos específicos

Analizar para cada puente los resultados de las solicitaciones obtenidas, para cada una de las variaciones del factor de carga para carga viva aplicada simultáneamente con cargas sísmicas, con intervalos del factor cada 5% comenzando desde un 0% hasta un 100%.

Comparar gráficamente de manera cuantitativa para cada puente los resultados de las solicitaciones obtenidas de la combinación de carga del estado límite Evento Extremo I, con los distintos factores de carga para carga viva "γEQ".

Determinar de forma porcentual la variación cuantitativa en el diseño para cada puente con distintos factores de carga para carga viva aplicada simultáneamente con cargas sísmicas.

4 Metodología

La metodología que se seguirá para el desarrollo de este trabajo de grado se describe a continuación:

Para comenzar, se hará una búsqueda de material de consulta a través de diferentes bases académicas. Igualmente, se consultarán normas o códigos de otros países, artículos de investigación, libros, revistas de construcción, memorias de congresos, tesis, entre otros, para identificar las investigaciones o especificaciones existentes con respecto al tema propuesto.

Al mismo tiempo, se recopilará toda la información para cada puente propuesto como lo son las geometrías, implantaciones, tipos de material, estudios y otros aspectos relevantes, se contará con la colaboración de la firma Jorge Padilla Ingeniería y del Ingeniero Carlos Salguero para esta documentación.

Seguidamente se realizarán para cada puente los modelos matemáticos según planos e información suministrada, idealizando las condiciones bajo las cuales van a estar sometidos. Se incluirán cargas permanentes, cargas vivas de acuerdo a la carga CC-14 y cargas sísmicas según su ubicación y condiciones geotécnicas, y posteriormente se hará el análisis estructural según la combinación de carga del estado límite de Evento Extremo I, con la particularidad de variar para un mismo puente el valor del factor de carga para carga viva " γ_{EQ} " con intervalos del factor cada 5% comenzando desde un 0% hasta un 100%, generando un total de 21 resultados de solicitaciones para el estado límite de evento Extremo I.

El proyecto de grado se limitará al análisis de puentes continuos en concreto, uno reforzado y dos por el sistema de voladizos sucesivos, no se analizarán puentes en acero estructural, arcos, puentes atirantados, colgantes, entre otros. De igual forma, no se analizarán los siguientes elementos: conexiones, dados, estribos, topes sísmicos, neoprenos y placas de aproximación.

Para el desarrollo de la tesis se manejarán dos programas de análisis, SAP2000 y CSI Bridge, los cuales pertenecen a Computers and Structures, Inc, por lo cual no se evidencia diferencia en su interface. Los programas utilizados fueron facilitados por la firma JORGE PADILLA INGENIERÍA, los cuales cuentan con la licencia respectiva.

Para terminar, se analizarán para cada puente los resultados de las solicitaciones obtenidas bajo las acciones del código CCP-2014 para la combinación del evento extremo I. Estos valores se compararán y representarán en gráficas que permitan concluir de manera precisa el comportamiento estudiado y el grado de variación porcentual de la estimación del factor de carga para carga viva "γEQ", desde el punto de vista estadístico a manera cuantitativa.

5 Puentes para analizar

Los puentes para analizar son tres, los cuales se encuentran ubicados en distintos sitios del territorio colombiano, cada uno con suelos y tipologías diferentes. Estas estructuras se pueden catalogar como importantes dada sus características similares a los puentes que se construyen actualmente en nuestro país. Seguidamente se realiza una breve descripción de cada uno, en cuanto al tipo de sistema estructural, materiales, geometrías y propiedades de los elementos que conforman el puente.

5.1 Puente Vía a Minca

El Puente vehicular denominado “Vía a Minca” hace parte de la Intersección vehicular que se localiza a la altura del Barrio 11 de noviembre en la ciudad de Santa Marta (zona de riesgo sísmico bajo), y se ubica en la Transversal 62 comunicando la Ciudad de Santa Marta con el Municipio de Minca.

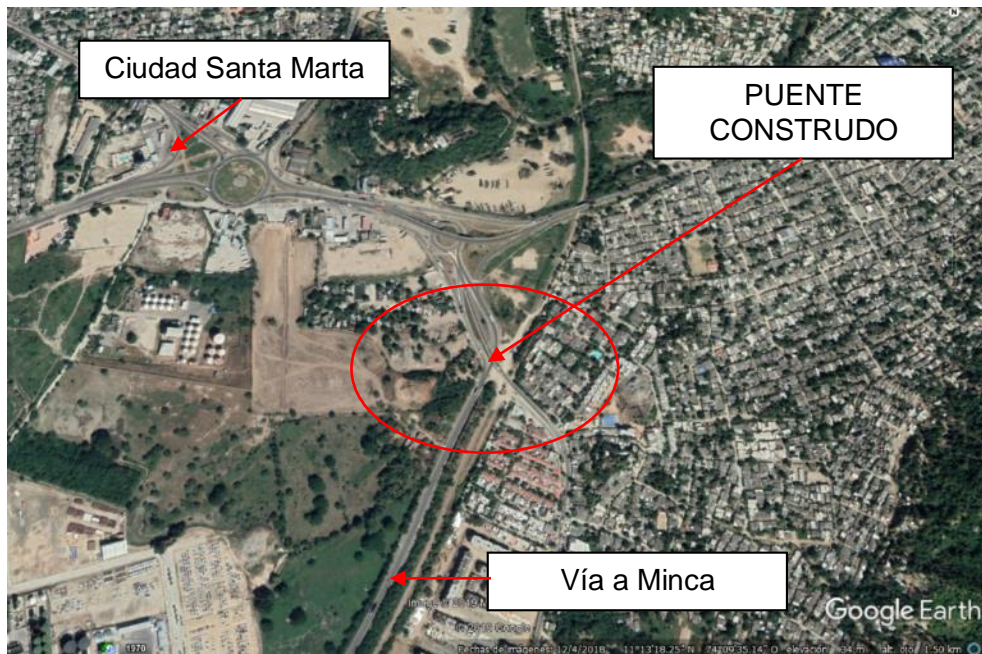


Figura 92. Vista general del puente vía a Minca.

Fuente: Mapa satelital del puente. 4 de diciembre de 2018, recuperada de Google Earth.



Figura 93. Vista detallada del puente vía a Minca.

Fuente: Mapa satelital del puente. 4 de diciembre de 2018, recuperada de Google Earth.

5.1.1 sistema estructural

El puente está conformado por dos calzadas de 4.25 m cada una, se compone de 4 luces, 24.0 m, 32.0 m, 32.0 m y 24.0 m en alineamiento curvo en planta.

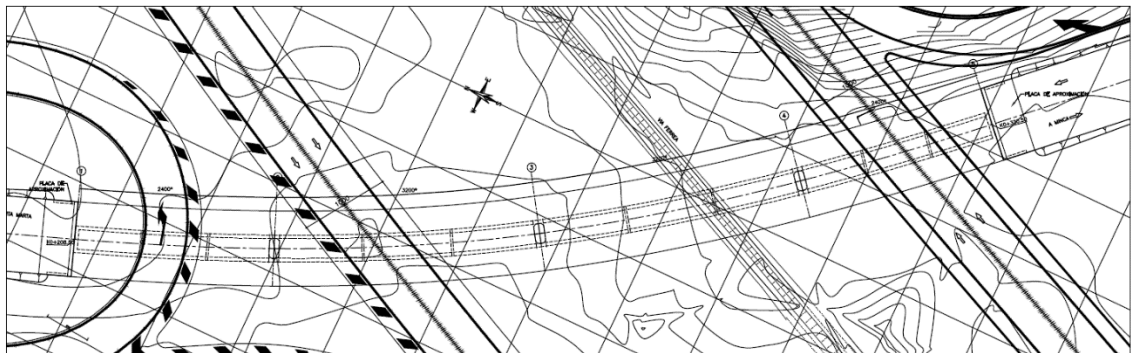


Figura 94. Vista planta del puente vía a Minca.

Fuente: (Padilla R., J. A., 2013)

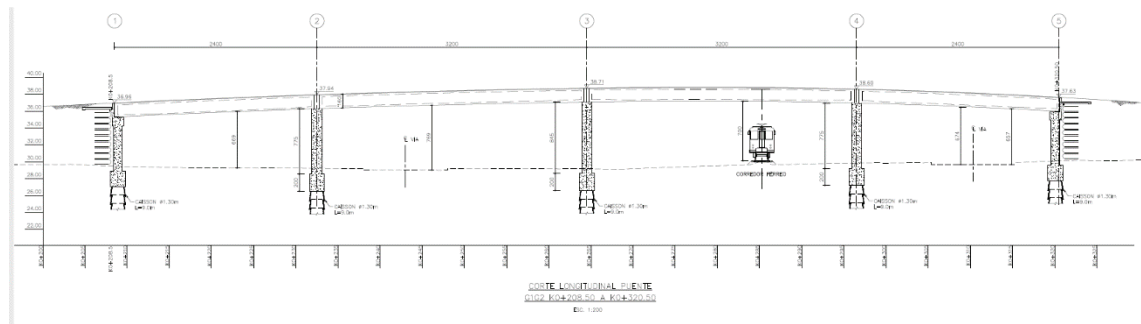


Figura 95. Vista perfil del puente vía a Minca.
Fuente: (Padilla R., J. A.,2013)

La superestructura se encuentra configurada por una viga cajón continua de 1.60 m de altura con ancho de 9.25 m, apoyadas sobre pilas de altura variable y sección semicircular de 2.40 m x 1.20 m.

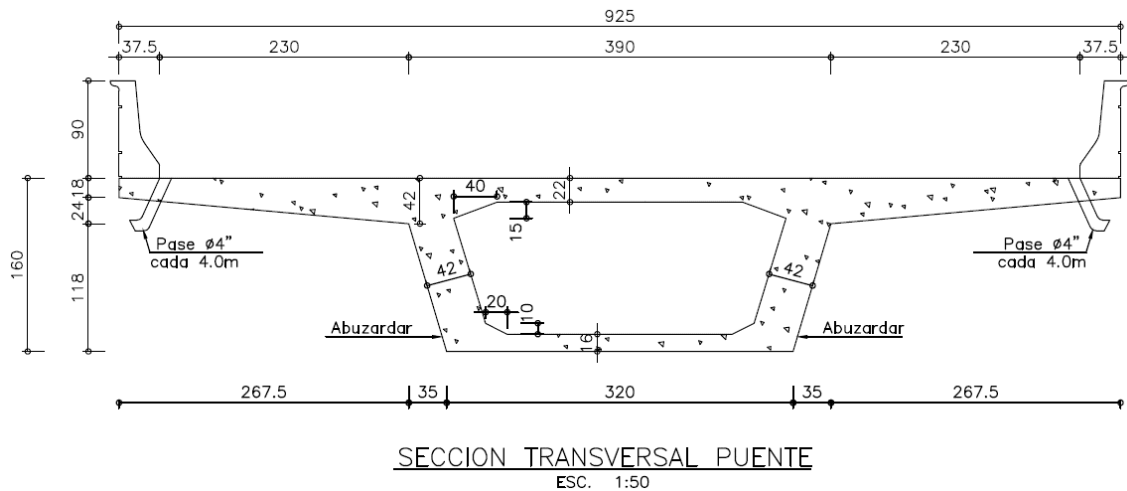


Figura 96. Sección transversal de la superestructura del puente vía a Minca.
Fuente: (Padilla R., J. A.,2013)

Los terraplenes del puente estarán constituidos por un relleno en tierra mecánicamente estabilizada con una altura aproximada de 6.50 m. En estas zonas el puente se apoyará mediante una viga cabezal apoyada a su vez en dos columnas de 1.0 m x 1.0 m.

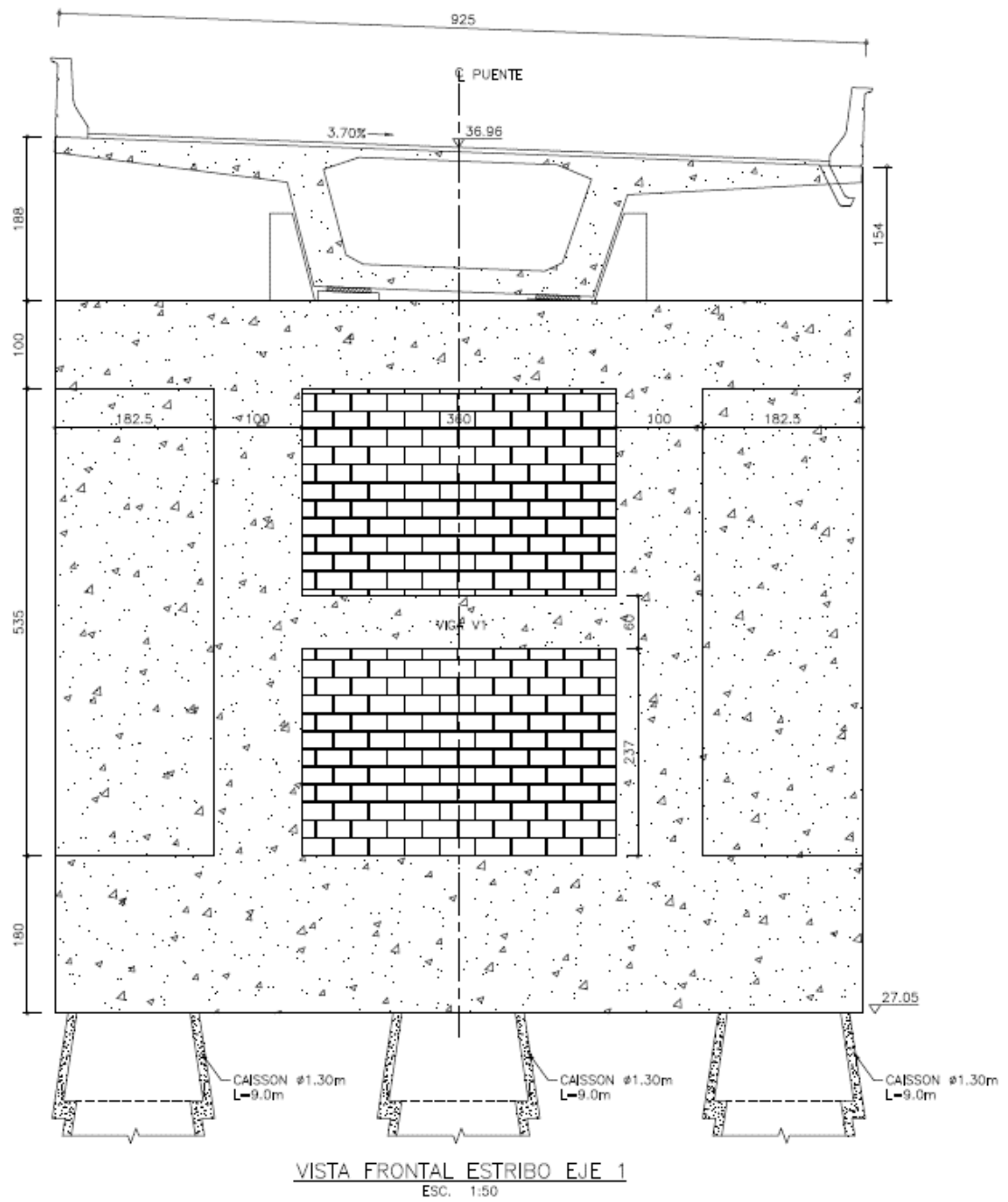
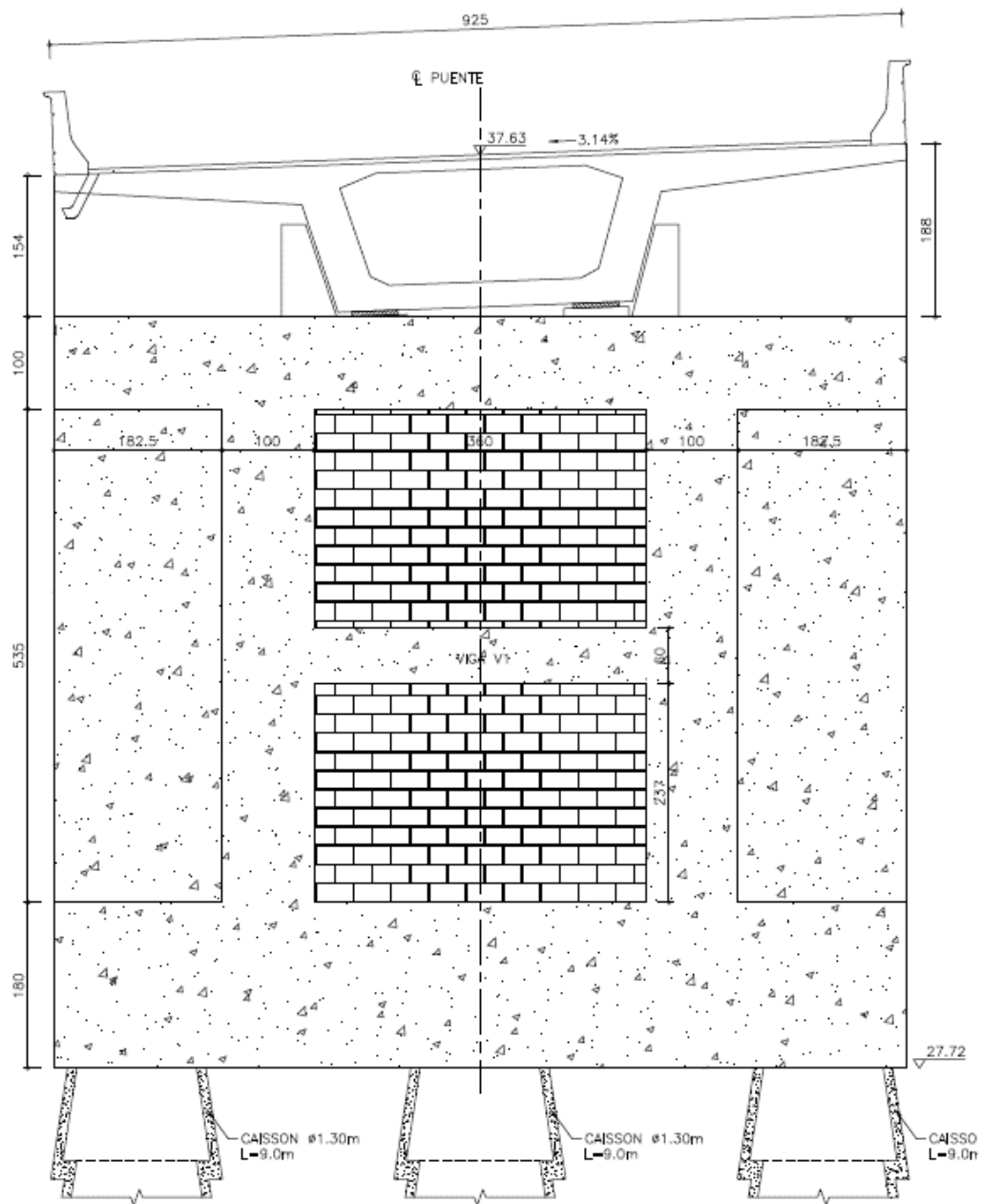
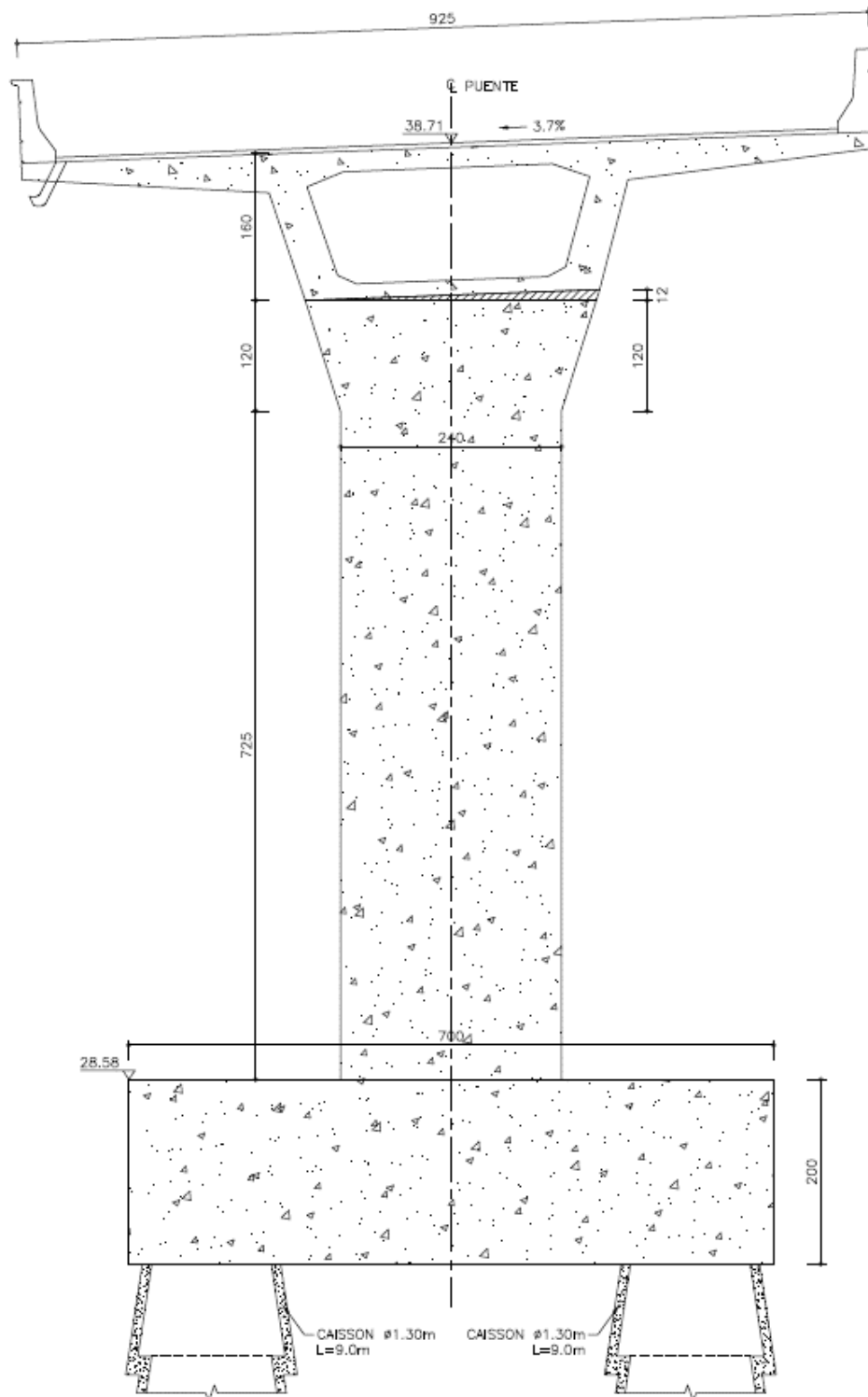


Figura 97. Geometría del apoyo eje 1 del puente vía a Minca.
Fuente: (Padilla R., J. A., 2013)



VISTA FRONTAL ESTRIBO EJE 5
 ESC. 1:50

Figura 98. Geometría del apoyo eje 5 del puente vía a Minca.
 Fuente: (Padilla R., J. A., 2013)



ELEVACIÓN TÍPICA COLUMNAS EJE 3

ESC. 1:50

Figura 99. Geometría del apoyo eje 3 del puente vía a Minca.

Fuente: (Padilla R., J. A., 2013)

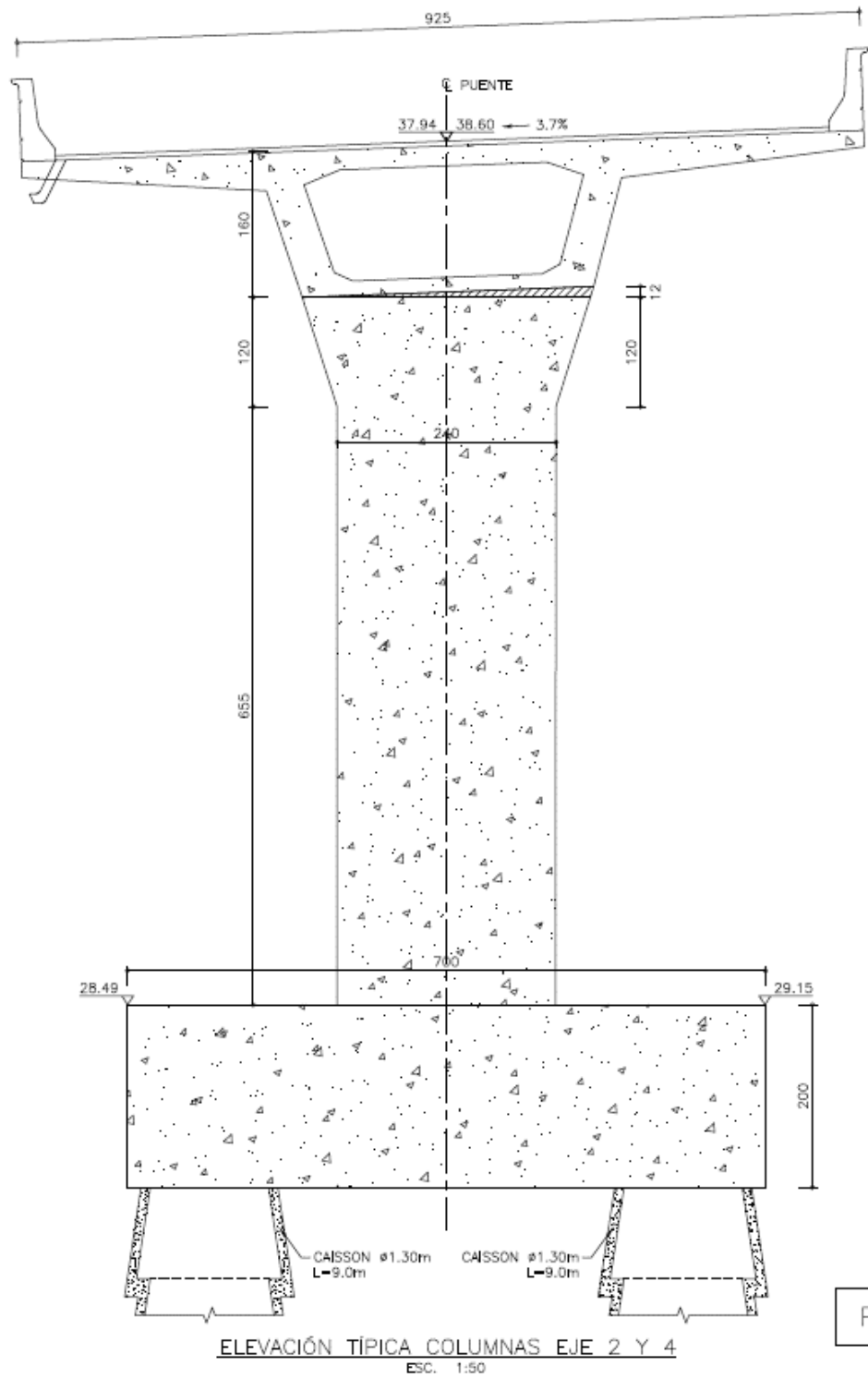


Figura 100. Geometría del apoyo eje 2 y 4 del puente vía a Minca.
Fuente: (Padilla R., J. A., 2013)

La cimentación se diseñó de acuerdo con las recomendaciones del Ingeniero Geotecnista, Carlos Restrepo a continuación destacamos los aspectos más relevantes de dicha cimentación:

- La capacidad portante de cada uno de estos elementos se presenta en el informe geotécnico correspondiente.
- Se utilizarán elementos tipo caissons de 1.20 m de diámetro y 8.0 m de longitud con un acampanamiento de 30° al final de los mismos para las pilas centrales y sin dicho acampanamiento para los pórticos extremos. Estos elementos tendrán capacidad admisible de 60.0 t/m² según se establece en el estudio de suelos en su página 7.
- Se efectuará un reemplazo de suelo de aproximadamente 2.0 m en material seleccionado para mejorar el soporte lateral a las pilas del puente.
- Lo valores de resortes para los pilotes son los indicados en dicho informe. Se anexan a continuación.

Tabla 20. Valores de resortes horizontales para los pilotes puente vía a Minca.

Estrato 1 (0.0 – 0.50/1.50 m)		Estrato 2 - limo (0.50/1.50 – 3.00/7.00 m)	
Diámetro (m)	Modulo de reacción horizontal (ton/m ³)	Diámetro (m)	Modulo de reacción horizontal (ton/m ³)
1,30	183,96	1,30	496,39
1,40	130,08	1,40	351,02
1,50	121,41	1,50	327,62
1,60	113,82	1,60	307,14
1,70	107,13	1,70	289,07
1,80	101,18	1,80	273,01
1,90	95,85	1,90	258,64

Estrato 2 - arena (3.00/7.00 – 11.50/21.50 m)	
Diámetro (m)	Modulo de reacción horizontal (ton/m ³)
1,30	1324,80
1,40	936,81
1,50	874,36
1,60	819,71
1,70	771,49
1,80	728,63
1,90	690,28

Fuente: (Padilla R., J. A., 2013)

Tabla 21. Valores de resortes verticales para los pilotes puente vía a Minca.

Módulo del suelo de apoyo (ton/m ²)	Es=	1288
relación de poisson del suelo de apoyo	μ=	0,2
Diametro de pilote (m)	D=	1,3
Inercia del elemento de cimentación (m ⁴)	I=	0,1401984
Módulo del concreto (Ton/m ²)	E=	1811422
Módulo de reacción (m ²)		1866,7235

Fuente: (Padilla R., J. A.,2013)

El diseño de la cimentación realizada según las recomendaciones del estudio geotécnico, se analiza así:

Las cargas aplicadas sobre la superestructura son transmitidas a las columnas y a los cabezales de apoyo de los terraplenes, quienes transfieren la carga a los dados, que su vez se apoyan sobre caissons de 8.0 m de longitud, que se encargan de transmitir las finalmente al suelo de cimentación.

5.1.1.1 materiales

Las especificaciones de los materiales usados para el diseño se enuncian a continuación:

Concreto

Resistencia a la compresión del concreto

$f'c = 35.0$ Mpa (350 kg/cm²) para viga principal tipo cajón

$f'c = 28.0$ Mpa (280 kg/cm²) para columnas, dados, vigas cabezales

$f'c = 28.0$ MPa (280 kg/cm²) para pilotes de cimentación

$f'c = 14.0$ MPa (140 kg/cm²) para concreto de limpieza

Módulo de elasticidad para el concreto $E_c = 4800\sqrt{f'c(Mpa)}$

Peso unitario del concreto $\gamma_c = 24$ KN/m³

Acero de Refuerzo

$f_y = 420$ Mpa (4200 kg/cm²) NTC 2289 para todo el acero de refuerzo

5.1.1.2 propiedades de los elementos

Viga de cajón

✘ Precast Concrete U Girder

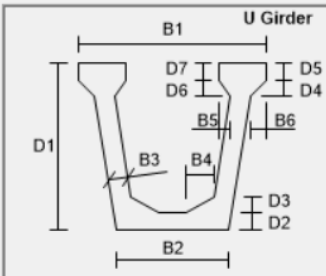
Section Name

Section Notes

Source: User Defined

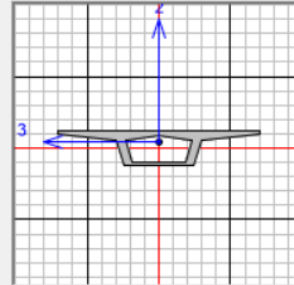
Display Color

Section Dimensions



B1 <input type="text" value="9.25"/>	D1 <input type="text" value="1.6"/>
B2 <input type="text" value="3.2"/>	D2 <input type="text" value="0.16"/>
B3 <input type="text" value="0.42"/>	D3 <input type="text" value="0."/>
B4 <input type="text" value="0."/>	D4 <input type="text" value="0.28"/>
B5 <input type="text" value="1.5"/>	D5 <input type="text" value="0.18"/>
B6 <input type="text" value="2.675"/>	D6 <input type="text" value="0.25"/>
	D7 <input type="text" value="0.22"/>

Section



Properties

CONVIG

✘ Property Data ✕

Section Name

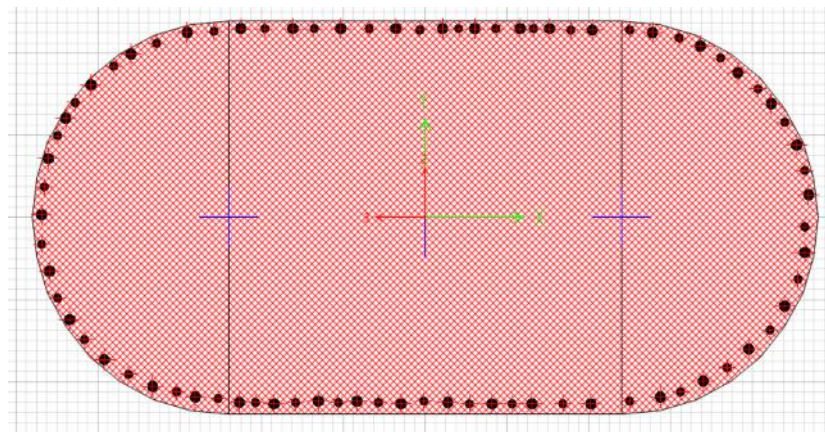
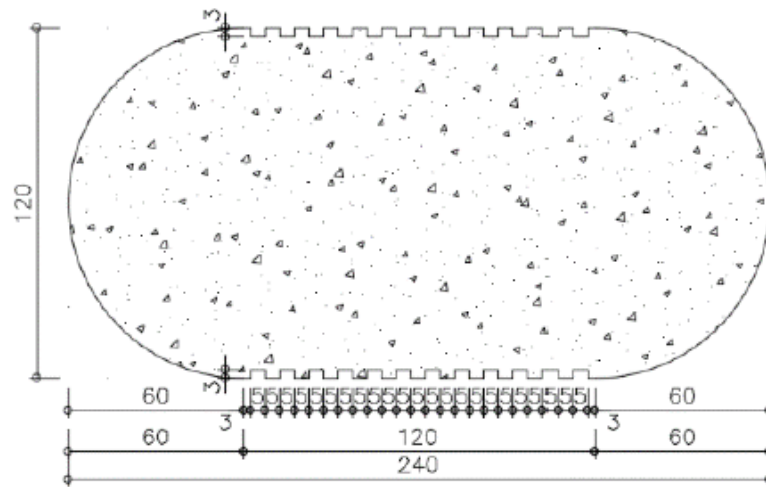
Properties

Cross-section (axial) area	4.535	Section modulus about 3 axis	1.0229
Moment of Inertia about 3 axis	1.1451	Section modulus about 2 axis	4.7802
Moment of Inertia about 2 axis	22.1085	Plastic modulus about 3 axis	1.6205
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	8.6586
Shear area in 2 direction	1.6594	Radius of Gyration about 3 axis	0.5025
Shear area in 3 direction	3.3861	Radius of Gyration about 2 axis	2.2079
Torsional constant	0.2228	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Figura 101. Dimensiones y propiedades de la viga principal tipo cajón del puente vía a Minca.

Fuente: (Padilla R., J. A., 2013)

Columna



Property Data

Section Name		COLUMNA	
Properties			
Cross-section (axial) area	2.5637	Section modulus about 3 axis	0.4555
Moment of Inertia about 3 axis	0.2733	Section modulus about 2 axis	0.8501
Moment of Inertia about 2 axis	1.0201	Plastic modulus about 3 axis	0.7172
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	1.3915
Shear area in 2 direction	2.2384	Radius of Gyration about 3 axis	0.3265
Shear area in 3 direction	2.2201	Radius of Gyration about 2 axis	0.6308
Torsional constant	0.8359	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Figura 102. Dimensiones y propiedades de la columna del puente vía a Minca.
Fuente: (Padilla R., J. A., 2013)

5.2 Puente San Pedro

El puente Vehicular denominado “San Pedro” se encuentra ubicado en el trayecto vial comprendido desde el municipio de Villa Garzón (PR28+000) en el departamento de Putumayo hasta el Municipio de San José de Fragua (PR107) en el departamento de Caquetá. Localizado en la vía denominada “Marginal de la Selva” (zona de riesgo sísmico intermedio) sobre el río San Pedro.



Figura 103. Vista general del puente San Pedro.

Fuente: Mapa satelital del puente. 27 de junio de 2013, recuperada de Google Earth.

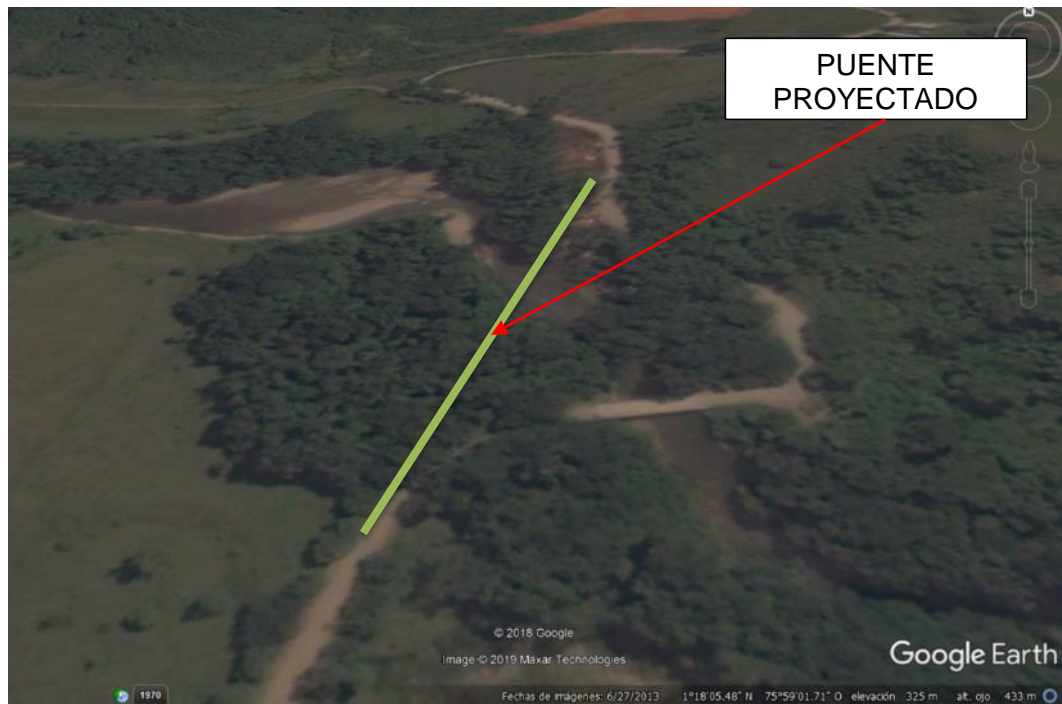


Figura 104. Vista detallada del puente San Pedro.

Fuente: Mapa satelital del puente. 27 de junio de 2013, recuperada de Google Earth.

5.2.1 sistema estructural

El puente está conformado por dos calzadas de 3.65 m cada una, dos bermas de 1.80 m y dos pasos peatonales de 1.35 m. El ancho del tablero es de 14.60 m, e incluye en ambos costados andenes con barreras de tráfico para proteger al peatón del tráfico vehicular. El diseño vial contempla una estructura de alineamiento casi recto en planta y con pendiente longitudinal del 4.0%.

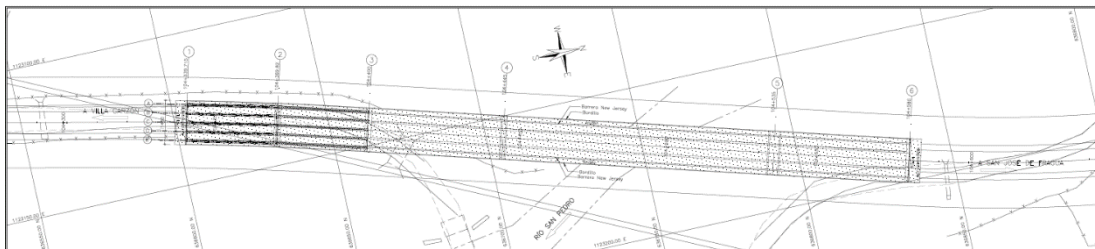


Figura 105. Vista planta del puente San Pedro.

Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

La superestructura se encuentra configurada entre los ejes 1 y 3 por vigas postensadas y tablero, con dos luces de 30.0 m cada una y entre los ejes 3 y 6 por el sistema de voladizos sucesivos totalmente compensado con una luz central de 90.0 m y luces adyacentes de 45.0 m.

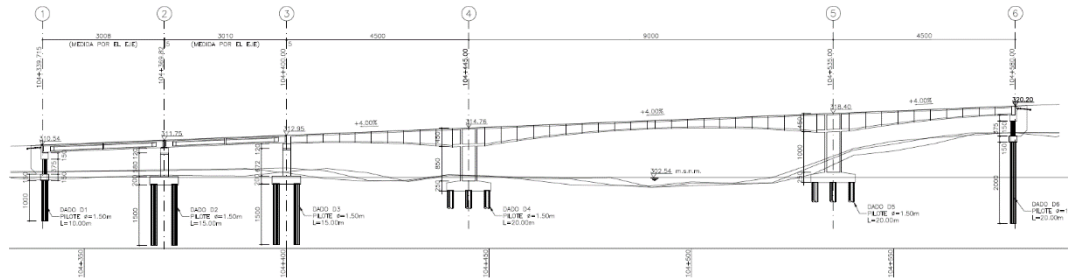


Figura 106. Vista perfil del puente San Pedro.
Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

Para el puente de voladizos, el sistema estructural está conformado por una sección cajón de altura variable entre 4.5 m y 2.0 m. El ancho de la base del cajón es variable y su longitud va a depender de la altura de cada dovela, ya que las paredes de las mismas son inclinadas con una pendiente constante.

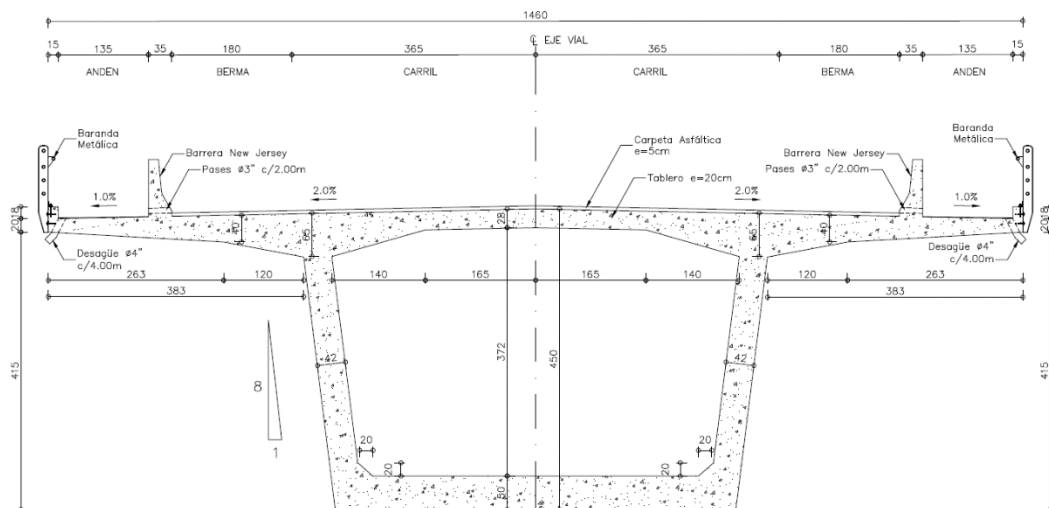


Figura 107. Sección transversal de la superestructura del puente San Pedro.
Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

Para el sector del puente definido en vigas y tablero, se plantearon 5 vigas postensadas de 1.55 de altura las cuales sirven de apoyo a un tablero de 0.20 m de espesor.

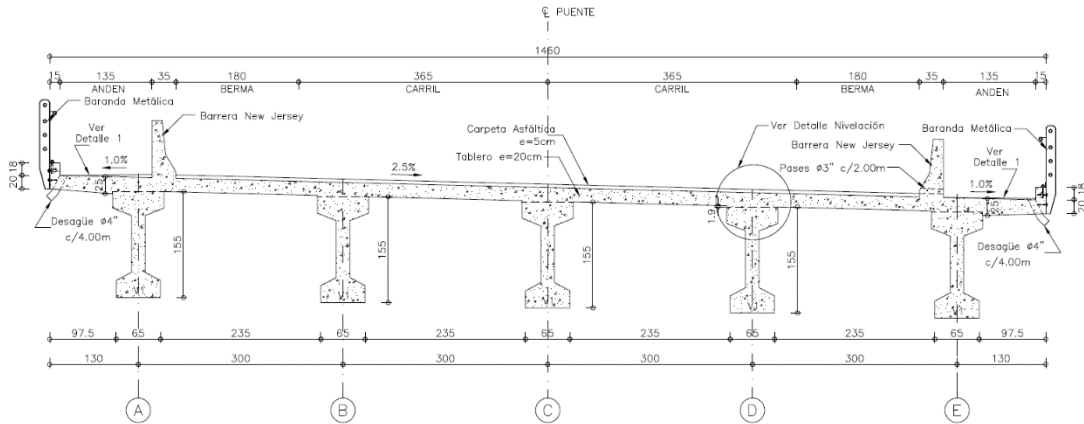


Figura 108. Sección transversal de la superestructura del puente San Pedro.

Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

La infraestructura está conformada por 4 apoyos intermedios y 2 apoyos extremos. Los apoyos extremos corresponden a un sistema de pilotes vinculados en el extremo superior por una viga cabezal que recibe las cargas de superestructura. El terraplén de acceso estará resuelto mediante el sistema de suelo mecánicamente estabilizado.

El sector del puente comprendido por vigas postensadas de 30.0 m, está soportado por pilas, en forma de “doble martillo”, cimentadas sobre 6 pilotes de 1.50 m de diámetro y 10.0 m de longitud. Para el sector definido en el sistema de voladizos sucesivos, los apoyos intermedios están conformados por la viga cajón continua, a través de la dovela de arranque, con una columna de sección cajón, cada una de los apoyos, esta soportada por una zapata apoyada sobre 12 pilotes de 1.50 m de diámetro y 20.0 m de longitud.

La transmisión de las fuerzas sísmicas de la superestructura a la infraestructura se realizará por medio del sistema de continuidad dovela – columna en el puente de voladizos.

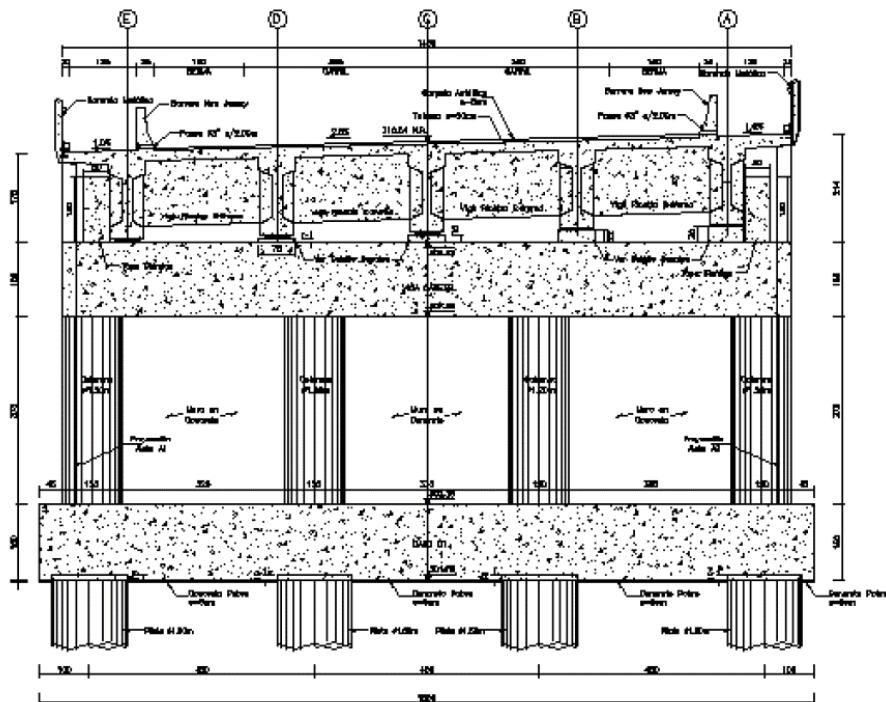


Figura 109. Geometría del apoyo eje 1 puente San Pedro.
Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

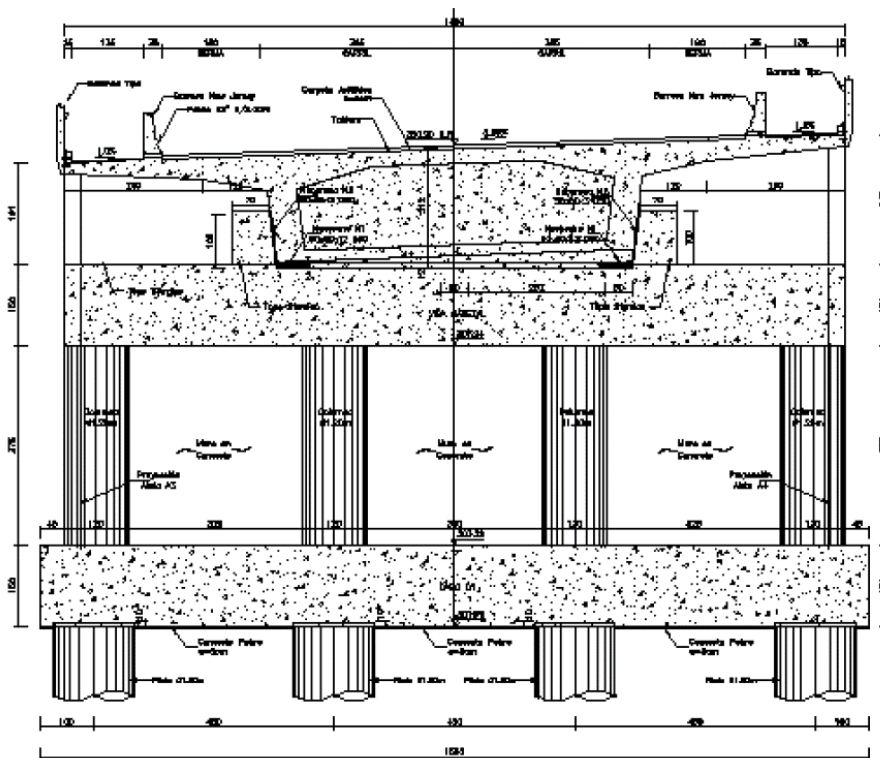


Figura 110. Geometría del apoyo eje 6 puente San Pedro.
Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

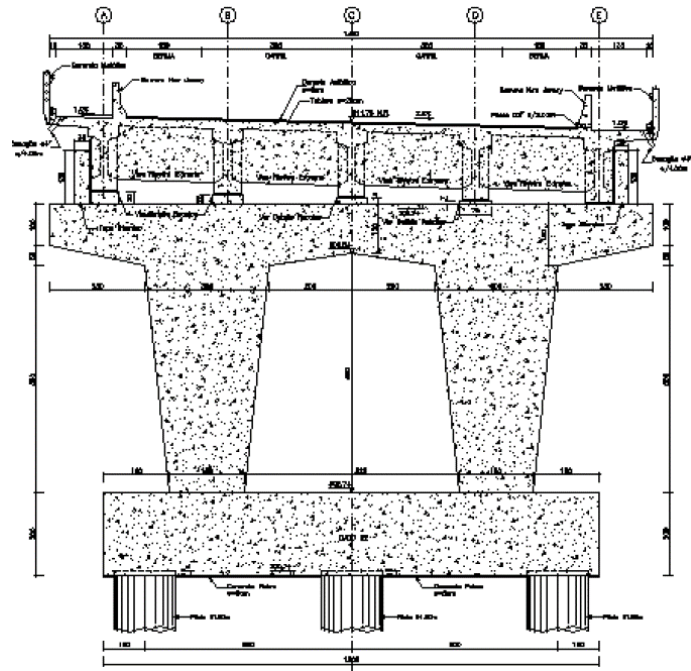


Figura 111. Geometría del apoyo eje 2 y 3 puente San Pedro.
Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

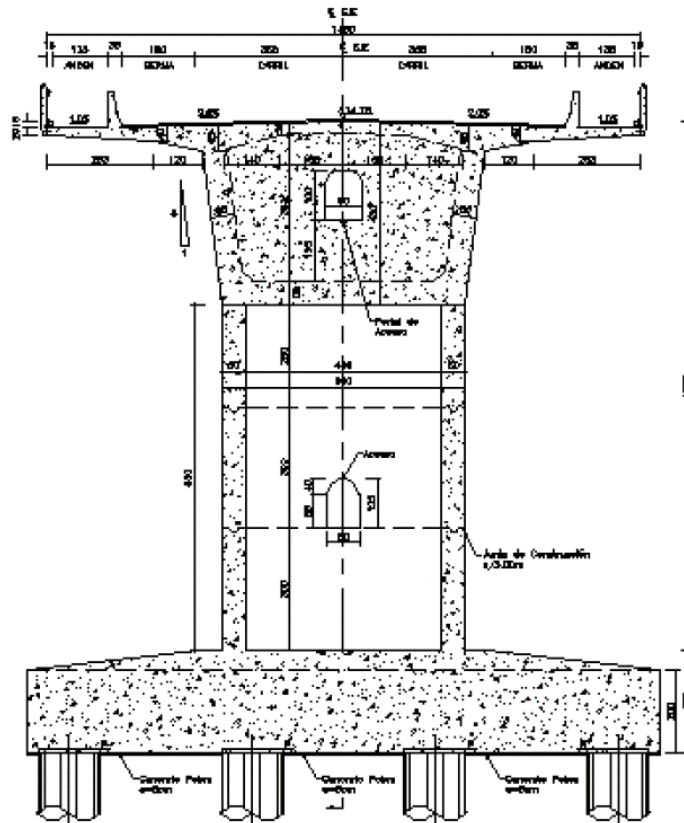


Figura 112. Geometría del apoyo eje 4 y 5 puente San Pedro.
Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

La cimentación diseñada según las recomendaciones del estudio geotécnico y sísmico, realizado por la empresa APC, se analiza así:

Las cargas aplicadas sobre la superestructura son transmitidas a las columnas, las cuales transfieren la carga a los dados, que su vez se apoyan sobre pilotes, que se encargan de transmitir las finalmente al suelo de cimentación.

Los elementos tipo pilotes, se modelaron con los resortes laterales establecidos en el estudio de suelos.

A continuación, se muestran los valores de capacidad portante para cada apoyo del puente. Para conocer los demás parámetros geotécnicos se debe consultar el estudio respectivo.

Tabla 22. Capacidad portante apoyo eje 1 puente San Pedro.

CAPACIDAD PORTANTE ESTÁTICA EN PILOTES VÍA FLORENCIA - PUERTO RICO PUENTE SAN PEDRO PILA 1																			
NAF		PS		Punto		Profund		Peso		Diámetro 1.5			Diámetro 1.8			Diámetro 2.0			
De	A	C (Ton/m ²)	φ (°)	γ (Ton/m ³)	α	Nq*	Nc*	σ'v	Qp	Qc	Qtotal Admisible	Qp	Qc	Qtotal Admisible	Qp	Qc	Qtotal Admisible		
0	1	0.0	35	1.83	1.10	33.30	46.12	3.8	42.95	0.00	42.95	46.20	0.00	46.20	63.00	0.00	63.00		
1	2	0.0	35	1.83	1.10	33.30	46.12	3.6	36.73	0.00	36.73	36.40	0.00	36.40	122.00	0.00	122.00		
2	3	0.0	35	1.83	1.10	33.30	46.12	4.45	304.37	2.09	107.06	329.45	2.25	321.67	151.38	2.53	153.97		
3	4	0.0	35	1.83	1.10	33.30	46.12	5.28	134.37	4.09	138.56	141.39	4.36	145.75	178.95	4.91	183.86		
4	5	0.0	35	1.83	1.10	33.30	46.12	6.1	343.57	6.09	149.68	353.35	6.40	359.84	326.74	7.31	334.04		
5	6	0.0	36	1.85	1.10	37.75	50.56	6.97	186.00	9.06	195.06	211.64	9.66	221.30	247.84	10.87	258.71		
6	7	0.0	36	1.85	1.10	37.75	50.56	7.84	209.22	11.35	220.57	238.04	12.11	250.15	301.27	13.02	314.83		
7	8	0.0	36	1.85	1.10	37.75	50.56	8.71	193.45	14.66	208.08	244.46	14.54	222.61	444.30	16.28	451.68		
8	9	0.0	36	1.85	1.10	37.75	50.56	9.58	255.65	18.54	274.19	290.87	19.45	496.74	431.57	21.88	458.45		
9	10	0.0	36	1.85	1.10	37.75	50.56	10.45	238.87	22.34	261.21	317.29	23.45	496.74	431.57	21.88	458.45		
10	11	0.0	36	1.85	1.10	37.75	50.56	11.32	302.08	26.53	328.61	343.70	27.50	350.60	435.00	24.64	459.64		
11	12	3.6	21.5	1.92	0.96	7.44	36.34	12.26	105.03	27.66	132.69	120.61	27.65	148.34	152.80	25.78	177.58		
12	13	3.6	21.5	1.92	0.96	7.44	36.34	13.2	135.05	27.66	162.71	125.24	29.75	155.06	159.77	25.47	185.23		
13	14	3.6	21.5	1.92	0.96	7.44	36.34	14.14	133.89	29.12	151.02	151.86	31.47	169.33	166.88	25.15	189.04		
14	15	3.6	21.5	1.92	0.96	7.44	36.34	15.08	139.83	42.27	162.20	137.46	45.19	182.67	174.00	30.84	204.84		
15	16	3.6	21.5	1.92	0.96	7.44	36.34	16.02	125.77	49.61	175.38	143.10	52.32	196.02	181.13	39.53	240.64		
16	17	3.6	21.5	1.92	0.96	7.44	36.34	16.96	139.71	58.85	187.59	148.72	60.64	209.36	188.22	48.22	256.44		
17	18	3.6	21.5	1.92	0.96	7.44	36.34	17.9	145.65	64.06	199.71	154.34	68.44	222.30	195.44	56.93	272.35		
18	19	3.6	21.5	1.92	0.96	7.44	36.34	18.84	149.29	71.33	211.92	159.96	76.08	235.05	202.45	65.60	288.05		
19	20	3.6	21.5	1.92	0.96	7.44	36.34	19.78	145.53	78.57	224.10	165.58	83.81	249.39	209.57	74.28	303.85		
20	21	3.6	21.5	1.92	0.96	7.44	36.34	20.72	159.47	85.81	236.28	171.21	91.53	262.74	216.69	82.97	319.65		
ASENTAMIENTOS									S1	0.00065 m		S1	0.00085 m		S1	0.00061 m		S1	0.00046 m
									S2	0.00060 m		S2	0.00058 m		S2	0.00072 m		S2	0.00060 m
									S3	0.01471 m		S3	0.01593 m		S3	0.01710 m		S3	0.01887 m
									Total	0.04594 m		Total	0.04676 m		Total	0.04442 m		Total	0.04698 m
D(m)	L(m)	Qadm (ton/m ²)	Qp	Qc	FF	Es	Ep	q _{adm}	Cp	μ	wp	h _{wp}	St (m)	Et					
1.5	15	163.2	42.37	120.83	0.7	2500	2000000	68.38	0.06	0.35	0.85	3.1	0.046	3552.44					
1.6	15	182.7	45.16	147.88	0.7	2500	2000000	68.38	0.06	0.35	0.85	3.1	0.049	3745.15					
1.8	15	224.8	50.84	174.00	0.8	2500	2000000	68.38	0.06	0.35	0.85	3.0	0.054	4132.51					
2.0	15	271.8	56.46	214.81	0.9	2500	2000000	68.38	0.06	0.35	0.85	3.0	0.060	4515.96					

Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

Tabla 23. Capacidad portante apoyo eje 2 puente San Pedro.

CAPACIDAD PORTANTE ESTÁTICA EN PILOTES																											
VÍA FLORENCIA - PUERTO RICO																											
FUENTE SAN PEDRO PILA 2																											
NAF		2																									
PS		2.5																									
Pavta		1																									
Fricción		1																									
Paso		0																									
				Díametro 1.5		Díametro 1.8		Díametro 2.0		Díametro 2.2																	
De	A	C	ϕ (°)	T (Ton/m2)	α	N_q^*	N_c^*	ϕ^*	Q_p	Q_u	Global Admisible	Q_p	Q_u	Global Admisible	Q_p	Q_u	Global Admisible	Q_p	Q_u	Global Admisible							
0	1	0.0	35.0	1.80	1.10	33.30	46.02	1.8	41.36	0.00	41.36	46.02	0.00	46.02	51.00	0.00	51.00	75.31	0.00	75.31							
1	2	0.0	35.0	1.80	1.10	33.30	46.02	3.6	84.72	0.00	84.72	92.04	0.00	92.04	122.01	0.00	122.01	150.63	0.00	150.63							
2	3	0.0	45.0	1.80	1.10	44.80	46.02	4.46	104.97	3.00	107.96	119.63	2.39	121.67	151.36	2.51	153.67	186.61	2.79	189.68							
3	4	0.0	45.0	1.80	1.10	44.80	46.02	5.38	124.27	4.00	128.96	141.99	4.86	146.75	178.95	4.90	183.86	223.92	5.45	228.58							
4	5	0.0	35.0	1.80	1.10	33.30	46.02	8.1	143.57	6.00	149.66	163.35	6.43	169.84	206.74	7.33	214.04	255.23	8.22	263.35							
5	6	0.0	35.0	1.80	1.10	33.30	50.59	6.97	163.00	9.00	172.06	211.62	9.65	221.29	267.84	10.37	276.71	330.67	12.06	342.74							
6	7	0.0	35.0	1.80	1.10	33.30	50.59	7.84	209.22	11.25	220.57	238.06	12.11	250.15	301.27	13.62	316.89	371.98	15.14	387.08							
7	8	0.0	46.0	1.80	1.10	42.75	50.59	8.71	242.44	14.86	248.08	264.96	14.96	279.01	344.30	15.48	341.08	414.21	18.21	481.43							
8	9	0.0	46.0	1.80	1.10	42.75	50.59	9.58	258.93	16.94	273.59	290.67	17.00	307.88	368.15	18.15	387.26	464.49	21.28	475.74							
9	10	3.0	21.5	1.52	0.96	7.44	16.34	10.52	366.06	37.15	114.02	120.21	10.30	128.53	135.48	23.59	180.07	172.20	22.87	195.08							
10	11	3.0	21.5	1.52	0.96	7.44	16.34	11.45	417.90	39.29	126.20	115.33	26.02	141.65	146.00	23.27	175.07	180.99	22.53	212.51							
11	12	3.0	21.5	1.52	0.96	7.44	16.34	12.4	478.75	41.63	148.48	121.65	28.74	155.20	158.71	22.96	191.67	189.77	22.18	221.65							
12	13	3.0	21.5	1.52	0.96	7.44	16.34	13.44	547.69	44.17	180.96	127.07	31.63	165.74	165.85	22.65	217.28	188.25	21.84	240.88							
13	14	3.0	21.5	1.52	0.96	7.44	16.34	14.48	624.83	46.81	212.99	132.99	34.59	181.88	167.34	22.34	225.28	207.34	21.53	258.82							
14	15	3.0	21.5	1.52	0.96	7.44	16.34	15.52	710.27	50.25	244.92	138.22	36.91	196.23	175.05	21.03	239.08	216.12	21.14	287.25							
15	16	3.0	21.5	1.52	0.96	7.44	16.34	16.56	804.01	53.94	277.01	143.94	39.63	208.57	182.17	20.71	254.88	224.90	20.76	305.60							
16	17	3.0	21.5	1.52	0.96	7.44	16.34	17.1	905.25	57.83	309.28	149.56	42.36	221.92	189.29	20.40	270.05	233.69	20.45	324.13							
17	18	3.0	21.5	1.52	0.96	7.44	16.34	18.24	1014.05	61.97	341.85	155.18	45.08	235.16	196.40	20.09	285.49	242.47	20.10	342.57							
18	19	3.0	21.5	1.52	0.96	7.44	16.34	18.88	1130.48	66.31	374.66	160.80	47.80	248.60	204.51	19.78	301.29	251.25	19.75	361.00							
19	20	3.0	21.5	1.52	0.96	7.44	16.34	19.52	1254.77	70.95	407.87	166.42	50.59	261.95	213.65	19.47	318.09	260.05	19.41	379.44							
20	21	3.0	21.5	1.52	0.96	7.44	16.34	20.15	1387.21	75.79	441.50	172.04	53.45	275.29	223.74	19.15	335.90	268.82	19.06	397.88							
										S1		S1		S1		S1		S1		S1							
										0.00067 m		0.00065 m		0.00064 m		0.00064 m		0.00063 m		0.00063 m							
										S2		S2		S2		S2		S2		S2							
										0.00070 m		0.00070 m		0.00070 m		0.00070 m		0.00070 m		0.00070 m							
										S3		S3		S3		S3		S3		S3							
										0.01082 m		0.01082 m		0.01082 m		0.01082 m		0.01082 m		0.01082 m							
										Total		Total		Total		Total		Total		Total							
										0.04997 m		0.04997 m		0.04997 m		0.04997 m		0.04997 m		0.04997 m							
										S1		S1		S1		S1		S1		S1							
										0.00067 m		0.00067 m		0.00067 m		0.00067 m		0.00067 m		0.00067 m							
										S2		S2		S2		S2		S2		S2							
										0.00070 m		0.00070 m		0.00070 m		0.00070 m		0.00070 m		0.00070 m							
										S3		S3		S3		S3		S3		S3							
										0.01082 m		0.01082 m		0.01082 m		0.01082 m		0.01082 m		0.01082 m							
										Total		Total		Total		Total		Total		Total							
										0.04997 m		0.04997 m		0.04997 m		0.04997 m		0.04997 m		0.04997 m							
D (m)	L (m)	C (Ton/m2)	ϕ (°)	T (Ton/m2)	α	N_q^*	N_c^*	ϕ^*	Q_p	Q_u	swp	Q_p	Q_u	swp	Q_p	Q_u	swp	Q_p	Q_u	swp	Q_p	Q_u	swp	Q_p	Q_u	swp	
1.5	15	35.0	35.0	1.80	1.10	33.30	46.02	1.8	2500	2000000	66.70	0.00	0.35	0.00	5.1	0.004	0.00	75.31	0.00	75.31	0.00	75.31	0.00	75.31	0.00	75.31	0.00
1.6	15	45.0	35.0	1.80	1.10	44.80	46.02	3.6	2500	2000000	66.70	0.00	0.35	0.00	5.1	0.004	0.00	150.63	0.00	150.63	0.00	150.63	0.00	150.63	0.00	150.63	0.00
1.8	15	45.0	45.0	1.80	1.10	44.80	46.02	4.46	2500	2000000	66.70	0.00	0.35	0.00	5.1	0.004	0.00	186.61	2.79	189.68	0.00	189.68	0.00	189.68	0.00	189.68	0.00
2.0	15	35.0	35.0	1.80	1.10	33.30	46.02	8.1	2500	2000000	66.70	0.00	0.35	0.00	5.1	0.004	0.00	263.35	8.22	263.35	0.00	263.35	0.00	263.35	0.00	263.35	0.00

Fuente: (Padilla R., J. A.,2015)

Tabla 24. Capacidad portante apoyo eje 3 puente San Pedro.

CAPACIDAD PORTANTE ESTÁTICA EN PILOTES																				
VÍA FLORENCIA - PUERTO RICO																				
FUENTE SAN PEDRO PILA 3																				
NAF		2																		
PS		2.5																		
Pavta		1																		
Fricción		1																		
Paso		0																		
				Díametro 1.5		Díametro 1.8		Díametro 2.0		Díametro 2.2										
De	A	C	ϕ (°)	T (Ton/m2)	α	N_q^*	N_c^*	ϕ^*	Q_p	Q_u	Global Admisible	Q_p	Q_u	Global Admisible	Q_p	Q_u	Global Admisible	Q_p	Q_u	Global Admisible
0	1	0.0	35.0	1.80	1.10	33.30	46.02	1.8	41.36	0.00	41.36	46.02	0.00	46.02	51.00	0.00	51.00	75.31	0.00	75.31
1	2	0.0	35.0	1.80	1.10	33.30	46.02	3.6	84.72	0.00	84.72	92.04	0.00	92.04	122.01	0.00	122.01	150.63	0.00	150.63
2	3	0.0	45.0	1.80	1.10	44.80	46.02	4.46	104.97	3.00	107.96	119.63	2.39	121.67	151.36	2.51	153.67	186.61	2.79	189.68
3	4	0.0	45.0	1.80	1.10	44.80	46.02	5.38	124.27	4.00	128.96	141.99	4.86	146.75	178.95	4.90	183.86	223.92	5.45	228.58
4	5	0.0	35.0	1.80	1.10	33.30	46.02	8.1	143.57	6.00	149.66	163.35	6.43	169.84	206.74	7.33	214.04	255.23	8.22	263.35
5	6	0.0	35.0	1.80	1.10	33.30	50.59	6.97	163.00	9.00	172.06	211.62	9.65	221.29	267.84	10.37	276.71	330.67	12.06	342.74
6	7	0.0	35.0	1.80	1.10	33.30	50.59	7.84	209.22	11.25	220.57	238.06	12.11	250.15	301.27	13.62	316.89	371.98	15.14	387.08
7	8	0.0	46.0	1.80	1.10	42.75	50.59	8.71	242.44	14.86	248.08	264.96	14.96	279.01	344.30	15.48	341.08	414.21	18.21	481.43
8	9	0.0	46.0	1.80	1.10	42.75	50.59	9.58	258.93	16.94	273.59	290.67	17.00	307.88	368.15	18.15	387.26	464.49	21.28	475.74
9	10	3.0	21.5	1.52	0.96	7.44	16.34	10.52	366.06	37.15	114.02	120.21	10.30	128.53	135.48	23.59	180.07	172.20	22.87	195.08
10	11	3.0	21.5	1.52	0.96	7.44	16.34	11.45	417.90	39.29	126.20	115.33	26.02	141.65	146.00	23.27	175.07	180.99	22.5	

CAPACIDAD PORTANTE ESTÁTICA EN PILOTOS
VIA FLORENCIA - PUERTO RICO
PUENTE SAN PEDRO PILA 6

M/A		z																			
IS		2.5																			
Punta		1																			
Tricodon		1																			
Peso		0																			
H (m)			Dímetro 1.5			Dímetro 1.8			Dímetro 2.1			Dímetro 2.4									
Dm	A	C (Ton/m ²)	ϕ(1)	Yf(m)	α	Nq*	Nq*	Q*	Qp	Qs	Qtotal Admisible	Qp	Qs	Qtotal Admisible	Qp	Qs	Qtotal Admisible	Qp	Qs	Qtotal Admisible	
0	1	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
1	2	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
2	3	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
3	4	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
4	5	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
5	6	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
6	7	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
7	8	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
8	9	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
9	10	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
10	11	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
11	12	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
12	13	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
13	14	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
14	15	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
15	16	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
16	17	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
17	18	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
18	19	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
19	20	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
20	21	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
ASENTAMIENTOS																					
									S1 0.00000 m			S2 0.00000 m			S3 0.00000 m			S4 0.00000 m			
									S2 0.00150 m			S3 0.00480 m			S4 0.00840 m			S5 0.01260 m			
									S3 0.00250 m			S4 0.00440 m			S5 0.00630 m			S6 0.00820 m			
									Total 0.00544 m			Total 0.00934 m			Total 0.01711 m			Total 0.02494 m			
D (m)	L (m)	Caden (ton/m ²)	Qp	Qs	P*	Qa	Qp	Qs	Qtotal	Qp	Qs	Qtotal	Qp	Qs	Qtotal	Qp	Qs	Qtotal	Qp	Qs	Qtotal
1.5	15	270.4	84.15	126.19	1.5	2700	2000000	71.43	0.06	0.35	0.35	4.3	0.069	4346.43							
1.8	15	284.7	112.58	181.72	1.8	2500	2000000	71.43	0.06	0.35	0.35	3.0	0.077	3821.88							
2.0	15	340.0	126.24	224.24	2.0	2500	2000000	71.43	0.06	0.35	0.35	3.0	0.085	4122.00							

Fuente: (Padilla R., J. A.,2015)

Tabla 26. Capacidad portante apoyo eje 5 puente San Pedro.

CAPACIDAD PORTANTE ESTÁTICA EN PILOTOS
VIA FLORENCIA - PUERTO RICO
PUENTE SAN PEDRO PILA 5

M/A		z																			
IS		2.5																			
Punta		1																			
Tricodon		1																			
Peso		0																			
H (m)			Dímetro 1.5			Dímetro 1.8			Dímetro 2.1			Dímetro 2.4									
Dm	A	C (Ton/m ²)	ϕ(1)	Yf(m)	α	Nq*	Nq*	Q*	Qp	Qs	Qtotal Admisible	Qp	Qs	Qtotal Admisible	Qp	Qs	Qtotal Admisible	Qp	Qs	Qtotal Admisible	
0	1	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
1	2	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
2	3	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
3	4	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
4	5	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
5	6	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
6	7	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
7	8	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
8	9	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
9	10	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
10	11	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
11	12	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
12	13	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
13	14	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
14	15	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
15	16	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
16	17	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
17	18	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
18	19	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
19	20	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
20	21	3.0	21.5	1.82	0.89	7.44	18.24	1.92	11.69	0.90	11.66	58.78	0.00	58.78	74.40	0.00	74.40	91.85	0.00	91.85	
ASENTAMIENTOS																					
									S1 0.00000 m			S2 0.00000 m			S3 0.00000 m			S4 0.00000 m			
									S2 0.00150 m			S3 0.00480 m			S4 0.00840 m			S5 0.01260 m			
									S3 0.00250 m			S4 0.00440 m			S5 0.00630 m			S6 0.00820 m			
									Total 0.00544 m			Total 0.00934 m			Total 0.01711 m			Total 0.02494 m			
D (m)	L (m)	Caden (ton/m ²)	Qp	Qs	P*	Qa	Qp	Qs	Qtotal	Qp	Qs	Qtotal	Qp	Qs	Qtotal	Qp	Qs	Qtotal	Qp	Qs	Qtotal
1.5	15	270.4	84.15	126.19	1.5	2700	2000000	71.43	0.06	0.35	0.35	4.3	0.069	4346.43							
1.8	15	284.7	112.58	181.72	1.8	2500	2000000	71.43	0.06	0.35	0.35	3.0	0.077	3821.88							
2.0	15	340.0	126.24	224.24	2.0	2500	2000000	71.43	0.06	0.35	0.35	3.0	0.085	4122.00							

Fuente: (Padilla R., J. A.,2015)

5.2.1.1 materiales

Las especificaciones de los materiales usados para el diseño se enuncian a continuación:

Concreto

Resistencia a la compresión del concreto

$f'c = 35.0 \text{ Mpa}$ (350 kg/cm²) para viga cajón voladizos, vigas I postensadas

$f'c = 28.0 \text{ Mpa}$ (280 kg/cm²) para Tablero

$f'c = 28.0 \text{ Mpa}$ (280 kg/cm²) para pilas, columnas

$f'c = 28.0 \text{ Mpa}$ (280 kg/cm²) para vigas cabezales, riostra

$f'c = 28.0 \text{ Mpa}$ (280 kg/cm²) para dados

$f'c = 24.5 \text{ MPa}$ (245 kg/cm²) para barrera New Jersey

$f'c = 24.5 \text{ MPa}$ (245 kg/cm²) para pilotes, aletas, topes sísm. y placas aprox

$f'c = 14.0 \text{ MPa}$ (140 kg/cm²) para concreto de limpieza

Módulo de elasticidad para el concreto $E_c = 4800\sqrt{f'c(\text{Mpa})}$

Peso unitario del concreto $\gamma_c = 24 \text{ KN/m}^3$

Acero de Refuerzo

$f_y = 420 \text{ Mpa}$ (4200 kg/cm²) NTC 2289 para todo el acero de refuerzo

Acero de Tensionamiento

NTC2010 (ASTM A-416)

Cables de baja relajación

Esfuerzo último: 18900 kgf/cm² (1890 MPa).

Módulo de elasticidad $E_s = 1.950.000 \text{ kgf/cm}^2$ (195000 MPa).

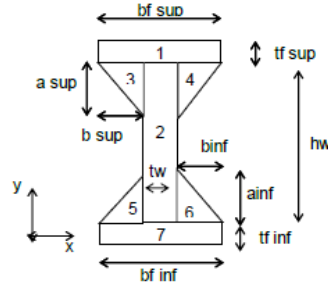
5.2.1.2 propiedades de los elementos

Viga I postensada L=30m

Luz	30	m
fc tab	28	MPa
fc vg	35	MPa

h	1.550	m
tf sup	0.240	m
bf sup	0.750	m
a sup	0.110	m
b sup	0.275	m
tw	0.200	m
hw	1.060	m
tf inf	0.250	m
bf inf	0.650	m
a inf	0.120	m
b inf	0.225	m

Propiedades Viga I



Sec	Área	y	A*y	I (m ⁴)	d	A*d ²	I+A*d ²
1	0.180	1.430	0.257	0.00086	0.630	0.07143	0.07230
2	0.212	0.780	0.165	0.01985	-0.020	0.00009	0.01994
3	0.015	1.273	0.019	0.00001	0.473	0.00339	0.00340
4	0.015	1.273	0.019	0.00001	0.473	0.00339	0.00340
5	0.014	0.290	0.004	0.00001	-0.510	0.00351	0.00352
6	0.014	0.290	0.004	0.00001	-0.510	0.00351	0.00352
7	0.163	0.125	0.020	0.00085	-0.675	0.07405	0.07489
	0.61175		0.489				0.18097
		Y	0.8000				

Precast Concrete I / Bulb Tee Girder

Section Name:

Section Notes:

Source: User Defined

Display Color:

Section Dimensions

B1	<input type="text" value="0.75"/>
B2	<input type="text" value="0.65"/>
B3	<input type="text" value="0."/>
B4	<input type="text" value="0."/>
D1	<input type="text" value="1.55"/>
D2	<input type="text" value="0.24"/>
D3	<input type="text" value="0.11"/>
D4	<input type="text" value="0."/>
D5	<input type="text" value="0.25"/>
D6	<input type="text" value="0.12"/>
D7	<input type="text" value="0."/>
T1	<input type="text" value="0.2"/>
T2	<input type="text" value="0.2"/>
C1	<input type="text" value="0."/>

Section

Properties

5000Psi

Section Name: VIGA I

Properties

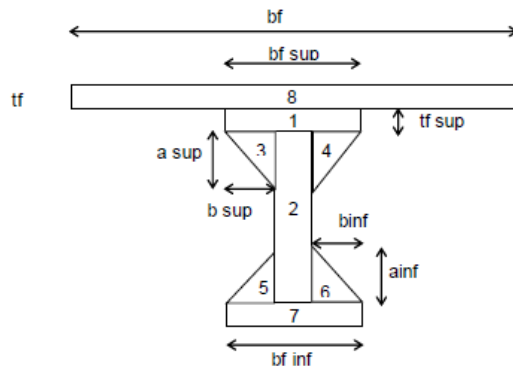
Cross-section (axial) area	0.6118	Section modulus about 3 axis	0.2262
Moment of Inertia about 3 axis	0.181	Section modulus about 2 axis	0.0454
Moment of Inertia about 2 axis	0.017	Plastic modulus about 3 axis	0.3072
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	0.0813
Shear area in 2 direction	0.3172	Radius of Gyration about 3 axis	0.5439
Shear area in 3 direction	0.5414	Radius of Gyration about 2 axis	0.1667
Torsional constant	0.0159	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

OK

Figura 113. Dimensiones y propiedades de la viga I puente San Pedro.

Fuente: (Padilla R., J. A.,2015)

h	1.750	m
tf sup	0.240	m
bf sup	0.750	m
a sup	0.110	m
b sup	0.275	m
tw	0.200	m
hw	1.060	m
tf inf	0.250	m
bf inf	0.650	m
a inf	0.120	m
b inf	0.225	m
tf	0.200	m
s a ejes	3.000	m
s	2.525	m
L	30.000	m
12*tf+bw	3.150	m
L/4	7.500	m
bf	2.258	m



Sec	Área	y	A*y	I (m ⁴)	d	A*d ²	I+A*d ²
1	0.180	1.430	0.257	0.00086	0.269	0.01302	0.01388
2	0.212	0.780	0.165	0.01985	-0.381	0.03078	0.05063
3	0.015	1.273	0.019	0.00001	0.112	0.00019	0.00020
4	0.015	1.273	0.019	0.00001	0.112	0.00019	0.00020
5	0.014	0.290	0.004	0.00001	-0.871	0.01024	0.01025
6	0.014	0.290	0.004	0.00001	-0.871	0.01024	0.01025
7	0.163	0.125	0.020	0.00085	-1.036	0.17443	0.17527
8	0.452	1.650	0.745	0.00151	0.489	0.10799	0.10949
1.06344			1.235				0.37019
		Y	1.1611				

Bridge Section Points for TAB I

File

Bridge Section Name: TAB I

Units: KN, m, C

Bridge Section (Double Click Picture for Larger View)

Section Points

Shape	Point	Material	X	Y
Reference Point			7.3	1.75
Insertion Point			7.3	1.75
Structural Polygon 1	1	4000Psi	0.	1.75
	2		14.6	1.75
	3		14.6	1.55
	4		14.6	1.55
	5		14.6	1.55
	6		0.	1.55
	7		0.	1.55
	8		0.	1.55
Structural Polygon 2	1	5000Psi	0.925	1.55
	2		1.675	1.55
	3		1.675	1.31

Options:

- Show Dots At Points
- Display Point Labels
- Disable Corner Point Snap

Show Section Properties

OK

Cancel

Properties

Base Material: 4000Psi

A	6.34
J	0.2044
I33	2.1594
I22	113.5235
I23	0.
AS2	2.3898
AS3	2.9732
S33(+face)	3.8664
S33(-face)	1.8123
S22(+face)	15.5512
S22(-face)	15.5512
Z33	2.5847
Z22	21.7508
r33	0.5836
r22	4.2315
Xcg	7.3
Ycg	1.1915
Xpna	7.3
Ypna	1.5315

Figura 114. Dimensiones y propiedades de la viga I más el tablero puente San Pedro.
Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

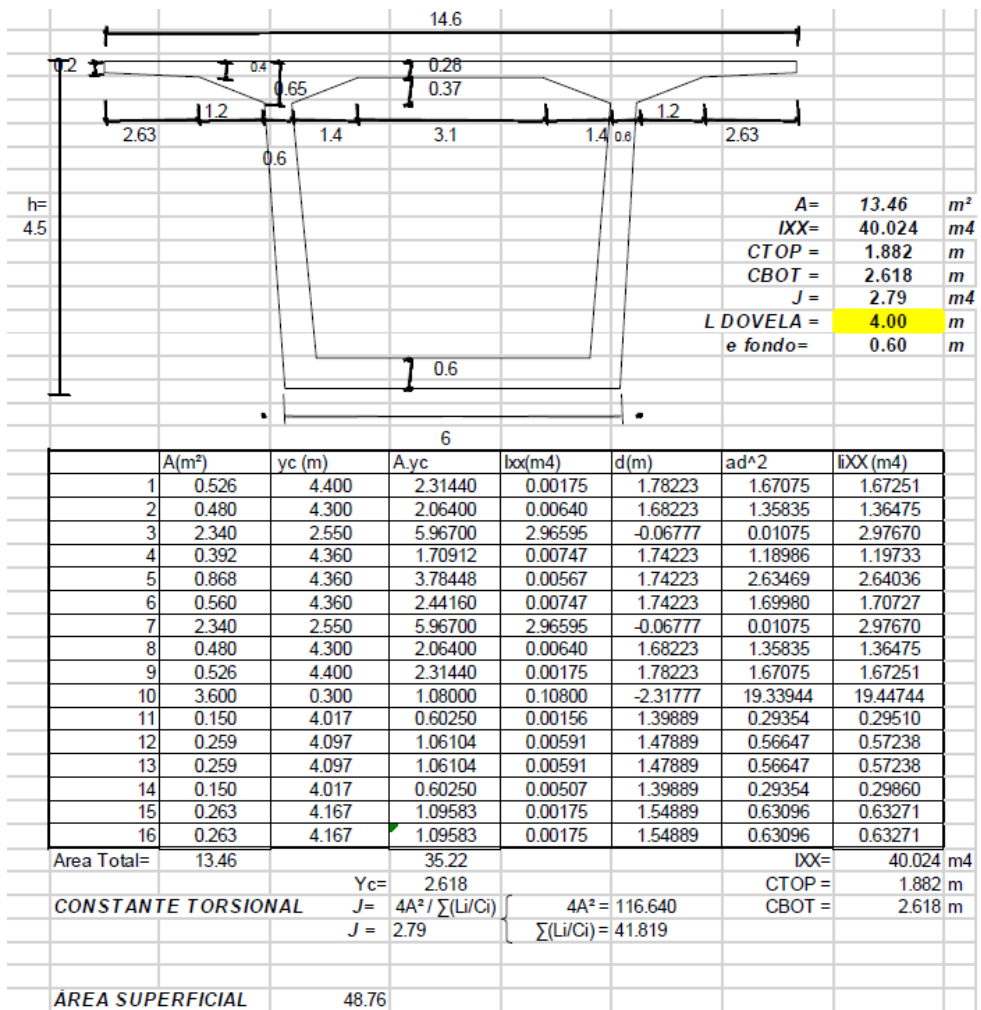


Figura 115. Dimensiones y propiedades de la viga cajón eje de columna puente San Pedro.
Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

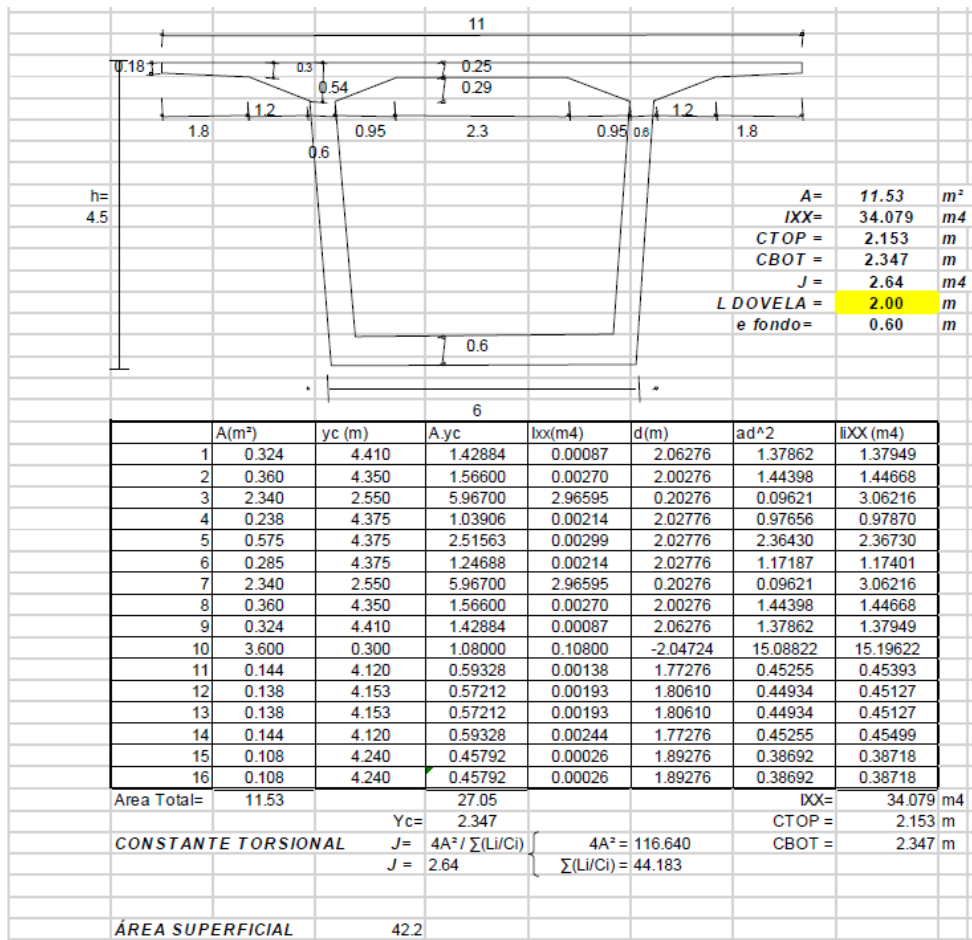


Figura 116. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara de pila puente San Pedro.
Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

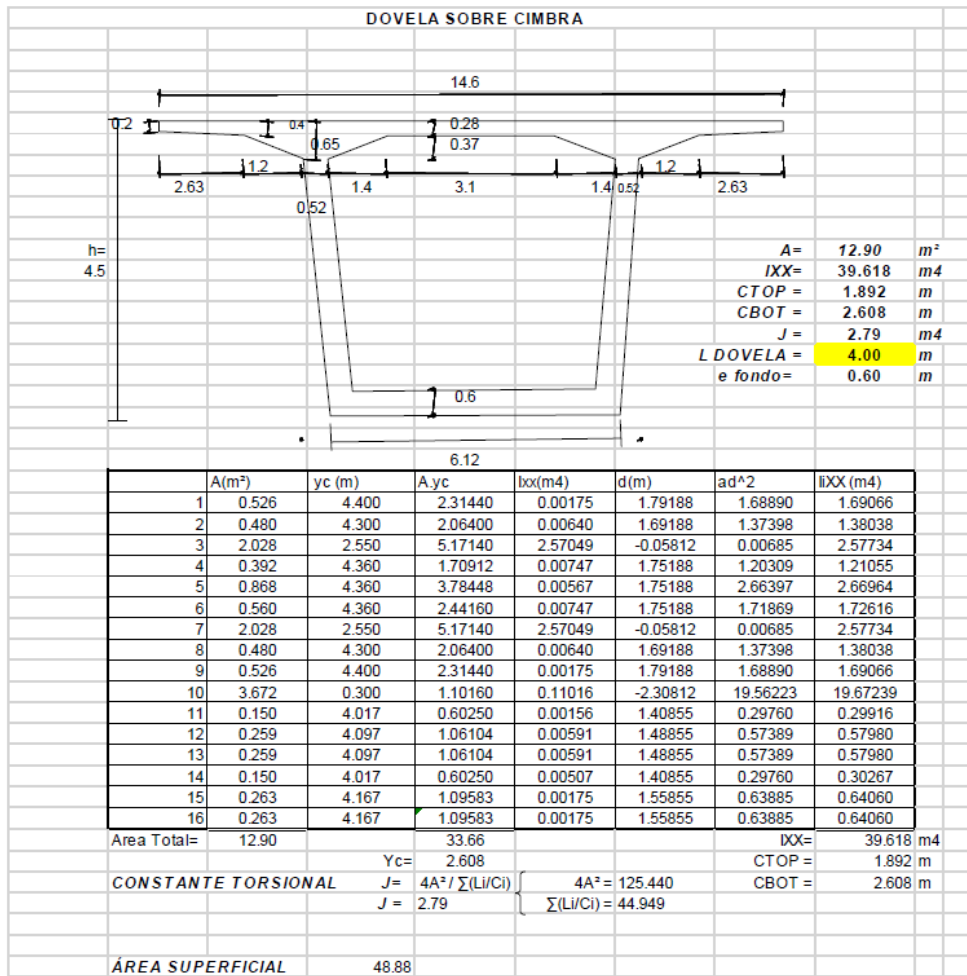


Figura 117. Dimensiones y propiedades de la viga cajón dovela sobre cimbra puente San Pedro.

Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

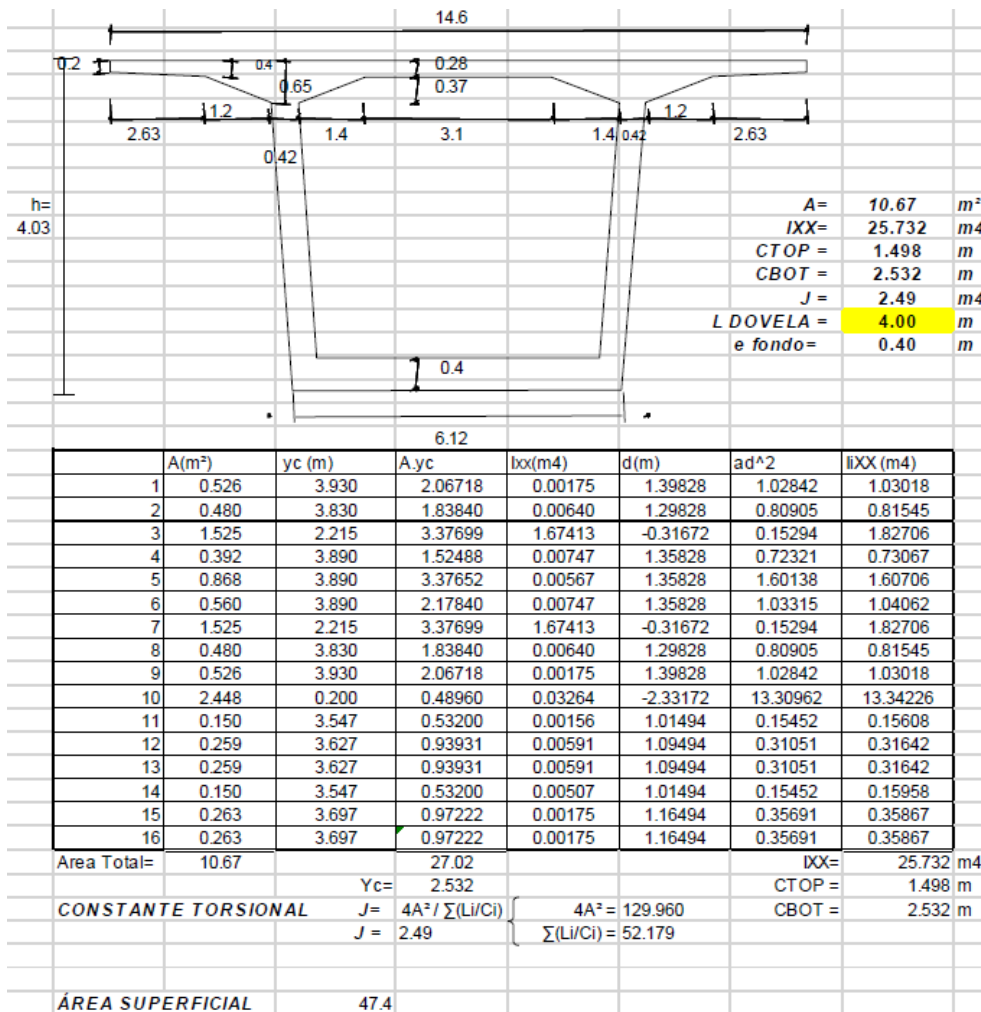


Figura 118. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela 1 puente San Pedro.

Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

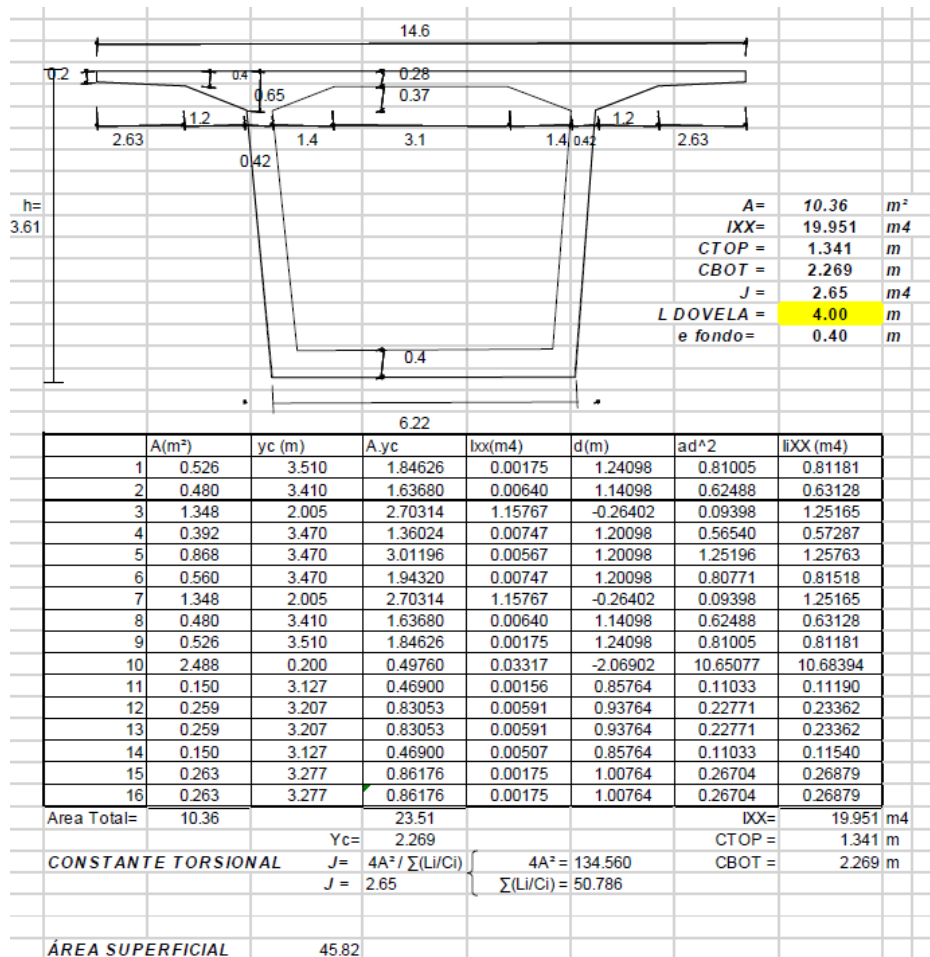


Figura 119. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela 2 puente San Pedro.

Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

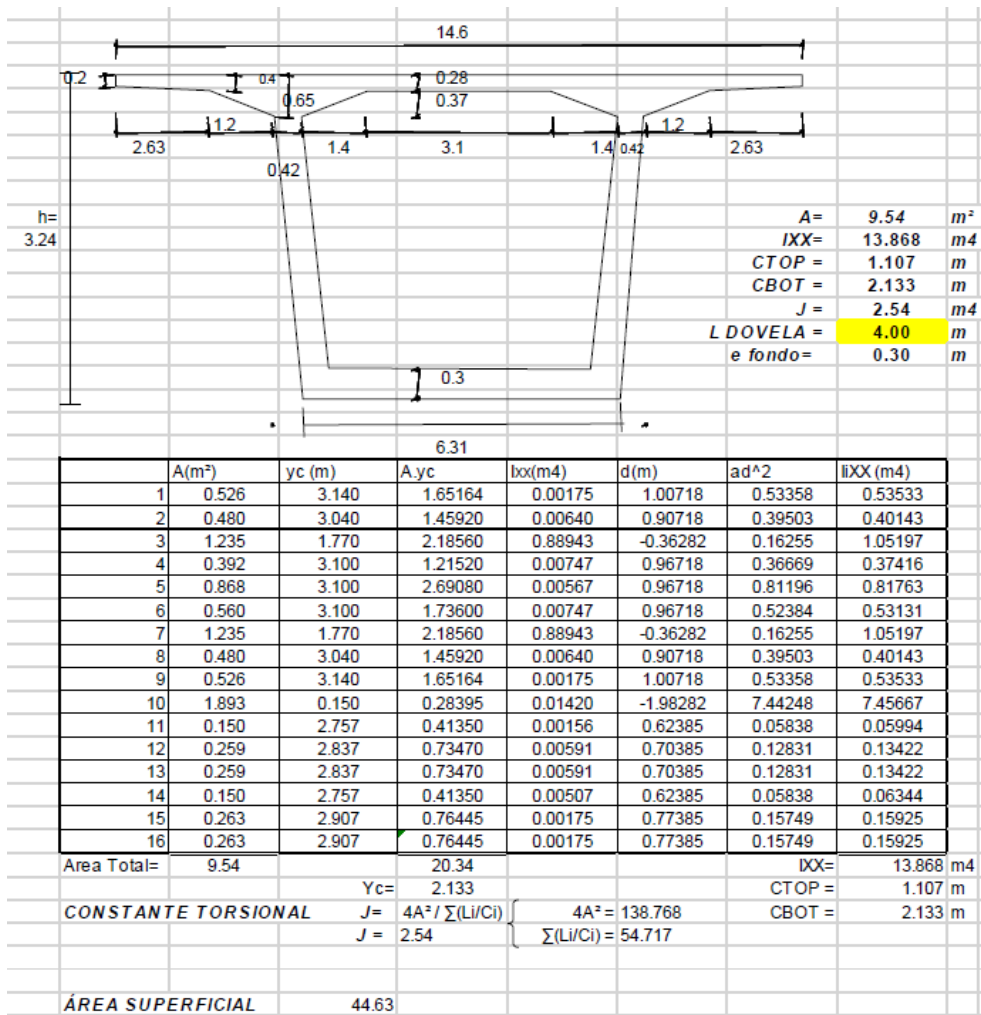


Figura 120. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela 3 puente San Pedro.

Fuente: (Padilla R., J. A.,2015)

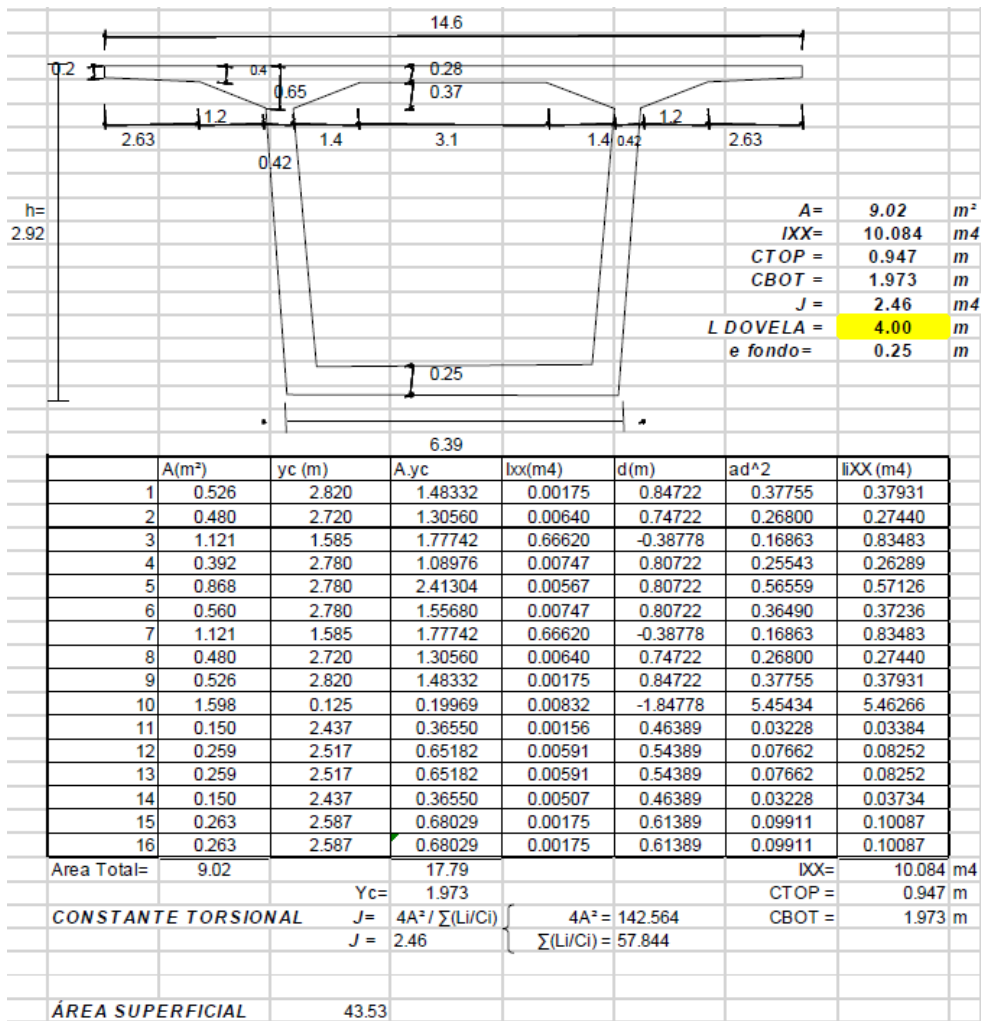


Figura 121. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela 4 puente San Pedro.

Fuente: (Padilla R., J. A.,2015)

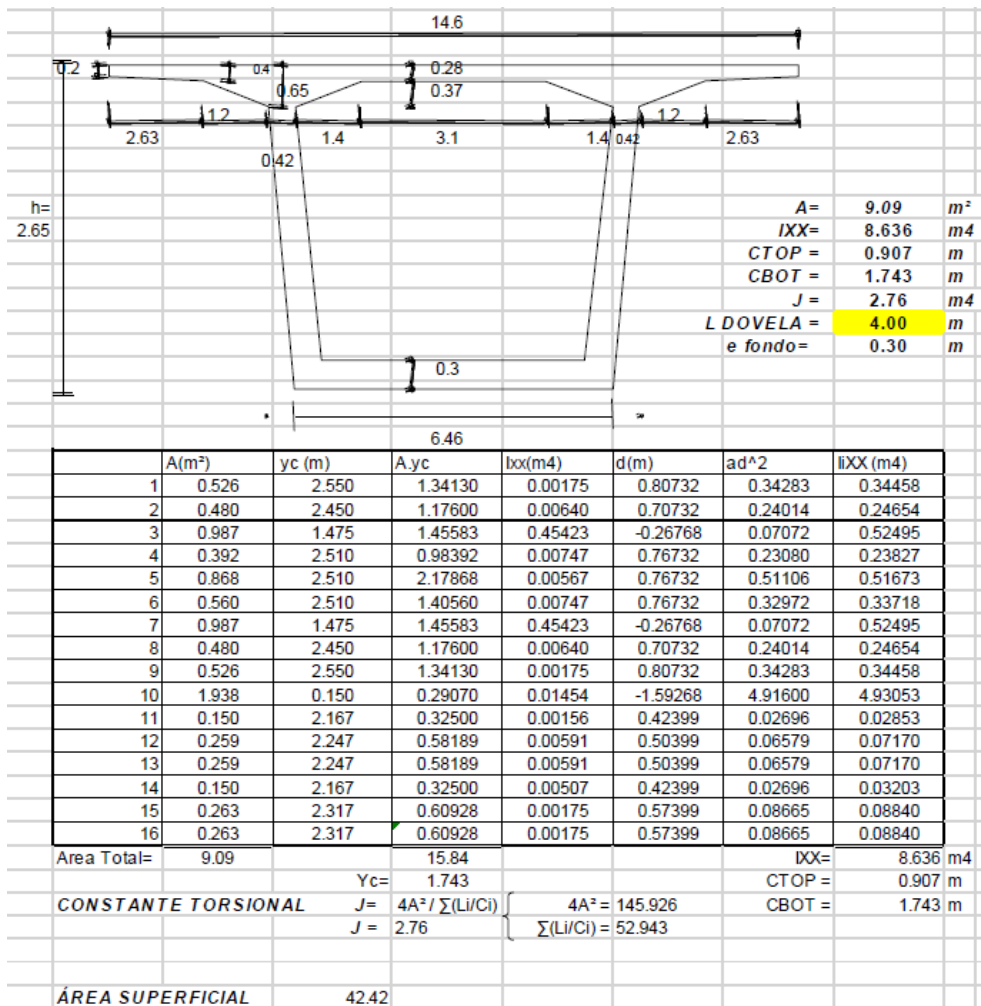


Figura 122. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela 5 puente San Pedro.

Fuente: (Padilla R., J. A.,2015)

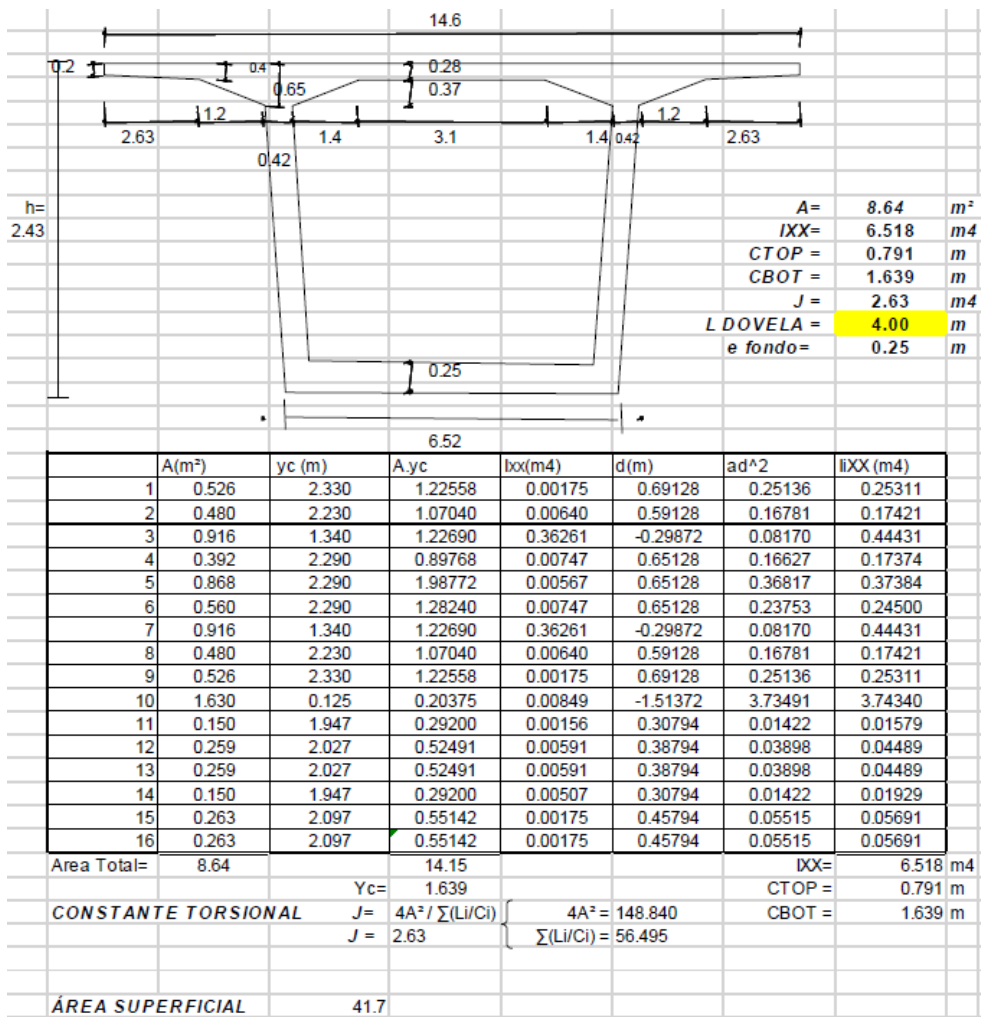


Figura 123. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela 6 puente San Pedro.

Fuente: (Padilla R., J. A.,2015)

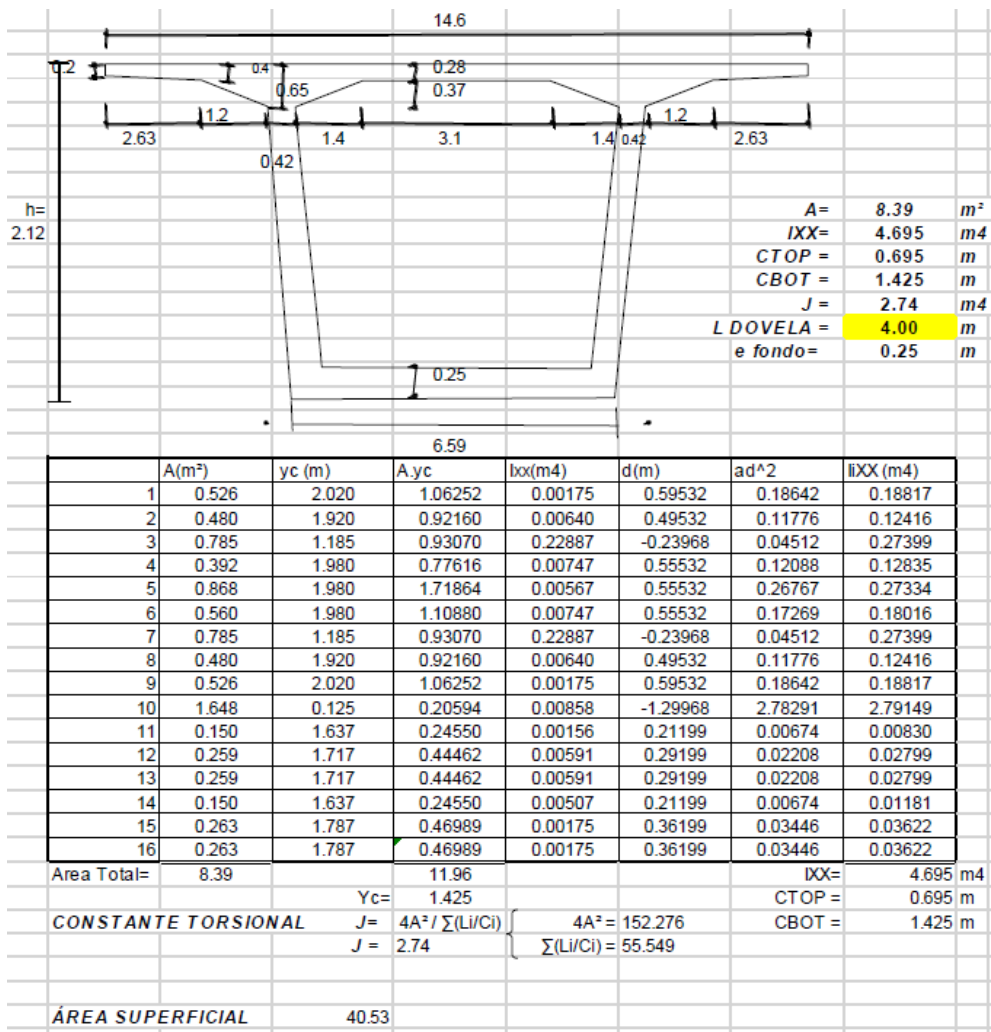


Figura 125. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela 8 puente San Pedro.

Fuente: (Padilla R., J. A.,2015)

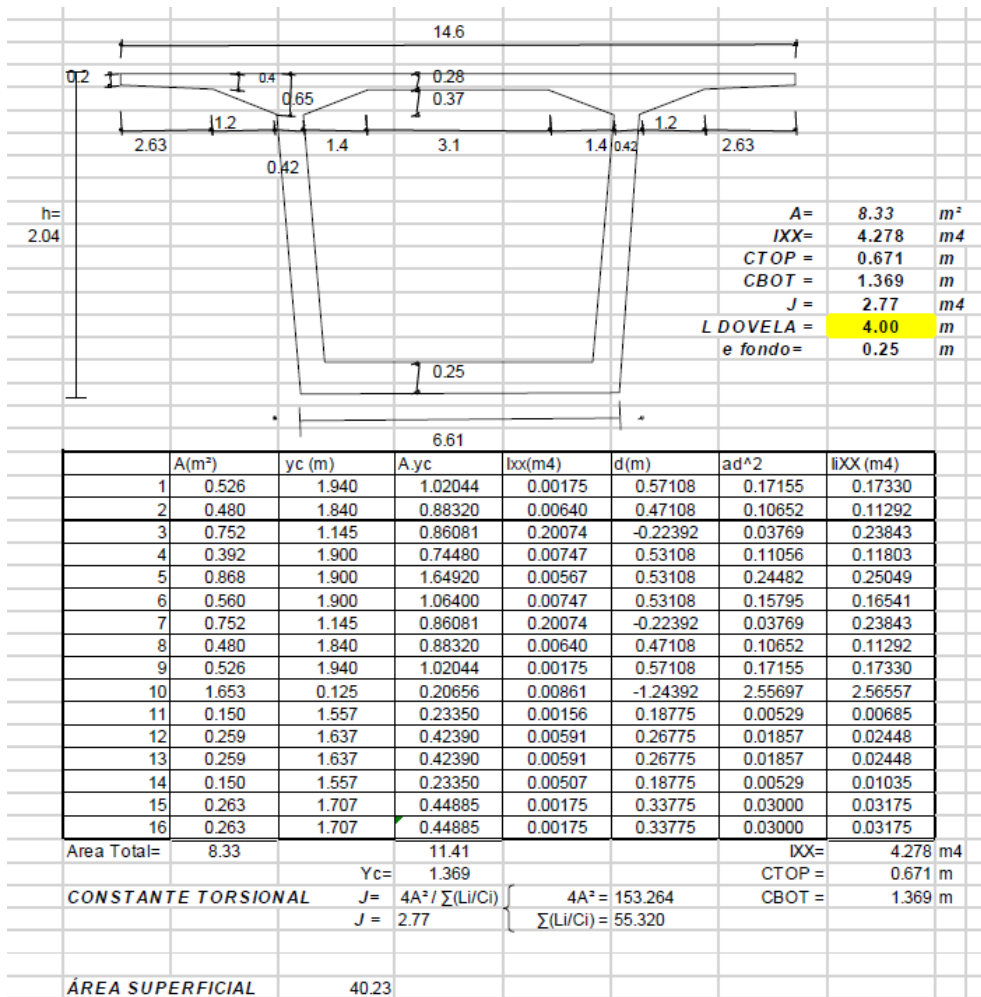


Figura 126. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela 9 puente San Pedro.

Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

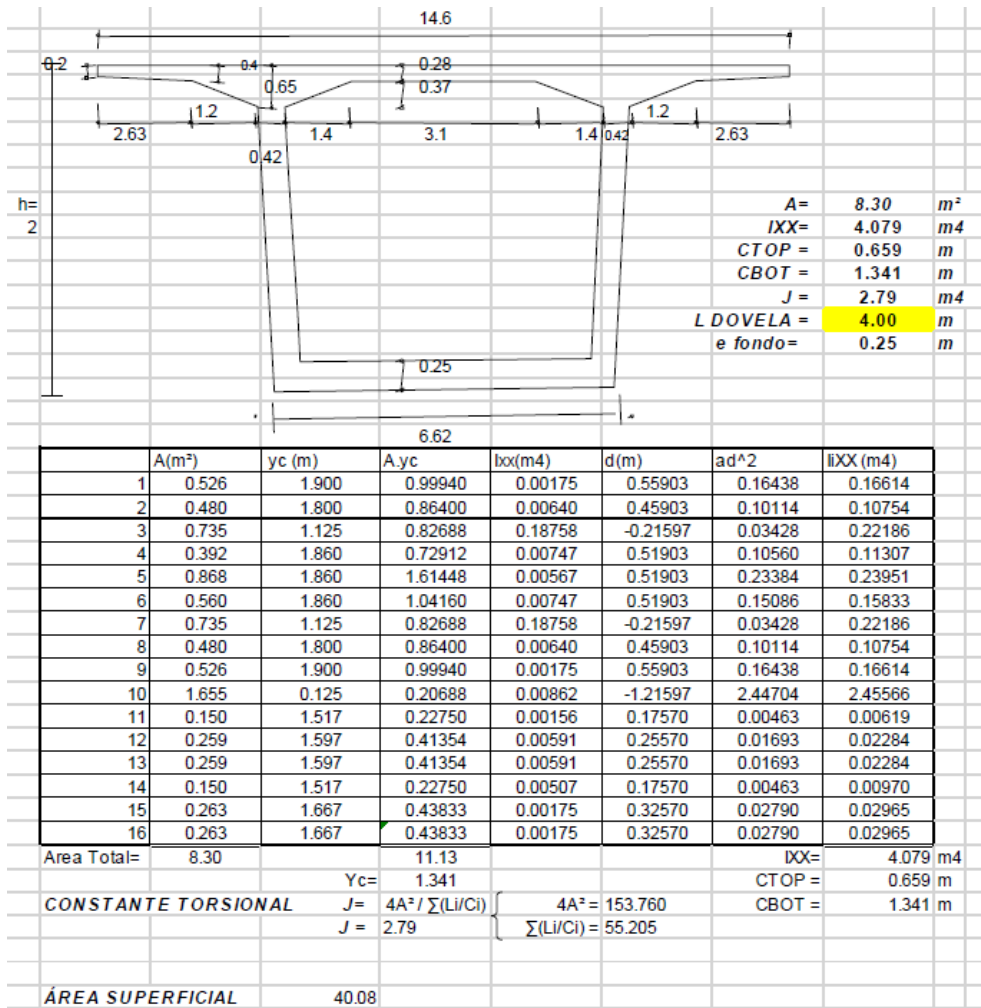


Figura 127. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela 10 puente San Pedro.

Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

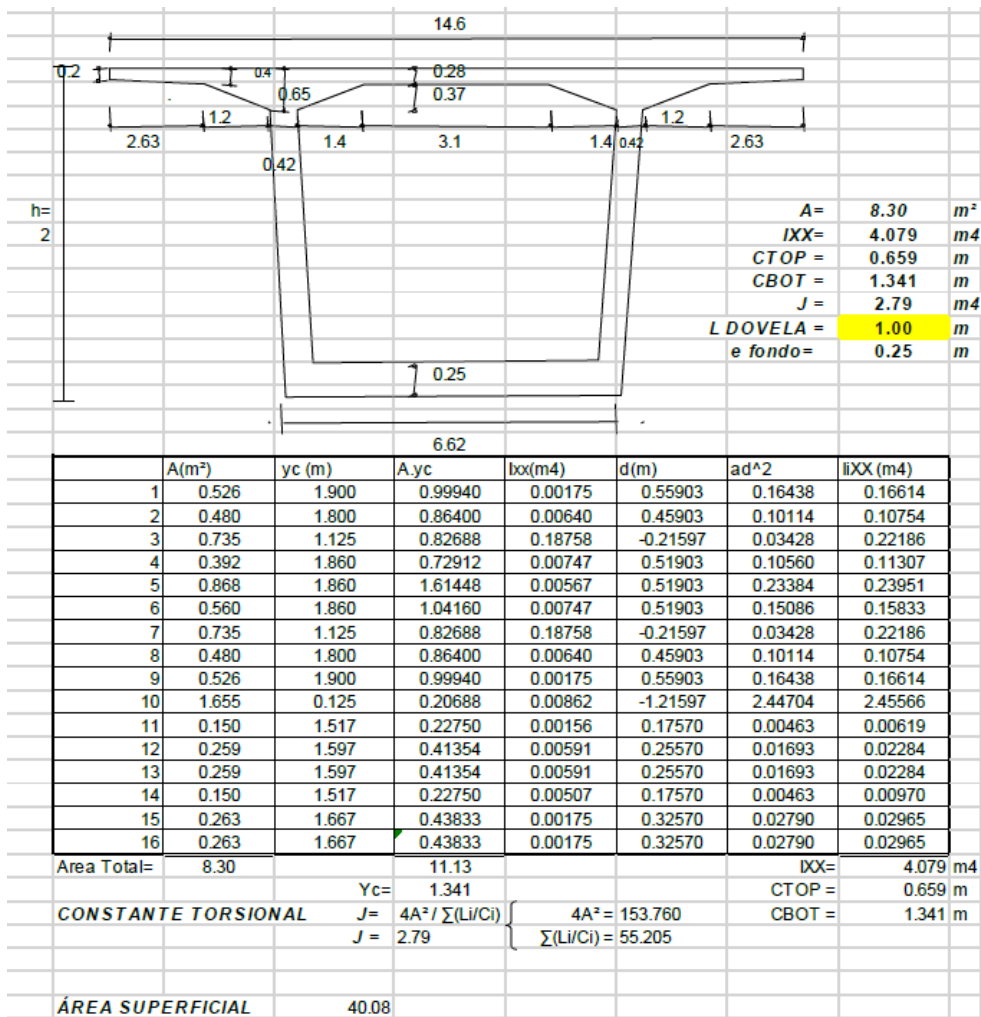


Figura 128. Dimensiones y propiedades de la viga cajón cara menor dovela centro de luz puente San Pedro.

Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

5.3 Puente Bermúdez

El puente Vehicular Bermúdez se encuentra ubicado en el proyecto vial “Rumichaca – Pasto – Chachagui – Aeropuerto” Forma parte de la Red Troncal de Occidente. Este puente hace parte de la concesión Pasto –Rumichaca (zona de riesgo sísmico alto).



Figura 129. Vista general del puente Bermúdez

Fuente: Mapa satelital del puente. 1 de mayo de 2015, recuperada de Google Earth.

5.3.1 Sistema estructural

La sección vial está conformada por dos calzadas. La solución estructural adoptada corresponde a un puente de 130 m de longitud por el sistema de voladizos sucesivos, con luz central de 65m y dos luces laterales de 32.5m. El diseño vial contempla una estructura de alineamiento recto en planta y con pendiente longitudinal del -2.0%.

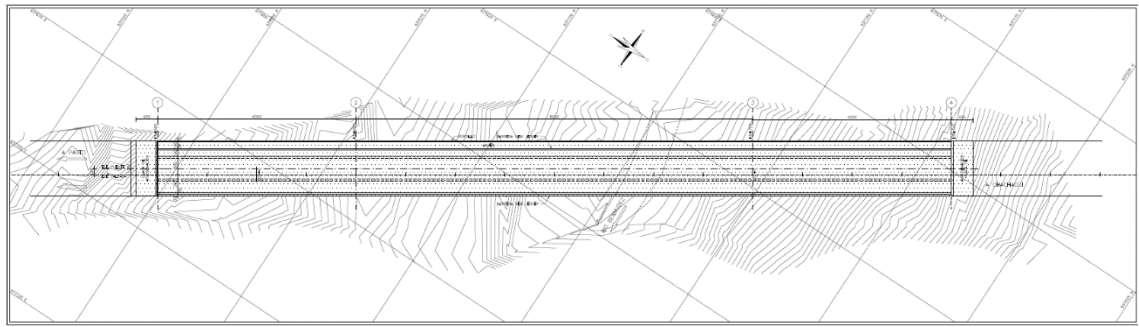


Figura 130. Vista planta del puente Bermúdez.
Fuente: (Padilla R., J. A.,2012)

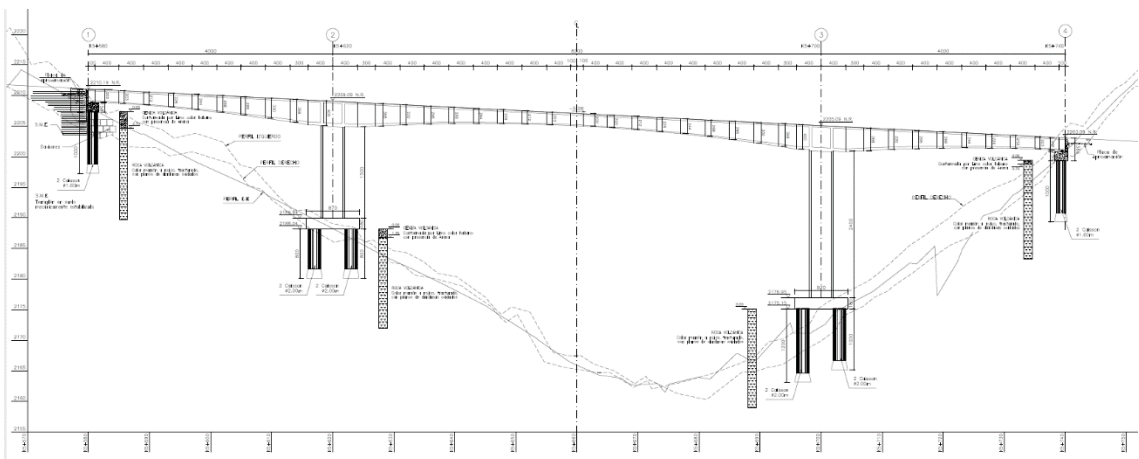


Figura 131. Vista perfil del puente Bermúdez.
Fuente: (Padilla R., J. A.,2012)

La superestructura está conformada por una sección cajón de altura variable entre 3.42m y 2.00m. El ancho de la base del cajón es constante, de 5.0m. El ancho del tablero es de 9.58m, e incluye en un costado un andén de 0.70 m de ancho con su baranda combinada, y barrera de tráfico en el otro costado.

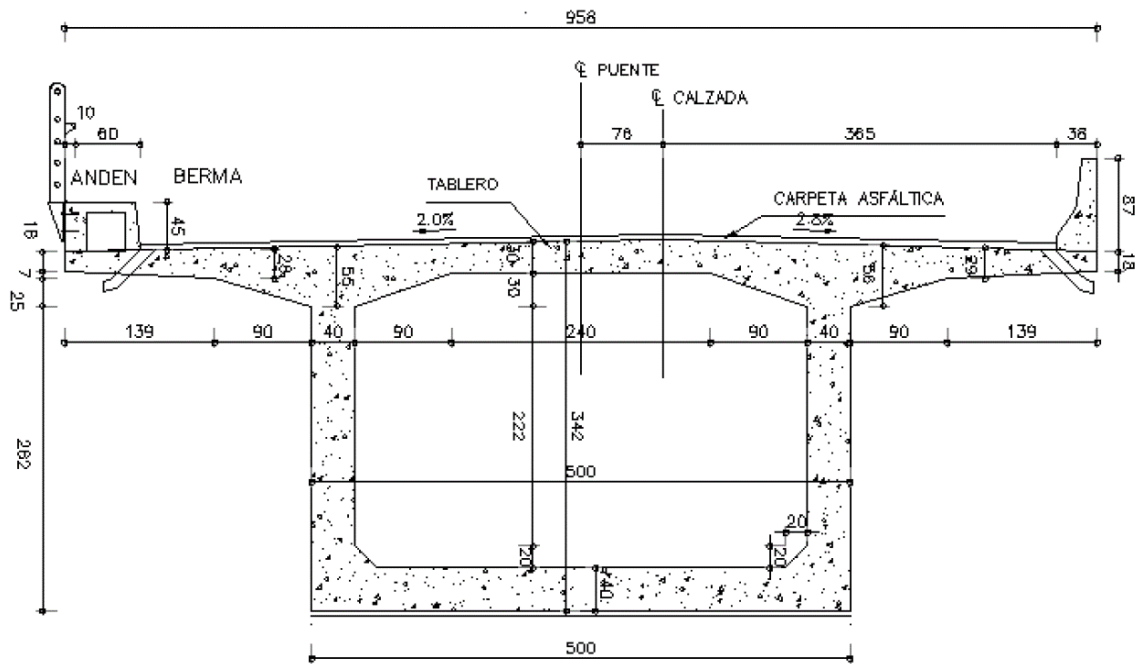


Figura 132. Sección transversal sobre pila de la superestructura del puente Bermúdez.
Fuente: (Padilla R., J. A., 2012)

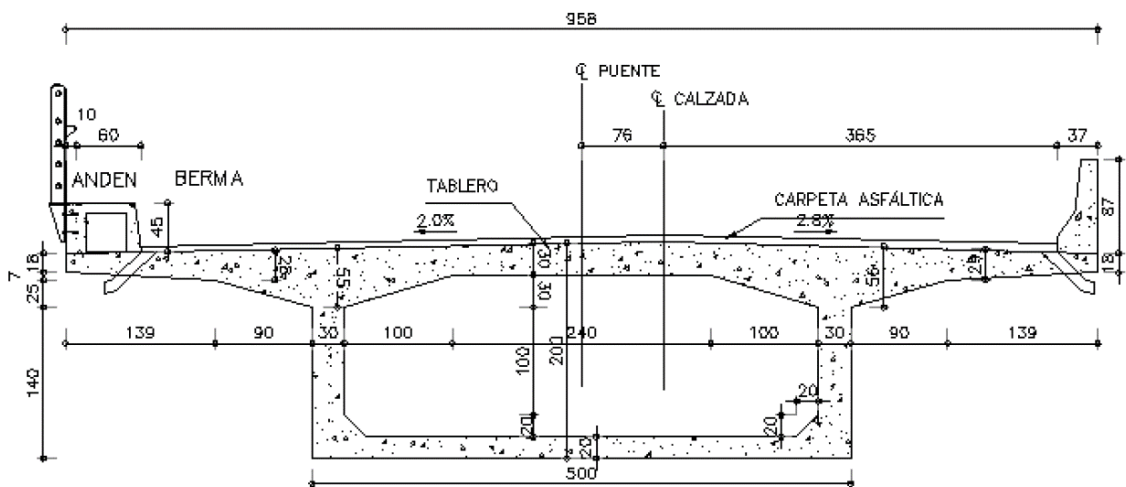


Figura 133. Sección transversal centro de luz de la superestructura del puente Bermúdez.
Fuente: (Padilla R., J. A., 2012)

La infraestructura está conformada por 2 apoyos intermedios y 2 apoyos extremos. Los apoyos extremos corresponden a un sistema de pilotes vinculados en el extremo superior por una viga cabezal que recibe las cargas de superestructura.

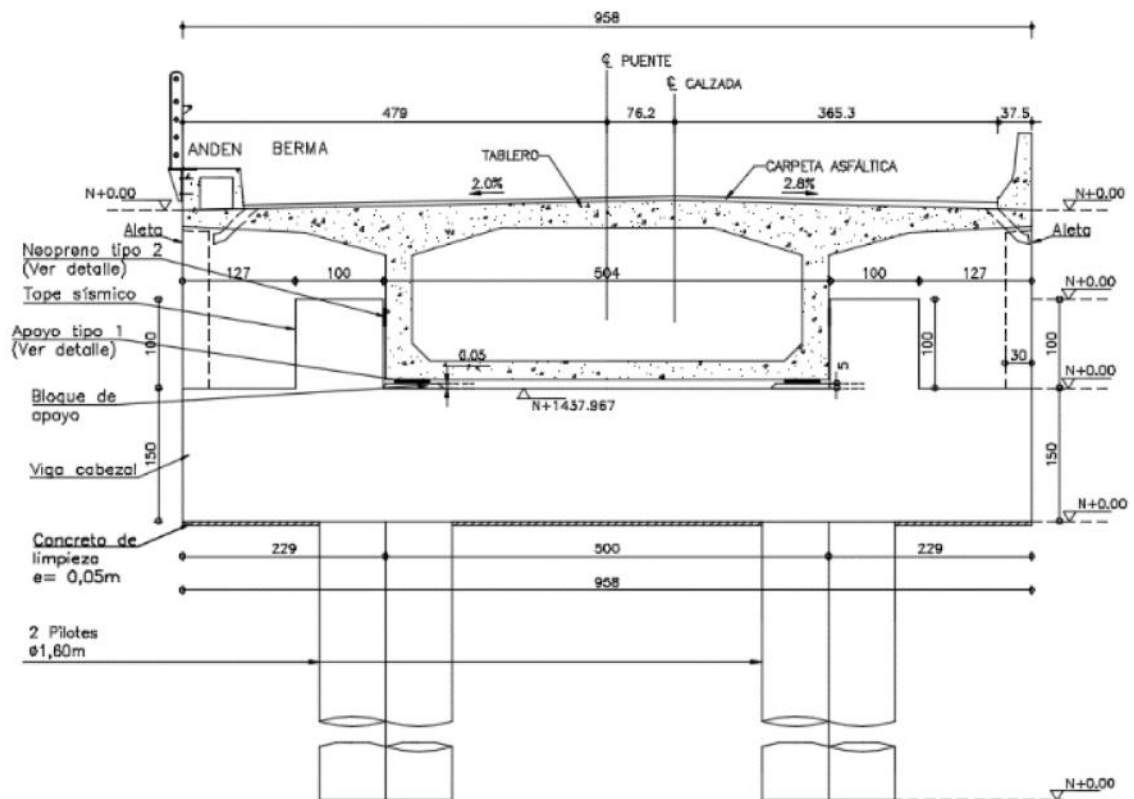


Figura 134. Geometría del apoyo eje 1 y 4 del puente Bermúdez.
Fuente: (Padilla R., J. A., 2012)

Los apoyos intermedios están conformados por la viga cajón continua, a través de la dovela de arranque, con una columna de sección cajón. Cada uno de los apoyos esta soportado por una zapata apoyada sobre 4 pilotes.

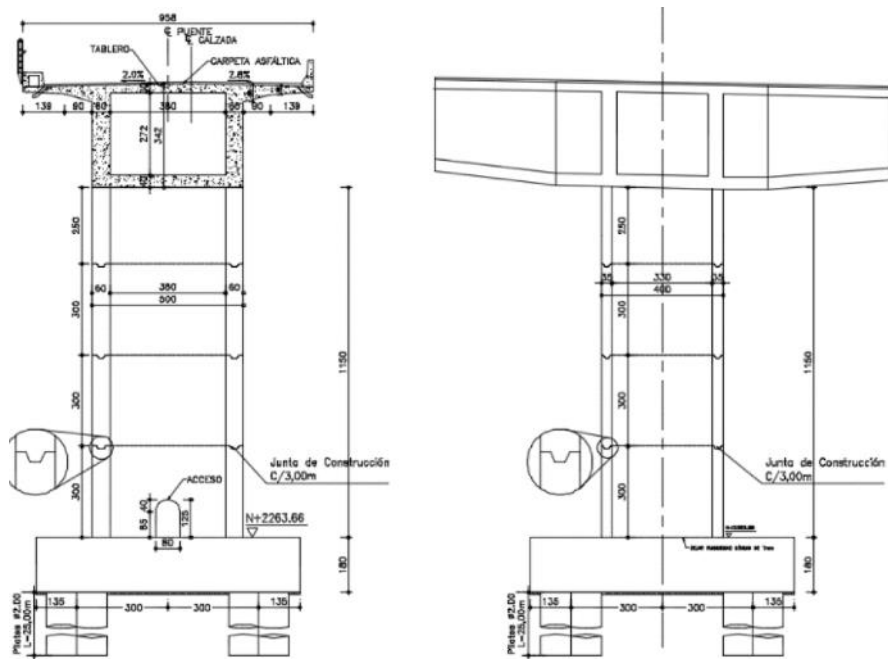


Figura 135. Geometría del apoyo eje 2 del puente Bermúdez.
Fuente: (Padilla R., J. A., 2012)

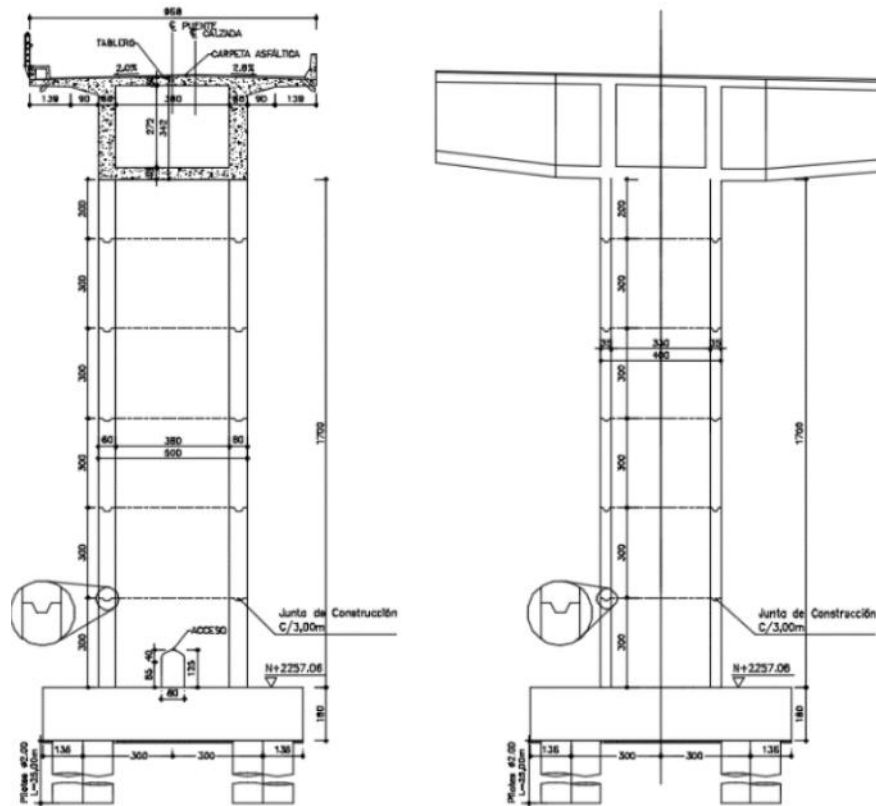


Figura 136. Geometría del apoyo eje 3 del puente Bermúdez.
Fuente: (Padilla R., J. A., 2012)

La transmisión de las fuerzas sísmicas de la superestructura a la infraestructura se realizará por medio del sistema de continuidad dovela – columna en el puente de voladizos.

La cimentación diseñada según las recomendaciones del estudio geotécnico y sísmico, realizado por la empresa Geotecnia y Cimentaciones, se analiza así:

Las cargas aplicadas sobre la superestructura son transmitidas a las columnas, las cuales transfieren la carga a los dados, que su vez se apoyan sobre pilotes, que se encargan de transmitir las finalmente al suelo de cimentación.

Los elementos tipo caissons, se modelaron con dos metros libres, es decir sin resortes en esta longitud. Por otro lado, los caissons que se encuentran cercanos al río, se les prolongó su longitud, ya que se encuentran sin confinamiento en por lo menos 6.0 m iniciales.

Según recomendación del informe geotécnico, la cimentación debe quedar empotrada 5.0 metros en el sustrato comprendido por tobas volcánicas meteorizadas.

A continuación, se muestran los diferentes valores del módulo de reacción subrasante:

Tabla 27. Módulo de reacción del suelo horizontal puente Bermúdez.

EOTECNIA & CIMENTACIONES		MODULO DE REACCION DEL SUELO HORIZONTAL Kh (Poulos & Davis 1980 & Davissón 1970)									
Compañía de Diseño y Construcción		GYC 0811-1802 Bermudez APOYO NORTE									
		DIAMETRO (m)									
		0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00		
PROFUNDIDAD DE	A	Cu (t/m3)	nh (t/m3)	kh (t/m3)							
0.00	-2.00	0.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-2.00	-3.00	8.00		893.3	670.0	536.0	446.7	382.9	335.0	297.8	268.0
-3.00	-4.00	8.00		893.3	670.0	536.0	446.7	382.9	335.0	297.8	268.0
-4.00	-6.00	8.00		893.3	670.0	536.0	446.7	382.9	335.0	297.8	268.0
-6.00	-8.00	8.00		893.3	670.0	536.0	446.7	382.9	335.0	297.8	268.0
-8.00	-10.00	8.00		893.3	670.0	536.0	446.7	382.9	335.0	297.8	268.0
-10.00	-12.00	0.24		26.8	20.1	16.1	13.4	11.5	10.1	8.9	8.0
-12.00	-15.00	0.24		26.8	20.1	16.1	13.4	11.5	10.1	8.9	8.0
-15.00	-16.00	15.00		1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5
-16.00	-18.00	15.00		1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5
-18.00	-20.00	15.00		1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5
-20.00	-22.00	15.00		1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5
-22.00	-25.00	15.00		1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5
-25.00	-26.00	15.00		1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5
-26.00	-28.00	15.00		1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5
-28.00	-30.00	15.00		1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5
-30.00	-32.00	15.00		1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5

EOTECNIA & INGENIERIA		MODULO DE REACCION DEL SUELO HORIZONTAL Kh (Poulos & Davis 1980 & Davissón 1970)									
Compañía de Diseño y Consultoría		GYC 0811-1802 Bermudez APOYO SUR									
		DIAMETRO (m)									
PROFUNDIDAD	Cu	nh	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	
DE	A	(T/m3)	kh								
		(T/m3)	(T/m3)								
0.00	-2.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-2.00	-3.00	8.00	893.3	670.0	536.0	446.7	382.9	335.0	297.8	268.0	
-3.00	-4.00	8.00	893.3	670.0	536.0	446.7	382.9	335.0	297.8	268.0	
-4.00	-6.00	8.00	893.3	670.0	536.0	446.7	382.9	335.0	297.8	268.0	
-6.00	-8.00	8.00	893.3	670.0	536.0	446.7	382.9	335.0	297.8	268.0	
-8.00	-10.00	8.00	893.3	670.0	536.0	446.7	382.9	335.0	297.8	268.0	
-10.00	-12.00	0.24	26.8	20.1	16.1	13.4	11.5	10.1	8.9	8.0	
-12.00	-15.00	0.24	26.8	20.1	16.1	13.4	11.5	10.1	8.9	8.0	
-15.00	-16.00	0.24	26.8	20.1	16.1	13.4	11.5	10.1	8.9	8.0	
-16.00	-18.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-18.00	-20.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-20.00	-22.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-22.00	-25.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-25.00	-26.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-26.00	-28.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-28.00	-30.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-30.00	-32.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	

EOTECNIA & INGENIERIA		MODULO DE REACCION DEL SUELO HORIZONTAL Kh (Poulos & Davis 1980 & Davissón 1970)									
Compañía de Diseño y Consultoría		GYC 0811-1802 Bermudez ESTRIBO NORTE									
		DIAMETRO (m)									
PROFUNDIDAD	Cu	nh	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	
DE	A	(T/m3)	kh								
		(T/m3)	(T/m3)								
0.00	-2.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-2.00	-3.00	8.00	893.3	670.0	536.0	446.7	382.9	335.0	297.8	268.0	
-3.00	-4.00	8.00	893.3	670.0	536.0	446.7	382.9	335.0	297.8	268.0	
-4.00	-6.00	8.00	893.3	670.0	536.0	446.7	382.9	335.0	297.8	268.0	
-6.00	-8.00	8.00	893.3	670.0	536.0	446.7	382.9	335.0	297.8	268.0	
-8.00	-10.00	8.00	893.3	670.0	536.0	446.7	382.9	335.0	297.8	268.0	
-10.00	-12.00	0.24	26.8	20.1	16.1	13.4	11.5	10.1	8.9	8.0	
-12.00	-15.00	0.24	26.8	20.1	16.1	13.4	11.5	10.1	8.9	8.0	
-15.00	-16.00	0.24	26.8	20.1	16.1	13.4	11.5	10.1	8.9	8.0	
-16.00	-18.00	0.24	26.8	20.1	16.1	13.4	11.5	10.1	8.9	8.0	
-18.00	-20.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-20.00	-22.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-22.00	-25.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-25.00	-26.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-26.00	-28.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-28.00	-30.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-30.00	-32.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	

EOTECNIA & INGENIERIA		MODULO DE REACCION DEL SUELO HORIZONTAL Kh (Poulos & Davis 1980 & Davissón 1970)									
Compañía de Diseño y Consultoría		GYC 0811-1802 Bermudez ESTRIBO SUR									
		DIAMETRO (m)									
PROFUNDIDAD	Cu	nh	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	
DE	A	(T/m3)	kh								
		(T/m3)	(T/m3)								
0.00	-2.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-2.00	-3.00	8.00	893.3	670.0	536.0	446.7	382.9	335.0	297.8	268.0	
-3.00	-4.00	8.00	893.3	670.0	536.0	446.7	382.9	335.0	297.8	268.0	
-4.00	-6.00	8.00	893.3	670.0	536.0	446.7	382.9	335.0	297.8	268.0	
-6.00	-8.00	0.24	26.8	20.1	16.1	13.4	11.5	10.1	8.9	8.0	
-8.00	-10.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-10.00	-12.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-12.00	-15.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-15.00	-16.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-16.00	-18.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-18.00	-20.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-20.00	-22.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-22.00	-25.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-25.00	-26.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-26.00	-28.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-28.00	-30.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	
-30.00	-32.00	15.00	1,675.0	1,256.3	1,005.0	837.5	717.9	628.1	558.3	502.5	

Fuente: (Padilla R., J. A.,2012)

5.3.1.1 materiales

Las especificaciones de los materiales usados para el diseño se enuncian a continuación:

Concreto

Resistencia a la compresión del concreto

$f'c = 35.0 \text{ Mpa}$ (350 kg/cm²) para viga cajón voladizos

$f'c = 35.0 \text{ Mpa}$ (350 kg/cm²) para placa y diafragmas

$f'c = 28.0 \text{ Mpa}$ (280 kg/cm²) para columnas

$f'c = 24.5 \text{ MPa}$ (245 kg/cm²) para dados y pilotes

$f'c = 21.0 \text{ MPa}$ (210 kg/cm²) para andenes, barreras, aletas, topes sísmicos, placas aproximación

$f'c = 14.0 \text{ MPa}$ (140 kg/cm²) para concreto de limpieza

Módulo de elasticidad para el concreto $E_c = 4800\sqrt{f'c(\text{Mpa})}$

Peso unitario del concreto $\gamma_c = 24 \text{ KN/m}^3$

Acero de Refuerzo

$f_y = 420 \text{ Mpa}$ (4200 kg/cm²) NTC 2289 para todo el acero de refuerzo

Acero de Tensionamiento

NTC2010 (ASTM A-416)

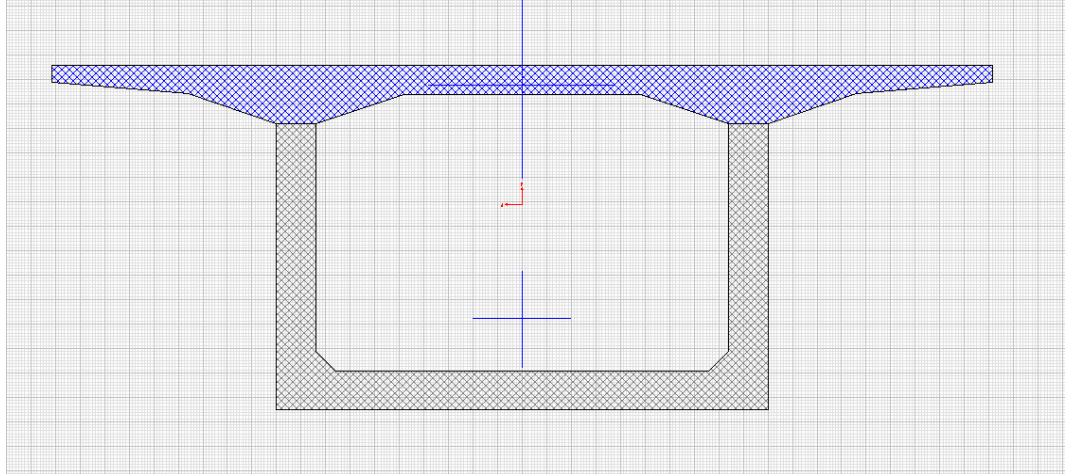
Cables de baja relajación

Esfuerzo último: 18900 kgf/cm² (1890 MPa).

Módulo de elasticidad $E_s = 1.950.000 \text{ kgf/cm}^2$ (195000 MPa).

5.3.1.2 propiedades de los elementos

Viga de cajón

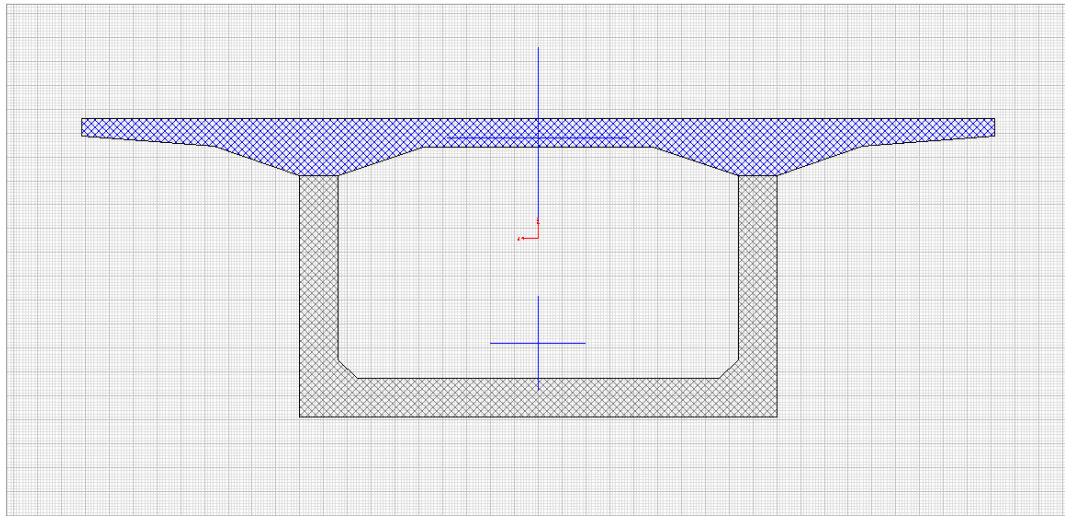


Property Data

Section Name		Dovela1	
Properties			
Cross-section (axial) area	7.0993	Section modulus about 3 axis	6.2677
Torsional constant	21.1217	Section modulus about 2 axis	7.58
Moment of Inertia about 3 axis	13.1663	Plastic modulus about 3 axis	9.3805
Moment of Inertia about 2 axis	36.3084	Plastic modulus about 2 axis	15.1105
Shear area in 2 direction	2.6711	Radius of Gyration about 3 axis	1.3618
Shear area in 3 direction	4.5572	Radius of Gyration about 2 axis	2.2615

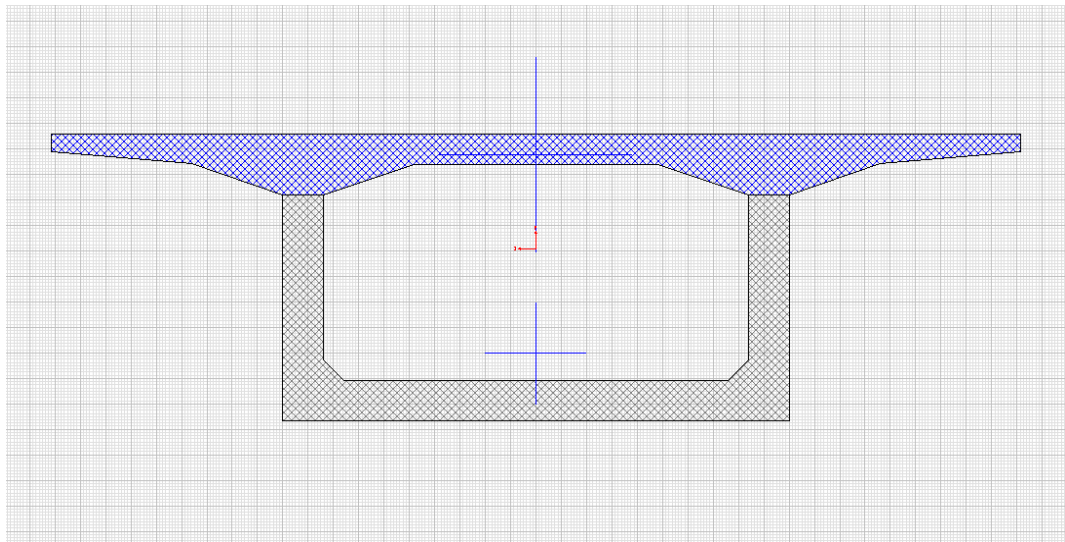
OK

Figura 137. Dimensiones y propiedades de la viga cajón dovela 1 puente Bermúdez.
Fuente: (Padilla R., J. A., 2012)



Section Name		Dovela2a	
Properties			
Cross-section (axial) area	6.8059	Section modulus about 3 axis	5.2383
Torsional constant	16.978	Section modulus about 2 axis	7.2552
Moment of Inertia about 3 axis	9.7697	Plastic modulus about 3 axis	7.8708
Moment of Inertia about 2 axis	34.7526	Plastic modulus about 2 axis	14.3561
Shear area in 2 direction	2.4128	Radius of Gyration about 3 axis	1.1981
Shear area in 3 direction	4.5816	Radius of Gyration about 2 axis	2.2597
OK			

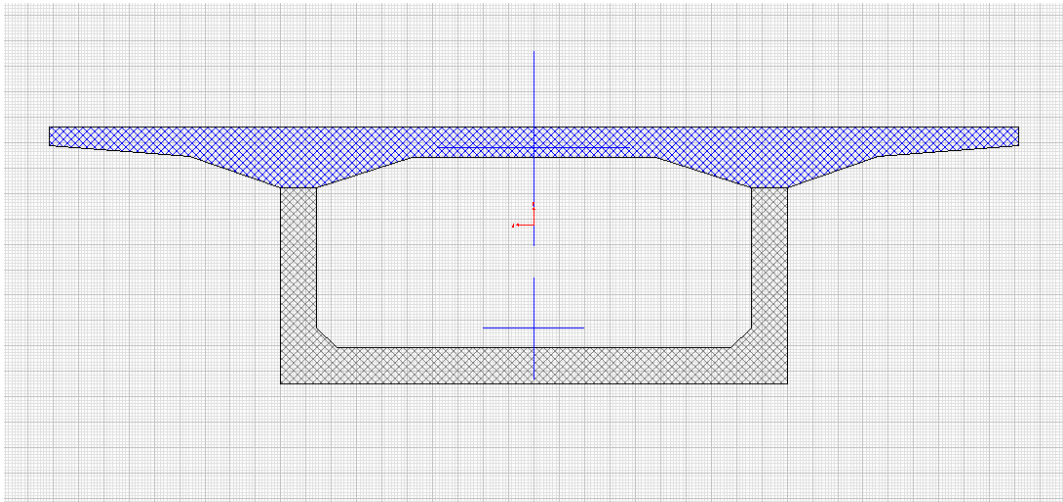
Figura 138. Dimensiones y propiedades de la viga cajón dovela 2A puente Bermúdez.
Fuente: (Padilla R., J. A.,2012)



Section Name		Dovela3a	
Properties			
Cross-section (axial) area	6.5912	Section modulus about 3 axis	4.518
Torsional constant	14.1147	Section modulus about 2 axis	7.0176
Moment of Inertia about 3 axis	7.6395	Plastic modulus about 3 axis	6.8088
Moment of Inertia about 2 axis	33.6141	Plastic modulus about 2 axis	13.8041
Shear area in 2 direction	2.2298	Radius of Gyration about 3 axis	1.0766
Shear area in 3 direction	4.5988	Radius of Gyration about 2 axis	2.2583

OK

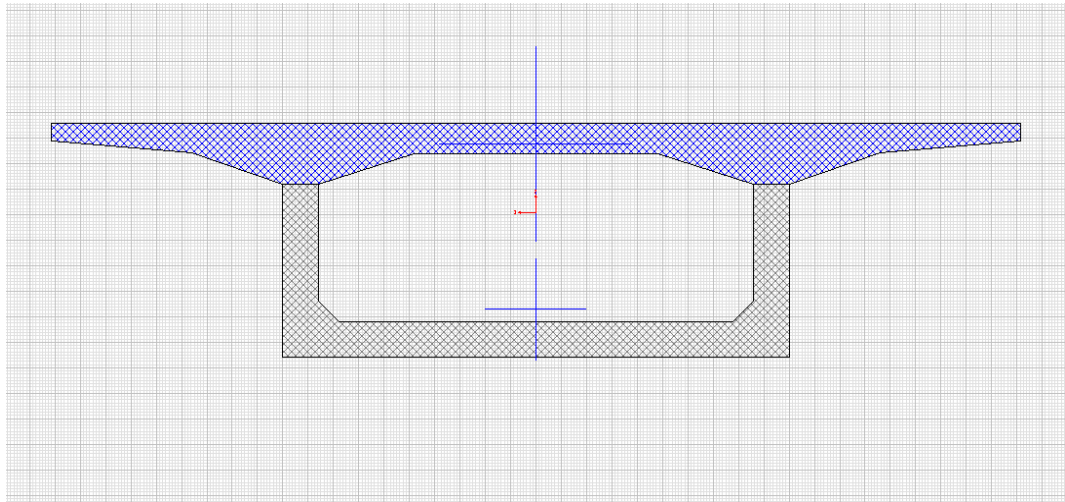
Figura 139. Dimensiones y propiedades de la viga cajón dovela 3A puente Bermúdez.
Fuente: (Padilla R., J. A.,2012)



Section Name		Dovela4a	
Properties			
Cross-section (axial) area	6.0333	Section modulus about 3 axis	3.526
Torsional constant	10.7928	Section modulus about 2 axis	6.5809
Moment of Inertia about 3 axis	5.4933	Plastic modulus about 3 axis	5.2939
Moment of Inertia about 2 axis	31.5226	Plastic modulus about 2 axis	12.6727
Shear area in 2 direction	1.8059	Radius of Gyration about 3 axis	0.9542
Shear area in 3 direction	4.3636	Radius of Gyration about 2 axis	2.2858

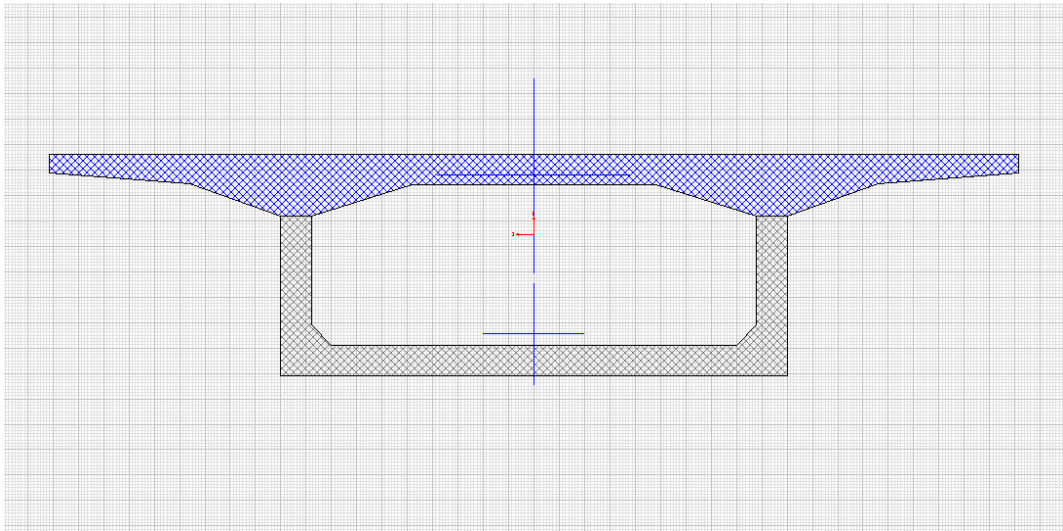
OK

Figura 140. Dimensiones y propiedades de la viga cajón dovela 4A puente Bermúdez.
Fuente: (Padilla R., J. A., 2012)



Section Name			
Dovela5a			
Properties			
Cross-section (axial) area	5.8956	Section modulus about 3 axis	3.0848
Torsional constant	9.0698	Section modulus about 2 axis	6.4252
Moment of Inertia about 3 axis	4.3908	Plastic modulus about 3 axis	4.6477
Moment of Inertia about 2 axis	30.7766	Plastic modulus about 2 axis	12.3147
Shear area in 2 direction	1.6386	Radius of Gyration about 3 axis	0.863
Shear area in 3 direction	4.3742	Radius of Gyration about 2 axis	2.2848
OK			

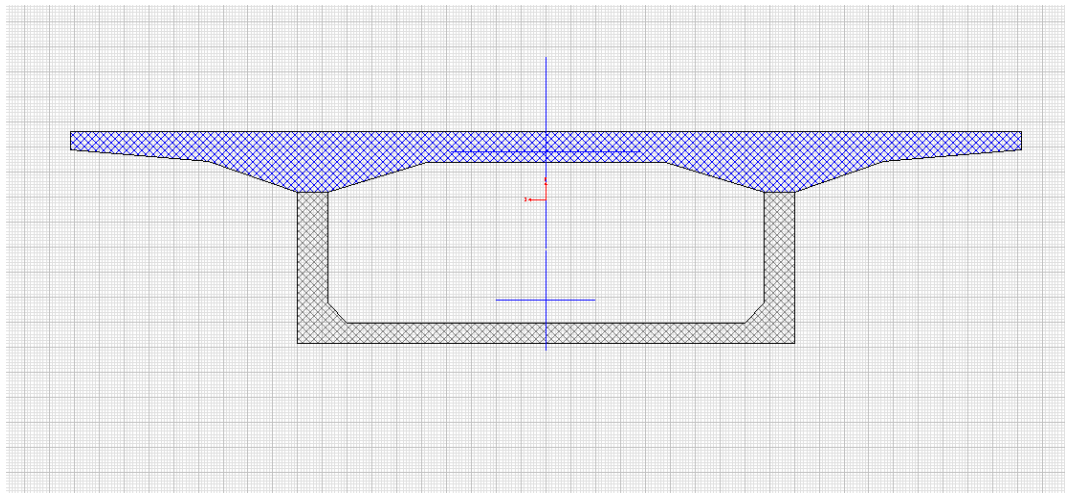
Figura 141. Dimensiones y propiedades de la viga cajón dovela 5A puente Bermúdez.
Fuente: (Padilla R., J. A.,2012)



Section Name		Dovela6a	
Properties			
Cross-section (axial) area	5.4933	Section modulus about 3 axis	2.5691
Torsional constant	7.5735	Section modulus about 2 axis	6.1498
Moment of Inertia about 3 axis	3.5611	Plastic modulus about 3 axis	3.8522
Moment of Inertia about 2 axis	29.4575	Plastic modulus about 2 axis	11.57
Shear area in 2 direction	1.4113	Radius of Gyration about 3 axis	0.8051
Shear area in 3 direction	4.128	Radius of Gyration about 2 axis	2.3157

OK

Figura 142. Dimensiones y propiedades de la viga cajón dovela 6A puente Bermúdez.
Fuente: (Padilla R., J. A., 2012)



Section Name		Dovela7a	
Properties			
Cross-section (axial) area	5.0675	Section modulus about 3 axis	1.97
Torsional constant	6.2504	Section modulus about 2 axis	5.9801
Moment of Inertia about 3 axis	2.821	Plastic modulus about 3 axis	3.0287
Moment of Inertia about 2 axis	28.6445	Plastic modulus about 2 axis	11.0014
Shear area in 2 direction	1.3768	Radius of Gyration about 3 axis	0.7461
Shear area in 3 direction	3.6228	Radius of Gyration about 2 axis	2.3775

OK

Figura 143. Dimensiones y propiedades de la viga cajón dovela 7A puente Bermúdez.
 Fuente: (Padilla R., J. A.,2012)

6 Análisis estructural

Se realiza la modelación de los materiales, geometría y propiedades de los elementos en el software, así mismo se idealizan las cargas permanentes, cargas transitorias y carga sísmica. Y por último se ejecuta el análisis estructural para los respectivos puentes detallados en el capítulo anterior, obteniendo las sollicitaciones para la combinación de evento extremo I, variando el factor de carga para carga viva aplicada simultáneamente con cargas sísmicas, con intervalos del factor cada 5% comenzando desde un 0% hasta un 100% y comparándolos gráficamente de manera cuantitativa.

6.1 Puente Vía a Minca

A continuación, se hace un recuento de los parámetros utilizados para analizar el puente según la norma CCP14, para la evaluación de las cargas, el análisis sísmico, las combinaciones de diseño, la entrada de datos al programa, y los resultados de las sollicitaciones para la infraestructura.

6.1.1 evaluación de cargas

6.1.1.1 carga viva (LL)

De acuerdo con el CCP-14 sección 3, se emplea el camión de diseño CC-14, el cual consiste en un camión propiamente dicho o tándem y una carga distribuida, como se explicó en el Numeral 2.1.2.2.

6.1.1.2 factor de amplificación dinámica (IM)

Se consideró un factor de amplificación dinámica de 33%. Las juntas se diseñaron con un factor de 75%. Solo se aplicó a la porción correspondiente al camión o tándem y no a la carga de carril, ni a cargas peatonales.

6.1.1.3 factor de multi presencia

El análisis por carga viva se realizó teniendo en cuenta tres condiciones:

1. El paso de un solo camión, permitiéndole desplazarse transversalmente a través del ancho libre del puente, con un factor de 1.2.
2. El paso de dos camiones, permitiéndoles desplazarse transversalmente por la mitad del ancho libre del puente, con un factor de 1.0.

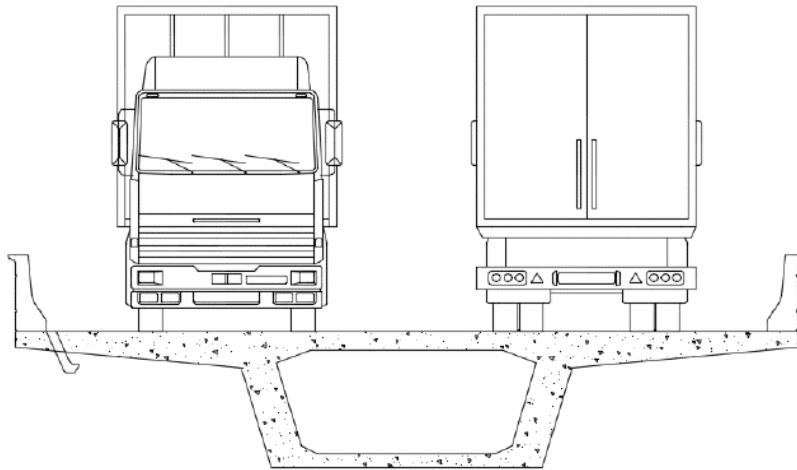


Figura 144. Número de carriles puente Vía a Minca
Fuente: (Salguero T., C. A., 2017)

Para este caso tenemos un ancho libre de 8.50m entre las barreras NJ, que dividiendo por 3.6m, tendríamos un total aproximado de 2 carriles.

6.1.2 análisis sísmico

Los siguientes aspectos son importantes en el análisis sísmico.

- El puente vehicular se encuentra ubicado en cercanías de la ciudad de Santa Marta en el departamento del Magdalena, por lo que se emplea un coeficiente de aceleración pico del terreno $PGA= 0.20$, coeficiente de período corto $S_s=0.40$ y coeficiente de período largo $S_1=0.20$. Tipo de perfil del terreno C
- El espectro empleado en el análisis estructural se presenta en la siguiente figura.
- Las fuerzas sísmicas de diseño para la subestructura se deben determinar dividiendo las fuerzas del análisis elástico del puente por el factor de modificación de respuesta, R , el cual es igual a 1.5 para la subestructura y es igual a 1.0 para la cimentación.

PGA	0.20	As	0.24
Ss	0.40	SDS	0.48
S1	0.20	SD1	0.32
FPGA	1.20	TS	0.67
Fa	1.20	To	0.13
Fv	1.60		

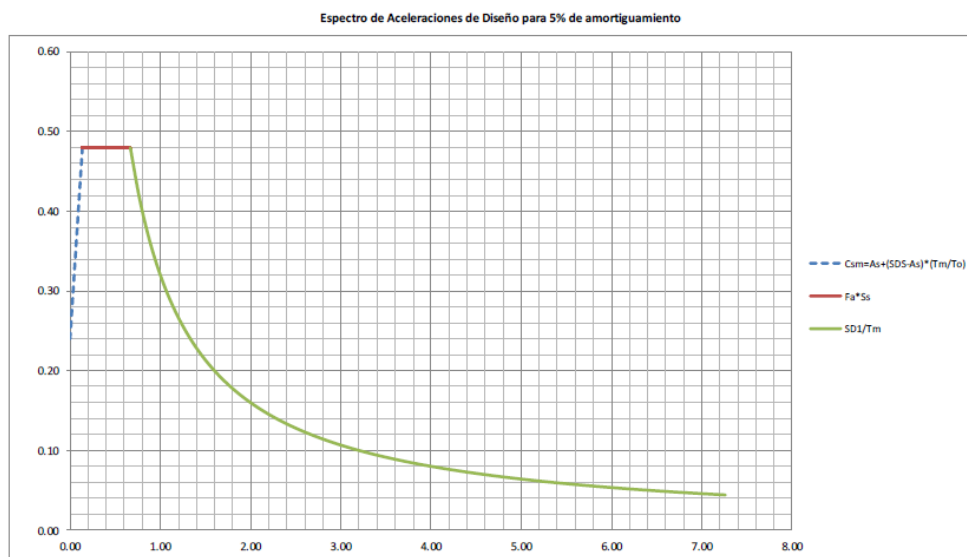


Figura 145. Espectro de diseño puente Vía a Minca

Fuente: (Salguero T., C. A., 2017)

6.1.3 combinaciones de diseño

Para el análisis de la subestructura se obtienen las solicitaciones con la combinación de diseño Evento Extremo I y se varia el factor γ_{EQ} .

6.1.4 entrada de datos al programa

6.1.4.1 esquema

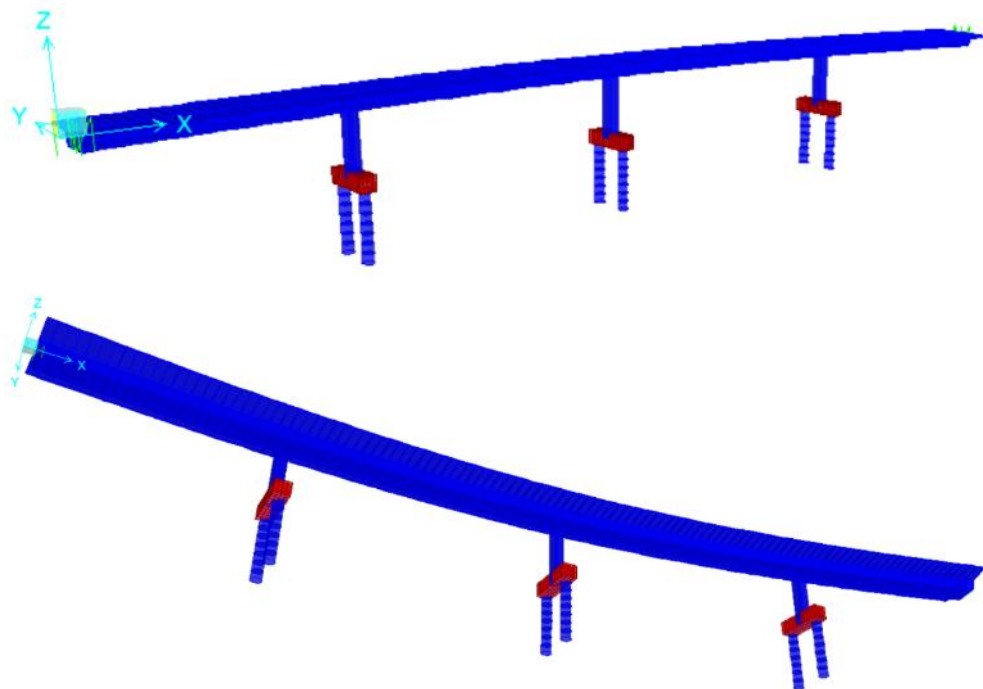


Figura 146. Esquema 3D puente Vía a Minca
Fuente: (Padilla R., J. A., 2013)

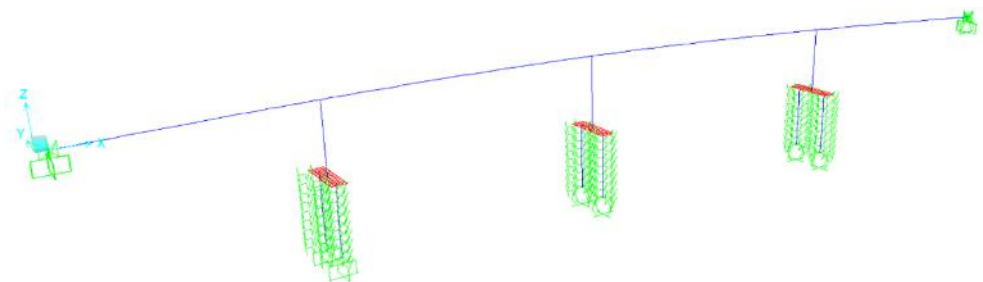


Figura 147. Modelo matemático puente Vía a Minca
Fuente: (Padilla R., J. A., 2013)

6.1.4.2 carga viva vehicular

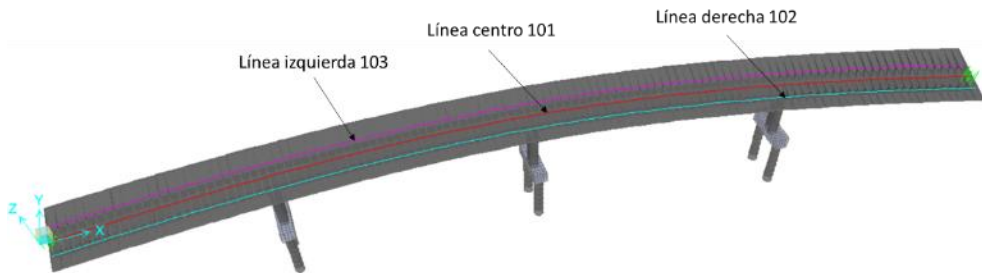


Figura 148. Líneas de carga puente Vía a Minca
Fuente: (Padilla R., J. A., 2013)

Vehicle Data

Vehicle name: CCP-14-Camion Units: KN, m, C

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		10.2999	53.2001
Leading Load	Infinite		10.2999	53.2001
Fixed Length	4.3		10.2999	212.8004
Variable Length	4.3	9.	10.2999	212.8004
Trailing Load	Infinite		10.2999	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

Buttons: OK, Cancel

Figura 149. Carga CC14 Camión + IM y carril puente Vía a Minca
Fuente: (Padilla R., J. A., 2013)

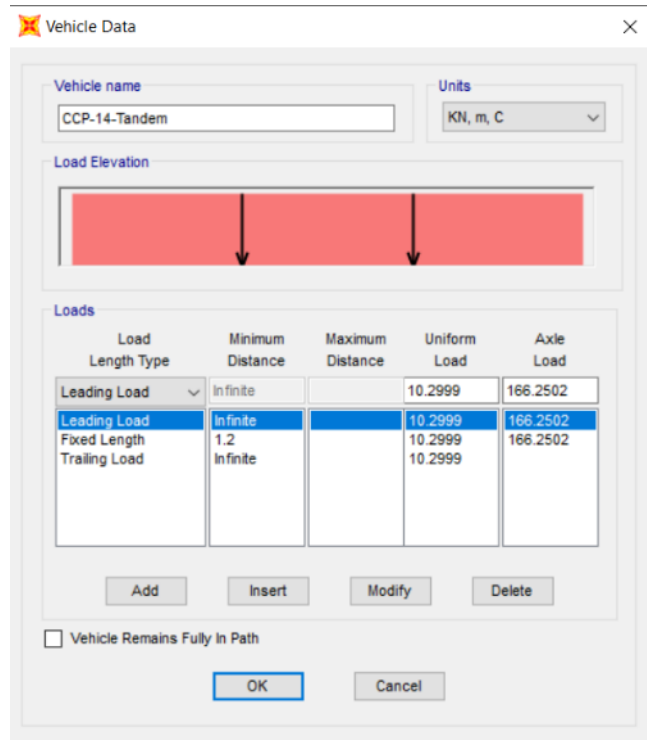


Figura 150. Carga CC14 Tandem + IM y carril puente Vía a Minca
Fuente: (Padilla R., J. A., 2013)

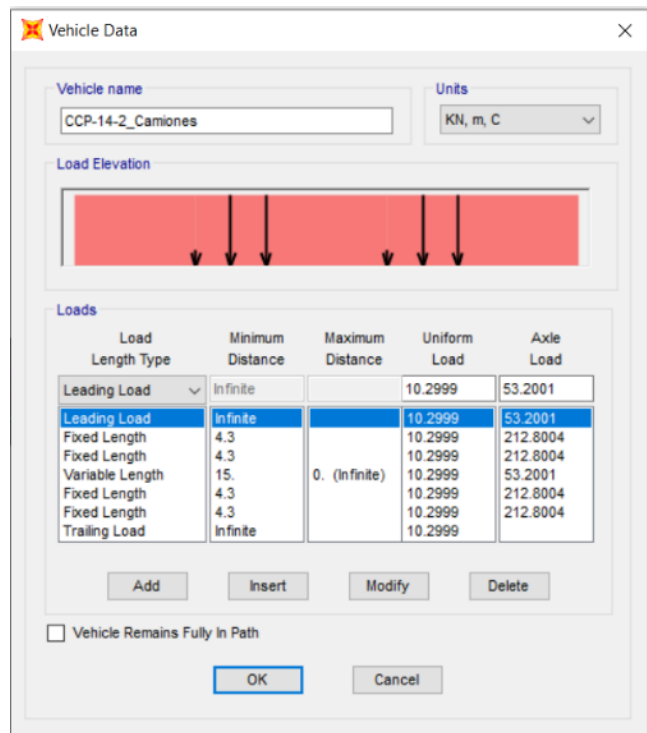


Figura 151. Carga CC14 Dos camiones + IM y carril puente Vía a Minca
Fuente: (Padilla R., J. A., 2013)

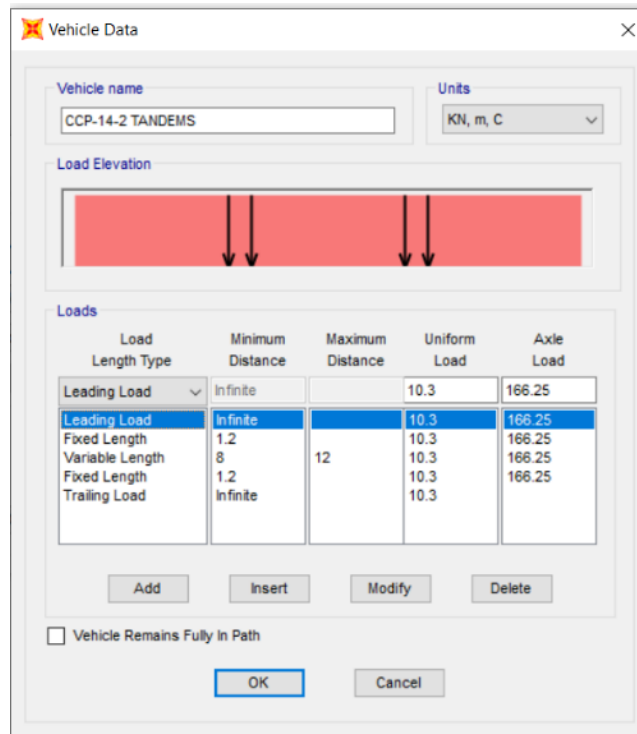


Figura 152. Carga CC14 Dos tándems + IM y carril puente Vía a Minca
Fuente: (Padilla R., J. A., 2013)

6.1.4.3 carga pavimento

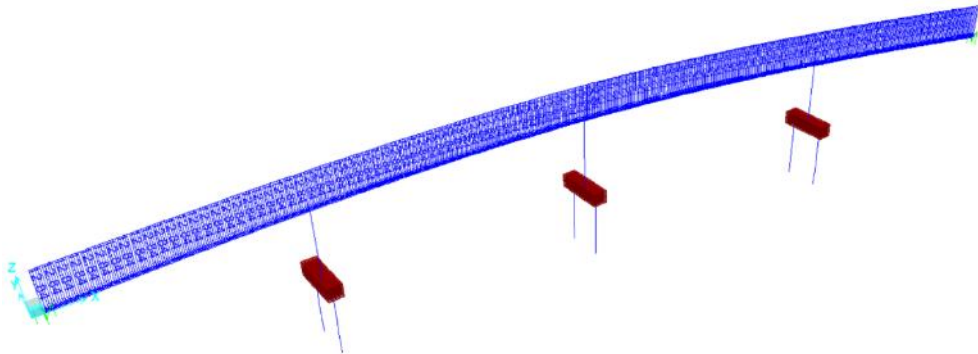


Figura 153. Carga de pavimento puente Vía a Minca
Fuente: (Padilla R., J. A., 2013)

6.1.4.4 carga barrera NJ

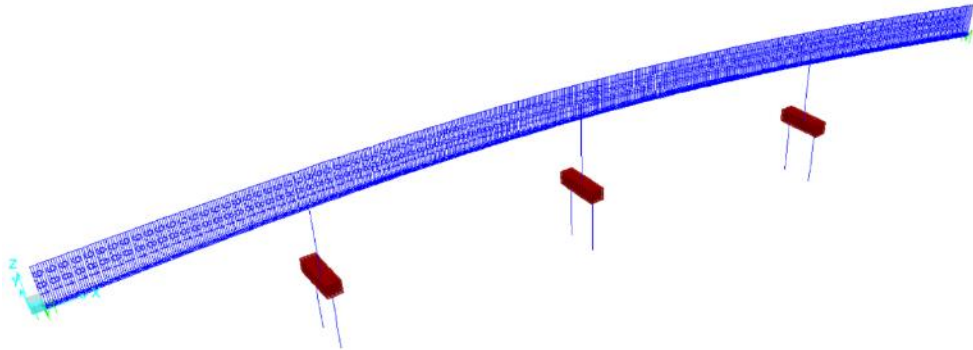


Figura 154. Carga de barrera tipo New Jersey puente Vía a Minca
Fuente: (Padilla R., J. A., 2013)

6.1.5 análisis superestructura

6.1.5.1 carga viva vehicular

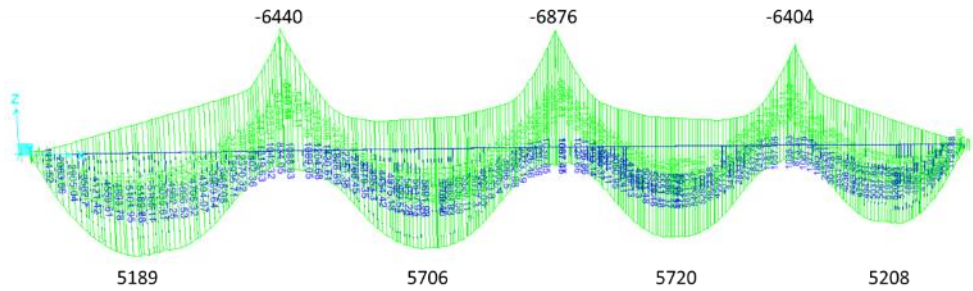


Figura 155. Momento (KN.m) carga viva vehicular puente Vía a Minca
Fuente: Elaboración propia

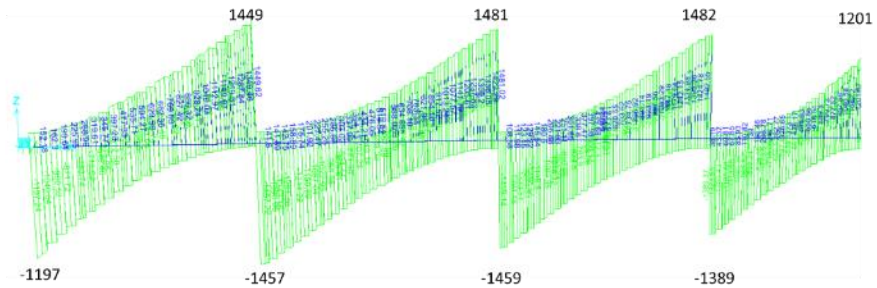


Figura 156. Cortante (KN) carga viva vehicular puente Vía a Minca
Fuente: Elaboración propia

6.1.6 análisis columnas

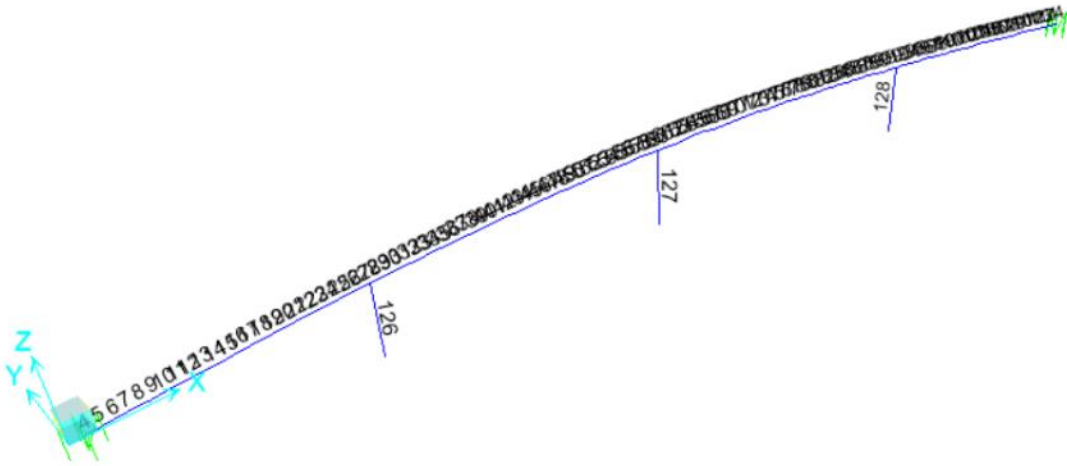


Figura 157. Identificación de las columnas puente Vía a Minca
Fuente: Elaboración propia

6.1.6.1 carga envolvente evento extremo I

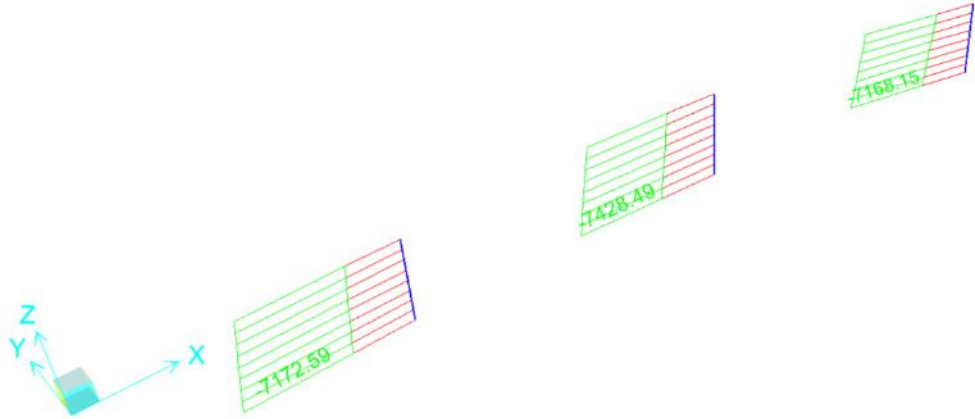


Figura 158. Diagrama axial (KN) de las columnas puente Vía a Minca
Fuente: Elaboración propia

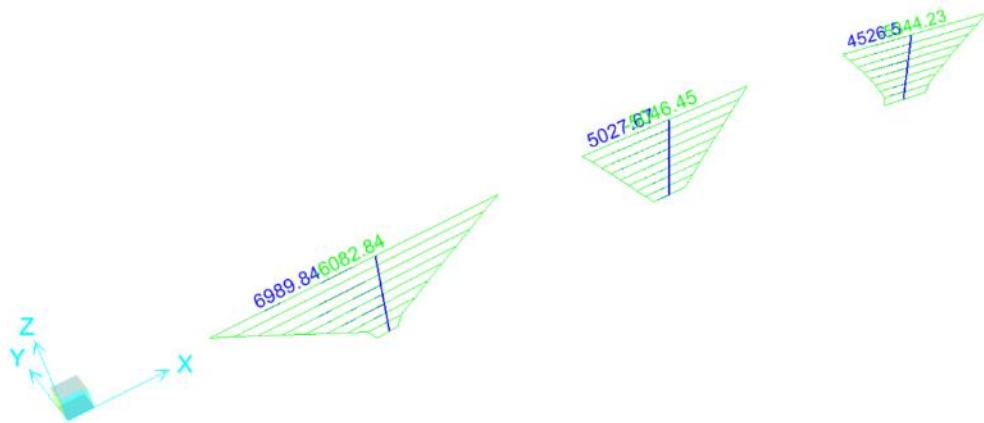


Figura 159. Diagrama momento longitudinal (KN.m) de las columnas puente Vía a Minca
Fuente: Elaboración propia

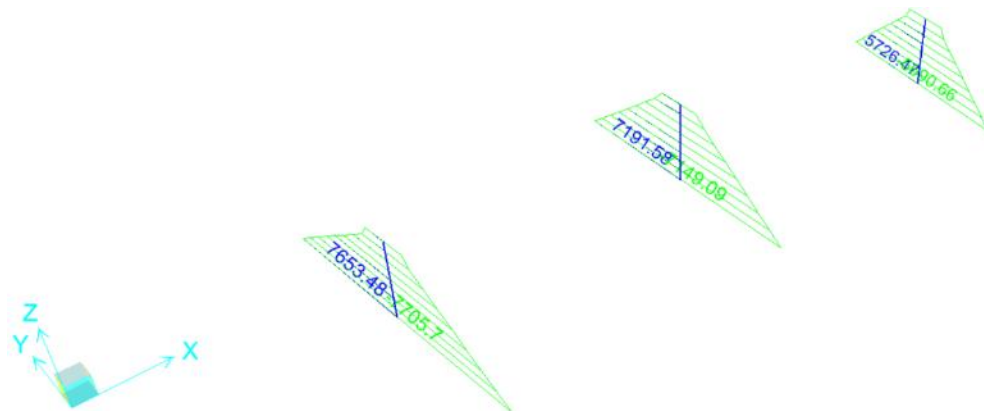


Figura 160. Diagrama momento transversal (KN.m) de las columnas puente Vía a Minca
Fuente: Elaboración propia

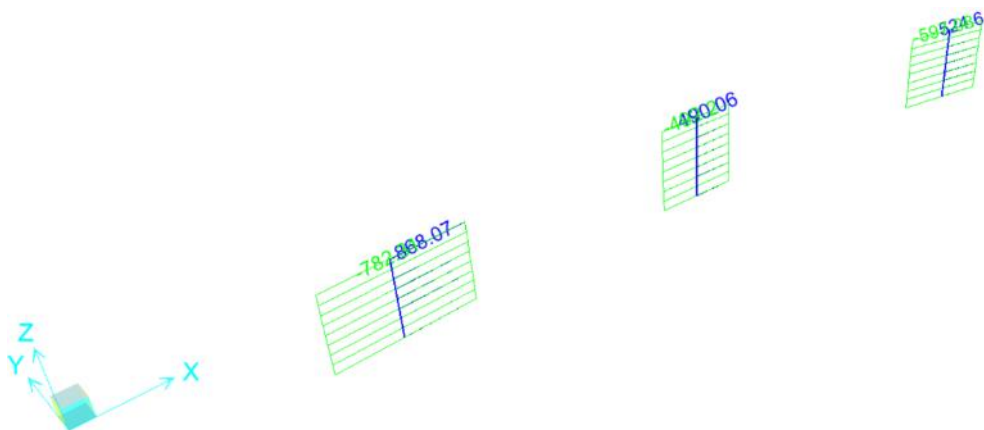


Figura 161. Diagrama cortante longitudinal (KN) de las columnas puente Vía a Minca
Fuente: Elaboración propia

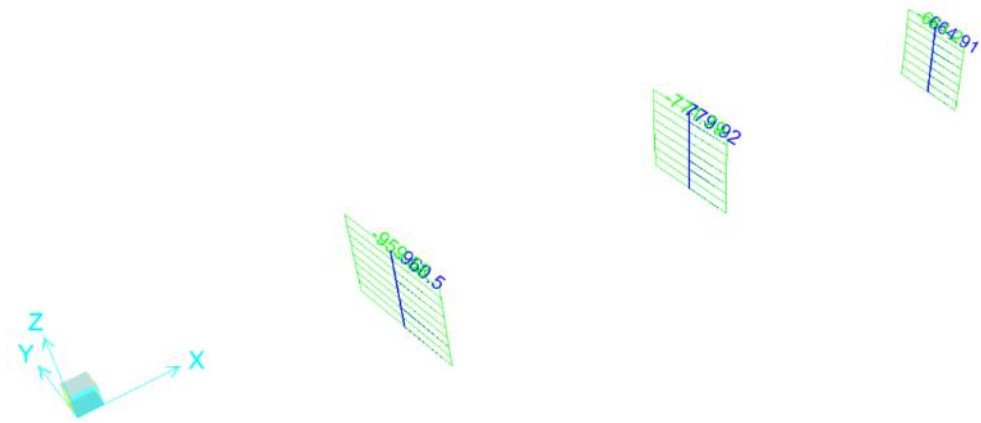


Figura 162. Diagrama cortante transversal (KN) de las columnas puente Vía a Minca
Fuente: Elaboración propia

6.1.7 análisis pilotes

6.1.7.1 carga envolvente evento extremo I

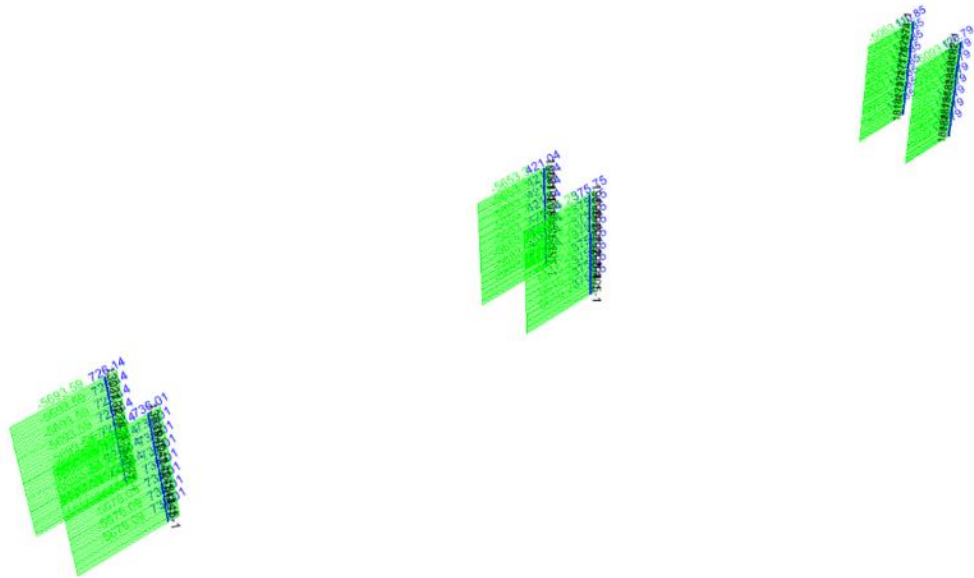


Figura 163. Diagrama axial (KN) de los pilotes puente Vía a Minca
Fuente: Elaboración propia

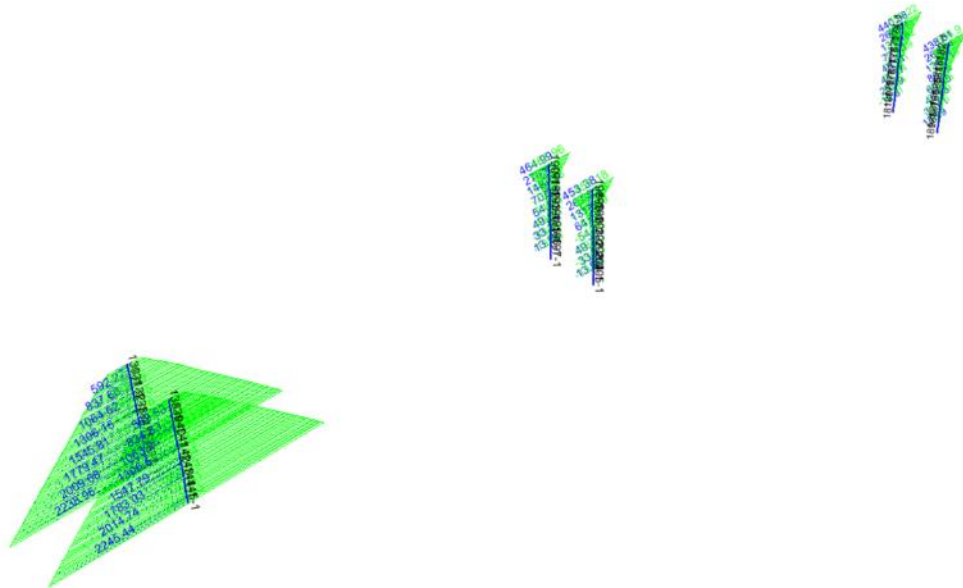


Figura 164. Diagrama momento longitudinal (KN.m) de los pilotes puente Vía a Minca
 Fuente: Elaboración propia

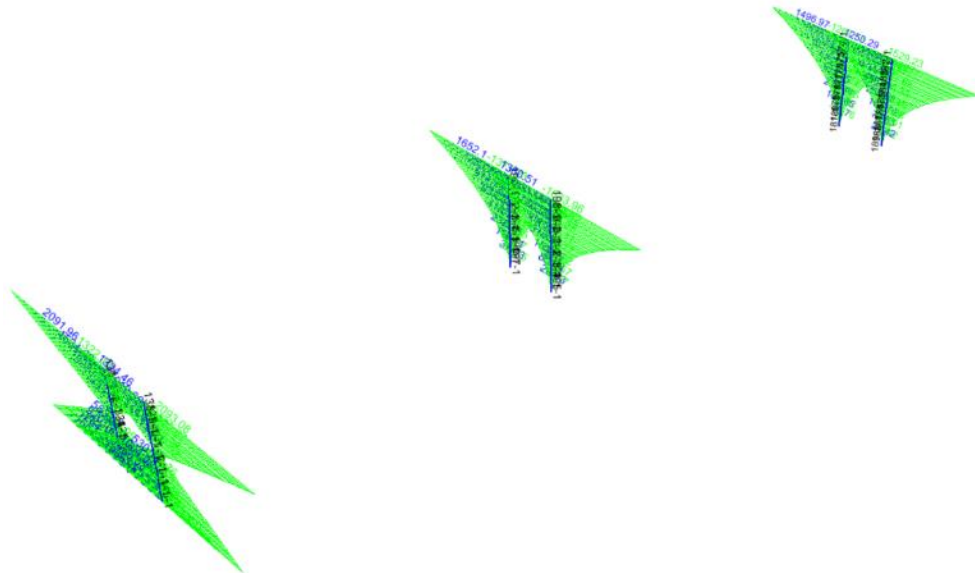


Figura 165.. Diagrama momento transversal (KN.m) de los pilotes puente Vía a Minca
 Fuente: Elaboración propia

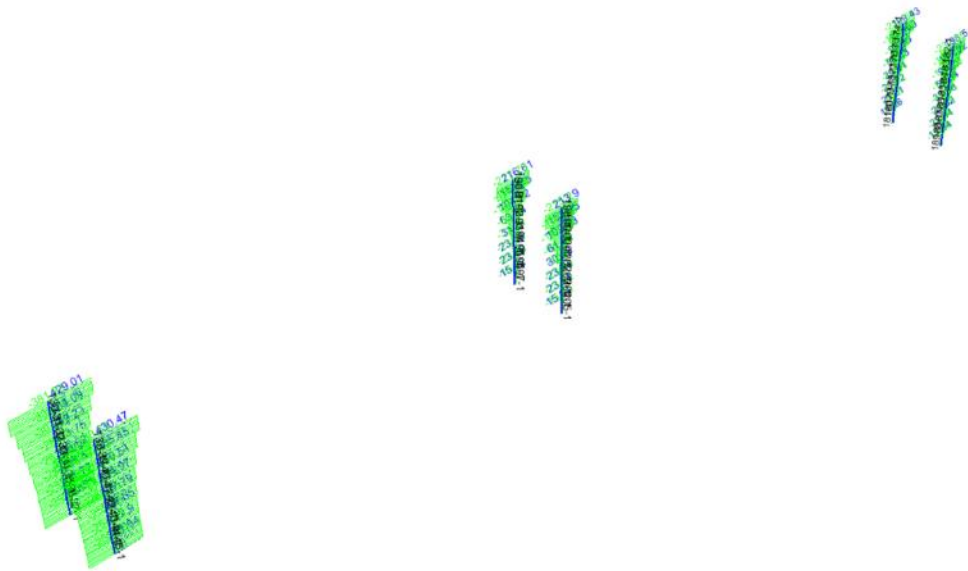


Figura 166. Diagrama cortante longitudinal (KN) de los pilotes puente Vía a Minca
 Fuente: Elaboración propia

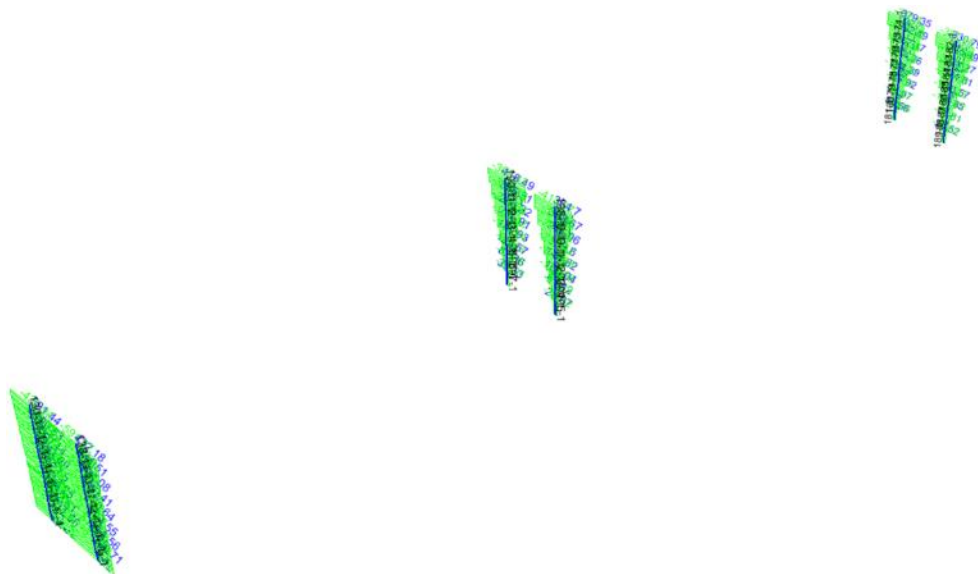


Figura 167. Diagrama cortante transversal (KN) de los pilotes puente Vía a Minca
 Fuente: Elaboración propia

6.1.8 comparación envolvente evento extremo I factor χ_{EQ}

6.1.8.1 columna eje 2

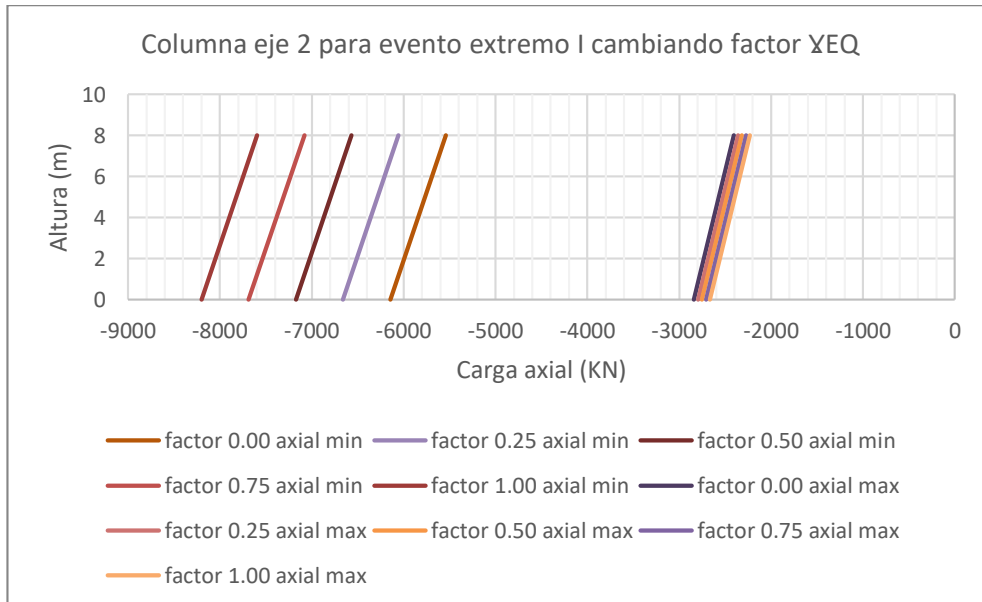


Figura 168. Comparación de diagramas carga axial para columna eje 2 puente Vía a Minca
 Fuente: Elaboración propia

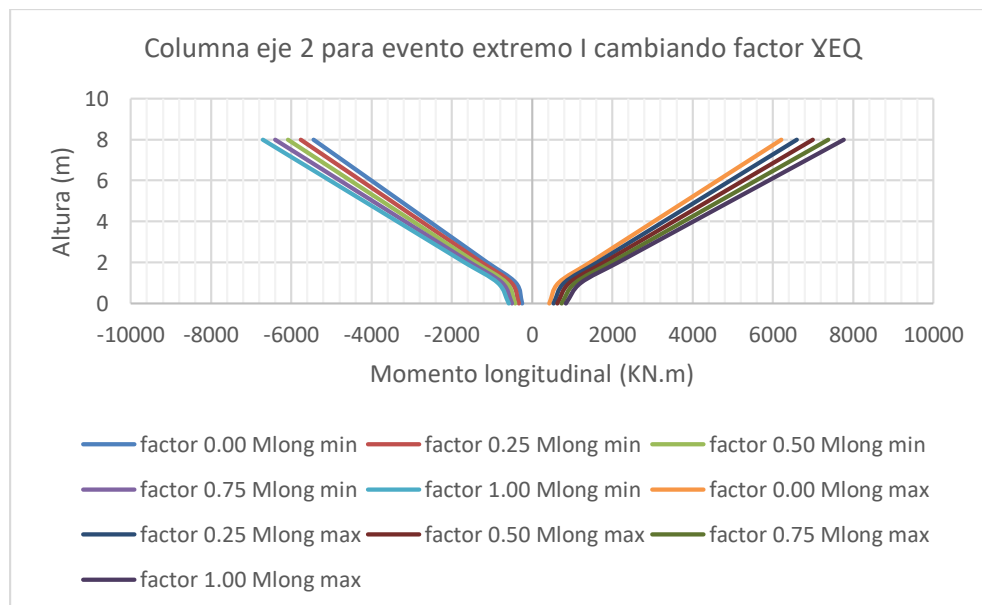


Figura 169. Comparación de diagramas momento longitudinal para columna eje 2 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

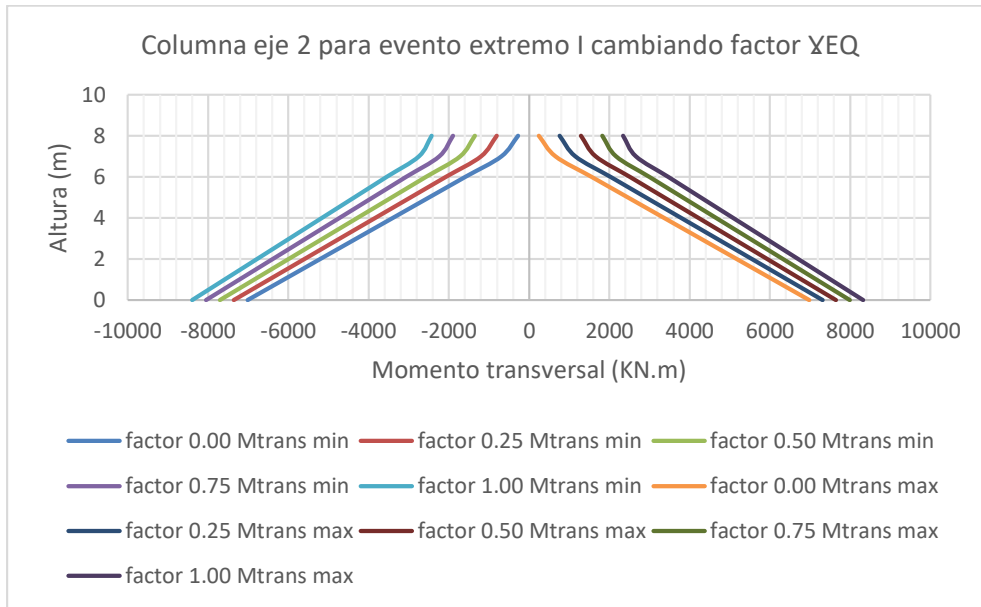


Figura 170. Comparación de diagramas momento transversal para columna eje 2 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

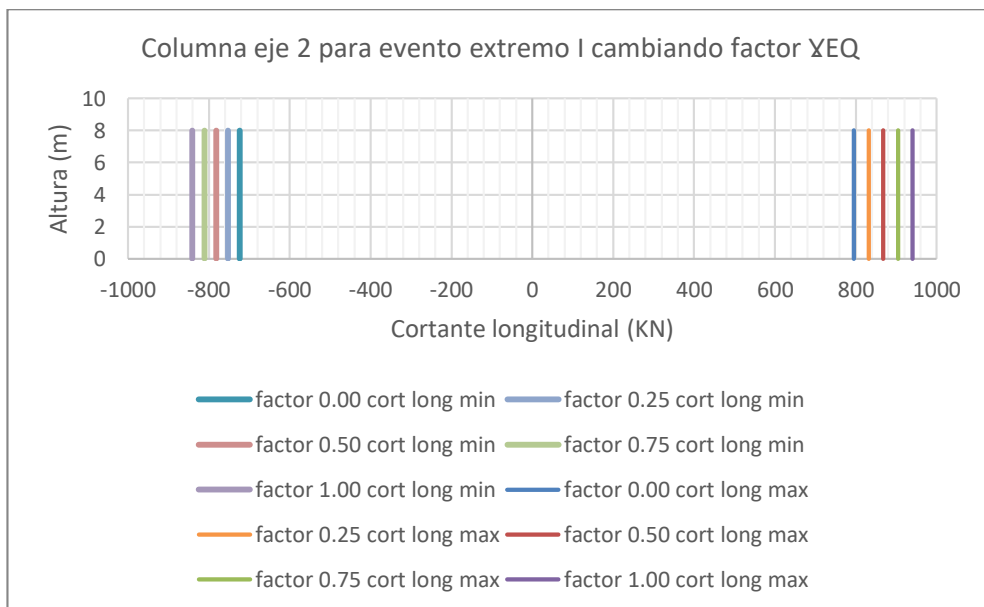


Figura 171. Comparación de diagramas cortante longitudinal para columna eje 2 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

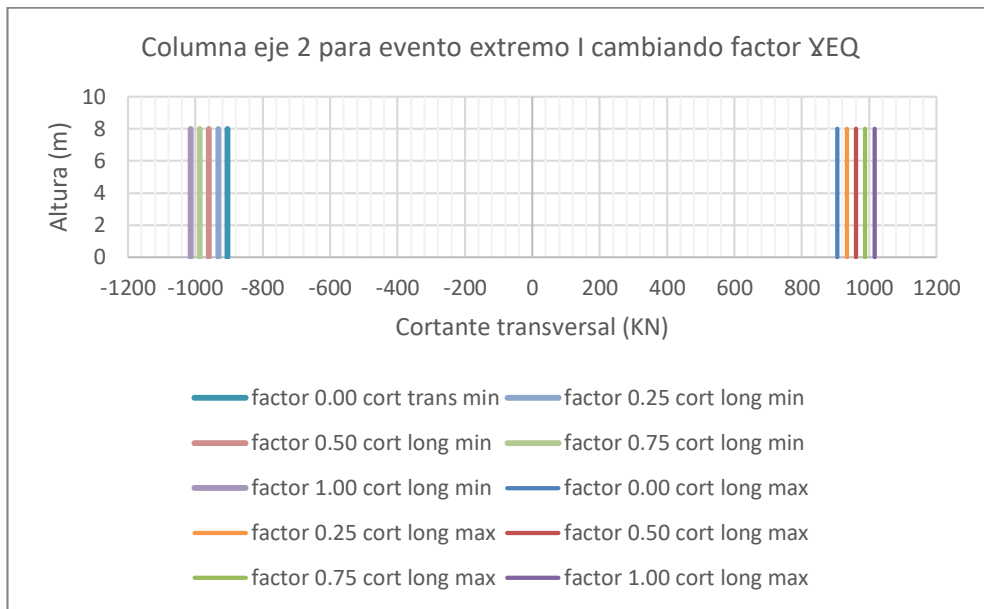


Figura 172. Comparación de diagramas cortante transversal para columna eje 2 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

6.1.8.2 columna eje 3

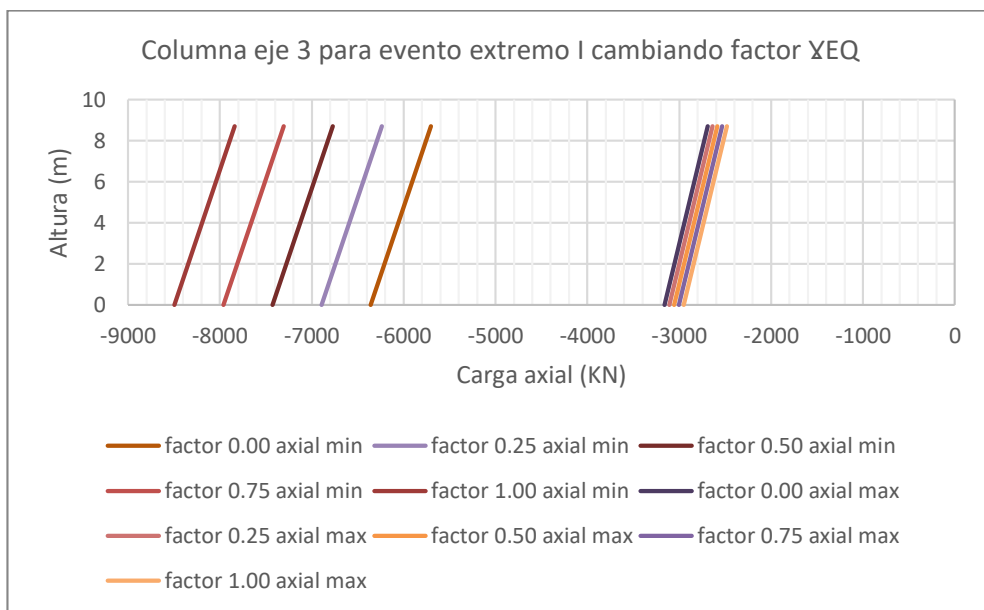


Figura 173. Comparación de diagramas carga axial para columna eje 3 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

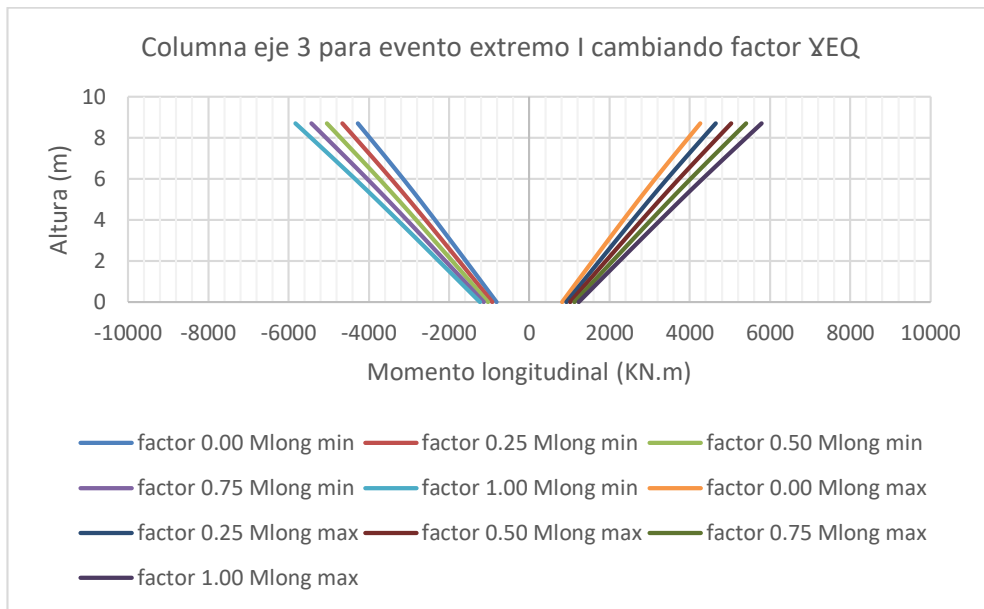


Figura 174. Comparación de diagramas momento longitudinal para columna eje 3 puente Vía a Minca
 Fuente: Elaboración propia

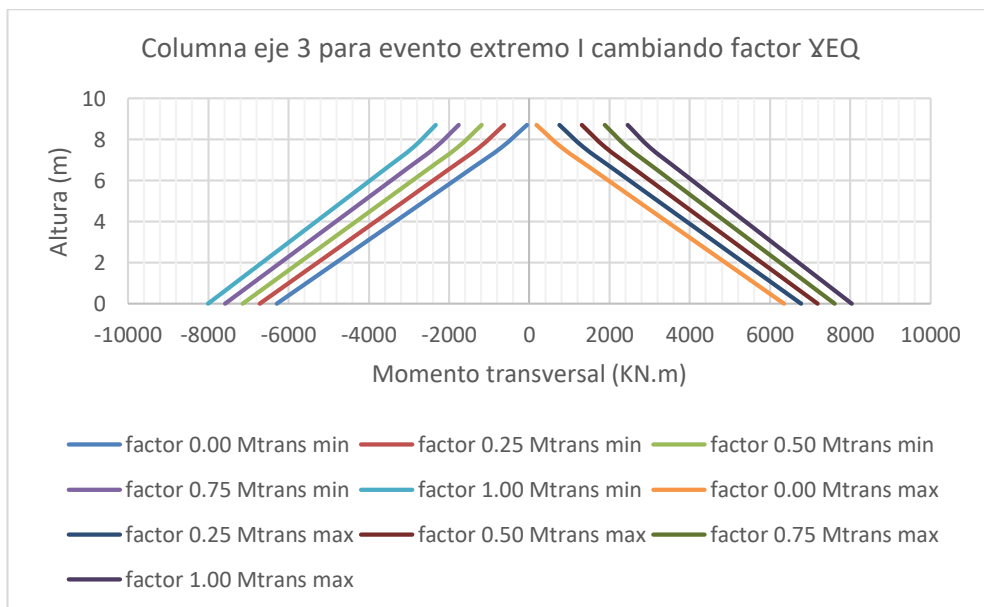


Figura 175. Comparación de diagramas momento transversal para columna eje 3 puente Vía a Minca
 Fuente: Elaboración propia

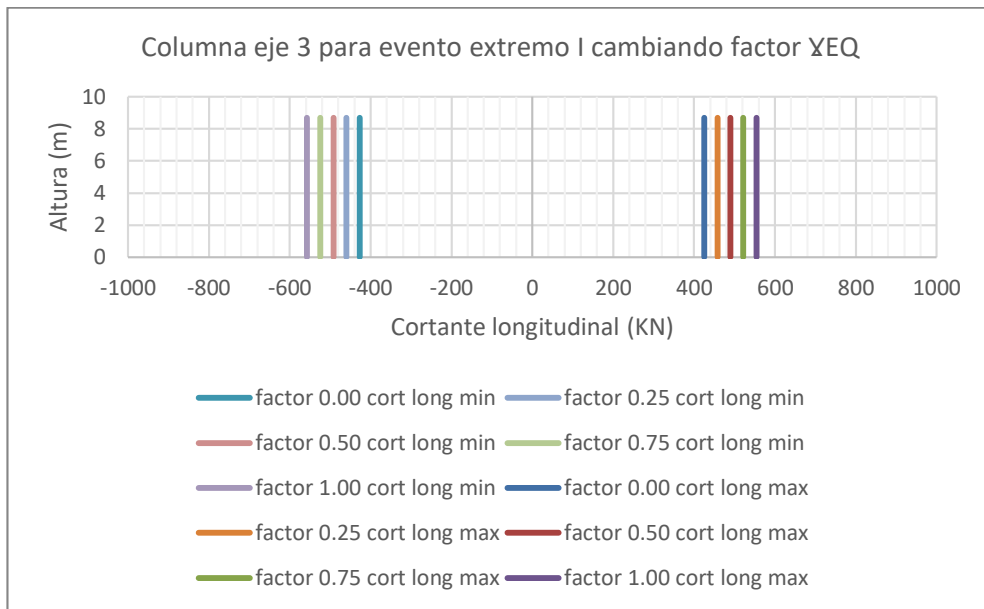


Figura 176. Comparación de diagramas cortante longitudinal para columna eje 3 puente Vía a Minca
Fuente: Elaboración propia

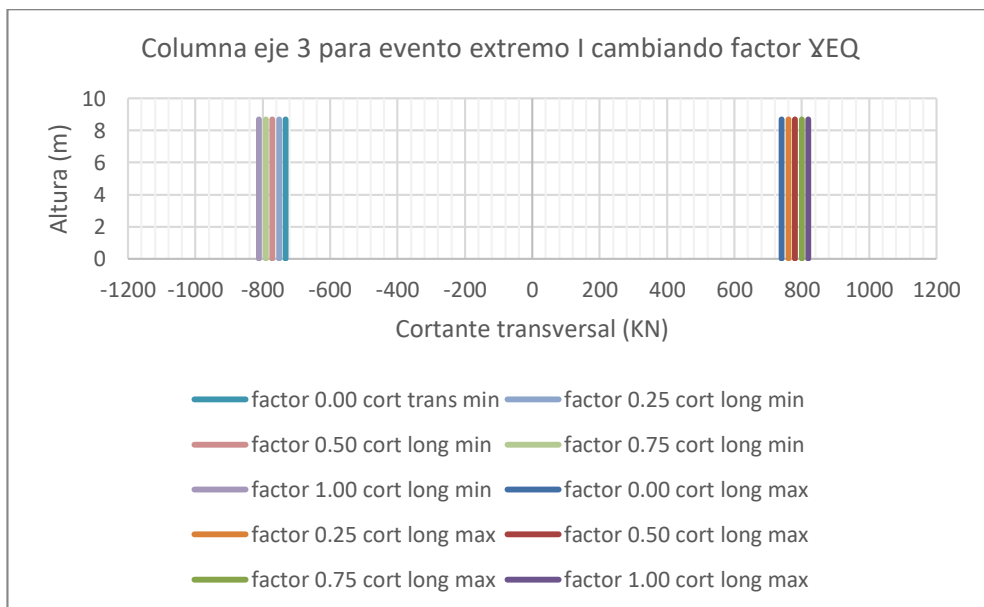


Figura 177. Comparación de diagramas cortante transversal para columna eje 3 puente Vía a Minca
Fuente: Elaboración propia

6.1.8.3 columna eje 4

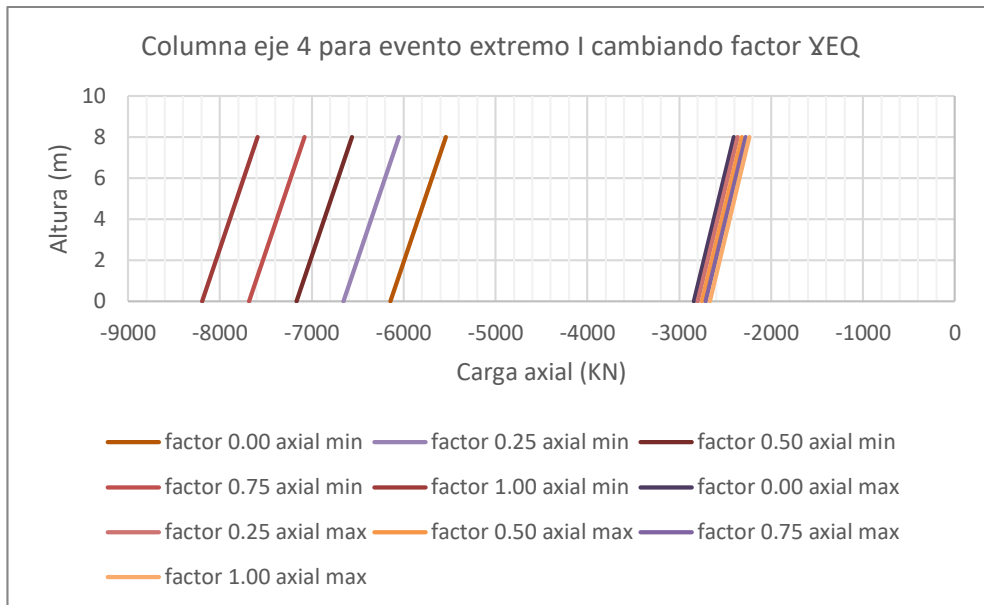


Figura 178. Comparación de diagramas carga axial para columna eje 4 puente Vía a Minca
 Fuente: Elaboración propia

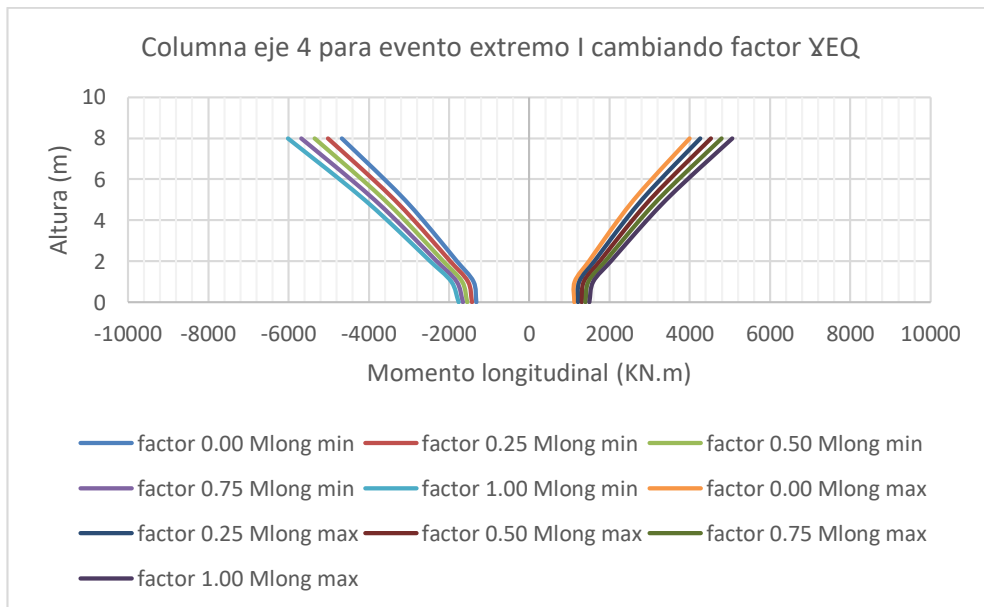


Figura 179. Comparación de diagramas momento longitudinal para columna eje 4 puente Vía a Minca
 Fuente: Elaboración propia

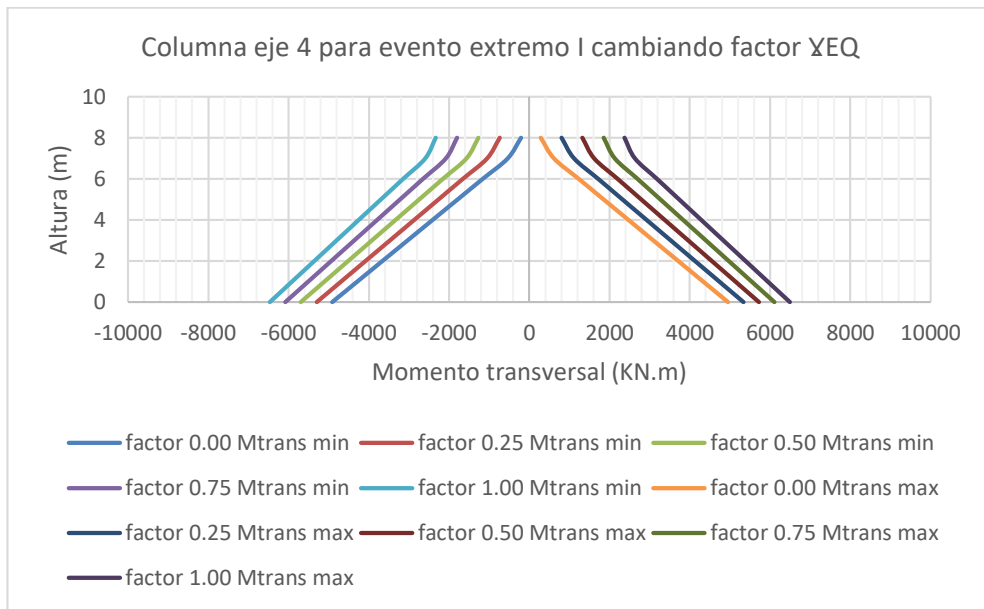


Figura 180. Comparación de diagramas momento transversal para columna eje 4 puente Vía a Minca
 Fuente: Elaboración propia

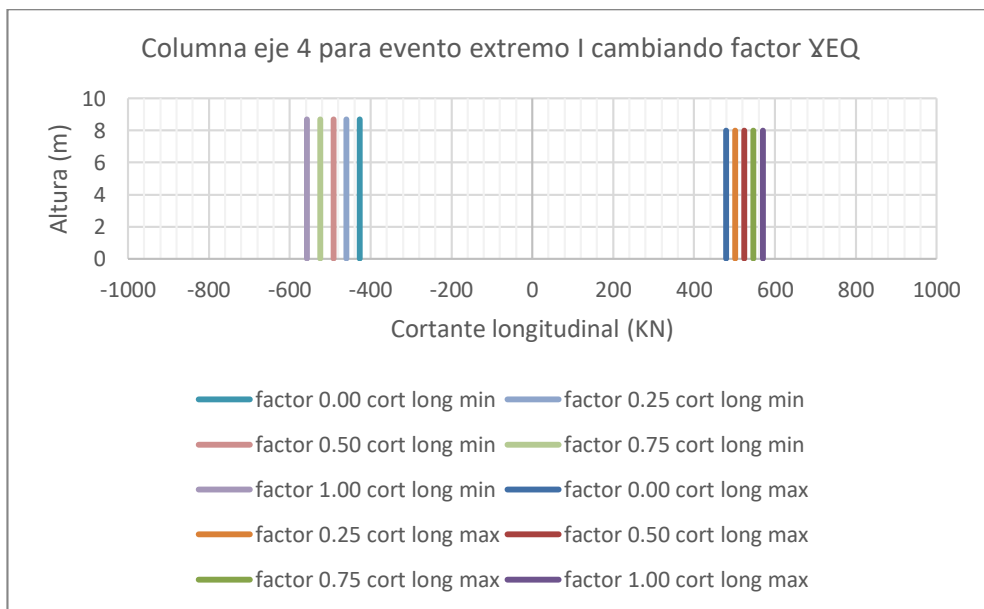


Figura 181. Comparación de diagramas cortante longitudinal para columna eje 4 puente Vía a Minca
 Fuente: Elaboración propia

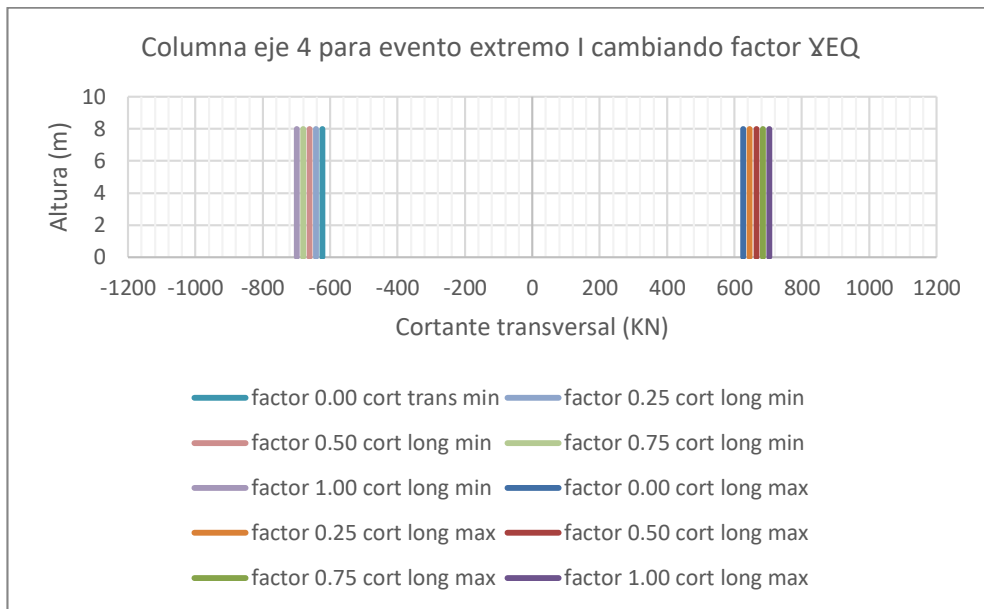


Figura 182. Comparación de diagramas cortante transversal para columna eje 4 puente Vía a Minca
 Fuente: Elaboración propia

6.1.8.4 pilote eje 2

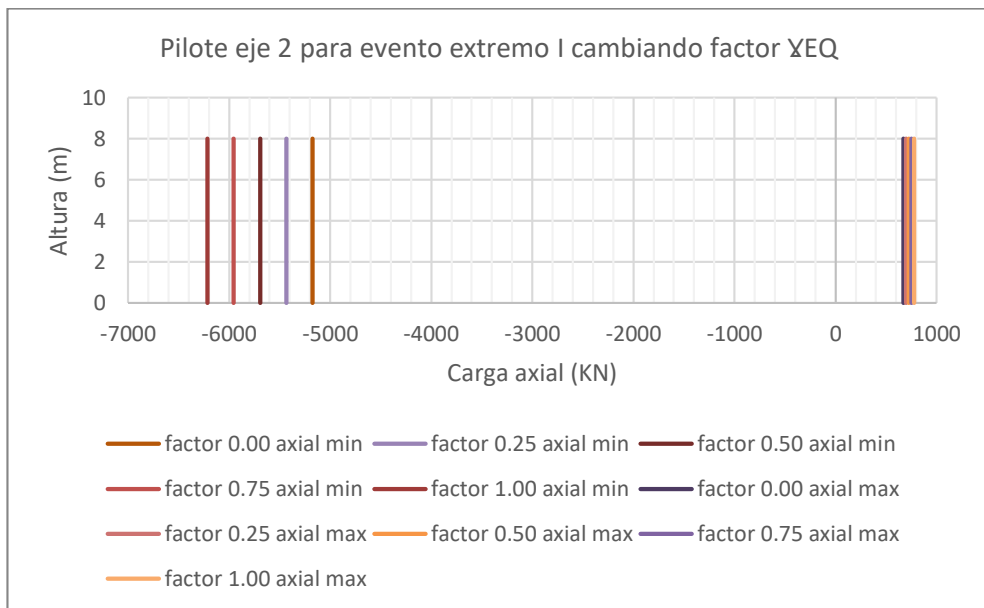


Figura 183. Comparación de diagramas carga axial para pilote eje 2 puente Vía a Minca
 Fuente: Elaboración propia

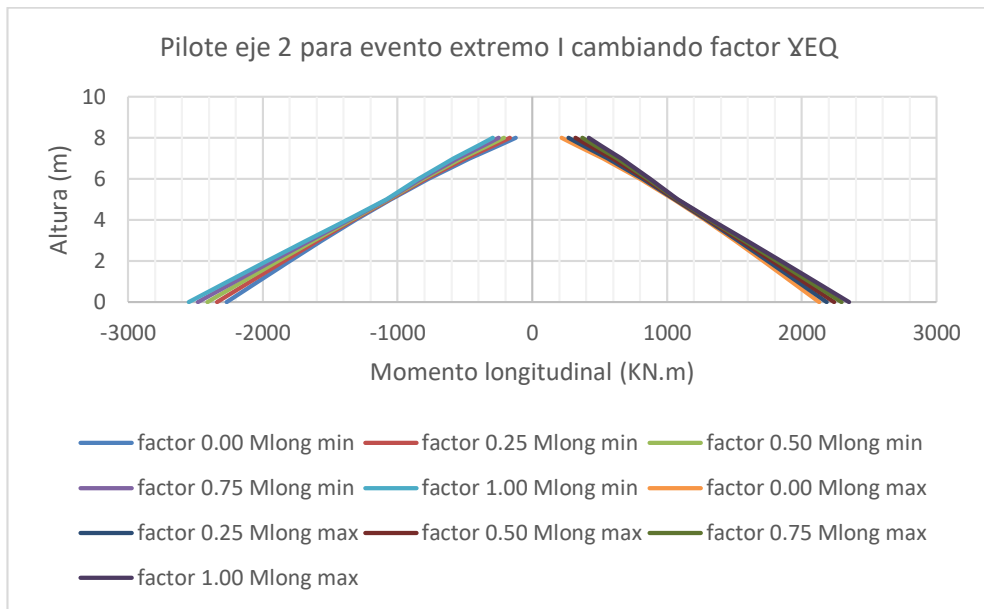


Figura 184. Comparación de diagramas momento longitudinal para pilote eje 2 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

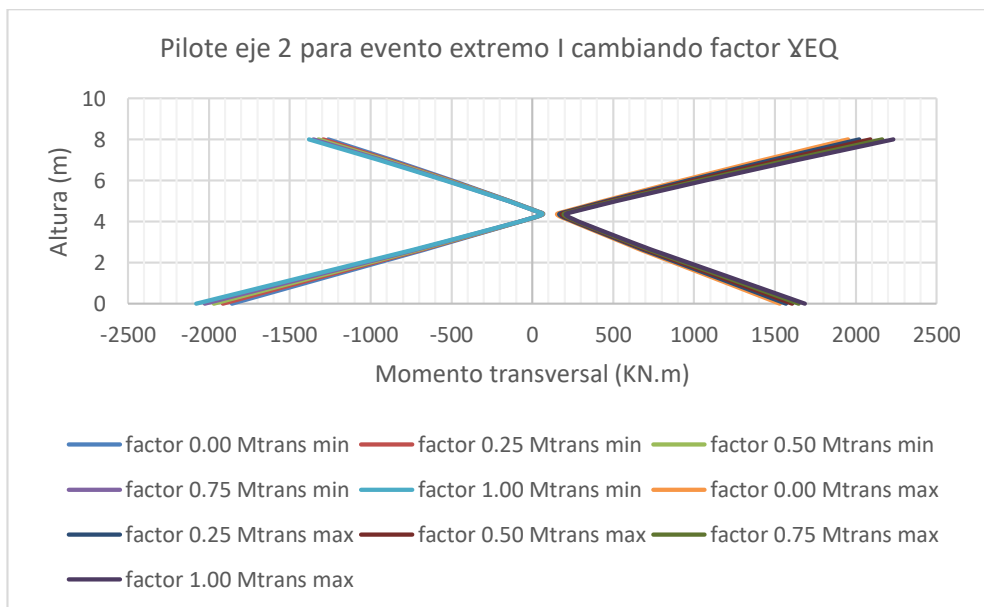


Figura 185. Comparación de diagramas momento transversal para pilote eje 2 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

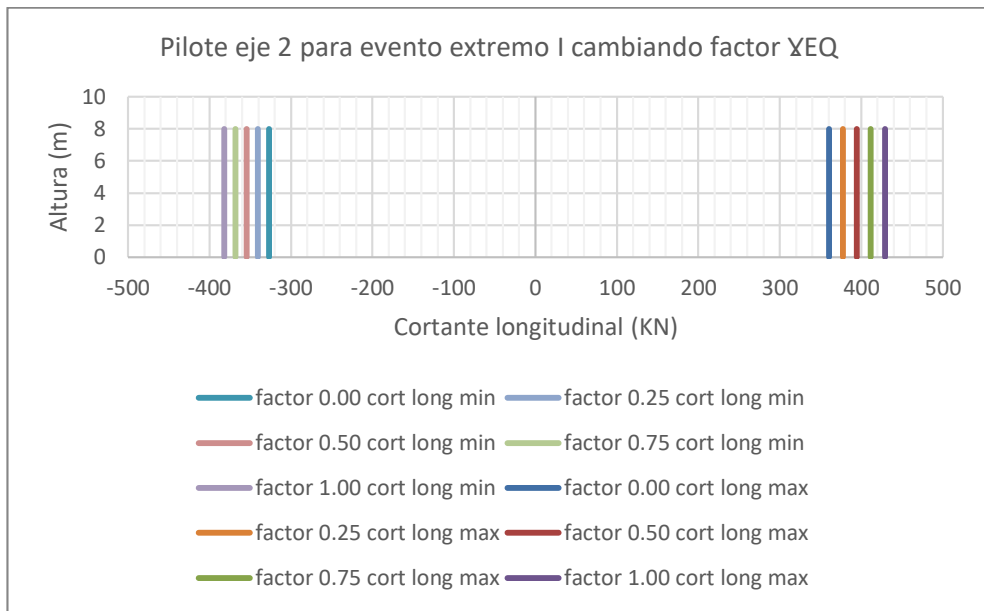


Figura 186. Comparación de diagramas cortante longitudinal para pilote eje 2 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

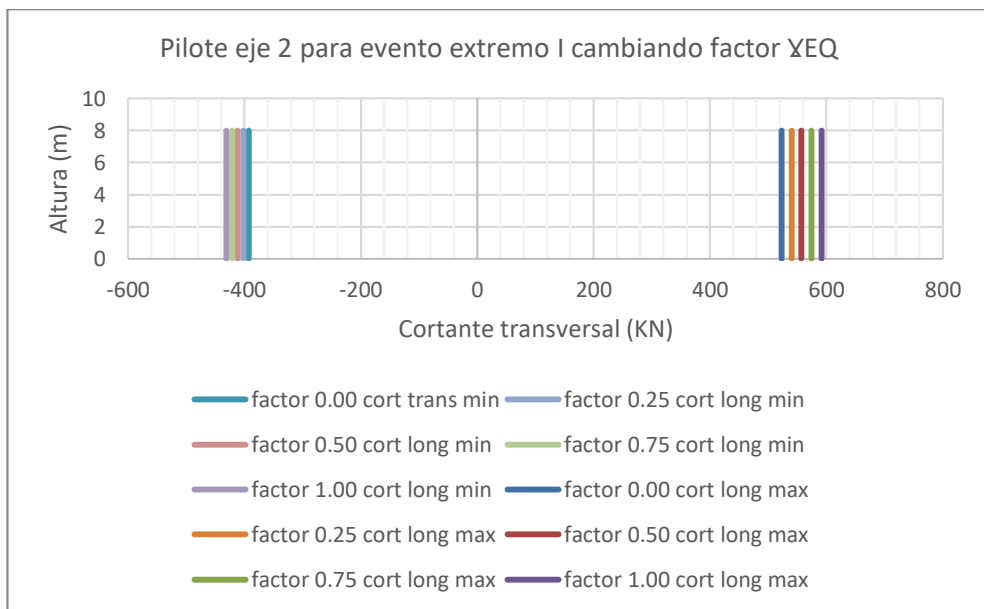


Figura 187. Comparación de diagramas cortante transversal para pilote eje 2 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

6.1.8.5 pilote eje 3

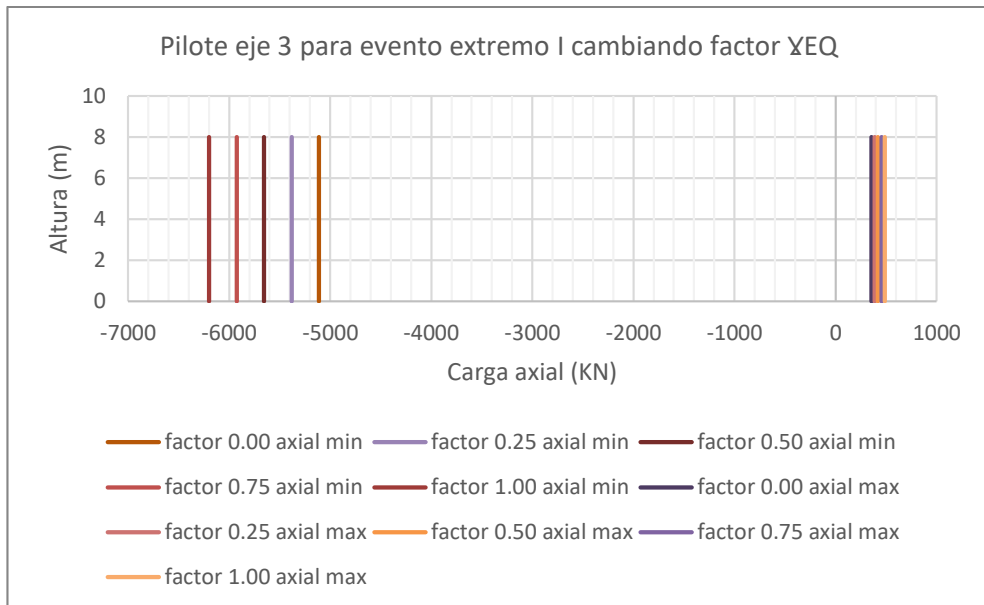


Figura 188. Comparación de diagramas carga axial para pilote eje 3 puente Vía a Minca
 Fuente: Elaboración propia

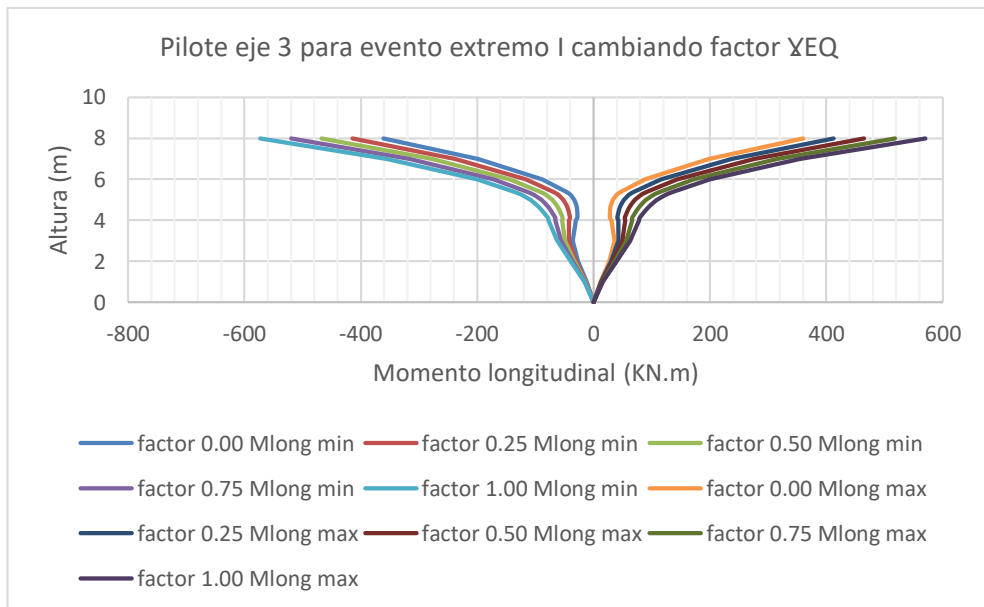


Figura 189. Comparación de diagramas momento longitudinal para pilote eje 3 puente Vía a Minca
 Fuente: Elaboración propia

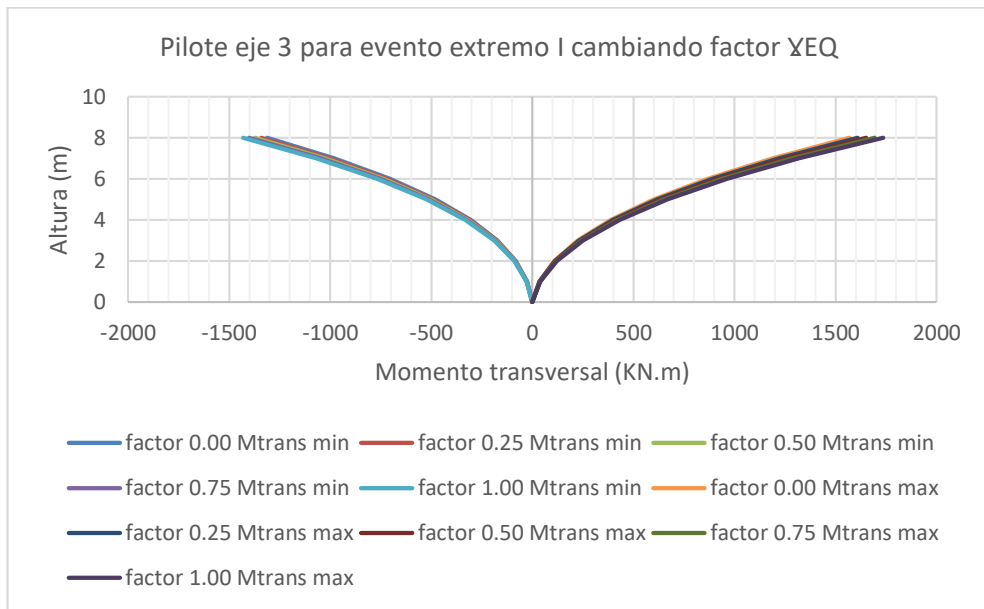


Figura 190. Comparación de diagramas momento transversal para pilote eje 3 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

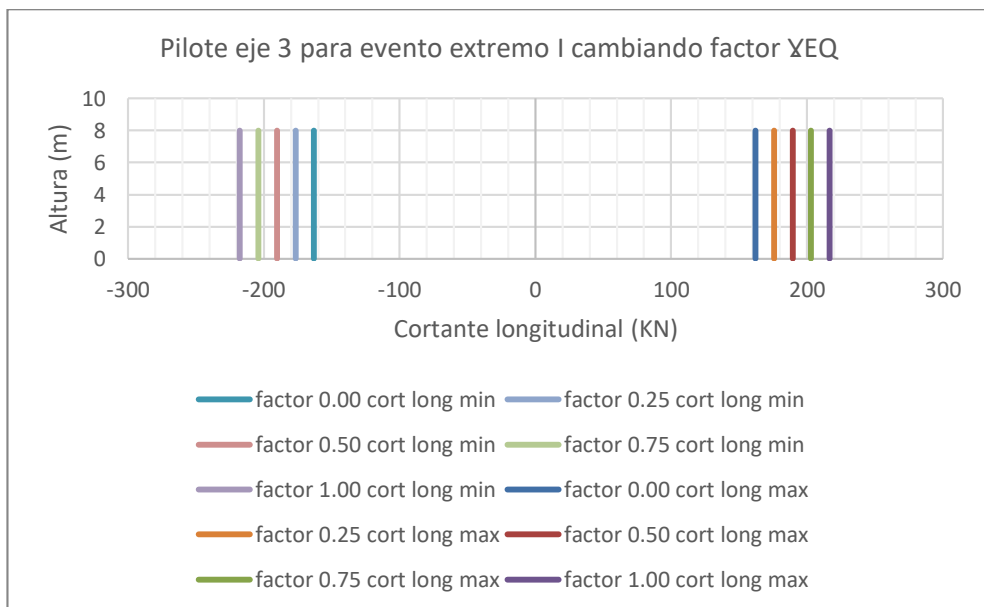


Figura 191. Comparación de diagramas cortante longitudinal para pilote eje 3 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

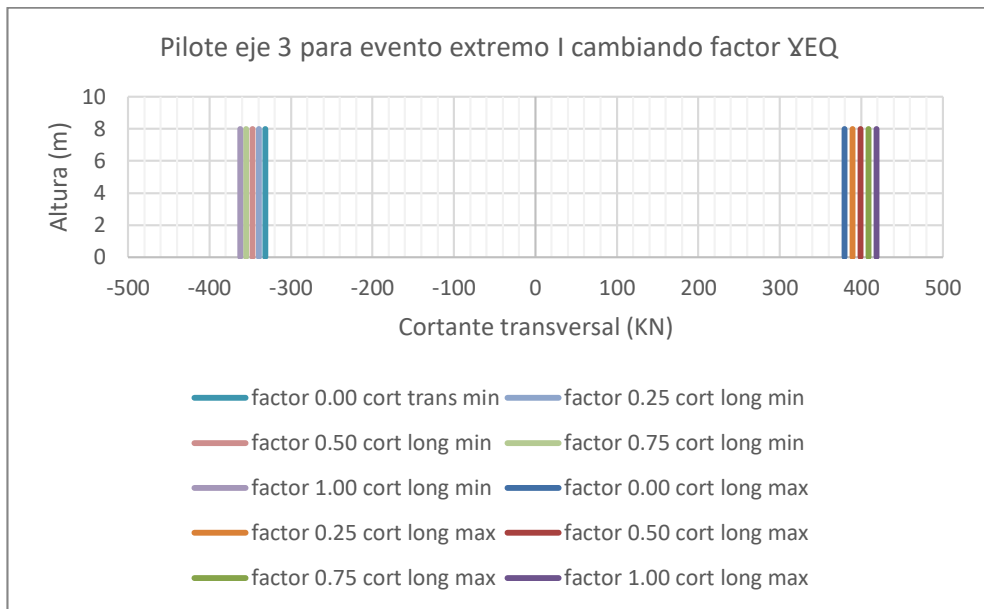


Figura 192. Comparación de diagramas cortante transversal para pilote eje 3 puente Vía a Minca
 Fuente: Elaboración propia

6.1.8.6 pilote eje 4

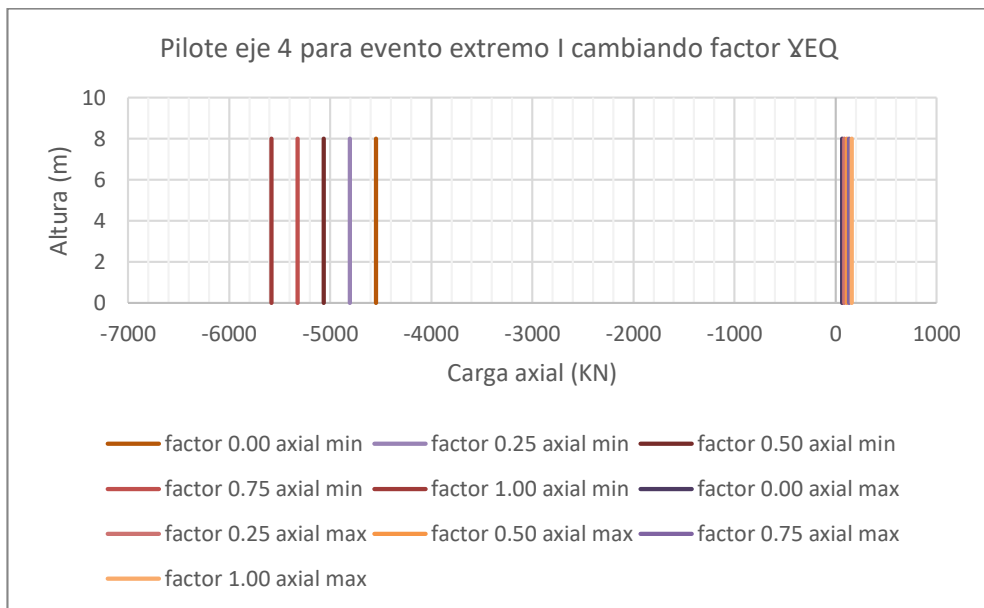


Figura 193. Comparación de diagramas carga axial para pilote eje 4 puente Vía a Minca
 Fuente: Elaboración propia

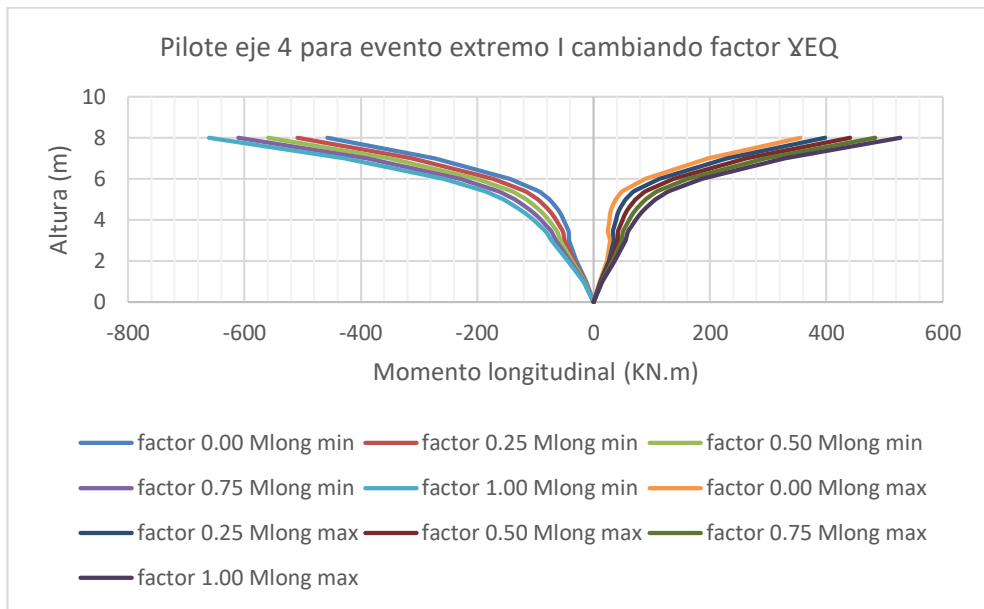


Figura 194. Comparación de diagramas momento longitudinal para pilote eje 4 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

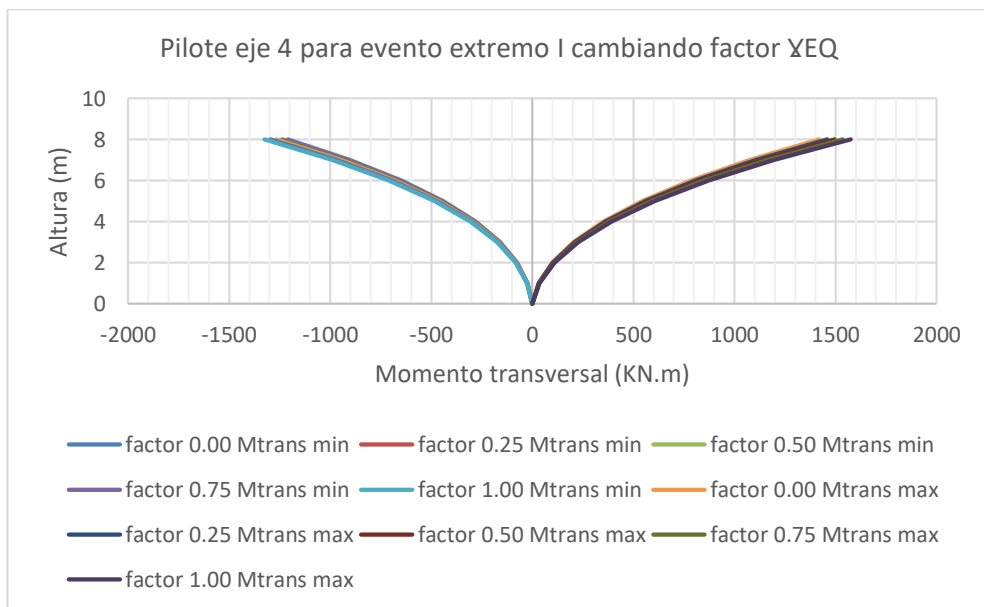


Figura 195. Comparación de diagramas momento transversal para pilote eje 4 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

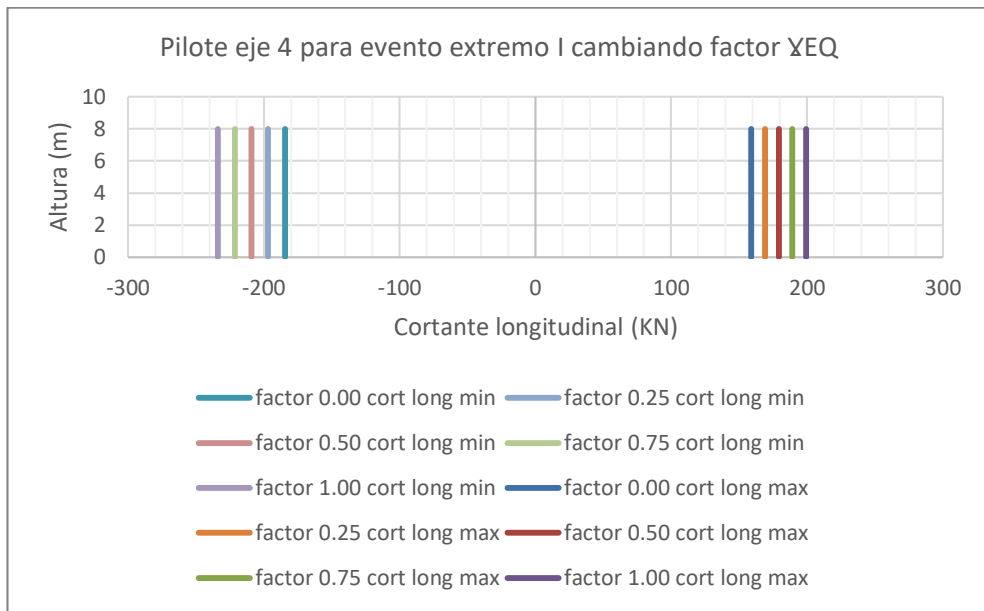


Figura 196. Comparación de diagramas cortante longitudinal para pilote eje 4 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

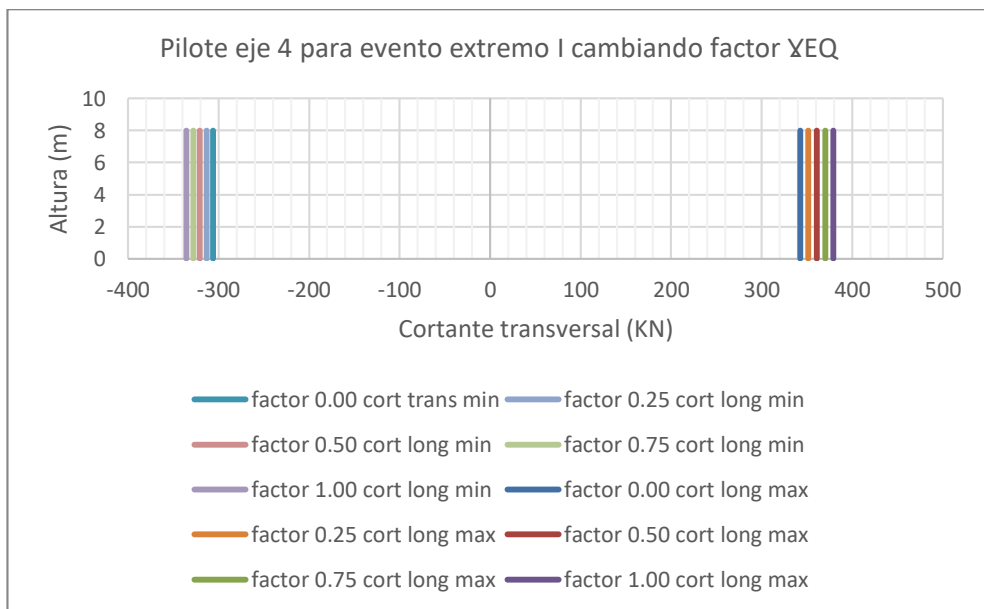


Figura 197. Comparación de diagramas cortante transversal para pilote eje 4 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

6.2 Puente San Pedro

A continuación, se hace un recuento de los parámetros utilizados para analizar el puente según la norma CCP14, para la evaluación de las cargas, el análisis sísmico, las combinaciones de diseño, la entrada de datos al programa, y los resultados de las solicitaciones para la infraestructura.

6.2.1 evaluación de cargas

6.2.1.1 carga viva (LL)

De acuerdo con el CCP-14 sección 3, se emplea el camión de diseño CC-14, el cual consiste en un camión propiamente dicho o tándem y una carga distribuida, como se explicó en el Numeral 2.1.2.2.

6.2.1.2 factor de amplificación dinámica (IM)

Se consideró un factor de amplificación dinámica de 33%. Las juntas se diseñaron con un factor de 75%. Solo se aplicó a la porción correspondiente al camión o tándem y no a la carga de carril, ni a cargas peatonales.

6.2.1.3 factor de multi presencia

El análisis por carga viva se realizó teniendo en cuenta tres condiciones:

1. El paso de un solo camión, permitiéndole desplazarse transversalmente a través del ancho libre del puente, con un factor de 1.2.
2. El paso de dos camiones, permitiéndoles desplazarse transversalmente por la mitad del ancho libre del puente, con un factor de 1.0.
3. El paso de tres camiones, permitiéndoles desplazarse transversalmente por un tercio del ancho libre del puente, con un factor de 0.85.

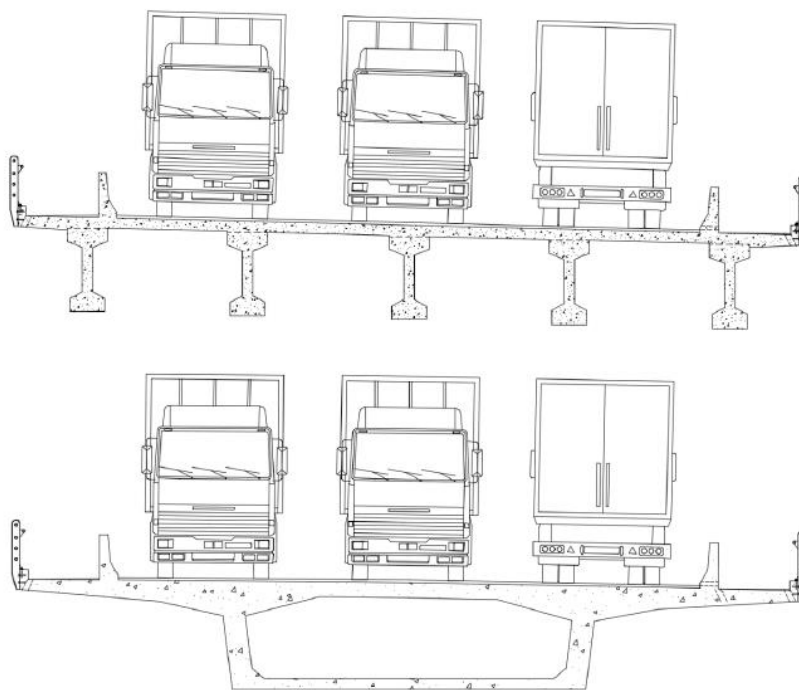


Figura 198. Número de carriles puente San Pedro
Fuente: (Salguero T., C. A., 2017)

Para este caso tenemos un ancho libre de 10.90m entre las barreras NJ, que dividiendo por 3.6m, tendríamos un total aproximado de 3 carriles.

6.2.1.4 Carga peatonal

Debe aplicarse una carga peatonal de 3.6 KN/m² a todas las aceras de más de 600mm de ancho considerada simultáneamente con la carga vehicular de diseño en el carril para vehículos.

6.2.2 análisis sísmico

Los siguientes aspectos son importantes en el análisis sísmico.

- El puente vehicular se encuentra ubicado en cercanías del Municipio de San José del Fragua (Departamento del Caquetá), por lo que se emplea un coeficiente de aceleración pico del terreno $PGA = 0.25$,

coeficiente de período corto $S_s=0.50$ y coeficiente de período largo $S_1=0.25$. Tipo de perfil del terreno C.

- El espectro empleado en el análisis estructural se presenta en la siguiente figura.
- Las fuerzas sísmicas de diseño para la subestructura se deben determinar dividiendo las fuerzas del análisis elástico del puente por el factor de modificación de respuesta, R , el cual es igual a 1.5 para la subestructura y es igual a 1.0 para la cimentación.

PGA	0.25
S_s	0.50
S_1	0.25
FPGA	1.15
F_a	1.20
F_v	1.55

A_s	0.29
SDS	0.60
SD1	0.39
T_S	0.65
T_o	0.13

Espectro de Aceleraciones de Diseño para 5% de amortiguamiento

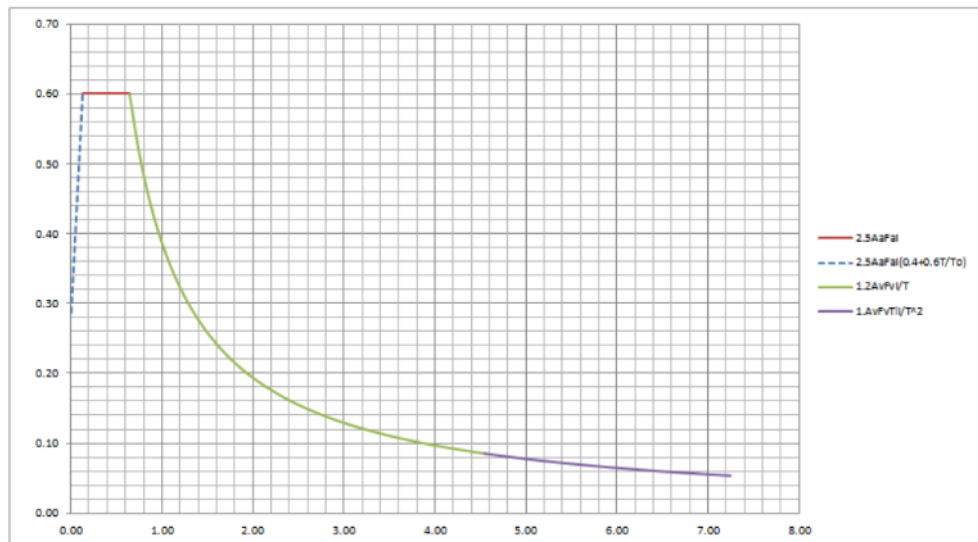


Figura 199. Espectro de diseño puente San Pedro
Fuente: (Salguero T., C. A., 2017)

6.2.3 combinaciones de diseño

Para el análisis de la subestructura se obtienen las solicitaciones con la combinación de diseño Evento Extremo I y se varia el factor γ_{EQ} .

6.2.4 entrada de datos al programa

6.2.4.1 esquema

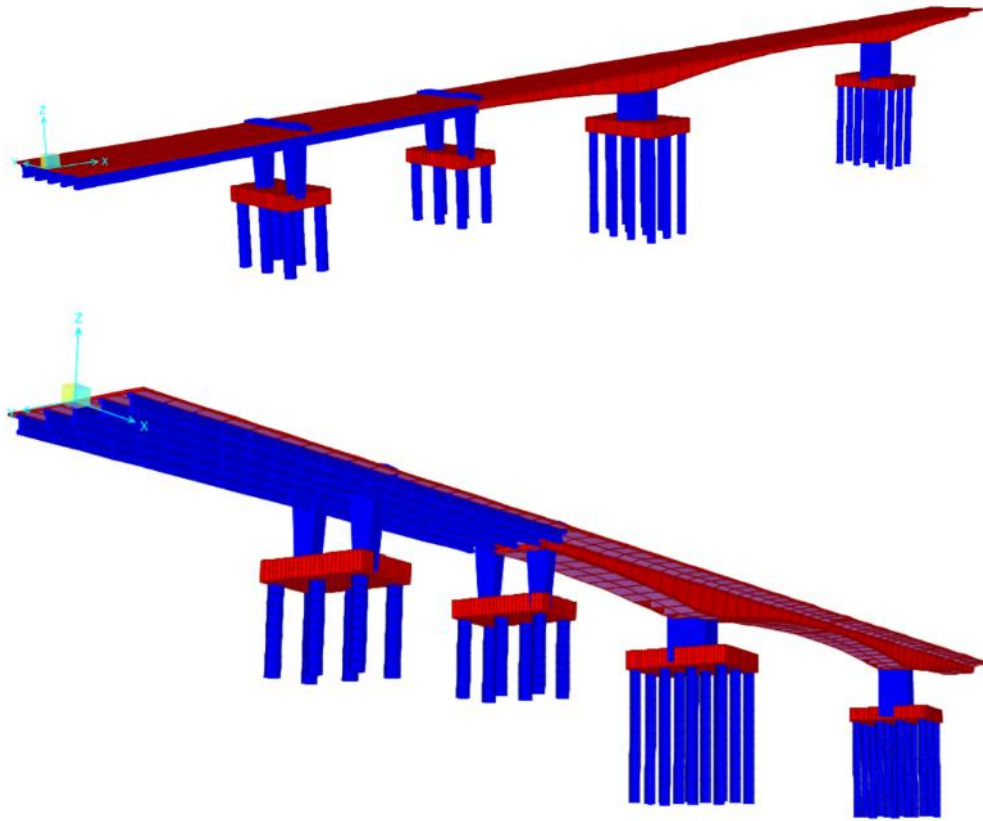


Figura 200. Esquema 3D puente San Pedro
Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

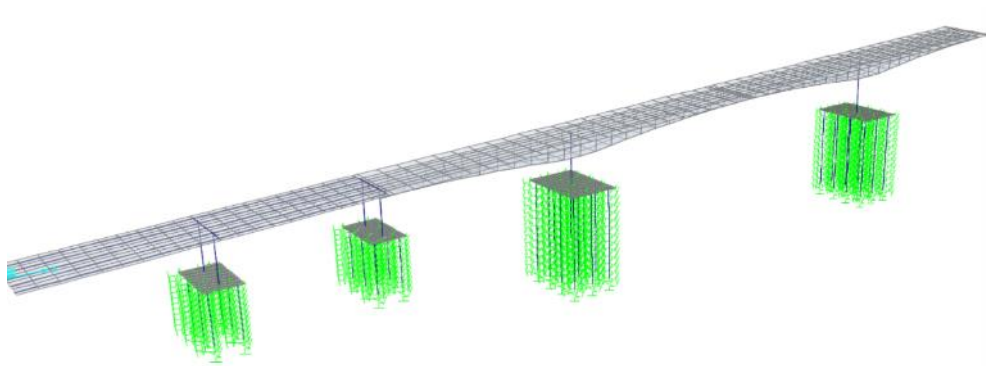


Figura 201. Modelo matemático puente San Pedro
Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

6.2.4.2 carga viva vehicular

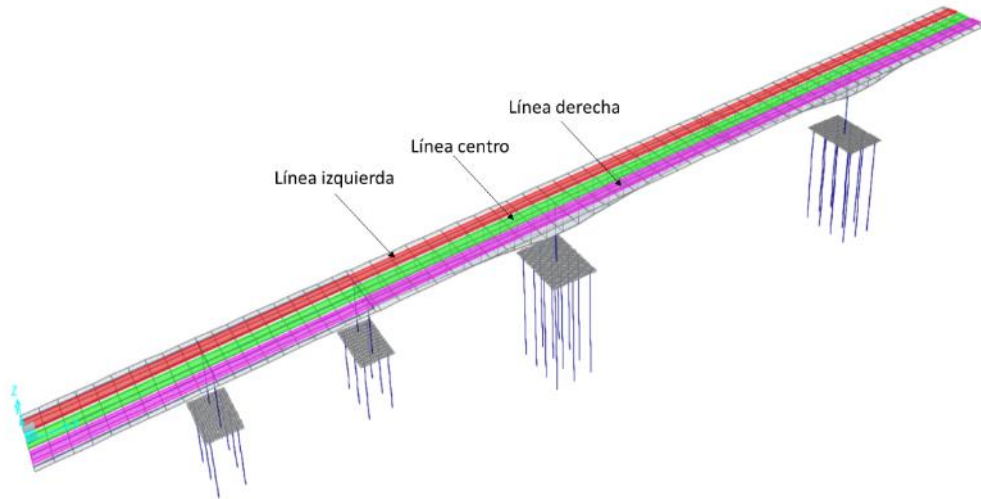


Figura 202. Líneas de carga puente San Pedro
Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

Vehicle Data - Vertical Loading

Loads

Uniform Load Scale Factor: 1 Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		10.3	Fixed Width	3.	40.	Two Points	1.8
Leading Load	Infinite		10.3	Fixed Width	3.	40.	Two Points	1.8
Fixed Length	4.3		10.3	Fixed Width	3.	160.	Two Points	1.8
Variable Length	4.3	9.	10.3	Fixed Width	3.	160.	Two Points	1.8
Trailing Load	Infinite		10.3	Fixed Width	3.			

Add Insert Modify Delete

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0	One Point	1
For Other Responses	0	One Point	1

Floating Axle Load Scale Factor: 1

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

Superelevation Effects

Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor:

Uniform Load Factor:

OK Cancel

Figura 203. Carga CC14 Camión + IM y carril puente San Pedro
Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

Vehicle Data - Vertical Loading

Uniform Load Scale Factor: 1 Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		10.3	Fixed Width	3.	125.	Two Points	1.8
Leading Load	Infinite		10.3	Fixed Width	3.	125.	Two Points	1.8
Fixed Length	1.2		10.3	Fixed Width	3.	125.	Two Points	1.8
Trailing Load	Infinite		10.3	Fixed Width	3.			

Add Insert Modify Delete

Floating Axle Loads

Value Width Type Axle Width

For Lane Moments 0 One Point 1

For Other Responses 0 One Point 1

Floating Axle Load Scale Factor: 1

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

Superelevation Effects

Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor: Uniform Load Factor:

OK Cancel

Figura 204. Carga CC14 Tandem + IM y carril puente San Pedro
Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

Vehicle Data - Vertical Loading

Uniform Load Scale Factor: 1 Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		10.3	Fixed Width	3.	40	Two Points	1.8
Leading Load	Infinite		10.3	Fixed Width	3.	40	Two Points	1.8
Fixed Length	4.3		10.3	Fixed Width	3.	160	Two Points	1.8
Fixed Length	4.3		10.3	Fixed Width	3.	160	Two Points	1.8
Variable Length	15.	0. (Infinite)	10.3	Fixed Width	3.	40	Two Points	1.8
Fixed Length	4.3		10.3	Fixed Width	3.	160	Two Points	1.8
Fixed Length	4.3		10.3	Fixed Width	3.	160	Two Points	1.8
Trailing Load	Infinite		10.3	Fixed Width	3.	160	Two Points	1.8

Add Insert Modify Delete

Floating Axle Loads

Value Width Type Axle Width

For Lane Moments 0 One Point 1

For Other Responses 0 One Point 1

Floating Axle Load Scale Factor: 1

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

Superelevation Effects

Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor: Uniform Load Factor:

OK Cancel

Figura 205. Carga CC14 Dos camiones + IM y carril puente San Pedro
Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

6.2.4.3 carga peatonal

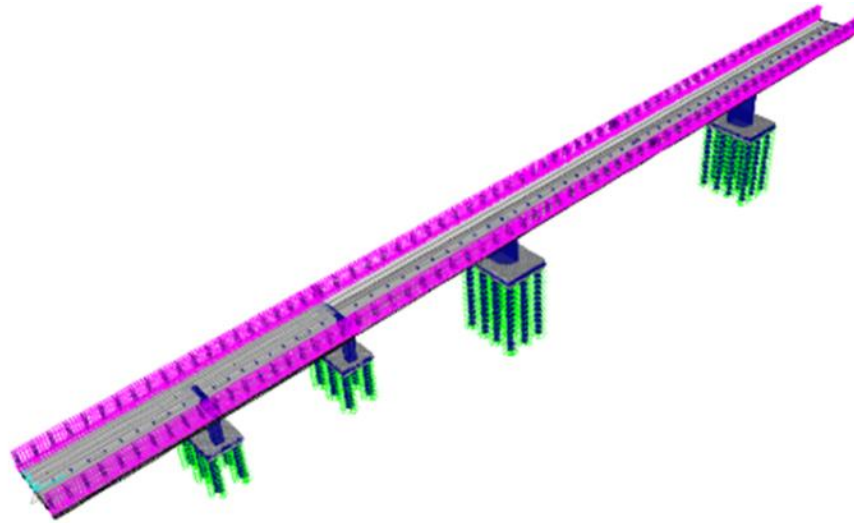


Figura 206. Carga peatonal puente San Pedro
Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

6.2.4.4 carga pavimento

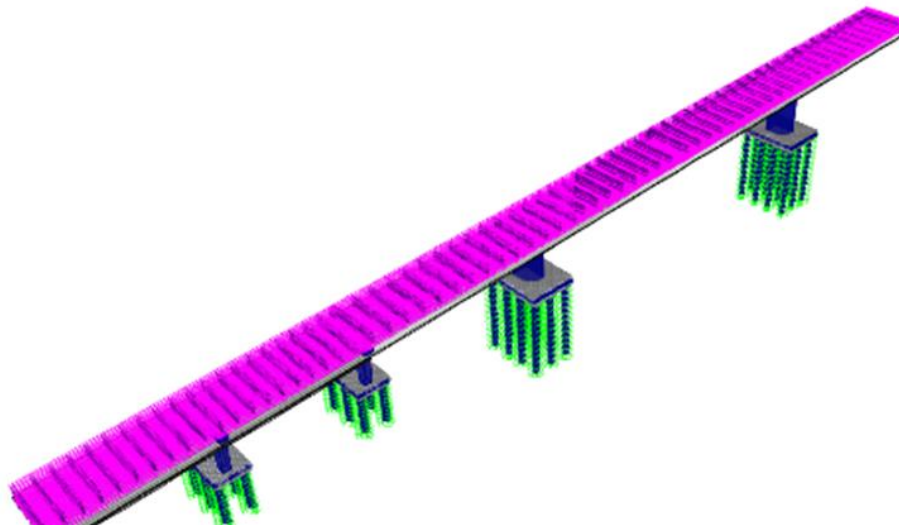


Figura 207. Carga de pavimento puente San Pedro
Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

6.2.4.5 carga barrera NJ

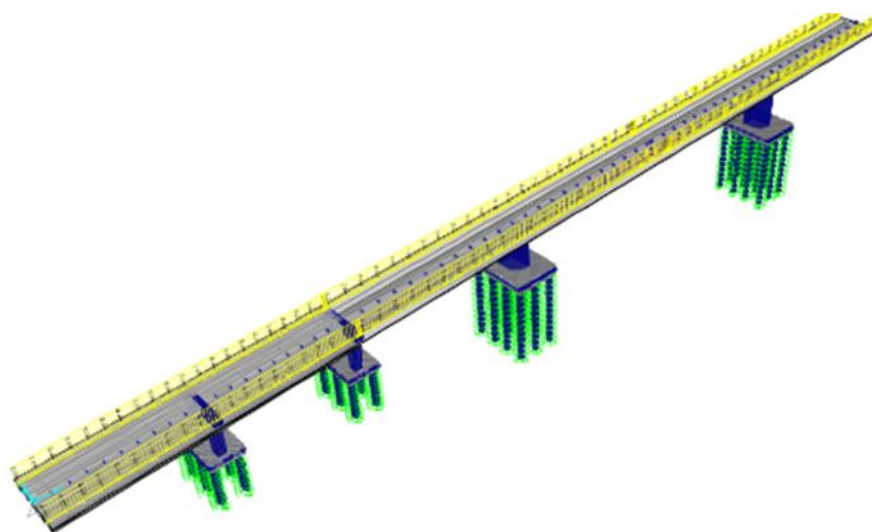


Figura 208. Carga de barrera tipo New Jersey puente San Pedro
Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

6.2.4.6 carga baranda

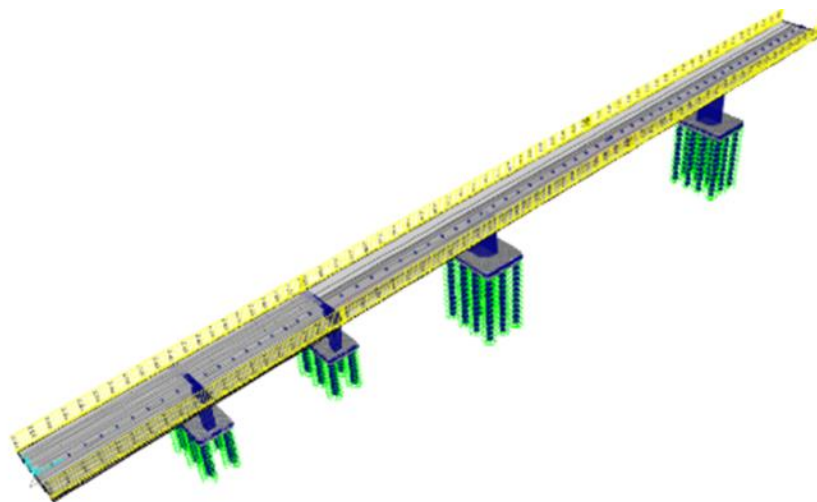


Figura 209. Carga de baranda puente San Pedro
Fuente: (Padilla R., J. A., 2015)

6.2.5 análisis superestructura

6.2.5.1 carga viva vehicular

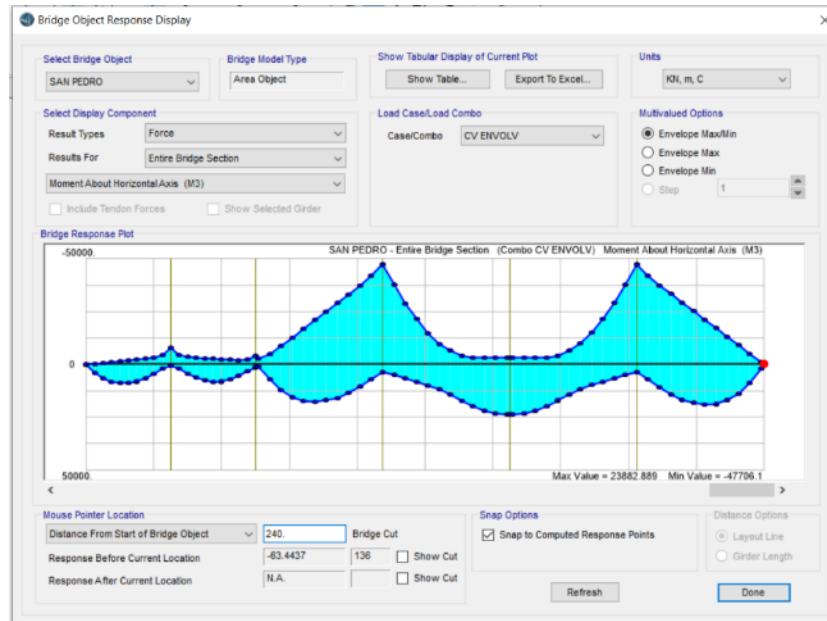


Figura 210. Momento (KN.m) carga viva vehicular puente San Pedro
Fuente: Elaboración propia

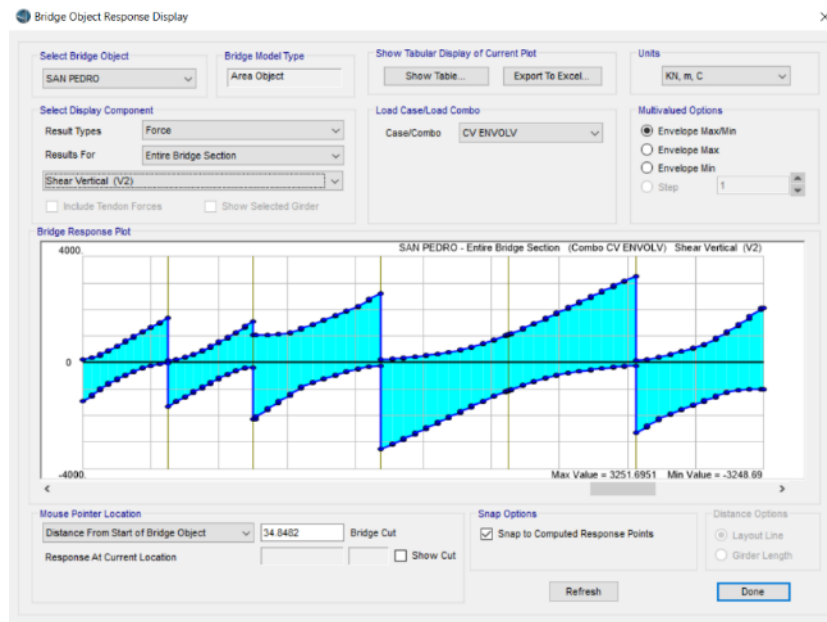


Figura 211. Cortante (KN) carga viva vehicular puente San Pedro
Fuente: Elaboración propia

6.2.6 análisis columnas

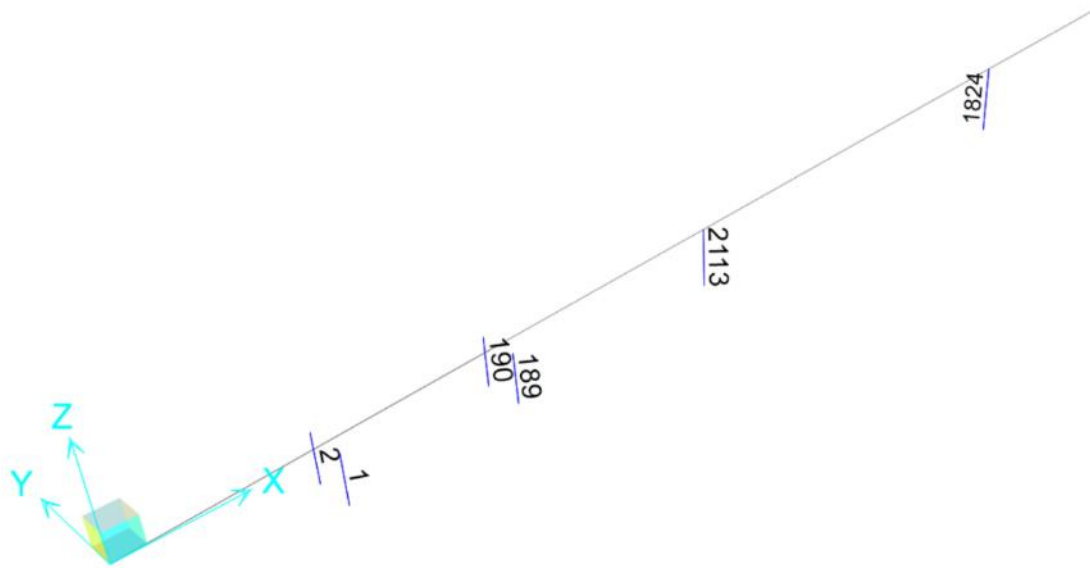


Figura 212. Identificación de las columnas puente San Pedro
Fuente: Elaboración propia

6.2.6.1 carga envolvente evento extremo I

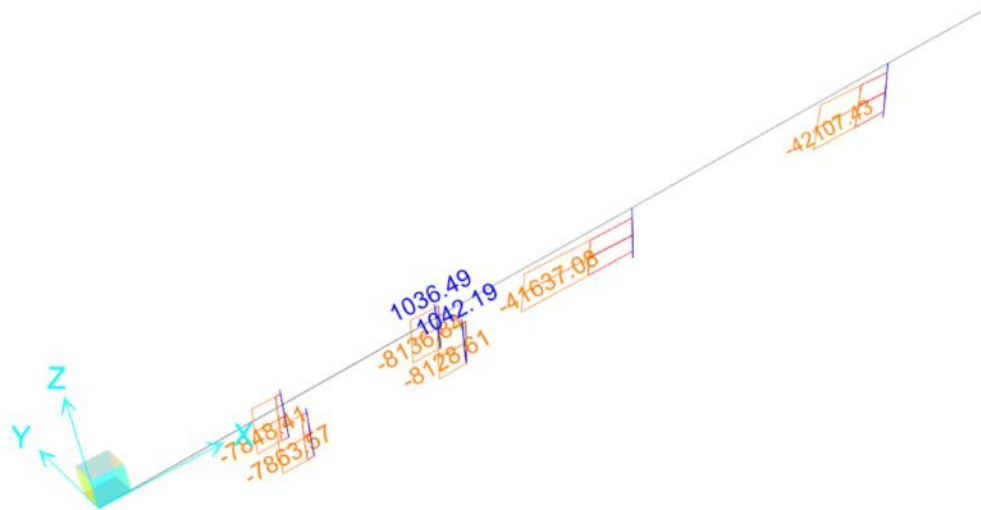


Figura 213. Diagrama carga axial (KN) de las columnas puente San Pedro
Fuente: Elaboración propia

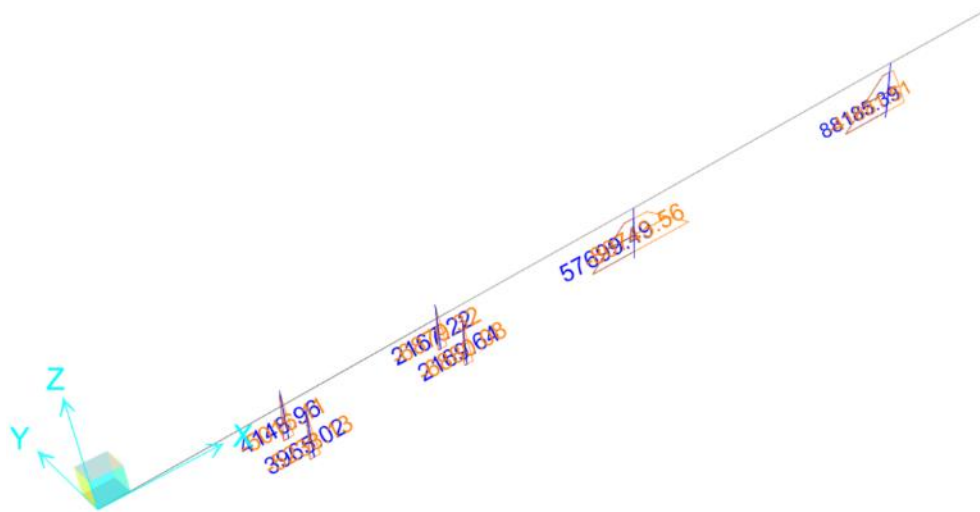


Figura 214. Diagrama momento longitudinal (KN.m) de las columnas puente San Pedro
Fuente: Elaboración propia

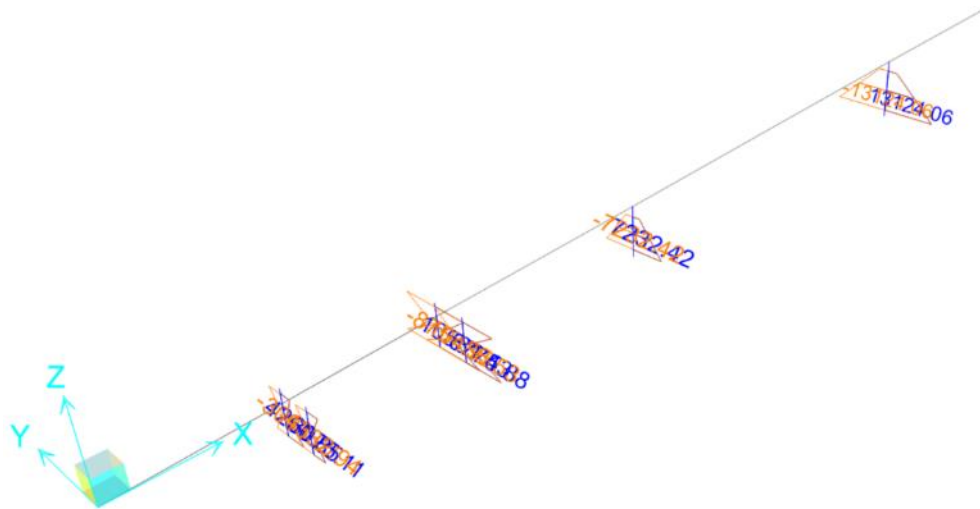


Figura 215.. Diagrama momento transversal (KN.m) de las columnas puente San Pedro
Fuente: Elaboración propia

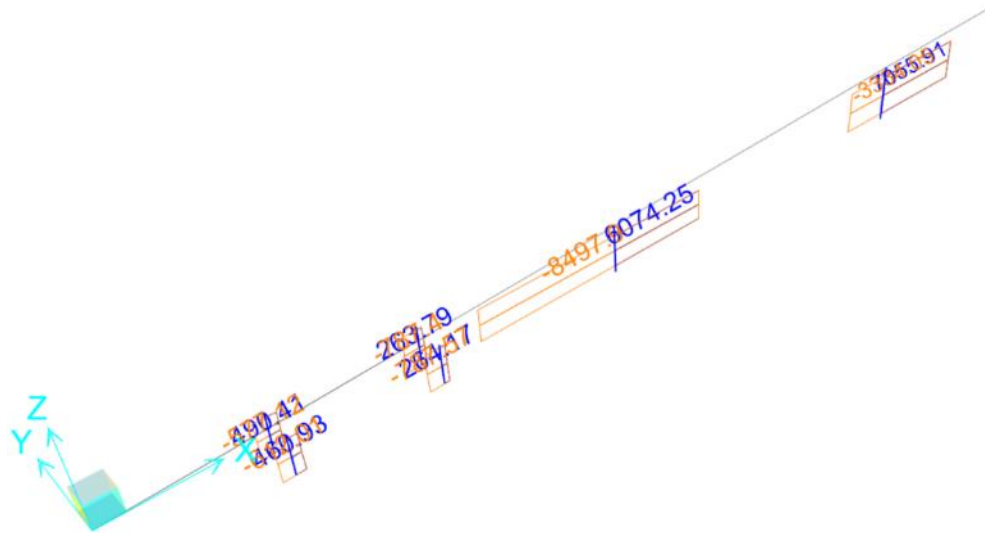


Figura 216. Diagrama cortante longitudinal (KN) de las columnas puente San Pedro
 Fuente: Elaboración propia

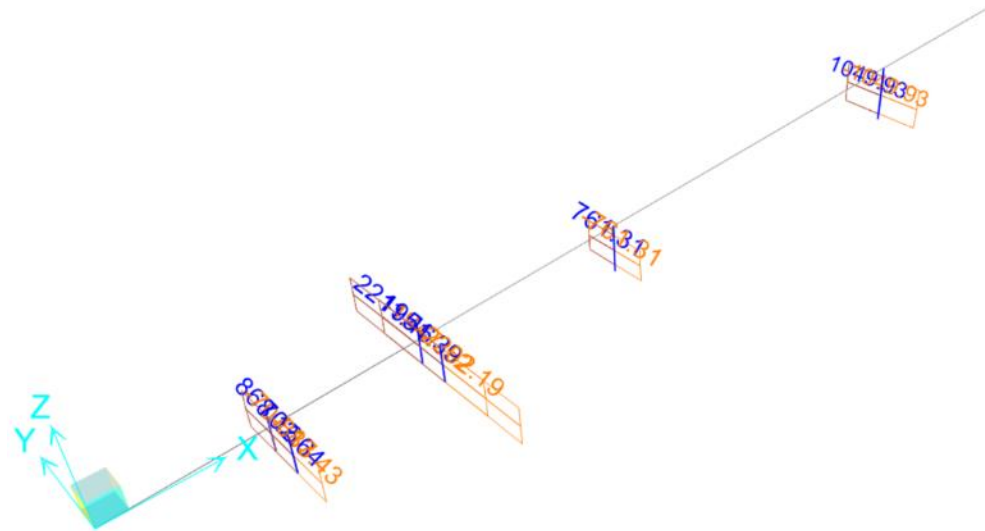


Figura 217. Diagrama cortante transversal (KN) de las columnas puente San Pedro
 Fuente: Elaboración propia

6.2.7 análisis pilotes

6.2.7.1 carga envolvente evento extremo I

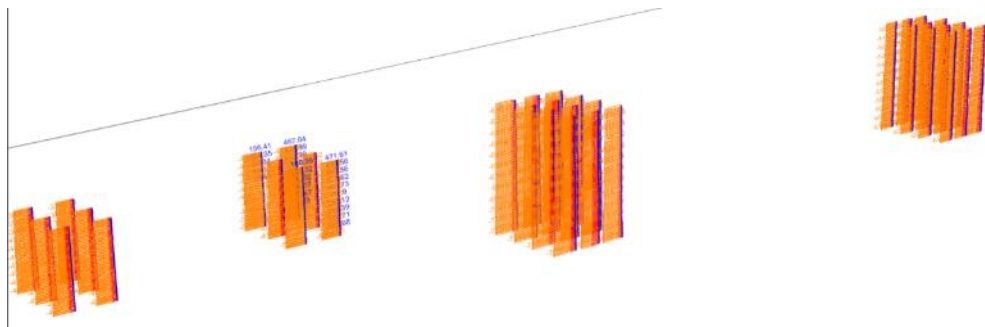


Figura 218. Diagrama carga axial (KN) de los pilotes puente San Pedro
Fuente: Elaboración propia

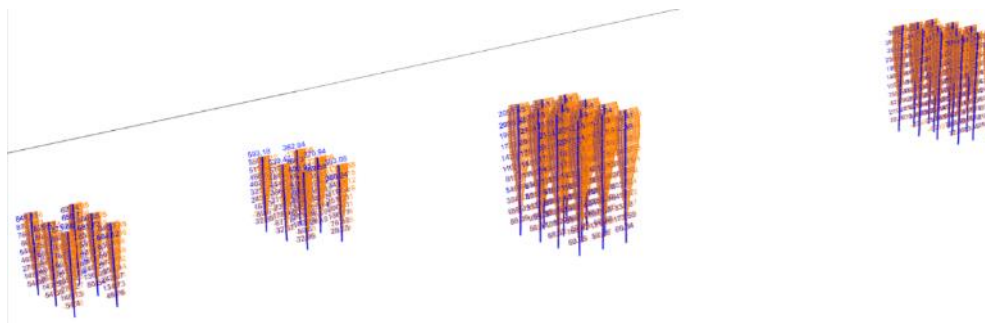


Figura 219. Diagrama momento longitudinal (KN.m) de los pilotes puente San Pedro
Fuente: Elaboración propia

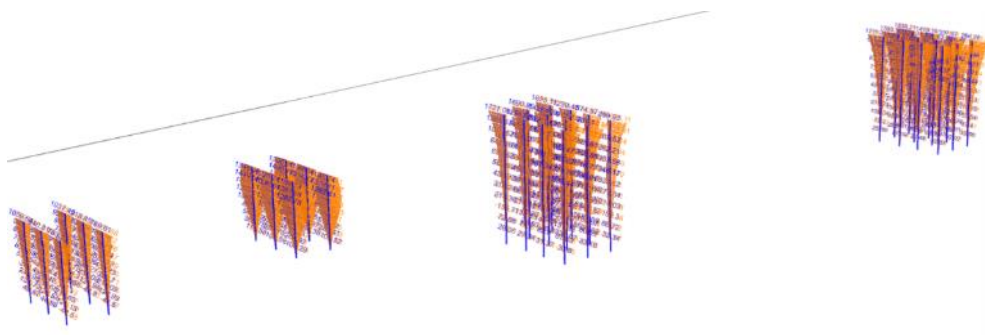


Figura 220.. Diagrama momento transversal (KN.m) de los pilotes puente San Pedro
Fuente: Elaboración propia

6.2.8 comparación envolvente evento extremo I factor χ_{EQ}

6.2.8.1 columna eje 2

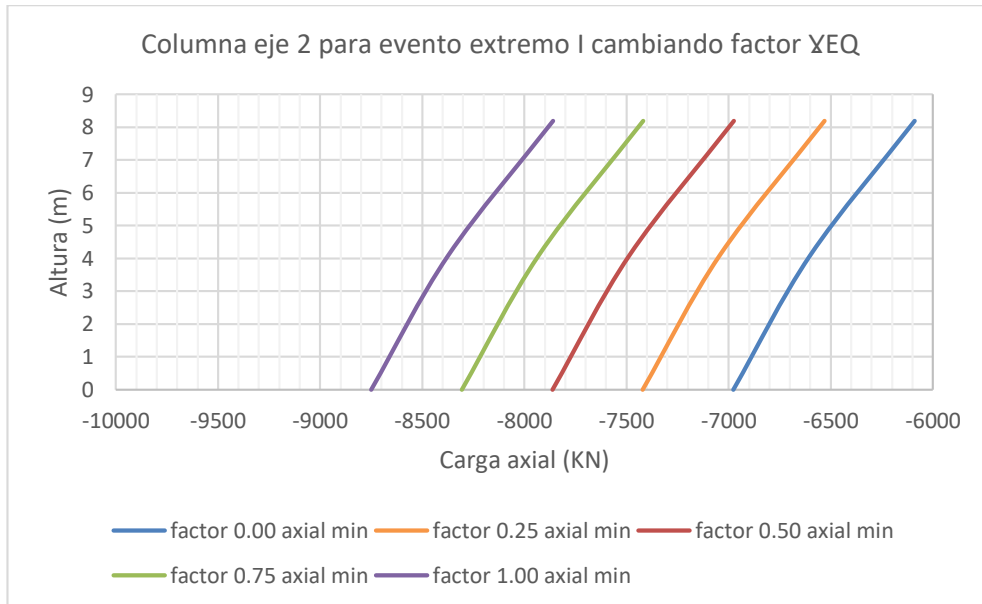


Figura 221. Comparación de diagramas carga axial para columna eje 2 puente San Pedro
Fuente: Elaboración propia

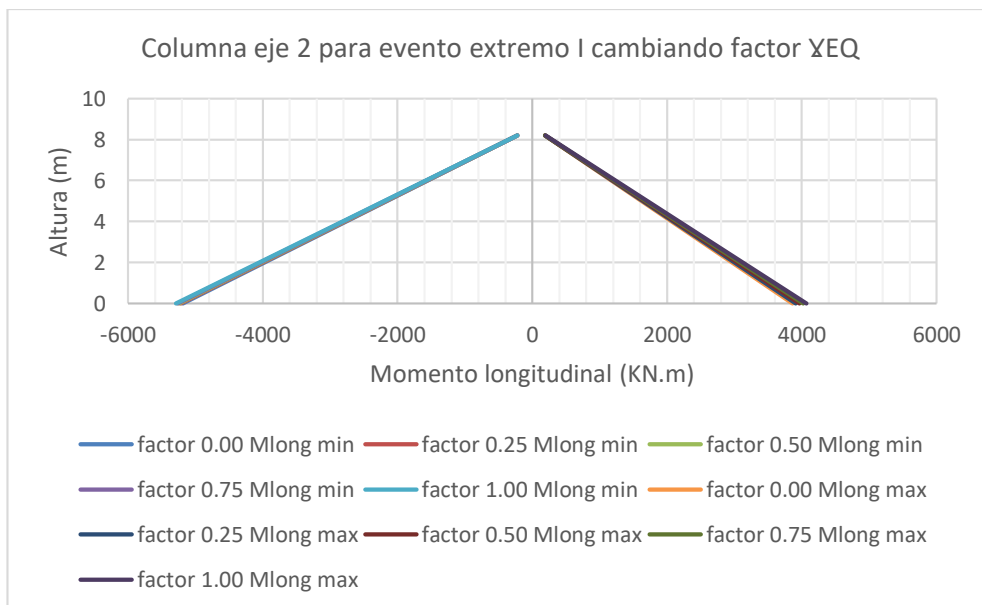


Figura 222. Comparación de diagramas momento longitudinal para columna eje 2 puente San Pedro
Fuente: Elaboración propia

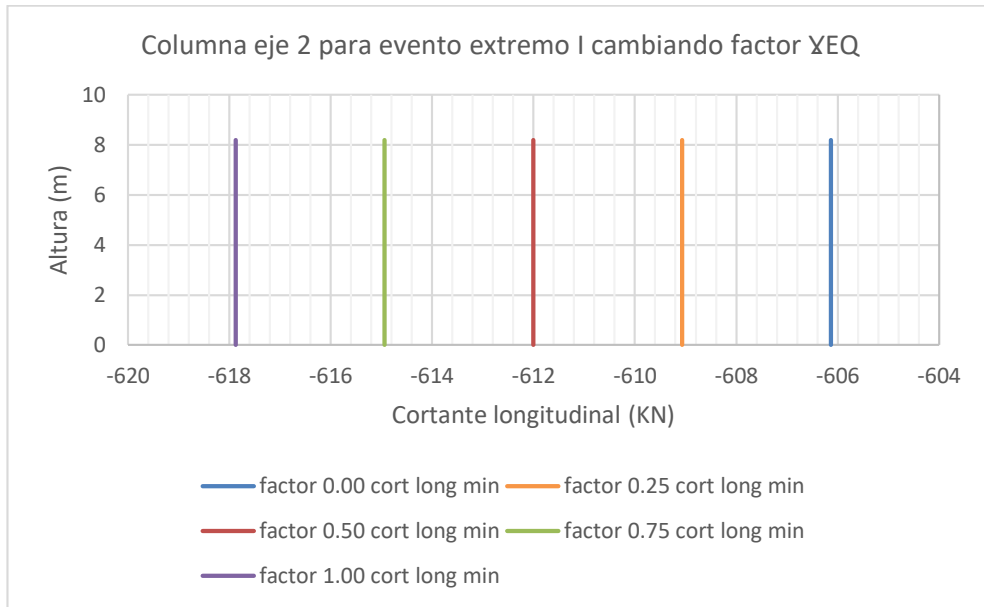


Figura 223. Comparación de diagramas cortante longitudinal para columna eje 2 puente San Pedro

Fuente: Elaboración propia

6.2.8.2 columna eje 3

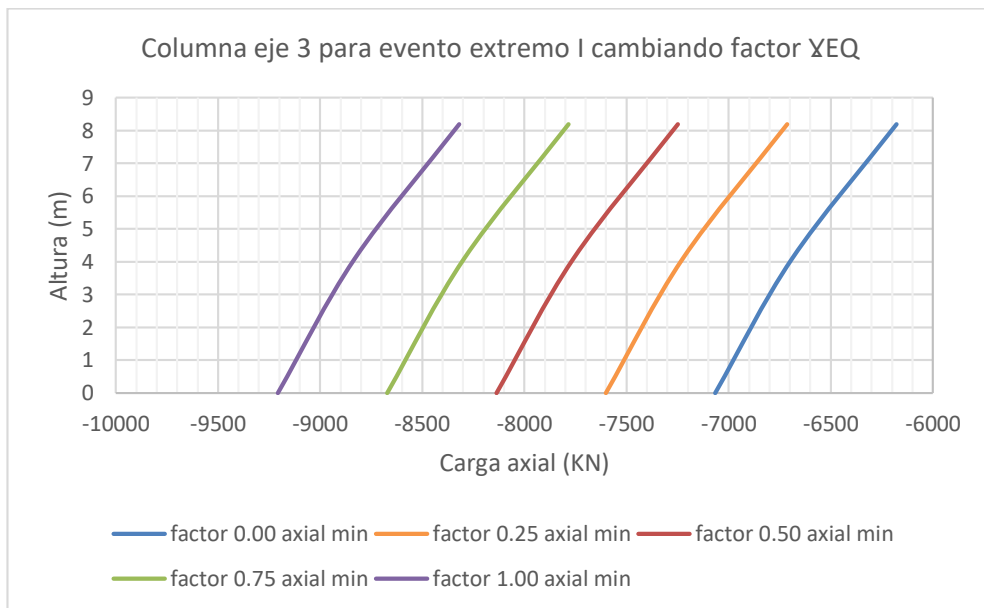


Figura 224. Comparación de diagramas carga axial para columna eje 3 puente San Pedro

Fuente: Elaboración propia

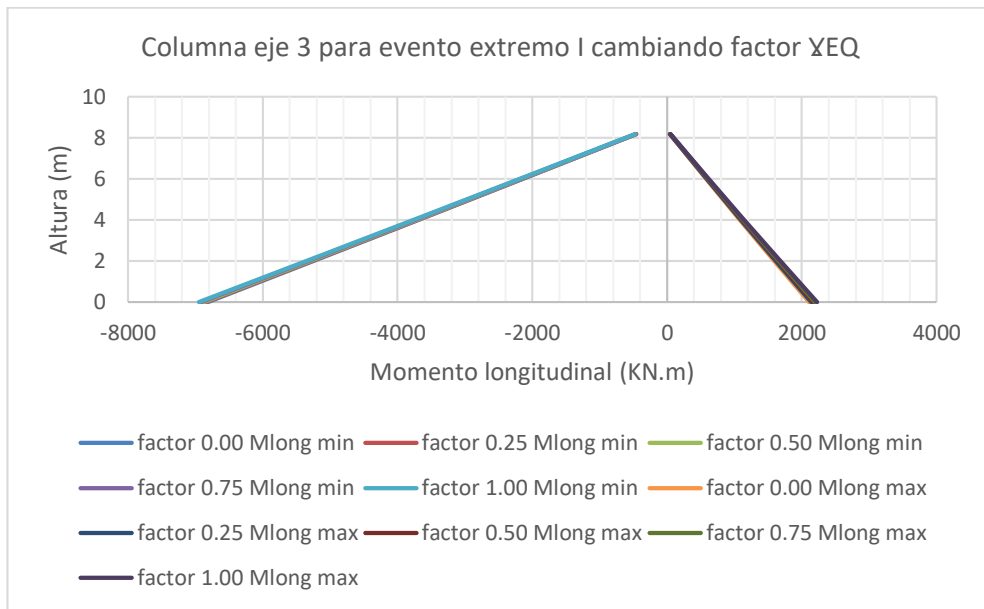


Figura 225. Comparación de diagramas momento longitudinal para columna eje 3 puente San Pedro
 Fuente: Elaboración propia

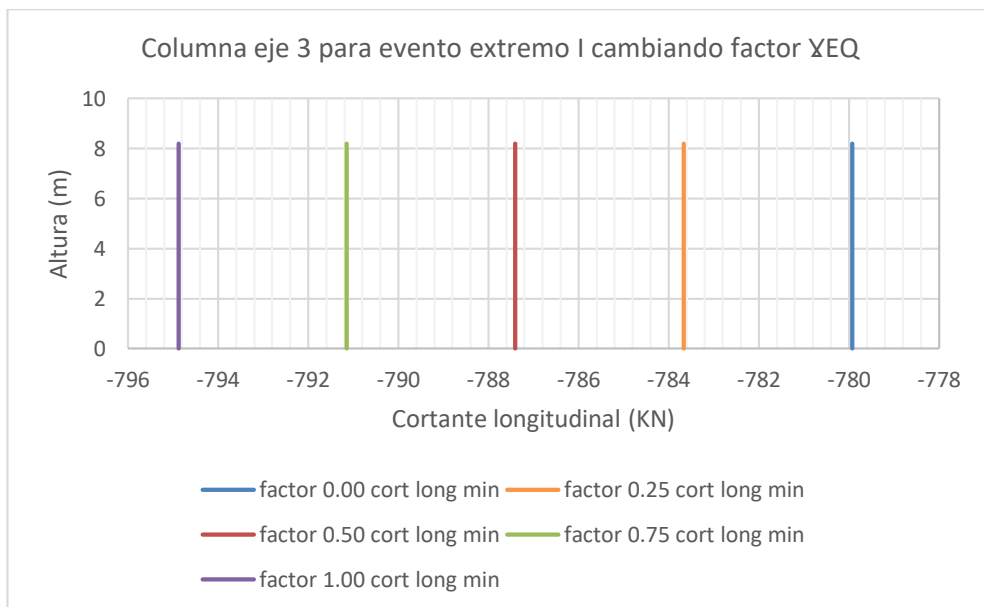


Figura 226. Comparación de diagramas cortante longitudinal para columna eje 3 puente San Pedro
 Fuente: Elaboración propia

6.2.8.3 columna eje 4

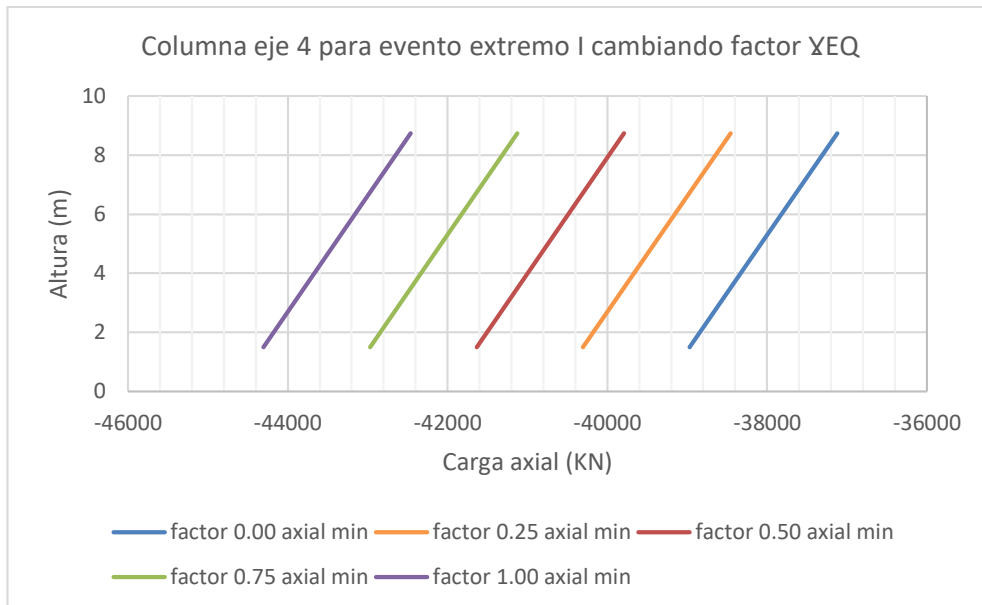


Figura 227. Comparación de diagramas carga axial para columna eje 4 puente San Pedro
 Fuente: Elaboración propia

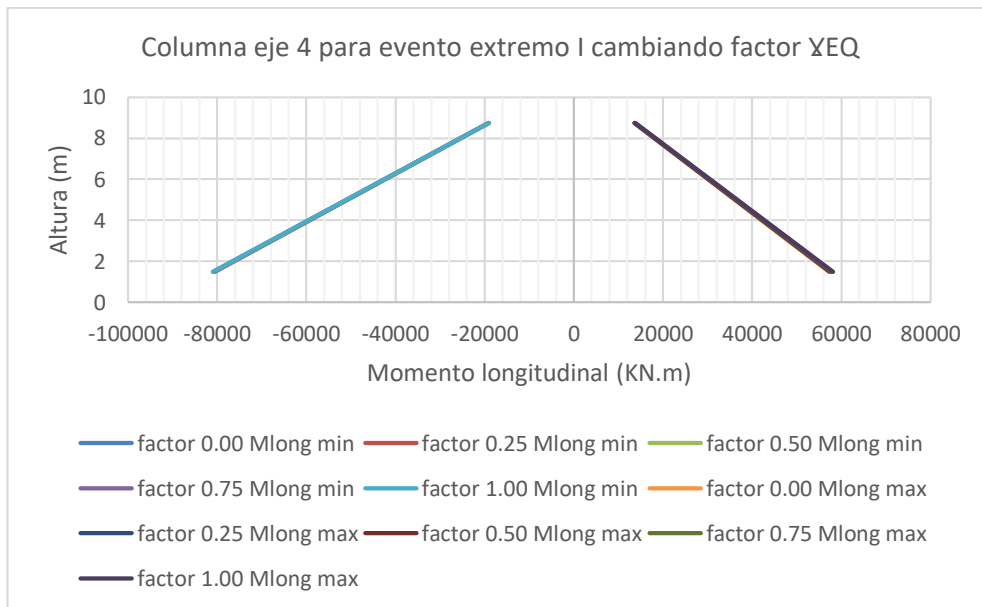


Figura 228. Comparación de diagramas momento longitudinal para columna eje 4 puente San Pedro
 Fuente: Elaboración propia

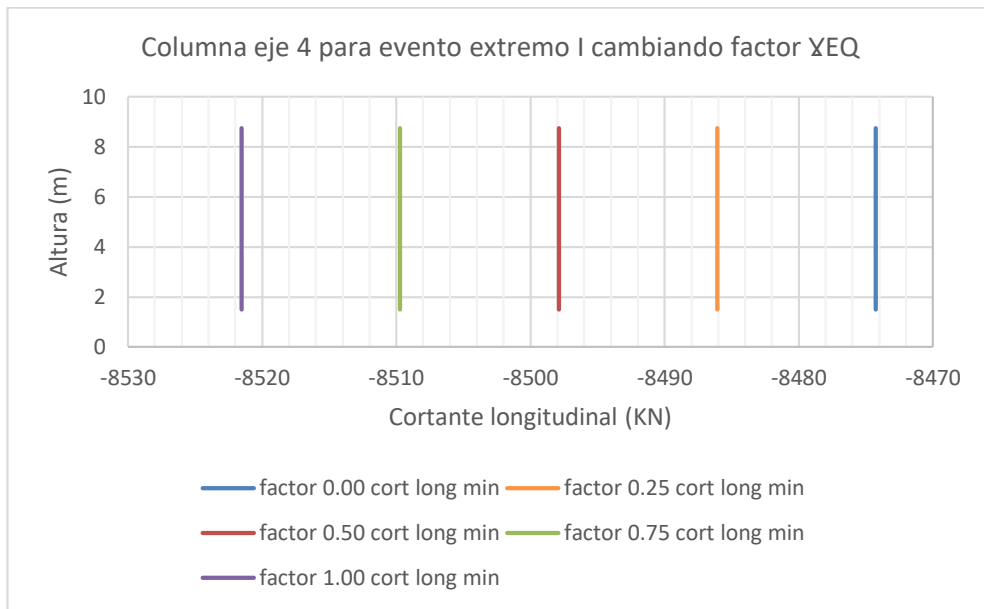


Figura 229. Comparación de diagramas cortante longitudinal para columna eje 4 puente San Pedro

Fuente: Elaboración propia

6.2.8.4 columna eje 5

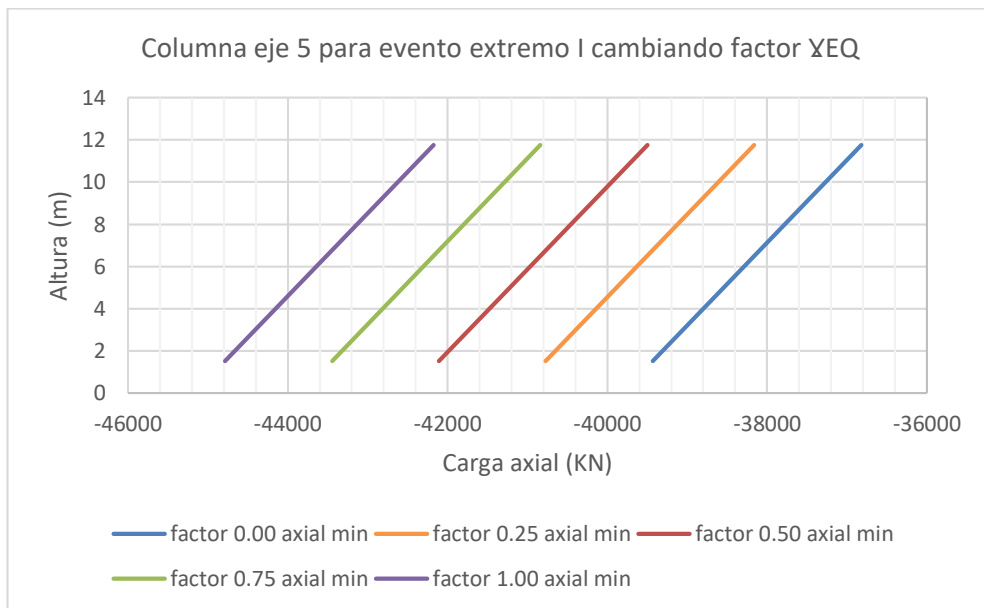


Figura 230. Comparación de diagramas carga axial para columna eje 5 puente San Pedro

Fuente: Elaboración propia

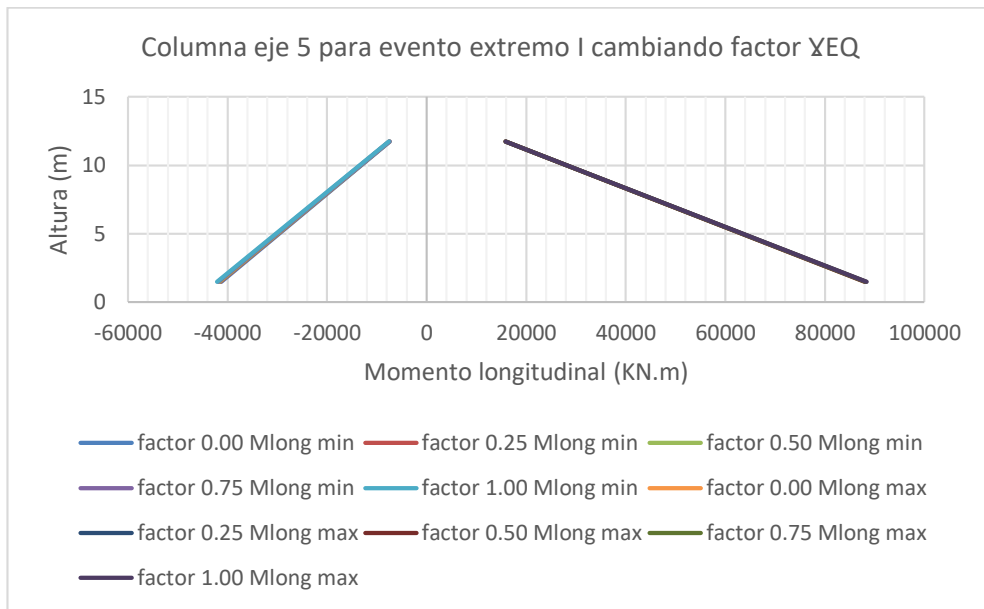


Figura 231. Comparación de diagramas momento longitudinal para columna eje 5 puente San Pedro
 Fuente: Elaboración propia

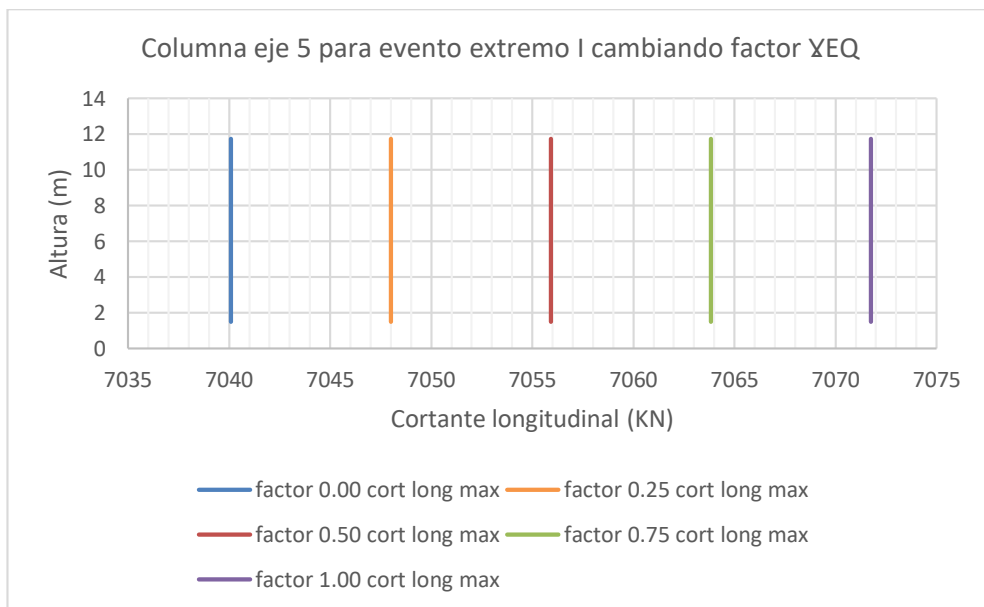


Figura 232. Comparación de diagramas cortante longitudinal para columna eje 5 puente San Pedro
 Fuente: Elaboración propia

6.2.8.5 pilote eje 2

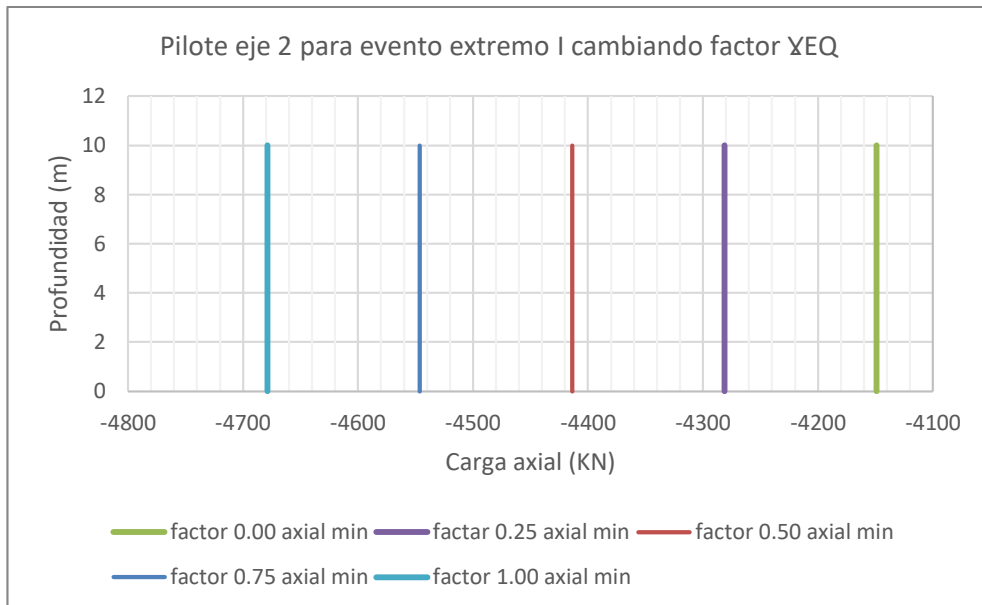


Figura 233. Comparación de diagramas carga axial para pilote eje 2 puente San Pedro
Fuente: Elaboración propia

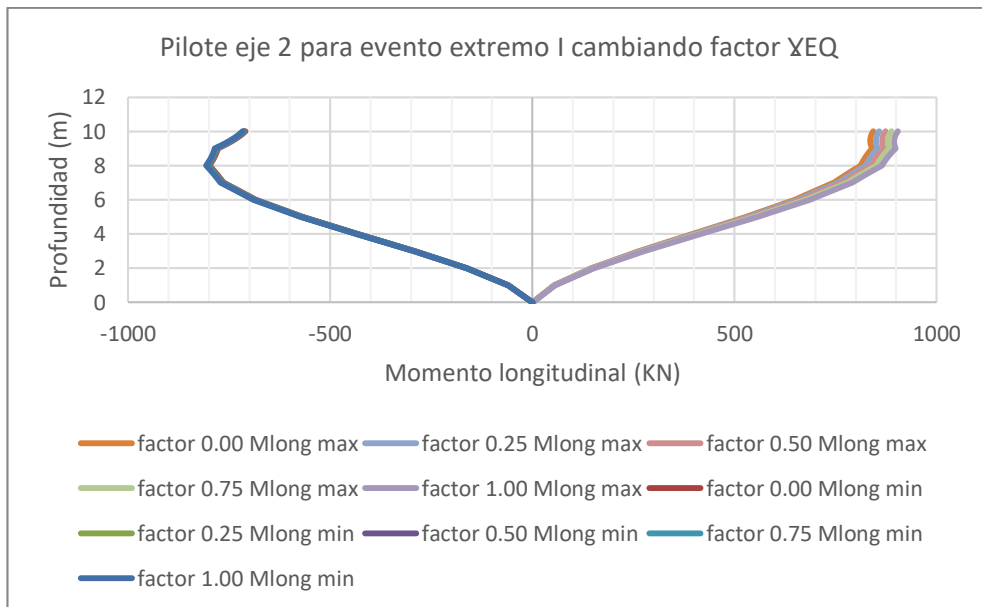


Figura 234. Comparación de diagramas momento longitudinal para pilote eje 2 puente San Pedro
Fuente: Elaboración propia

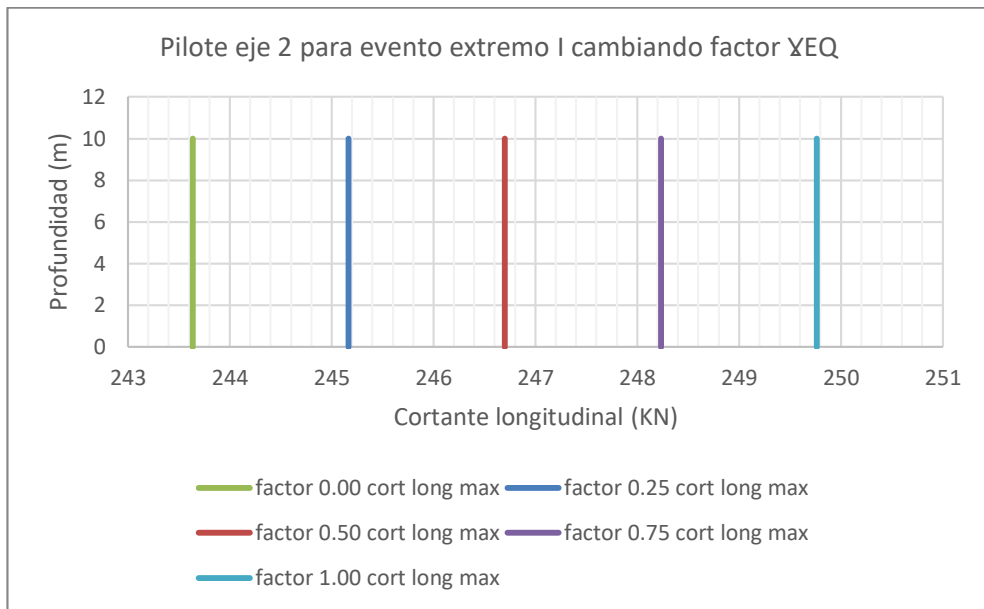


Figura 235. Comparación de diagramas cortante longitudinal para pilote eje 2 puente San Pedro

Fuente: Elaboración propia

6.2.8.6 pilote eje 3

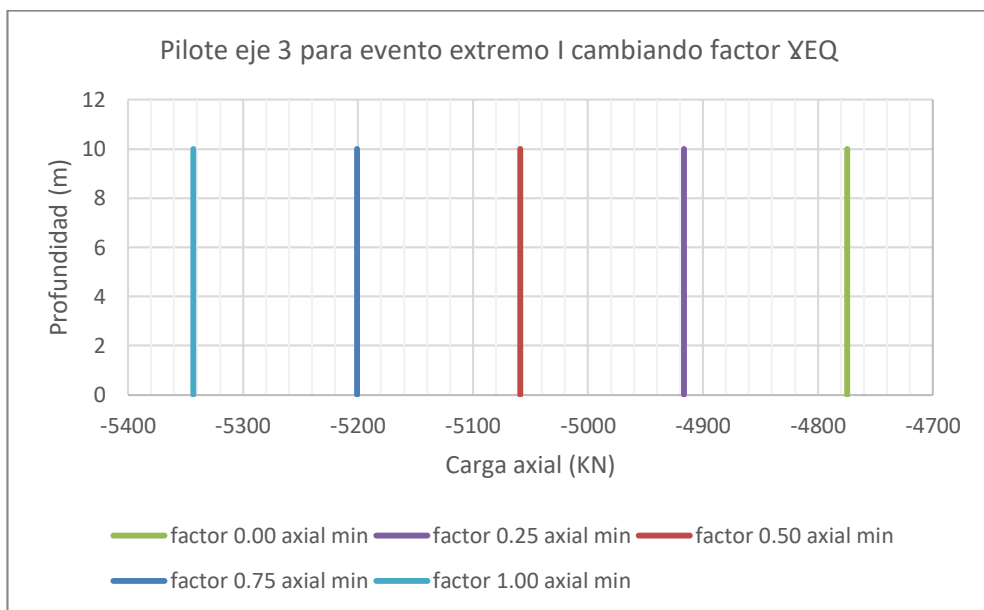


Figura 236. Comparación de diagramas carga axial para pilote eje 3 puente San Pedro

Fuente: Elaboración propia

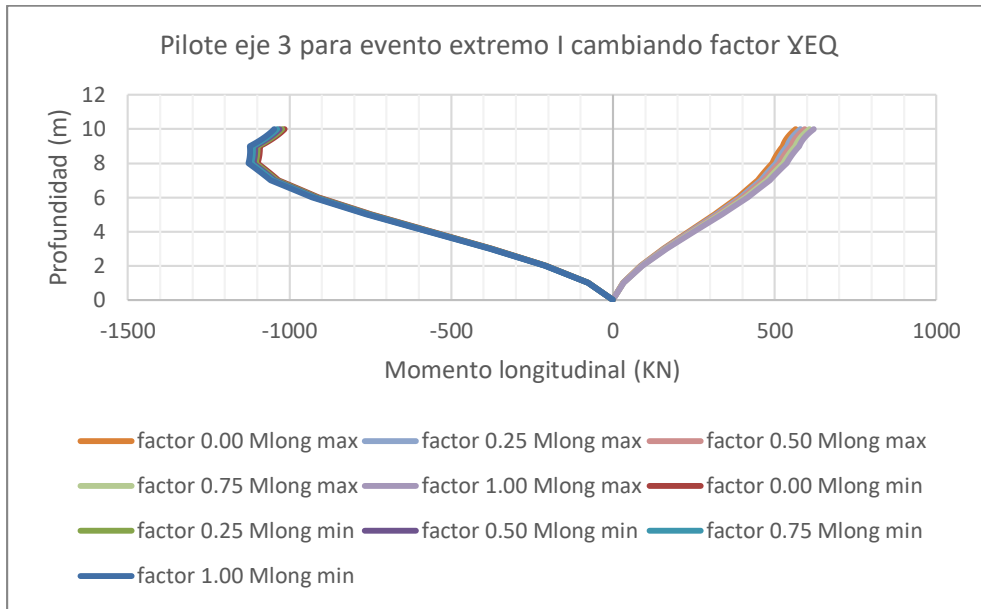


Figura 237. Comparación de diagramas momento longitudinal para pilote eje 3 puente San Pedro

Fuente: Elaboración propia

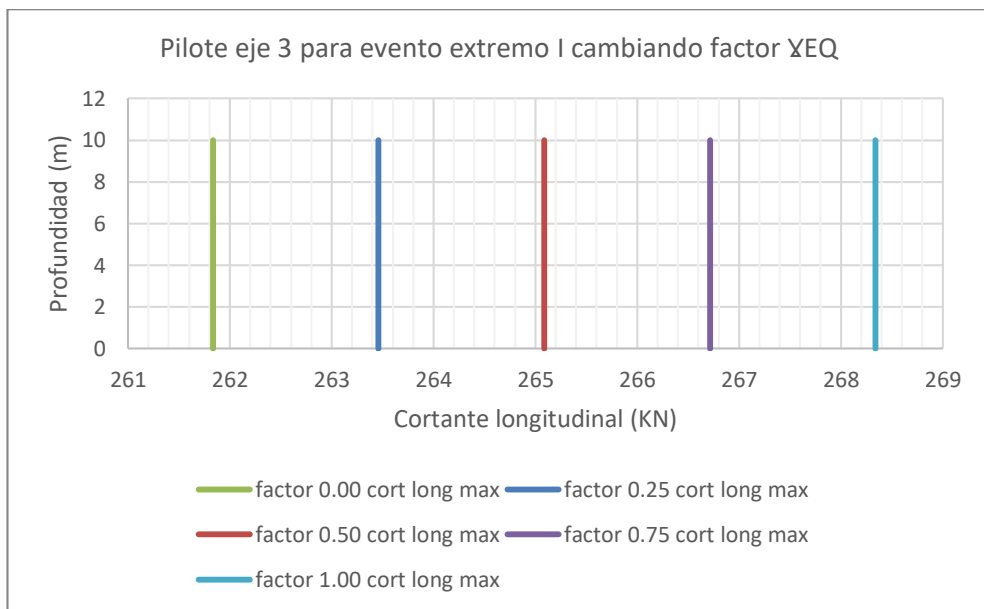


Figura 238. Comparación de diagramas cortante longitudinal para pilote eje 3 puente San Pedro

Fuente: Elaboración propia

6.2.8.7 pilote eje 4

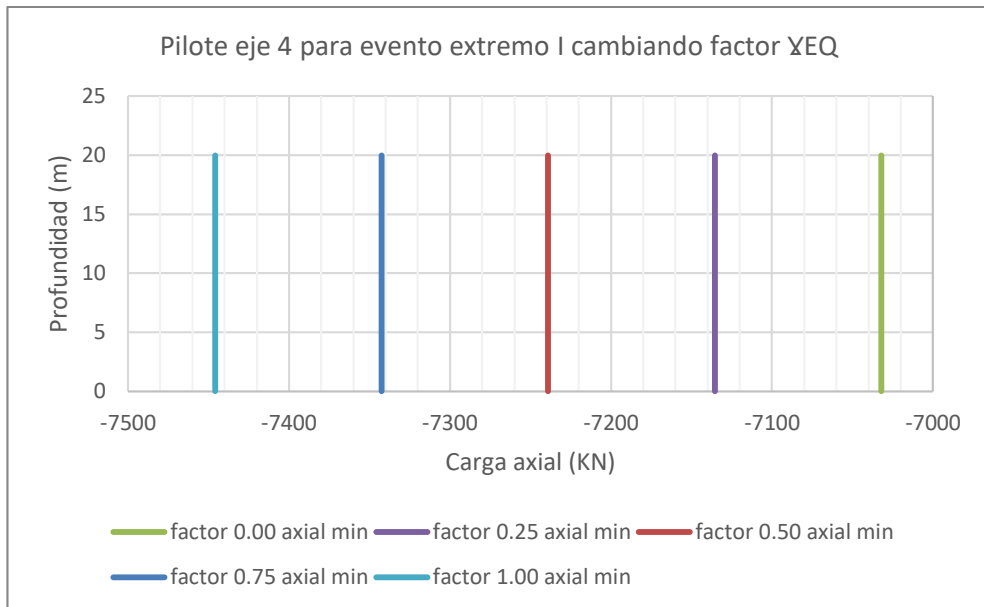


Figura 239. Comparación de diagramas carga axial para pilote eje 4 puente San Pedro
Fuente: Elaboración propia

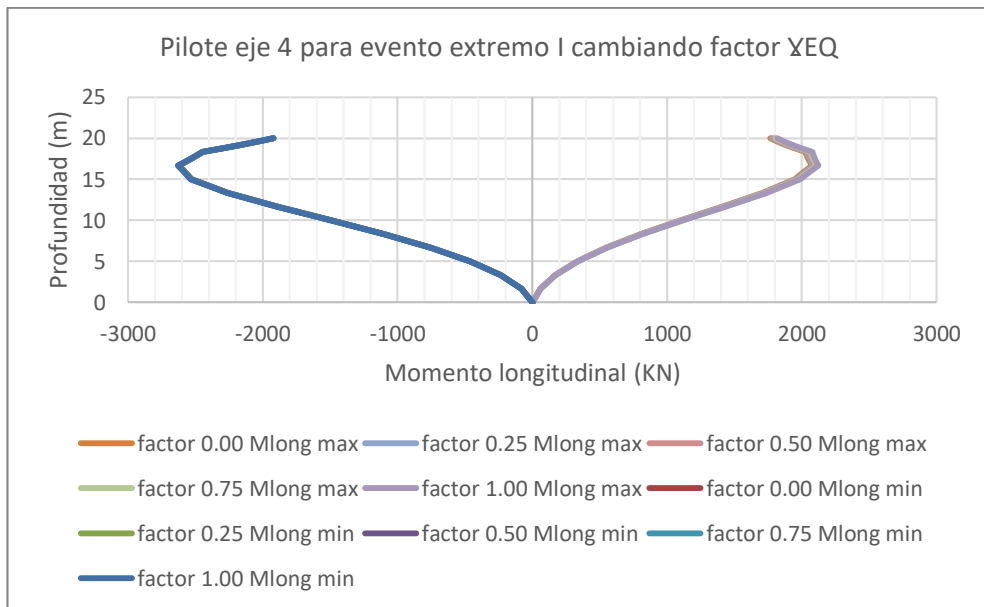


Figura 240. Comparación de diagramas momento longitudinal para pilote eje 4 puente San Pedro
Fuente: Elaboración propia

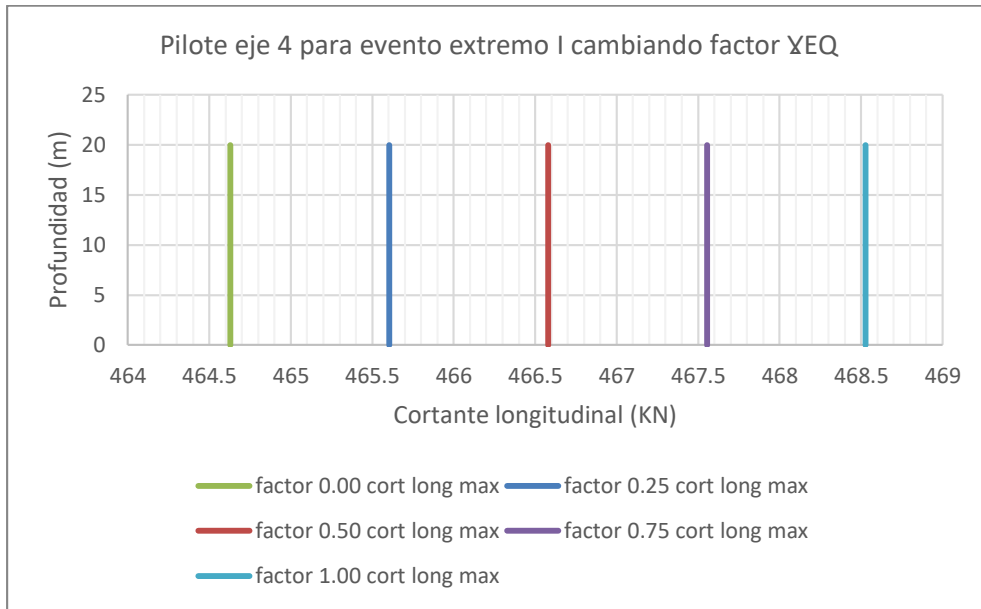


Figura 241. Comparación de diagramas cortante longitudinal para pilote eje 4 puente San Pedro

Fuente: Elaboración propia

6.2.8.8 pilote eje 5

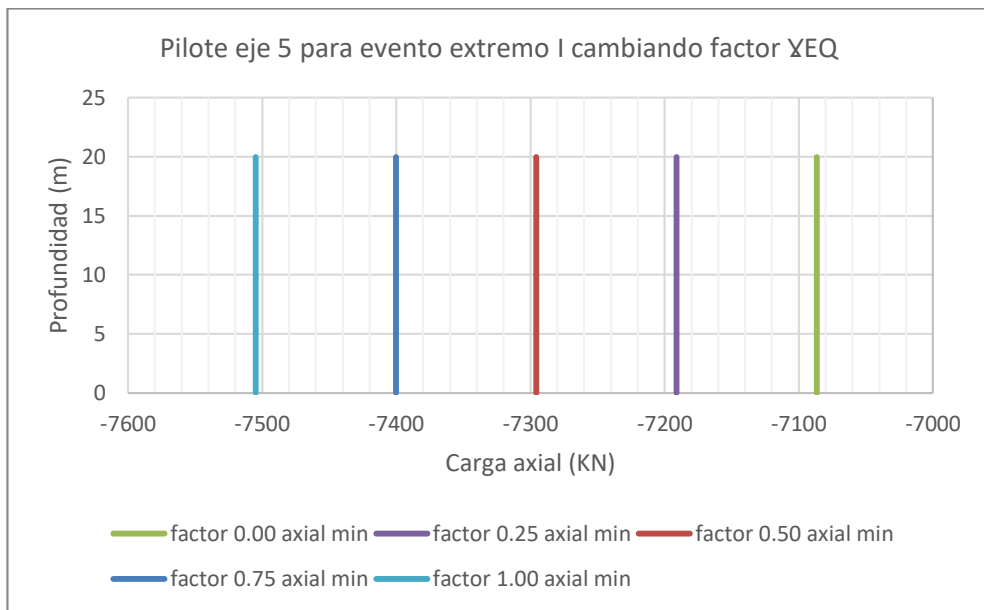


Figura 242. Comparación de diagramas carga axial para pilote eje 5 puente San Pedro

Fuente: Elaboración propia

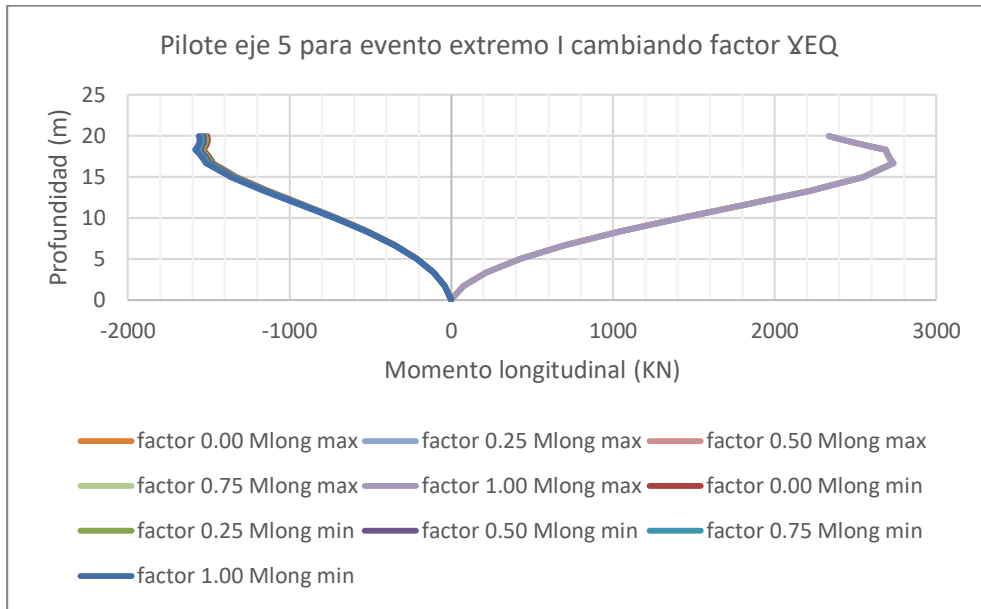


Figura 243. Comparación de diagramas momento longitudinal para pilote eje 5 puente San Pedro

Fuente: Elaboración propia

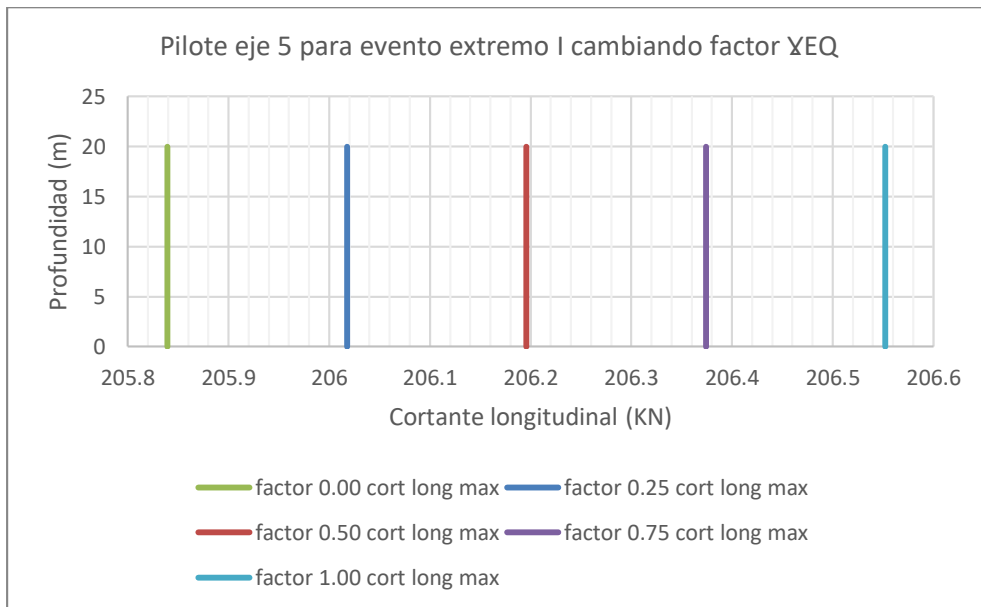


Figura 244. Comparación de diagramas cortante longitudinal para pilote eje 5 puente San Pedro

Fuente: Elaboración propia

6.3 Puente Bermúdez

A continuación, se hace un recuento de los parámetros utilizados para analizar el puente según la norma CCP14, para la evaluación de las cargas, el análisis sísmico, las combinaciones de diseño, la entrada de datos al programa, y los resultados de las solicitaciones para la infraestructura.

6.3.1 evaluación de cargas

6.3.1.1 carga viva (LL)

De acuerdo con el CCP-14 sección 3, se emplea el camión de diseño CC-14, el cual consiste en un camión propiamente dicho o tándem y una carga distribuida, como se explicó en el Numeral 2.1.2.2.

6.3.1.2 factor de amplificación dinámica (IM)

Se consideró un factor de amplificación dinámica de 33%. Las juntas se diseñaron con un factor de 75%. Solo se aplicó a la porción correspondiente al camión o tándem y no a la carga de carril, ni a cargas peatonales.

6.3.1.3 factor de multi presencia

El análisis por carga viva se realizó teniendo en cuenta tres condiciones:

1. El paso de un solo camión, permitiéndole desplazarse transversalmente a través del ancho libre del puente, con un factor de 1.2.
2. El paso de dos camiones, permitiéndoles desplazarse transversalmente por la mitad del ancho libre del puente, con un factor de 1.0.

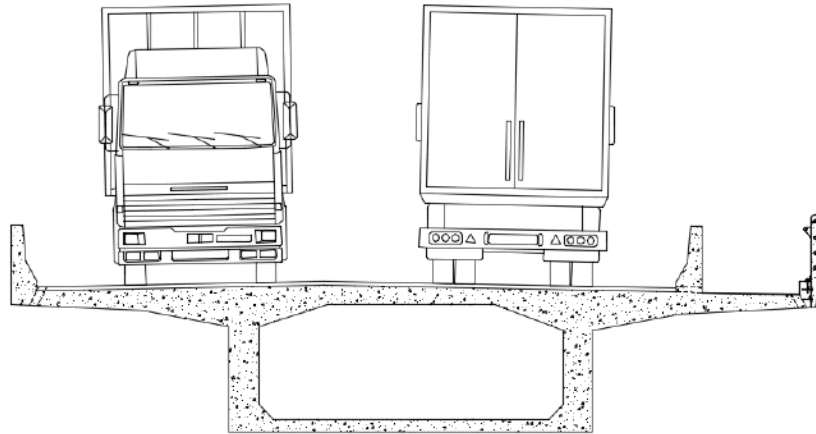


Figura 245. Número de carriles puente Bermúdez
 Fuente: (Salguero T., C. A., 2017)

Para este caso tenemos un ancho libre de 8.60m entre las barreras NJ, que dividiendo por 3.6m, tendríamos un total aproximado de 2 carriles.

6.3.1.4 Carga peatonal

Debe aplicarse una carga peatonal de 3.6 KN/m² a todas las aceras de más de 600mm de ancho considerada simultáneamente con la carga vehicular de diseño en el carril para vehículos.

6.3.2 análisis sísmico

Los siguientes aspectos son importantes en el análisis sísmico.

- El puente vehicular se encuentra ubicado en el proyecto vial Rumichaca –Pasto - Chachagui - Aeropuerto, por lo que se emplea un coeficiente de aceleración pico del terreno $PGA= 0.30$, coeficiente de período corto $S_s=0.70$ y coeficiente de período largo $S_1=0.35$. Tipo de perfil del terreno C.
- El espectro empleado en el análisis estructural se presenta en la siguiente figura.

- Las fuerzas sísmicas de diseño para la subestructura se deben determinar dividiendo las fuerzas del análisis elástico del puente por el factor de modificación de respuesta, R, el cual es igual a 1.5 para la subestructura y es igual a 1.0 para la cimentación.

PGA	0.30	As	0.33
Ss	0.70	SDS	0.78
S1	0.35	SD1	0.51
FPGA	1.10	TS	0.65
Fa	1.12	To	0.13
Fv	1.45		

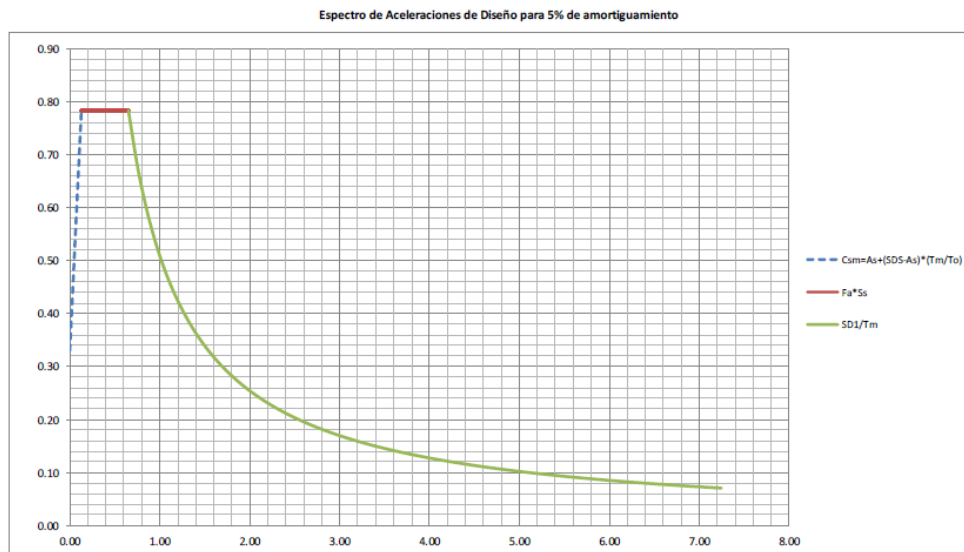


Figura 246. Espectro de diseño puente Bermúdez
Fuente: (Salguero T., C. A., 2017)

6.3.3 combinaciones de diseño

Para el análisis de la subestructura se obtienen las sollicitaciones con la combinación de diseño Evento Extremo I y se varia el factor γ_{EQ} .

6.3.4 entrada de datos al programa

6.3.4.1 esquema

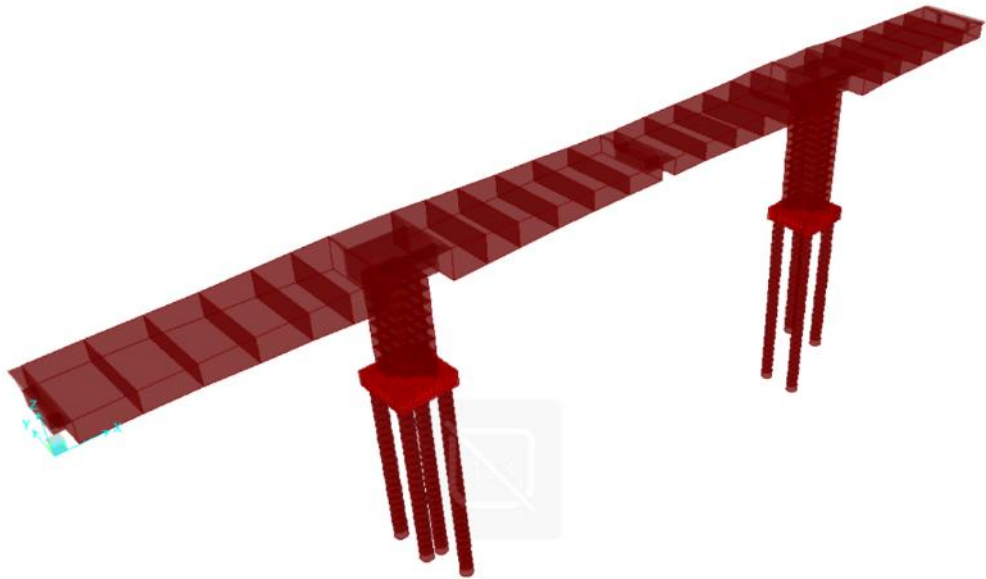


Figura 247. Esquema 3D puente Bermúdez
Fuente: (Padilla R., J. A., 2012)

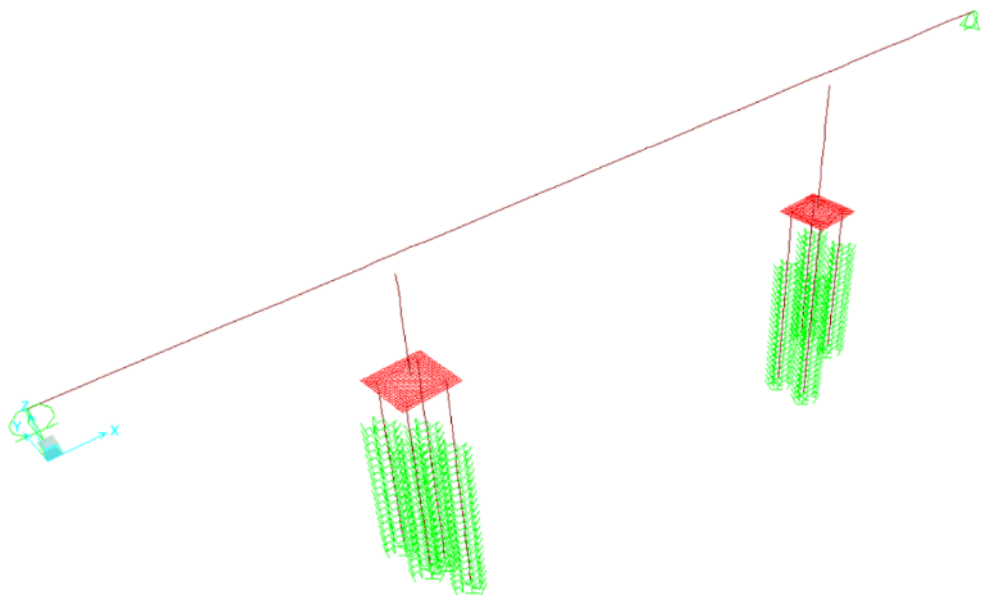


Figura 248. Modelo matemático puente Bermúdez
Fuente: (Padilla R., J. A., 2012)

6.3.4.2 carga viva vehicular

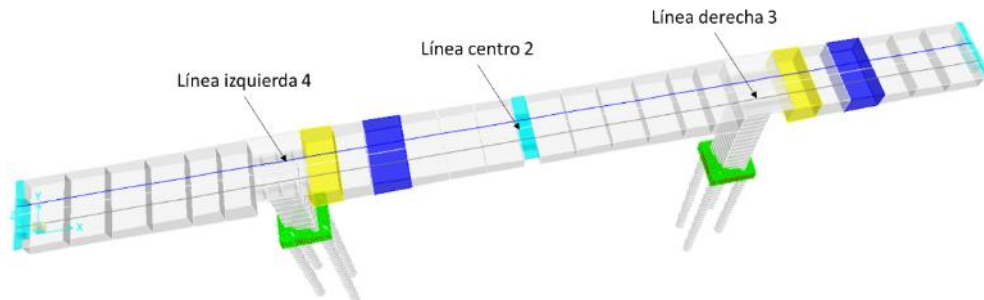


Figura 249. Líneas de carga puente Bermúdez
Fuente: (Padilla R., J. A., 2012)

Vehicle Data

Vehicle name: CCP-14-Camion Units: KN, m, C

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		10.2999	53.2001
Leading Load	Infinite		10.2999	53.2001
Fixed Length	4.3		10.2999	212.8004
Variable Length	4.3	9.	10.2999	212.8004
Trailing Load	Infinite		10.2999	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

OK Cancel

Figura 250. Carga CC14 Camión + IM y carril puente Bermúdez
Fuente: (Padilla R., J. A., 2012)

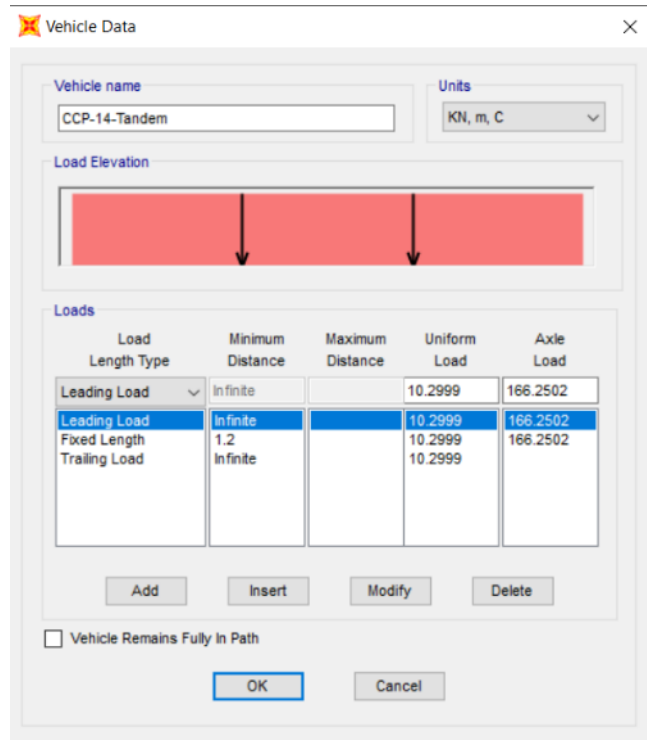


Figura 251. Carga CC14 Tandem + IM y carril puente Bermúdez
Fuente: (Padilla R., J. A., 2012)

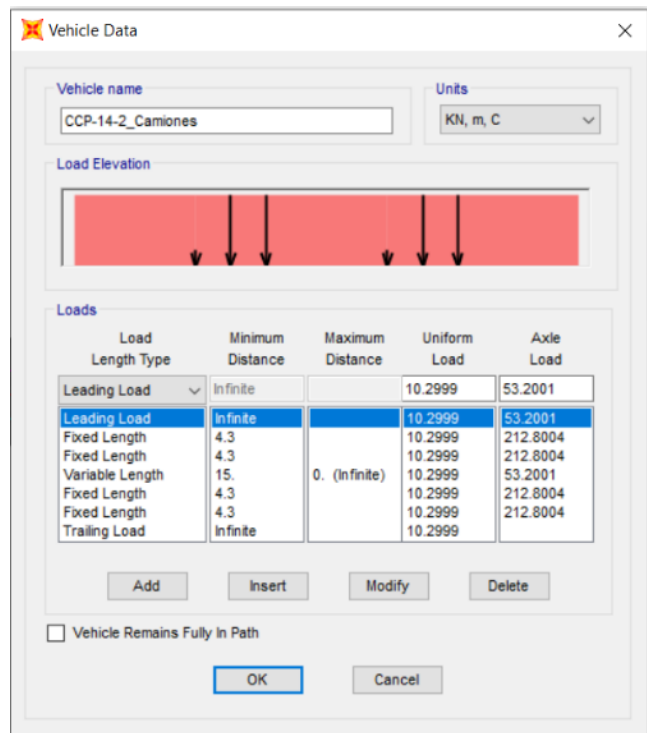


Figura 252. Carga CC14 Dos camiones + IM y carril puente Bermúdez
Fuente: (Padilla R., J. A., 2012)

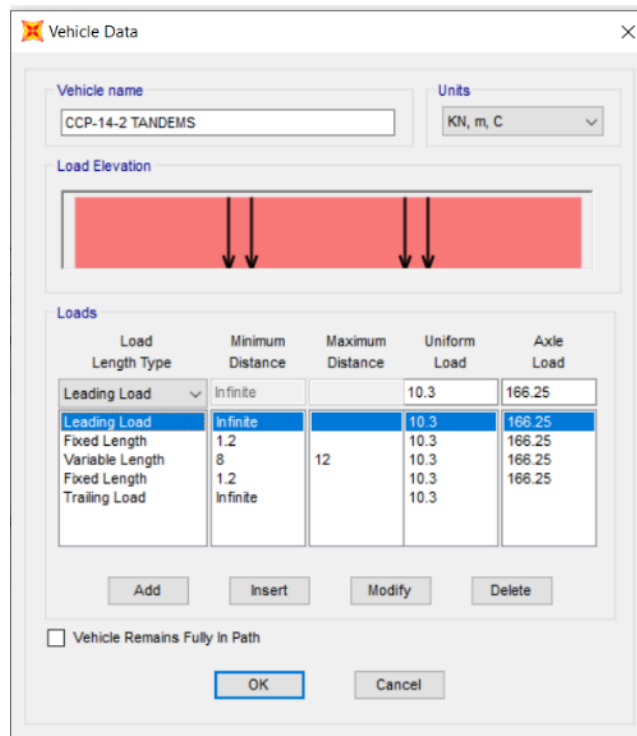


Figura 253. Carga CC14 Dos tándems + IM y carril puente Bermúdez
Fuente: (Padilla R., J. A., 2012)

6.3.4.3 cargas muertas

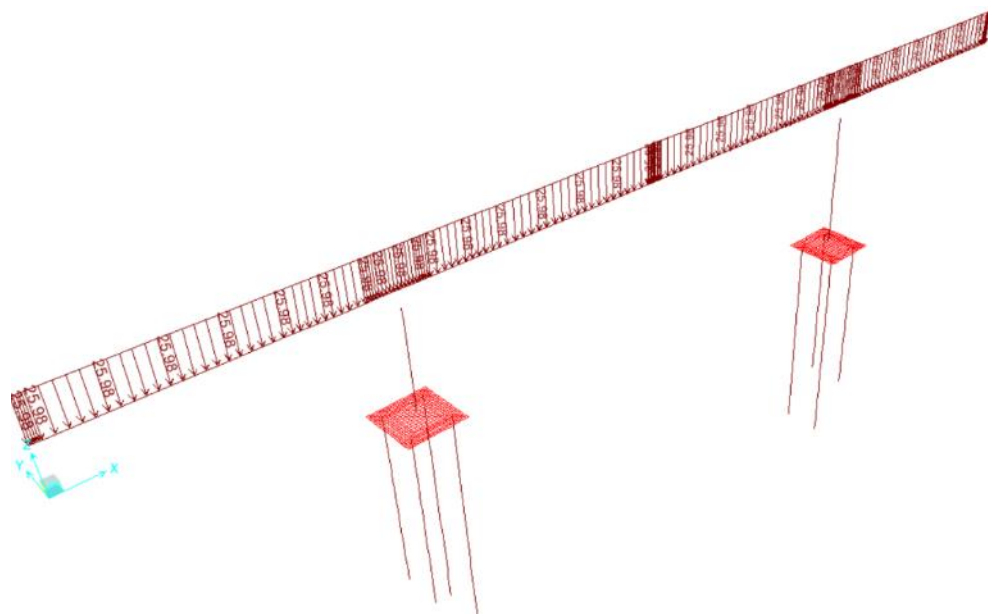


Figura 254. Cargas muertas puente Bermúdez
Fuente: (Padilla R., J. A., 2012)

6.3.5 análisis superestructura

6.3.5.1 carga viva vehicular

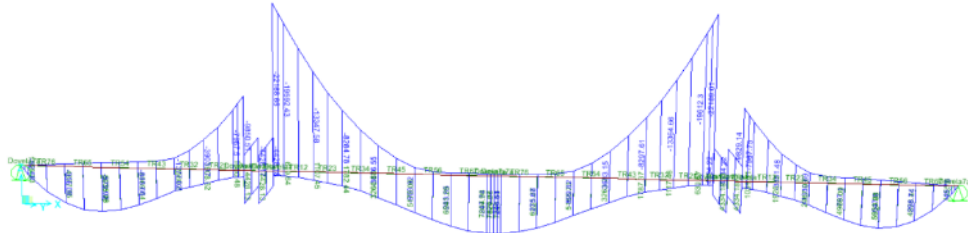


Figura 255. Momento (KN.m) carga viva vehicular puente Bermúdez
Fuente: Elaboración propia

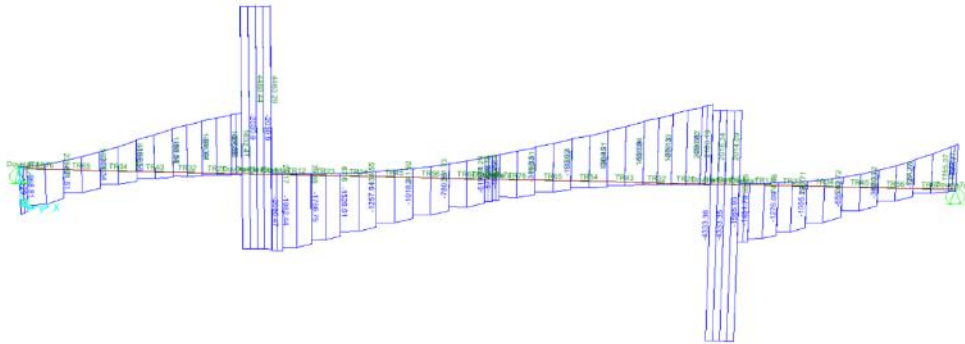


Figura 256. Cortante (KN) carga viva vehicular puente Bermúdez
Fuente: Elaboración propia

6.3.6 análisis columnas

254 253 251 250 249 248 3 1

255 256 257 258 259 260 261 262 263 264 265 266 267 268 269

Figura 257. Identificación de las columnas puente Bermúdez
Fuente: Elaboración propia

6.3.6.1 carga envolvente evento extremo I

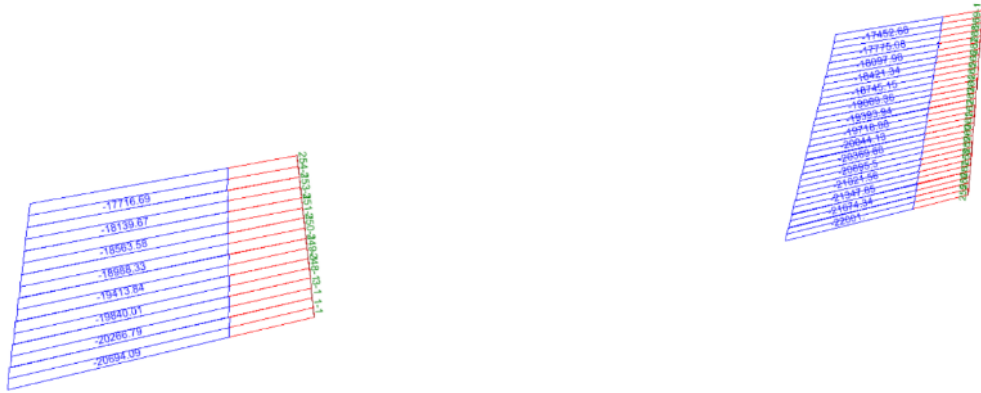


Figura 258. Diagrama axial (KN) de las columnas puente Bermúdez
Fuente: Elaboración propia



Figura 259. Diagrama momento longitudinal (KN.m) de las columnas puente Bermúdez
Fuente: Elaboración propia



Figura 260.. Diagrama momento transversal (KN.m) de las columnas puente Bermúdez
Fuente: Elaboración propia

6.3.7 análisis pilotes

6.3.7.1 carga envolvente evento extremo I

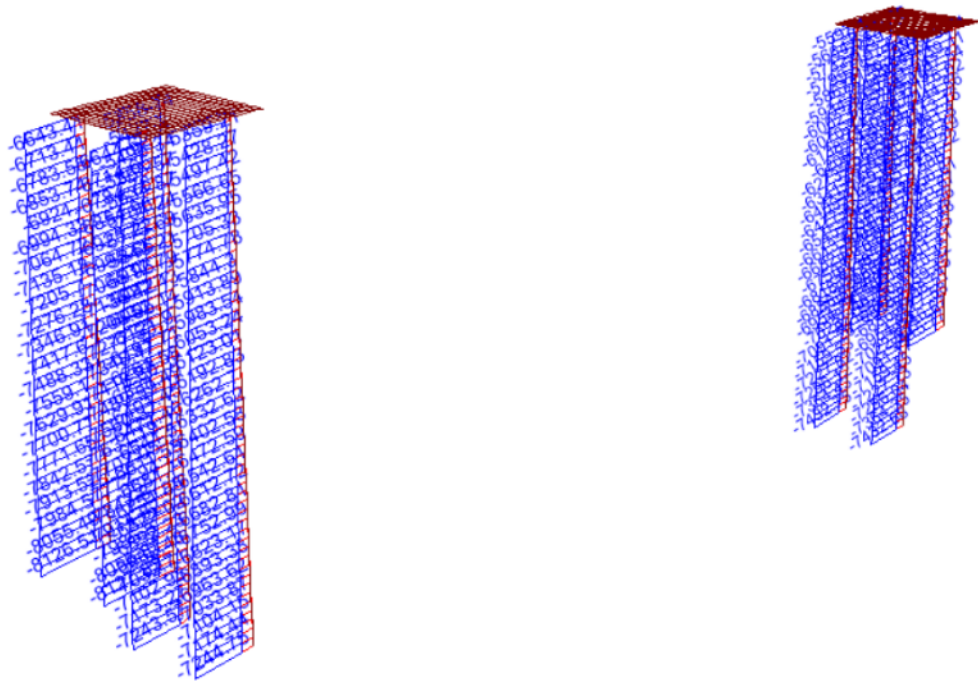


Figura 263. Diagrama axial (KN) de los pilotes puente Bermúdez
Fuente: Elaboración propia

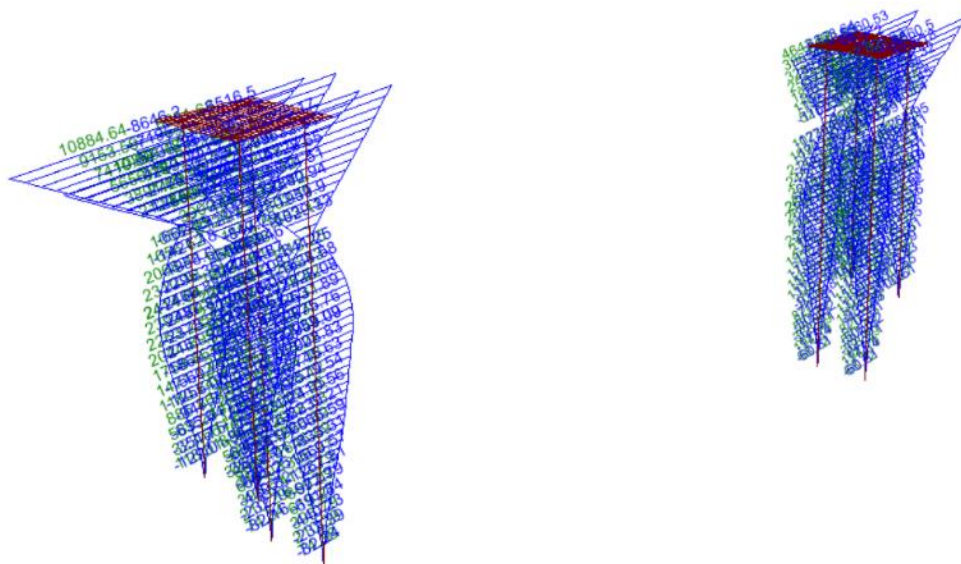


Figura 264. Diagrama momento longitudinal (KN.m) de los pilotes puente Bermúdez
Fuente: Elaboración propia

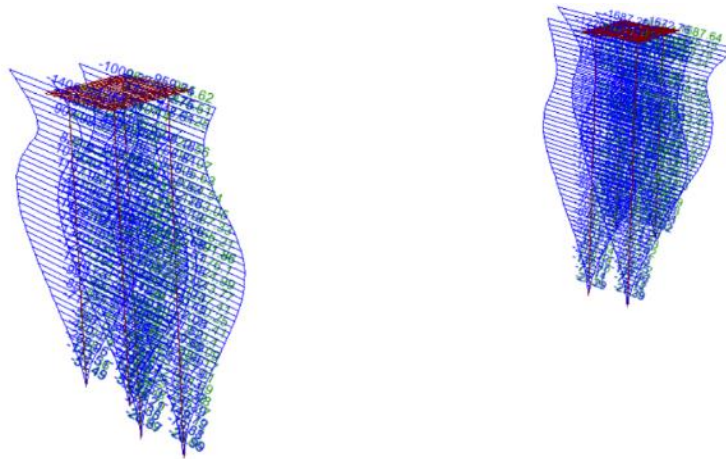


Figura 265.. Diagrama momento transversal (KN.m) de los pilotes puente Bermúdez
 Fuente: Elaboración propia

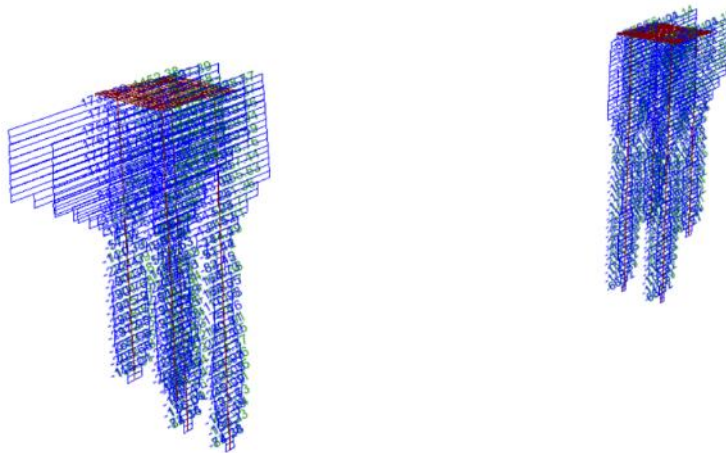


Figura 266. Diagrama cortante longitudinal (KN) de los pilotes puente Bermúdez
 Fuente: Elaboración propia

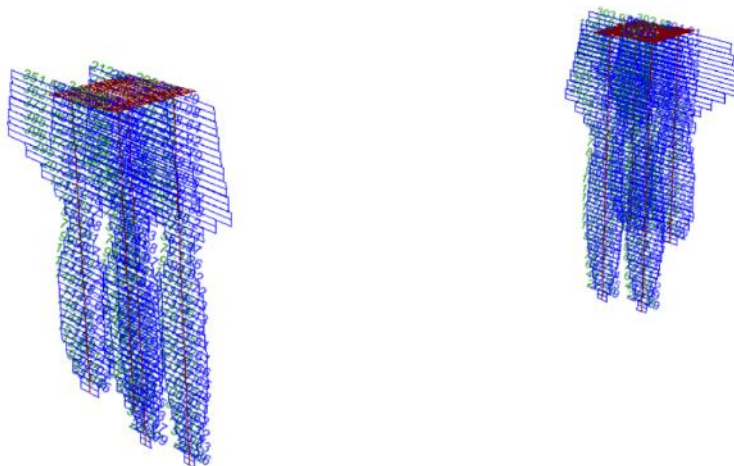


Figura 267. Diagrama cortante transversal (KN) de los pilotes puente Bermúdez
 Fuente: Elaboración propia

6.3.8 comparación envolvente evento extremo I factor γ_{EQ}

6.3.8.1 columna eje 2

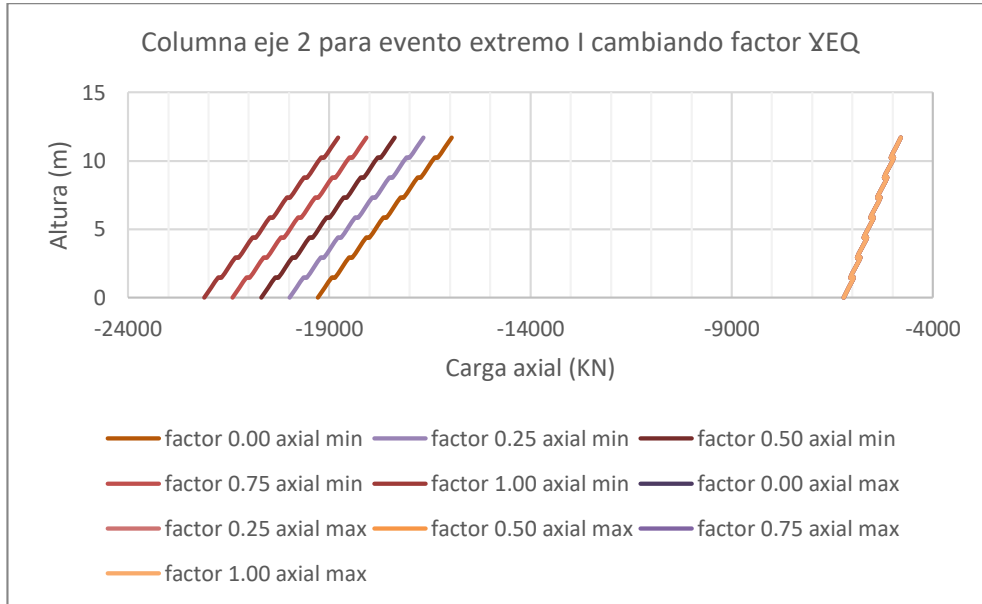


Figura 268. Comparación de diagramas carga axial para columna eje 2 puente Bermúdez
Fuente: Elaboración propia

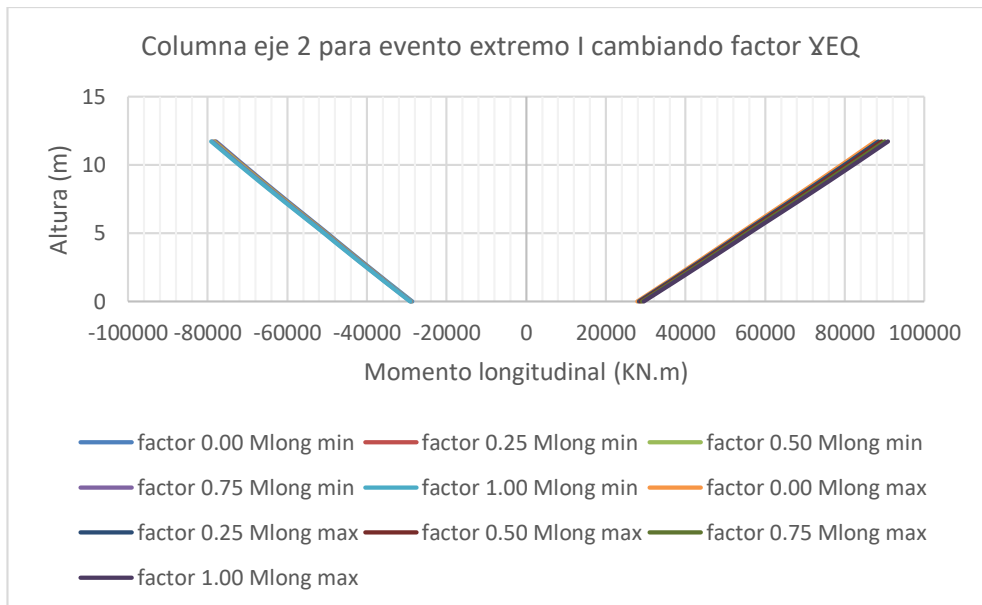


Figura 269. Comparación de diagramas momento longitudinal para columna eje 2 puente Bermúdez

Fuente: Elaboración propia

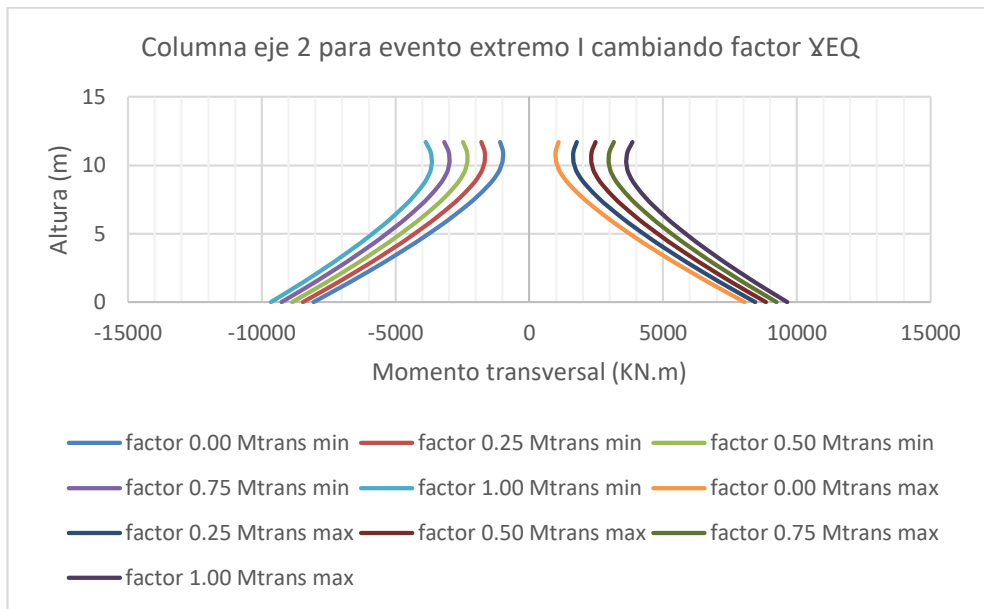


Figura 270. Comparación de diagramas momento transversal para columna eje 2 puente Bermúdez
 Fuente: Elaboración propia

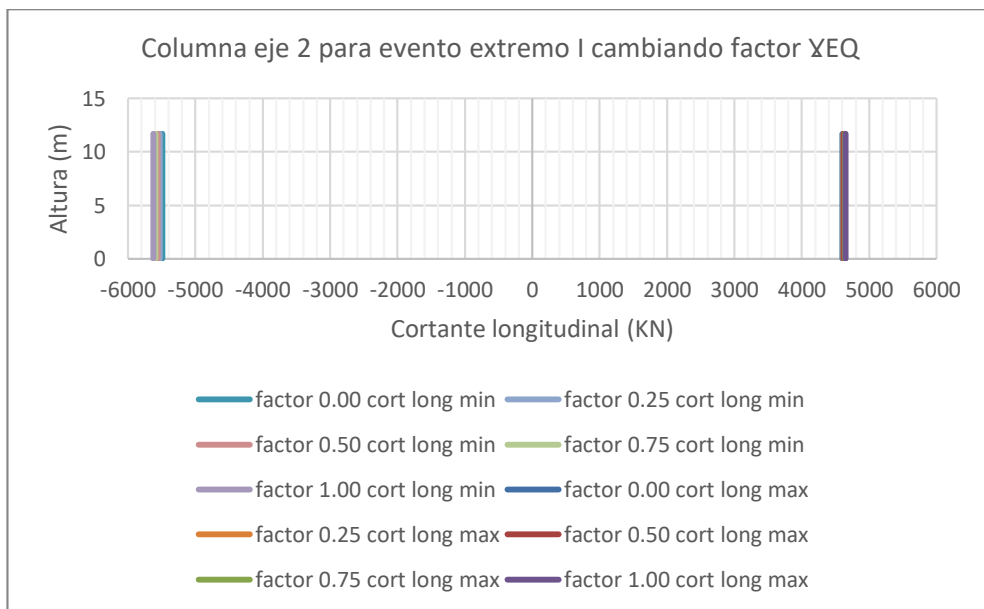


Figura 271. Comparación de diagramas cortante longitudinal para columna eje 2 puente Bermúdez
 Fuente: Elaboración propia

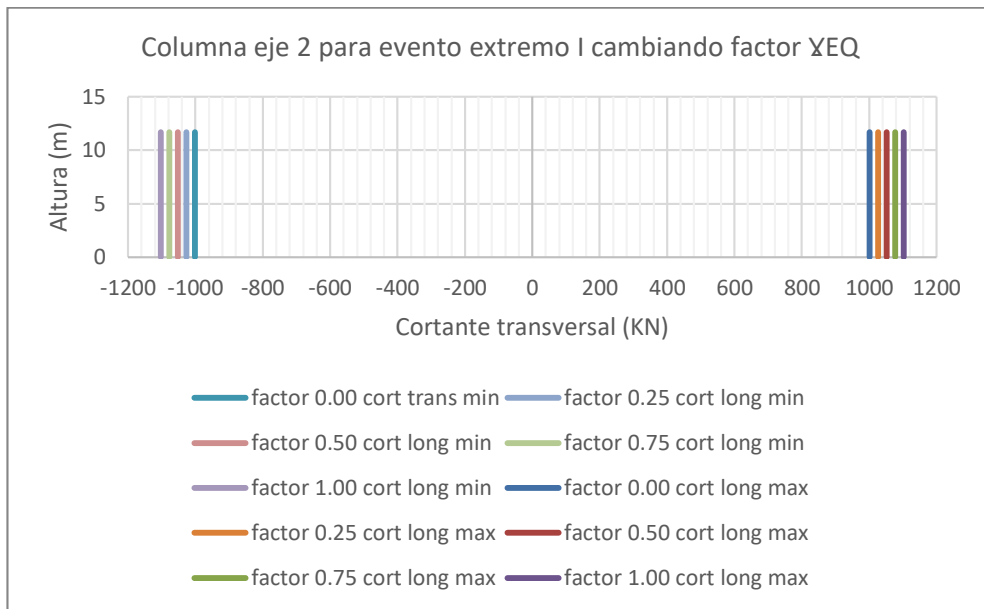


Figura 272. Comparación de diagramas cortante transversal para columna eje 2 puente Bermúdez
 Fuente: Elaboración propia

6.3.8.2 columna eje 3

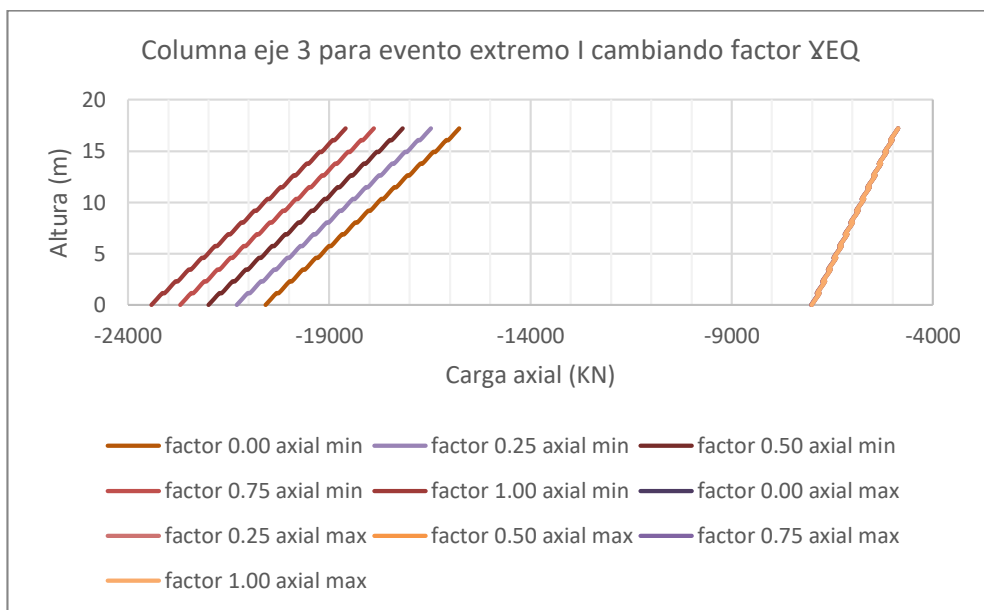


Figura 273. Comparación de diagramas carga axial para columna eje 3 puente Bermúdez
 Fuente: Elaboración propia

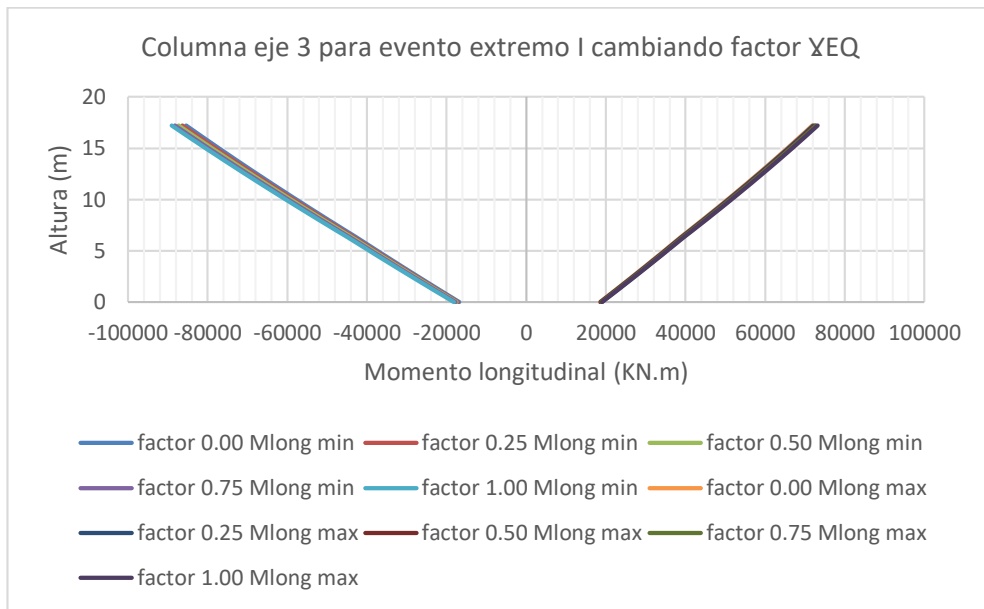


Figura 274. Comparación de diagramas momento longitudinal para columna eje 3 puente Bermúdez
Fuente: Elaboración propia

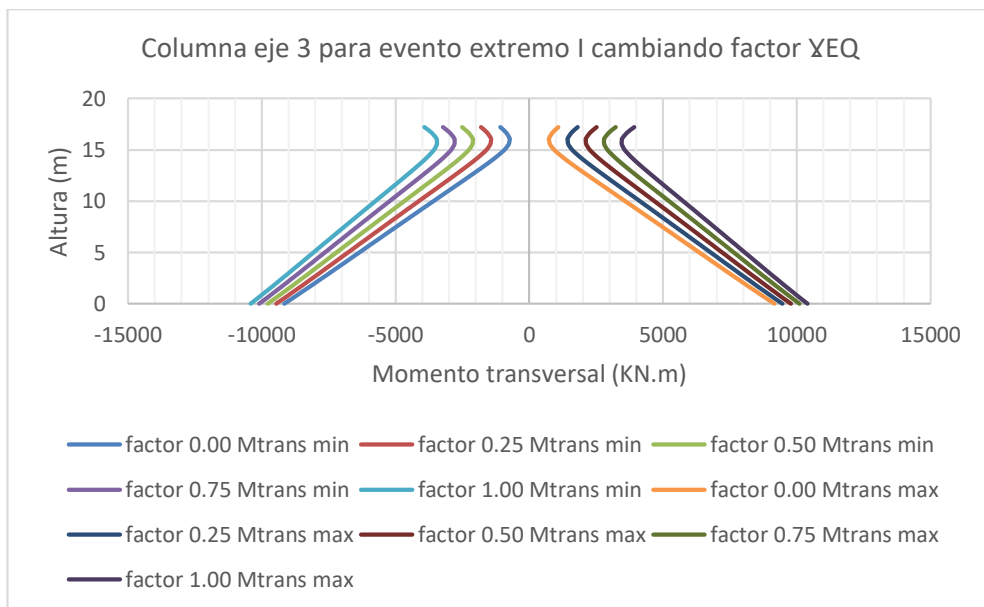


Figura 275. Comparación de diagramas momento transversal para columna eje 3 puente Bermúdez
Fuente: Elaboración propia

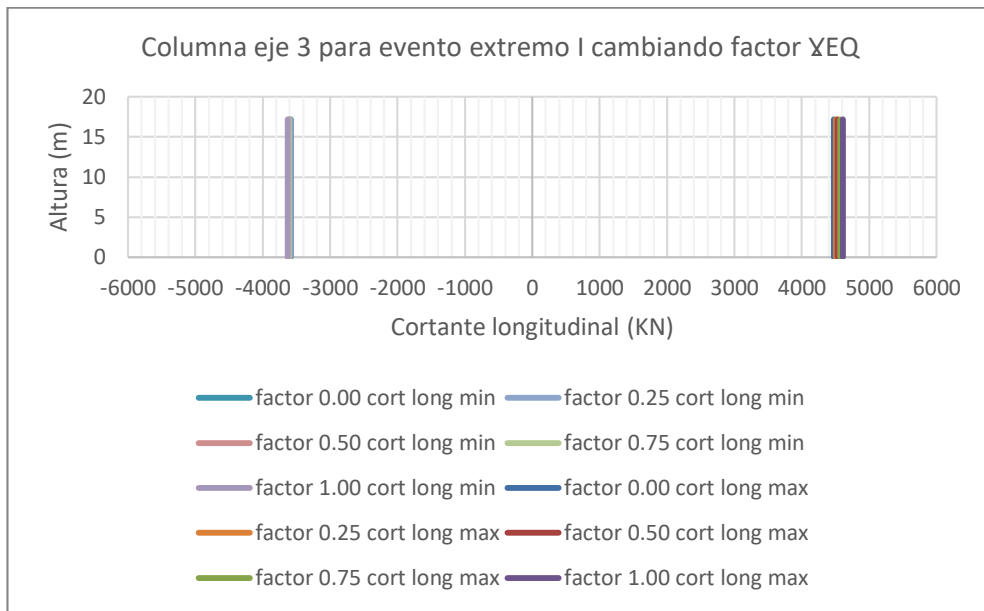


Figura 276. Comparación de diagramas cortante longitudinal para columna eje 3 puente Bermúdez

Fuente: Elaboración propia

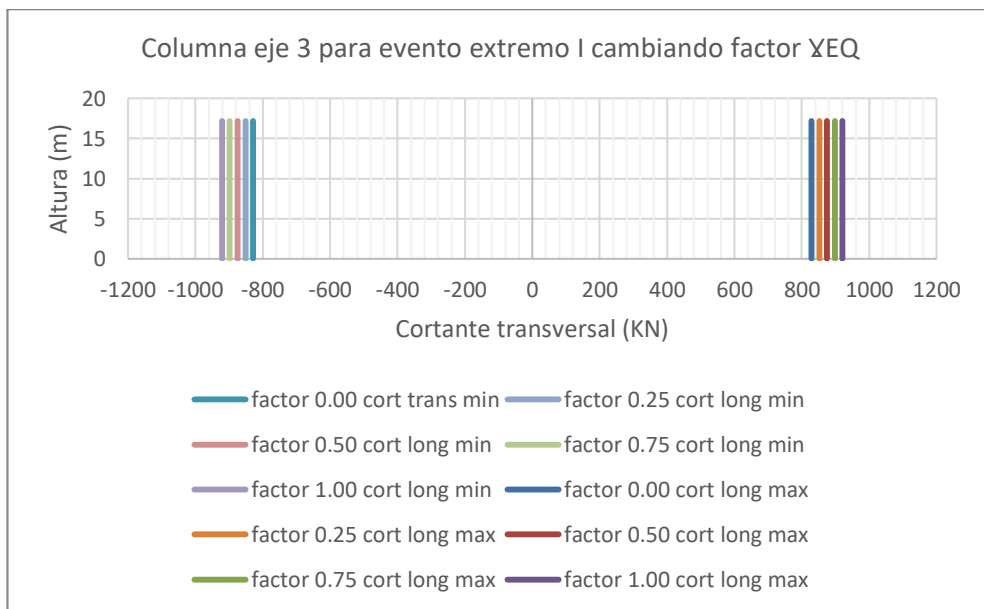


Figura 277. Comparación de diagramas cortante transversal para columna eje 3 puente Bermúdez

Fuente: Elaboración propia

6.3.8.3 pilote eje 2

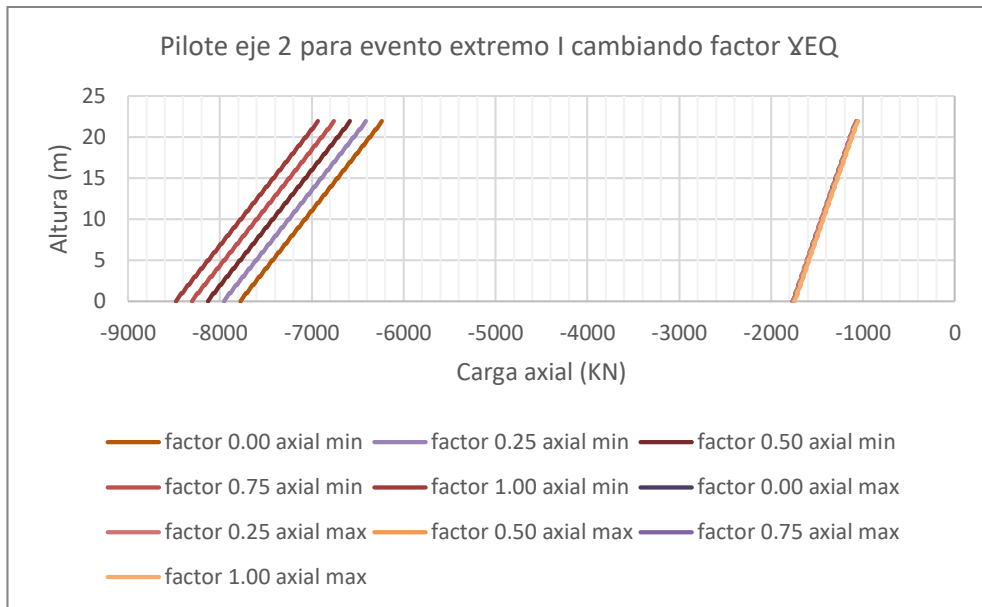


Figura 278. Comparación de diagramas carga axial para pilote eje 2 puente Bermúdez
Fuente: Elaboración propia

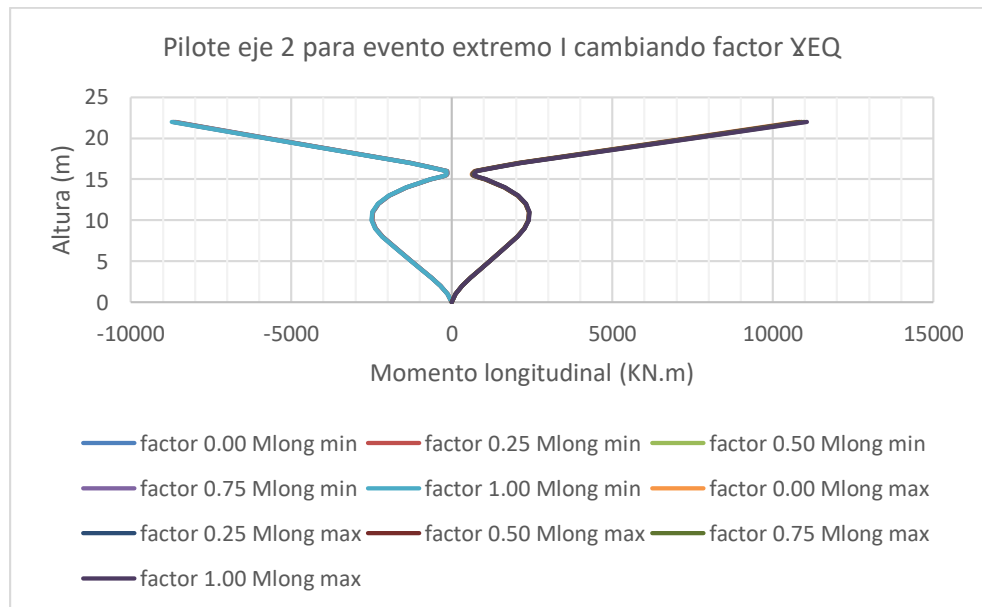


Figura 279. Comparación de diagramas momento longitudinal para pilote eje 2 puente Bermúdez
Fuente: Elaboración propia

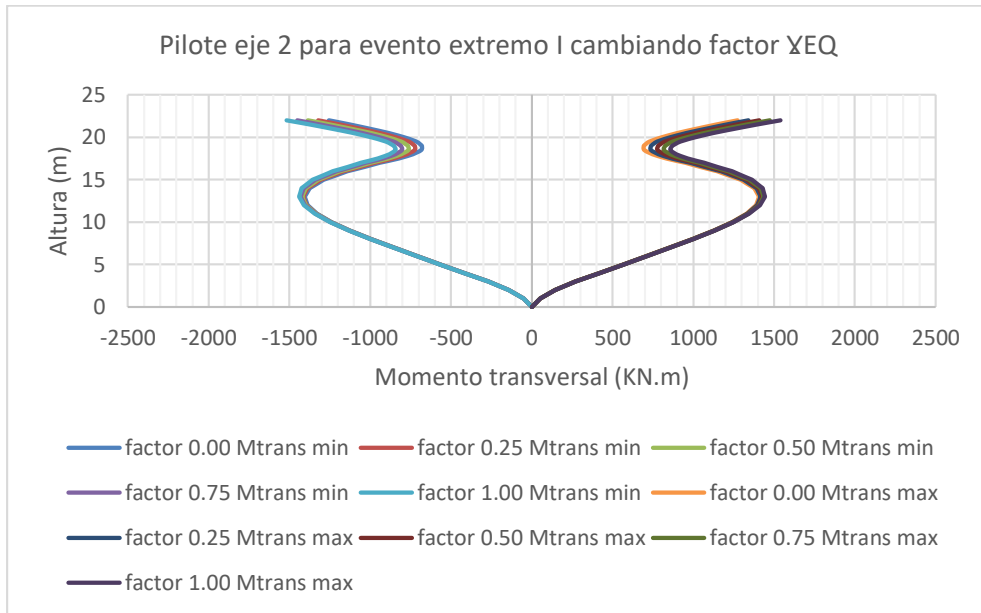


Figura 280. Comparación de diagramas momento transversal para pilote eje 2 puente Bermúdez

Fuente: Elaboración propia

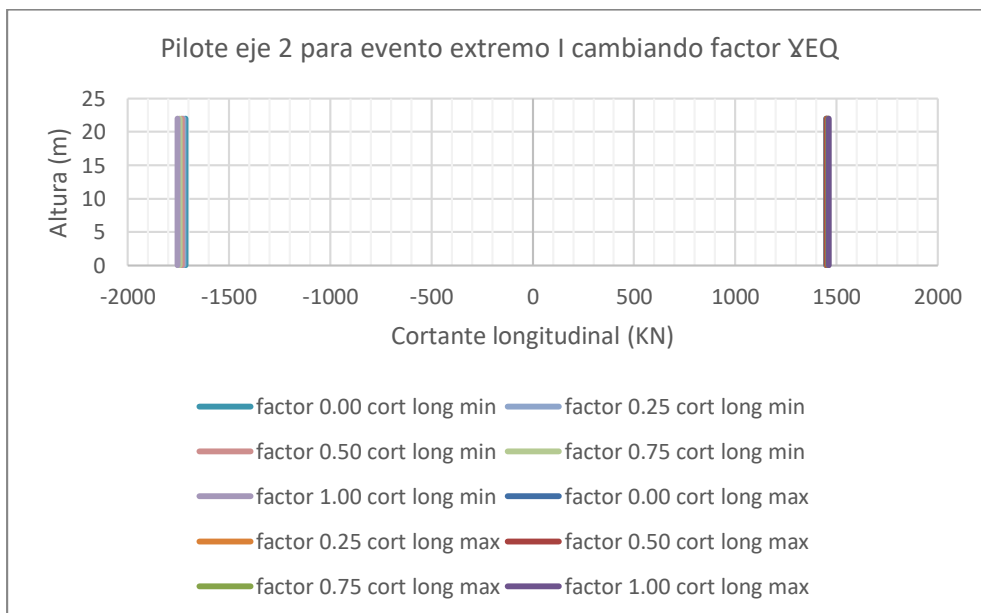


Figura 281. Comparación de diagramas cortante longitudinal para pilote eje 2 puente Bermúdez

Fuente: Elaboración propia

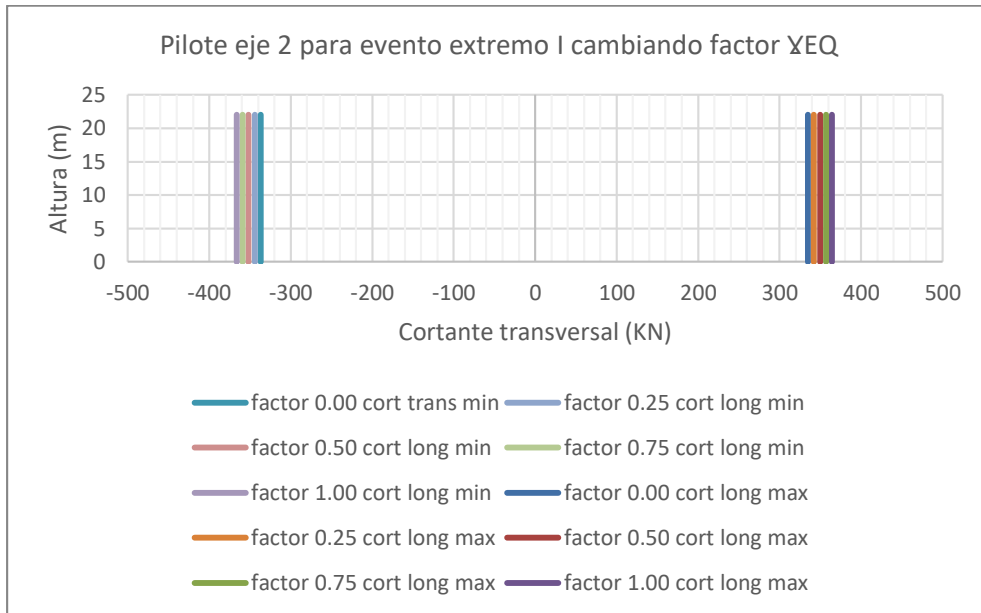


Figura 282. Comparación de diagramas cortante transversal para pilote eje 2 puente Bermúdez

Fuente: Elaboración propia

6.3.8.4 pilote eje 3

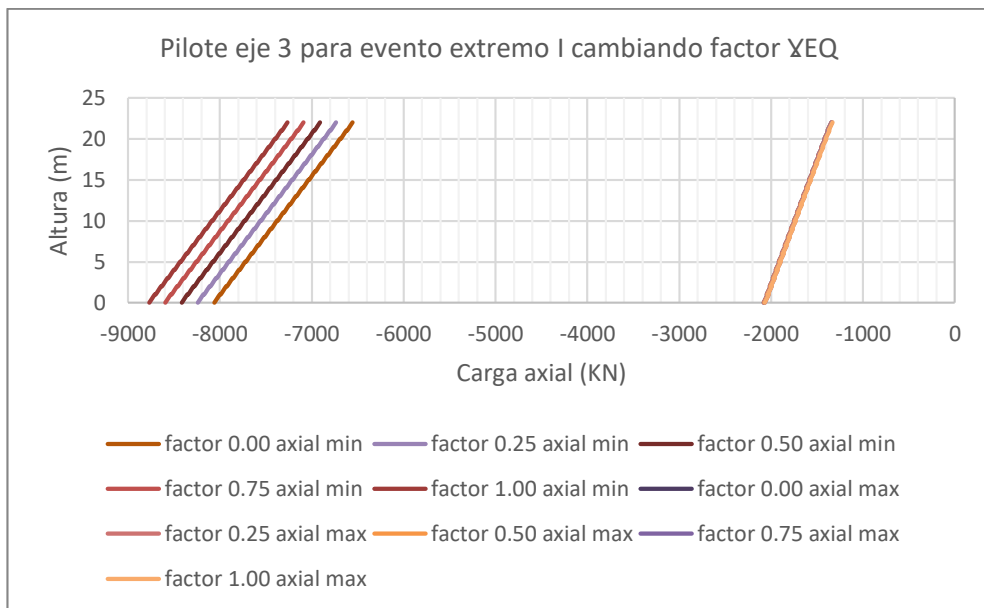


Figura 283. Comparación de diagramas carga axial para pilote eje 3 puente Bermúdez

Fuente: Elaboración propia

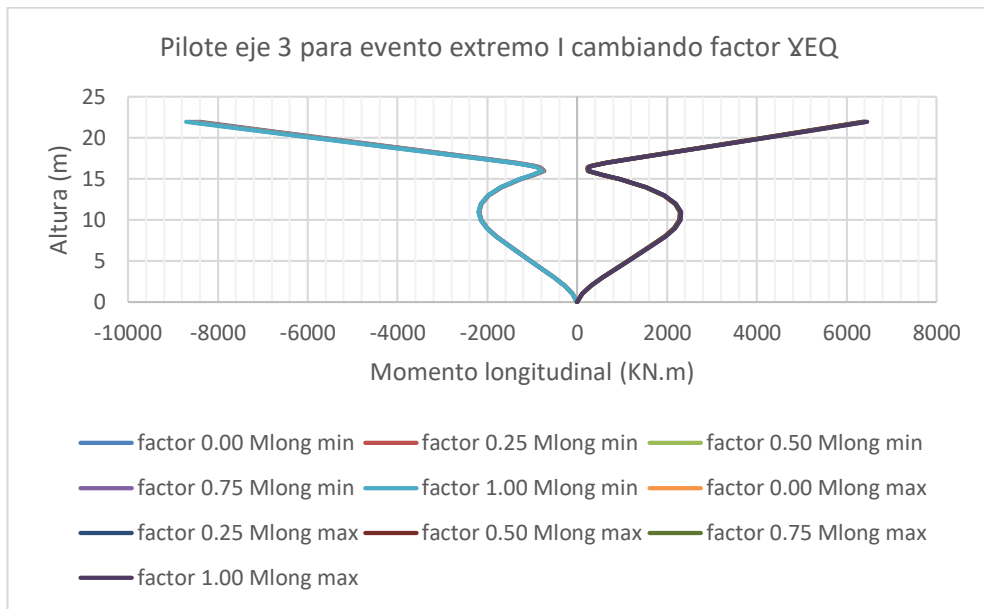


Figura 284. Comparación de diagramas momento longitudinal para pilote eje 3 puente Bermúdez
 Fuente: Elaboración propia

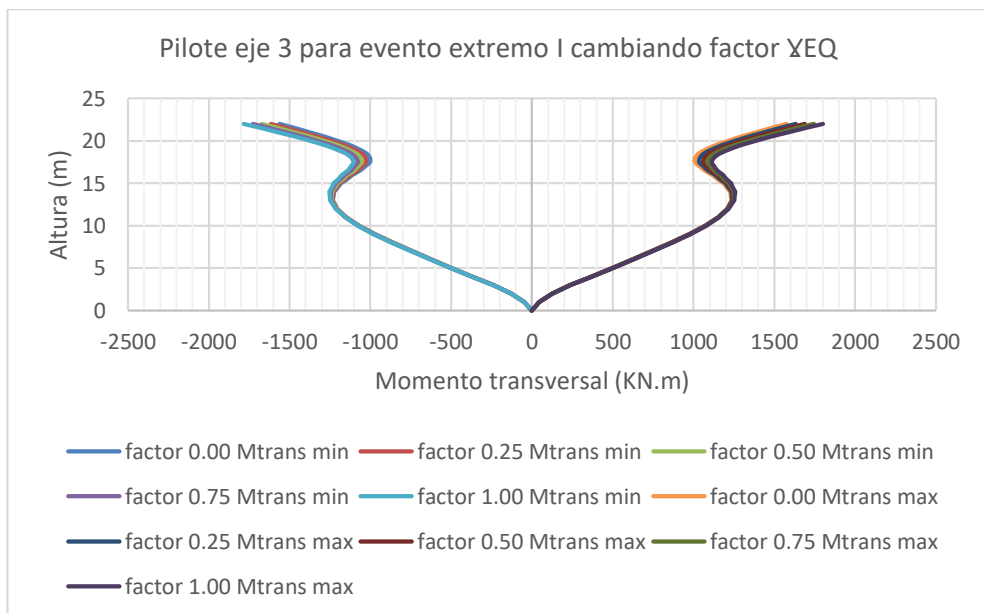


Figura 285. Comparación de diagramas momento transversal para pilote eje 3 puente Bermúdez
 Fuente: Elaboración propia

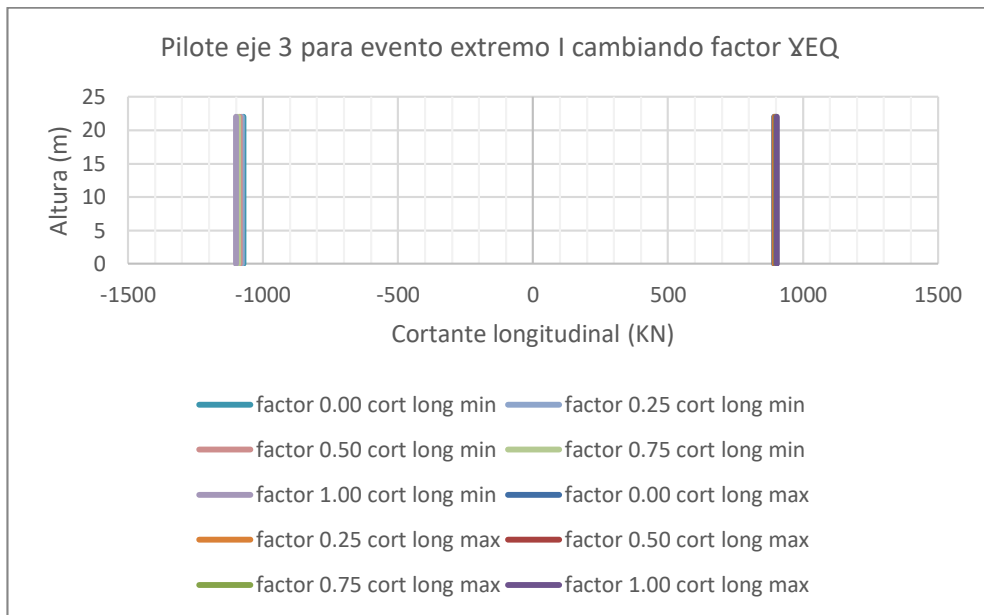


Figura 286. Comparación de diagramas cortante longitudinal para pilote eje 3 puente Bermúdez

Fuente: Elaboración propia

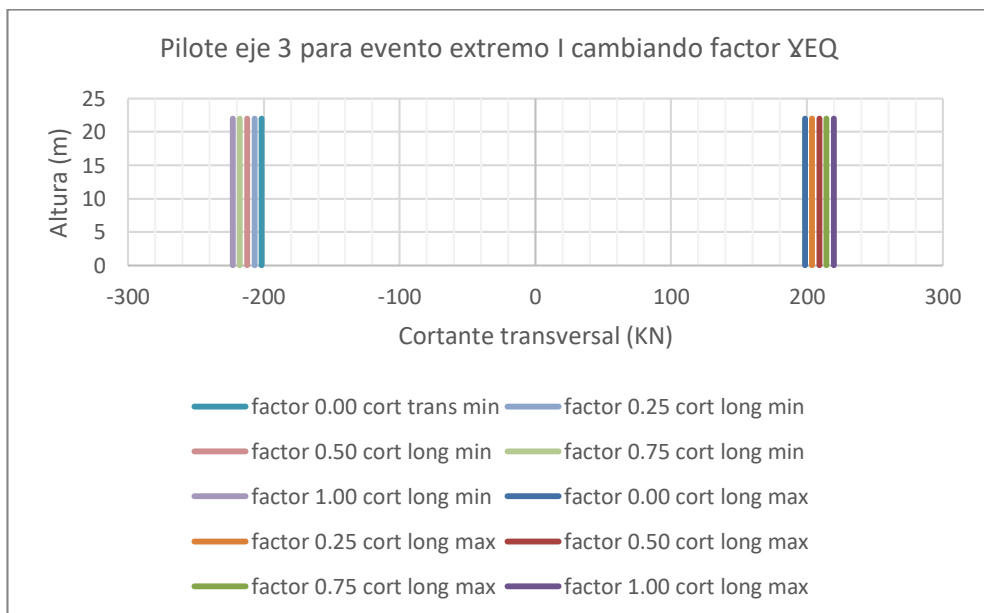


Figura 287. Comparación de diagramas cortante transversal para pilote eje 3 puente Bermúdez

Fuente: Elaboración propia

7 Análisis de resultados

A continuación, se realiza un análisis a los resultados de las solicitaciones obtenidas del análisis estructural para la combinación de evento extremo I, variando el factor de carga para carga viva aplicada simultáneamente con cargas sísmicas, con intervalos del factor cada 5% comenzando desde un 0% hasta un 100%, para cada uno de los tres puentes referenciados en este trabajo, según los parámetros del capítulo 5 y capítulo 6.

Se presentan tablas resumen y gráficas con la variación porcentual de las solicitaciones al ir incrementando para el estado límite la consideración de tener el 0% hasta el 100% de la carga viva vehicular de diseño del código CCP14 sobre el puente al mismo tiempo que se presente el sismo de diseño el cual tiene una probabilidad de excedencia del 7% en una vida útil de 75 años, lo que equivale, aproximadamente, a un período de retorno de 975 años según el código CCP14.

La variación porcentual se determinó teniendo como base el primer caso que es con un factor γ_{EQ} igual a acero, la cual corresponde a no incluir la carga viva en la combinación de diseño del estado límite evento extremo I, donde se tienen las cargas permanentes y la carga sísmica. Y a partir de este valor se calculó el incremento porcentual en la solicitación al ir aumentando el factor γ_{EQ} hasta un 100% de la carga viva.

Cabe aclarar que estos valores no son similares ya que cada puente es único y diferente en cuanto el tipo de material, tipo de estructuración transversal y tipo de estructuración longitudinal. Además de que las condiciones geotécnicas y sísmicas varían dependiendo de la ubicación del puente en nuestro país. Y, por último, de acuerdo al ancho del puente también varía el factor de multipresencia de la carga viva vehicular, y la cantidad y ubicación de las líneas de carga.

7.1 Puente Vía a Minca

7.1.1 columna eje 2

Tabla 28. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 2 puente Vía a Minca

COLUMNA EJE 2	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Solicitaciones					
Carga axial	0%	8.35%	16.71%	25.06%	33.42%
Momento longitudinal min	0%	5.79%	11.58%	17.37%	23.16%
Momento longitudinal max	0%	6.29%	12.57%	18.86%	25.15%
Momento transversal min	0%	4.90%	9.80%	14.70%	19.60%
Momento transversal max	0%	4.78%	9.55%	14.33%	19.10%
Cortante longitudinal min	0%	4.02%	8.04%	12.06%	16.09%
Cortante longitudinal max	0%	4.56%	9.12%	13.69%	18.25%
Cortante transversal min	0%	2.99%	5.99%	8.98%	11.98%
Cortante transversal max	0%	3.03%	6.06%	9.09%	12.12%

Fuente: Elaboración propia

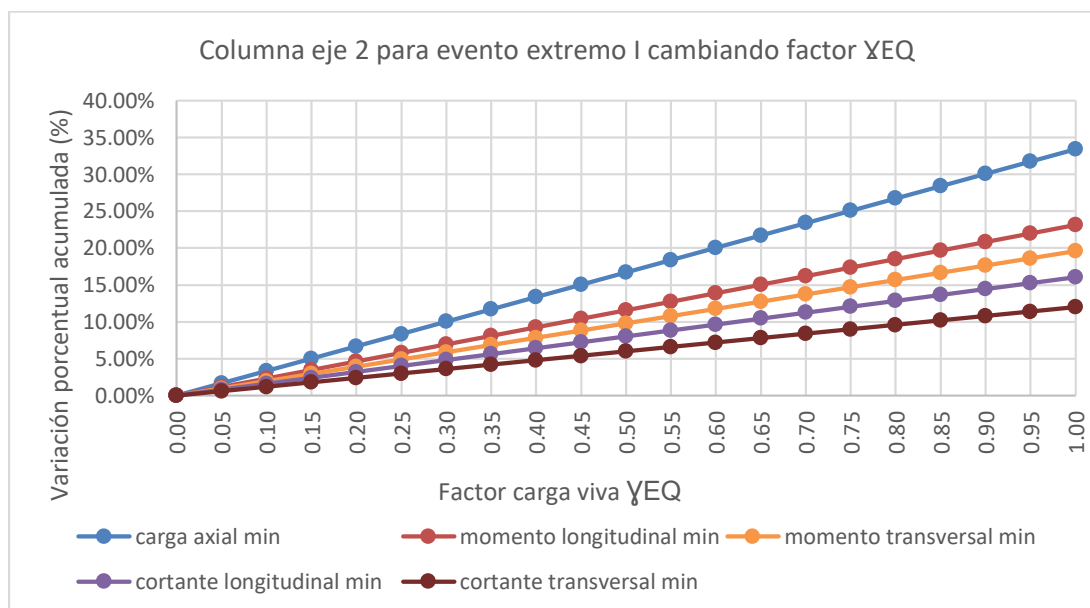


Figura 288. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 2 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

7.1.2 columna eje 3

Tabla 29. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 3 puente Vía a Minca

COLUMNA EJE 3	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Carga axial	0%	8.39%	16.77%	25.16%	33.55%
Momento longitudinal min	0%	9.07%	18.15%	27.22%	36.30%
Momento longitudinal max	0%	8.99%	17.98%	26.97%	35.96%
Momento transversal min	0%	6.81%	13.61%	20.42%	27.22%
Momento transversal max	0%	6.66%	13.33%	19.99%	26.66%
Cortante longitudinal min	0%	7.60%	15.21%	22.81%	30.42%
Cortante longitudinal max	0%	7.53%	15.06%	22.59%	30.12%
Cortante transversal min	0%	2.71%	5.41%	8.12%	10.83%
Cortante transversal max	0%	2.68%	5.36%	8.04%	10.71%

Fuente: Elaboración propia

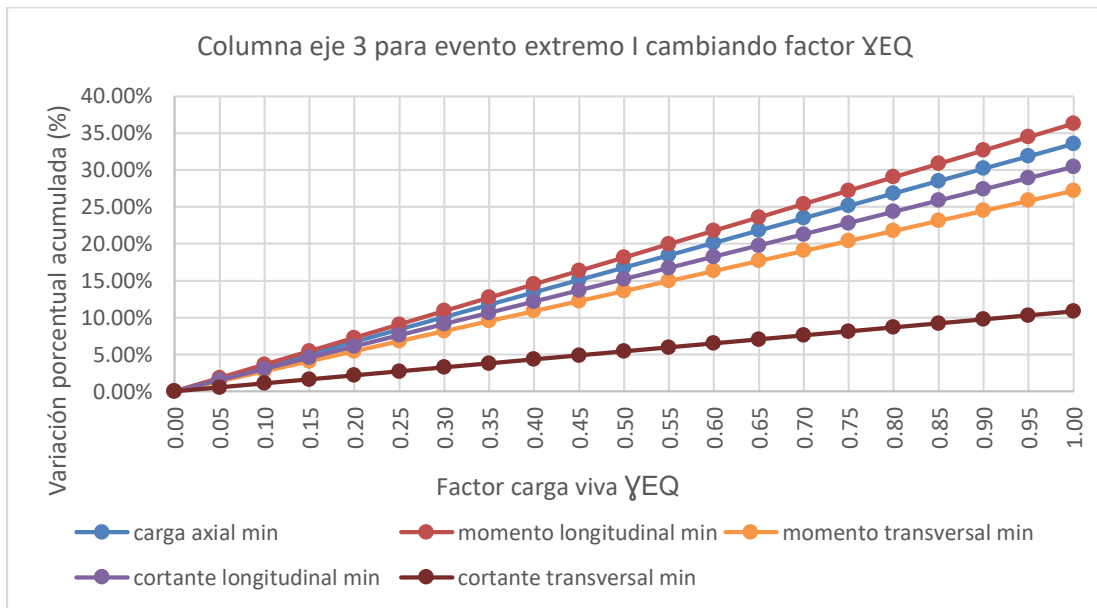


Figura 289. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 3 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

7.1.3 columna eje 4

Tabla 30. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 4 puente Vía a Minca

COLUMNA EJE 4 Solicitaciones	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Carga axial	0%	8.35%	16.71%	25.06%	33.41%
Momento longitudinal min	0%	7.13%	14.26%	21.38%	28.51%
Momento longitudinal max	0%	6.66%	13.32%	19.98%	26.64%
Momento transversal min	0%	7.90%	15.80%	23.71%	31.61%
Momento transversal max	0%	7.75%	15.49%	23.24%	30.99%
Cortante longitudinal min	0%	5.31%	10.62%	15.93%	21.25%
Cortante longitudinal max	0%	4.73%	9.46%	14.19%	18.92%
Cortante transversal min	0%	3.08%	6.17%	9.25%	12.33%
Cortante transversal max	0%	3.09%	6.18%	9.27%	12.35%

Fuente: Elaboración propia

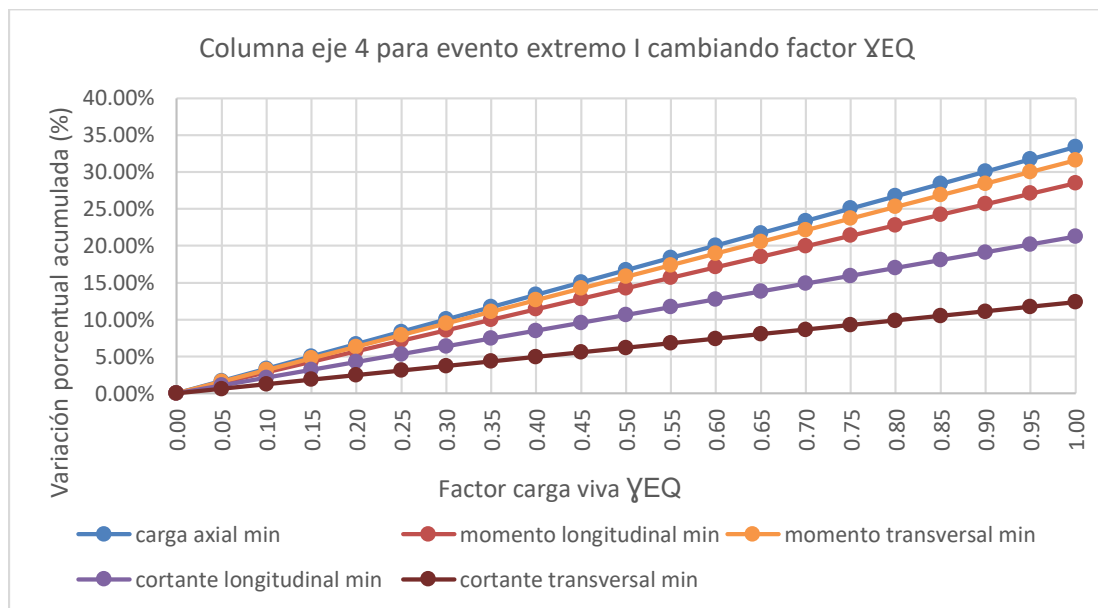


Figura 290. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 4 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

7.1.4 pilote eje 2

Tabla 31. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 2 puente Vía a Minca

PILOTE EJE 2	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Carga axial	0%	5.03%	10.06%	15.09%	20.12%
Momento longitudinal min	0%	3.10%	6.21%	9.31%	12.41%
Momento longitudinal max	0%	2.62%	5.24%	7.85%	10.47%
Momento transversal min	0%	3.01%	6.01%	9.02%	12.02%
Momento transversal max	0%	3.56%	7.13%	10.69%	14.26%
Cortante longitudinal min	0%	4.20%	8.40%	12.59%	16.79%
Cortante longitudinal max	0%	4.74%	9.49%	14.23%	18.98%
Cortante transversal min	0%	2.46%	4.93%	7.39%	9.86%
Cortante transversal max	0%	3.24%	6.48%	9.73%	12.97%

Fuente: Elaboración propia

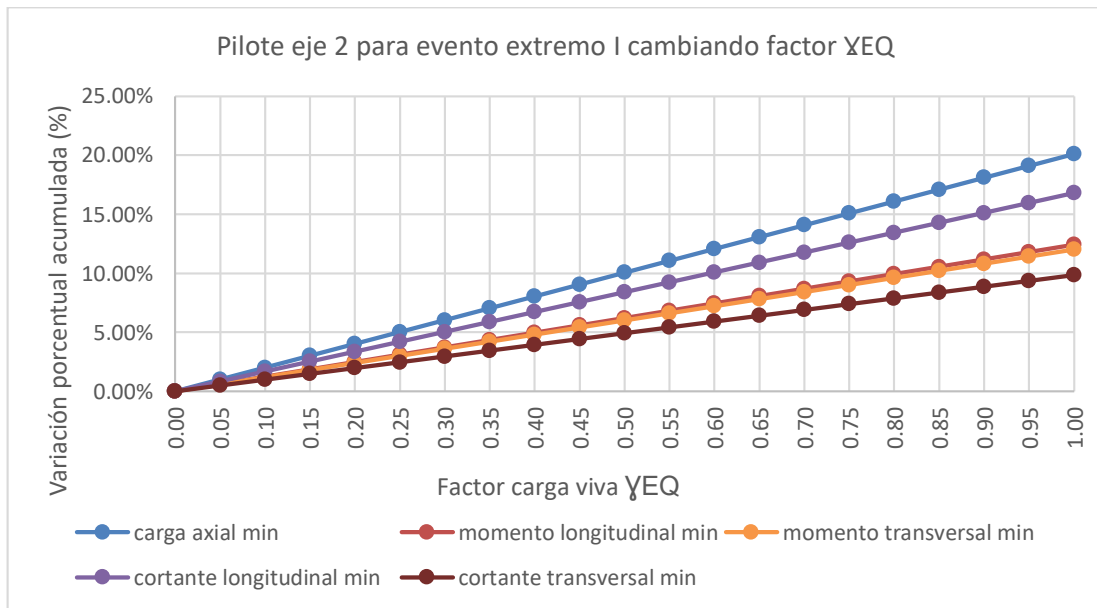


Figura 291. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 2 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

7.1.5 pilote eje 3

Tabla 32. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 3 puente Vía a Minca

PILOTE EJE 3	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Carga axial	0%	5.32%	10.63%	15.95%	21.27%
Momento longitudinal min	0%	14.60%	29.21%	43.81%	58.42%
Momento longitudinal max	0%	14.61%	29.21%	43.82%	58.42%
Momento transversal min	0%	2.30%	4.60%	6.89%	9.19%
Momento transversal max	0%	2.66%	5.32%	7.98%	10.63%
Cortante longitudinal min	0%	8.40%	16.80%	25.21%	33.61%
Cortante longitudinal max	0%	8.38%	16.76%	25.14%	33.52%
Cortante transversal min	0%	2.31%	4.63%	6.94%	9.25%
Cortante transversal max	0%	2.57%	5.14%	7.71%	10.28%

Fuente: Elaboración propia

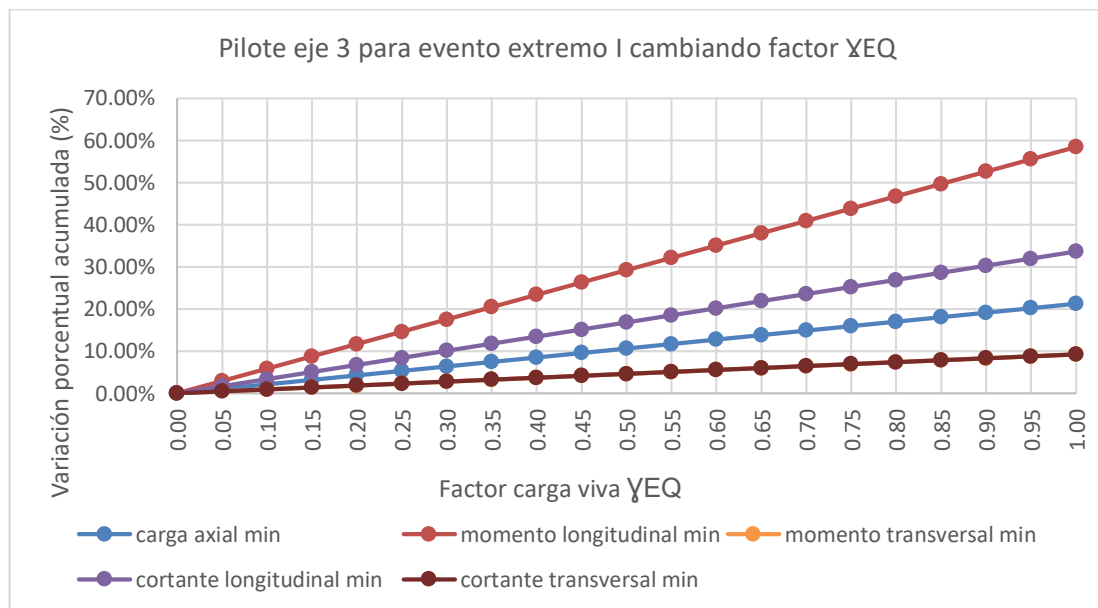


Figura 292. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 3 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

7.1.6 pilote eje 4

Tabla 33. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 4 puente Vía a Minca

PILOTE EJE 4 Solicitaciones	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Carga axial	0%	5.69%	11.39%	17.08%	22.77%
Momento longitudinal min	0%	11.15%	22.31%	33.46%	44.62%
Momento longitudinal max	0%	12.06%	24.13%	36.19%	48.26%
Momento transversal min	0%	2.38%	4.76%	7.15%	9.53%
Momento transversal max	0%	2.78%	5.56%	8.33%	11.11%
Cortante longitudinal min	0%	6.65%	13.31%	19.96%	26.62%
Cortante longitudinal max	0%	6.33%	12.67%	19.00%	25.33%
Cortante transversal min	0%	2.40%	4.81%	7.21%	9.61%
Cortante transversal max	0%	2.69%	5.39%	8.08%	10.77%

Fuente: Elaboración propia

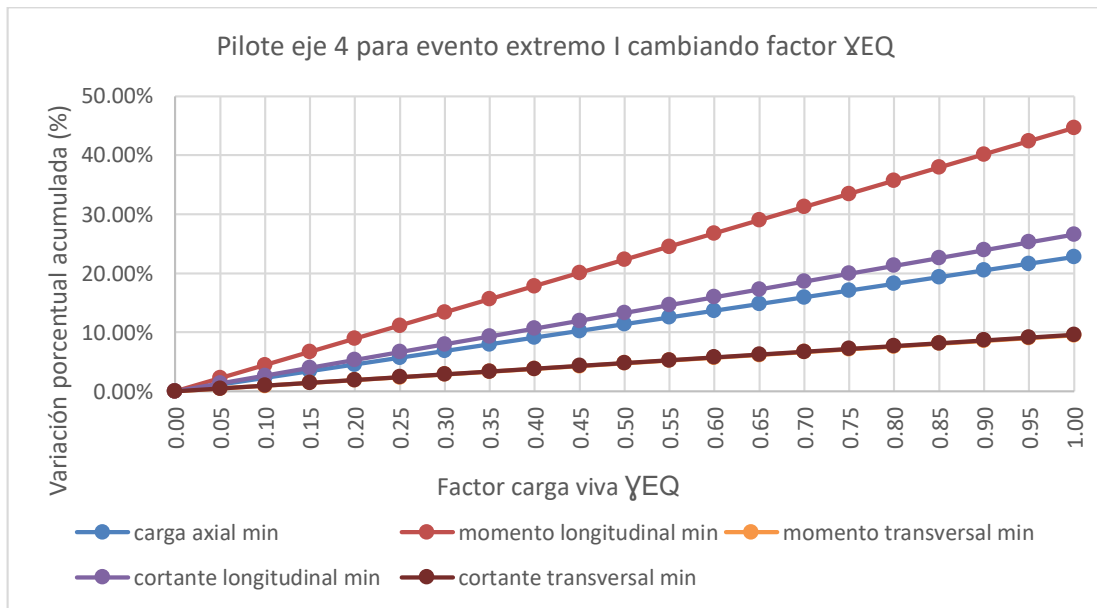


Figura 293. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 4 puente Vía a Minca

Fuente: Elaboración propia

7.2 Puente San Pedro

7.2.1 columna eje 2

Tabla 34. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 2 puente San Pedro

COLUMNA EJE 2	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Solicitaciones					
Carga axial	0%	6.35%	12.70%	19.04%	25.39%
Momento longitudinal min	0%	0.47%	0.95%	1.42%	1.89%
Momento longitudinal max	0%	1.38%	2.75%	4.13%	5.51%
Cortante longitudinal min	0%	0.48%	0.97%	1.45%	1.94%
Cortante longitudinal max	0%	1.41%	2.83%	4.24%	5.65%

Fuente: Elaboración propia

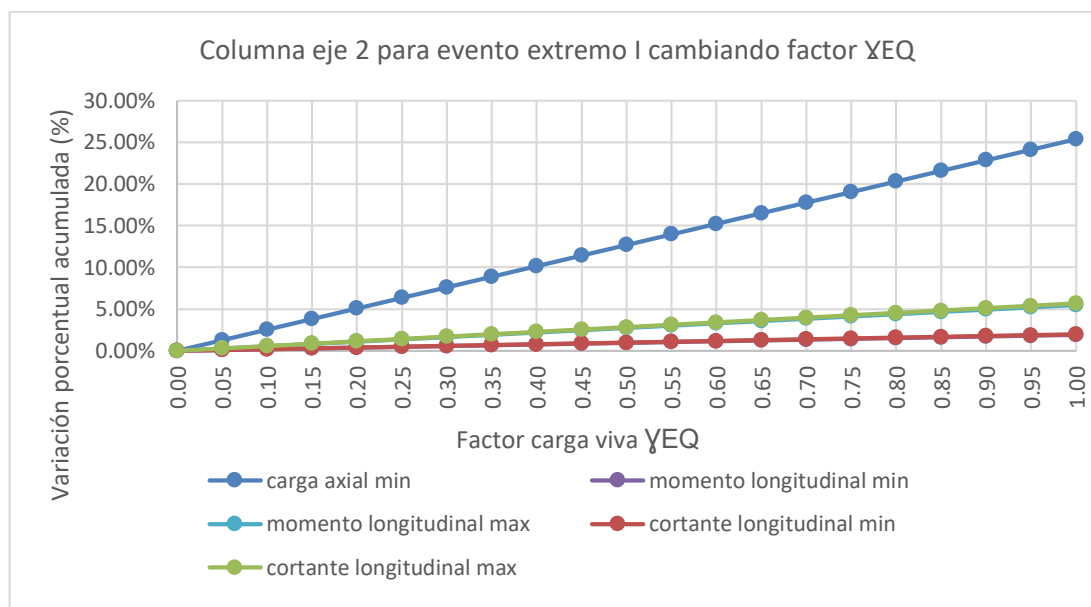


Figura 294. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 2 puente San Pedro

Fuente: Elaboración propia

7.2.2 columna eje 3

Tabla 35. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 3 puente San Pedro

COLUMNA EJE 3	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Solicitaciones					
Carga axial	0%	7.58%	15.15%	22.73%	30.30%
Momento longitudinal min	0%	0.49%	0.98%	1.47%	1.96%
Momento longitudinal max	0%	1.40%	2.80%	4.20%	5.60%
Cortante longitudinal min	0%	0.48%	0.96%	1.44%	1.92%
Cortante longitudinal max	0%	1.29%	2.57%	3.85%	5.14%

Fuente: Elaboración propia

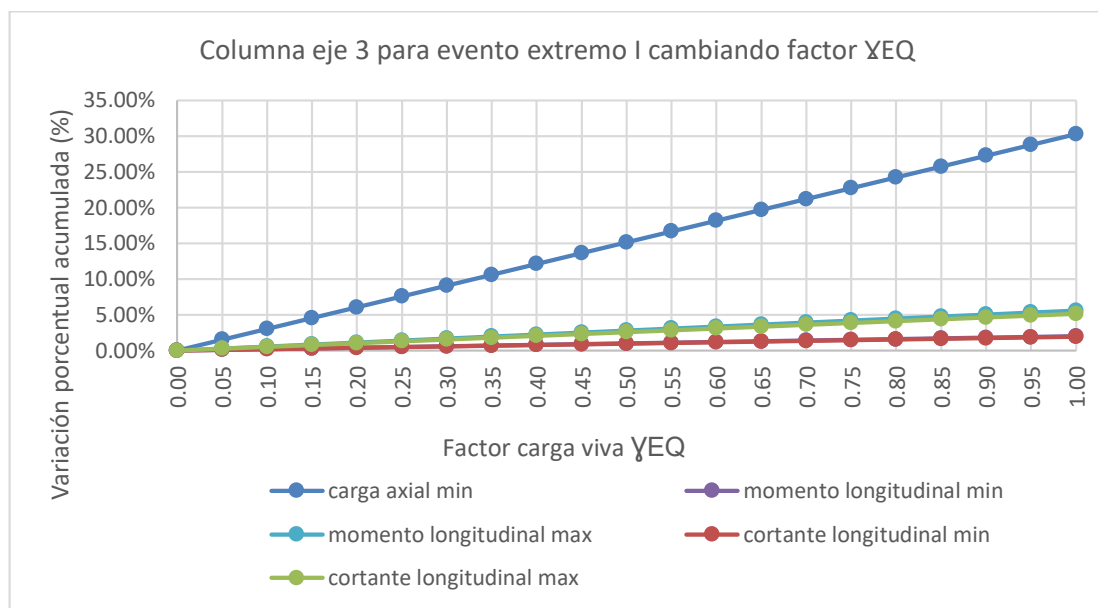


Figura 295. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 3 puente San Pedro

Fuente: Elaboración propia

7.2.3 columna eje 4

Tabla 36. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 4 puente San Pedro

COLUMNA EJE 4 Solicitaciones	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Carga axial	0%	3.42%	6.85%	10.27%	13.69%
Momento longitudinal min	0%	0.14%	0.28%	0.42%	0.56%
Momento longitudinal max	0%	0.40%	0.81%	1.21%	1.61%
Cortante longitudinal min	0%	0.14%	0.28%	0.42%	0.56%
Cortante longitudinal max	0%	0.40%	0.81%	1.21%	1.61%

Fuente: Elaboración propia

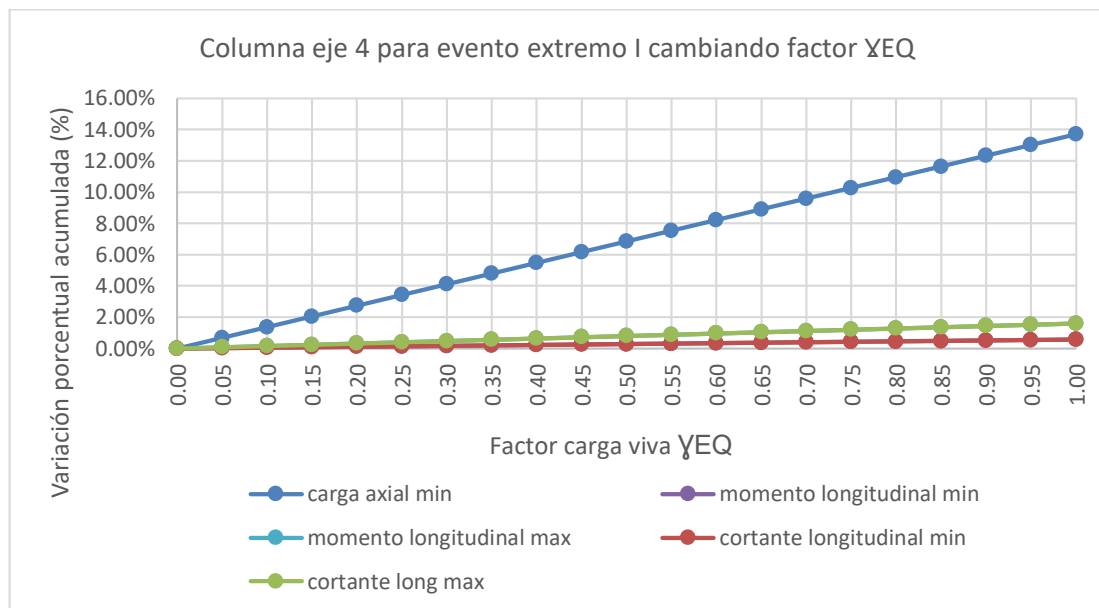


Figura 296. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 4 puente San Pedro

Fuente: Elaboración propia

7.2.4 columna eje 5

Tabla 37. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 5 puente San Pedro

COLUMNA EJE 5	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Solicitaciones					
Carga axial	0%	3.39%	6.79%	10.18%	13.57%
Momento longitudinal min	0%	0.55%	1.10%	1.65%	2.20%
Momento longitudinal max	0%	0.11%	0.22%	0.34%	0.45%
Cortante longitudinal min	0%	0.55%	1.10%	1.65%	2.20%
Cortante longitudinal max	0%	0.11%	0.22%	0.34%	0.45%

Fuente: Elaboración propia

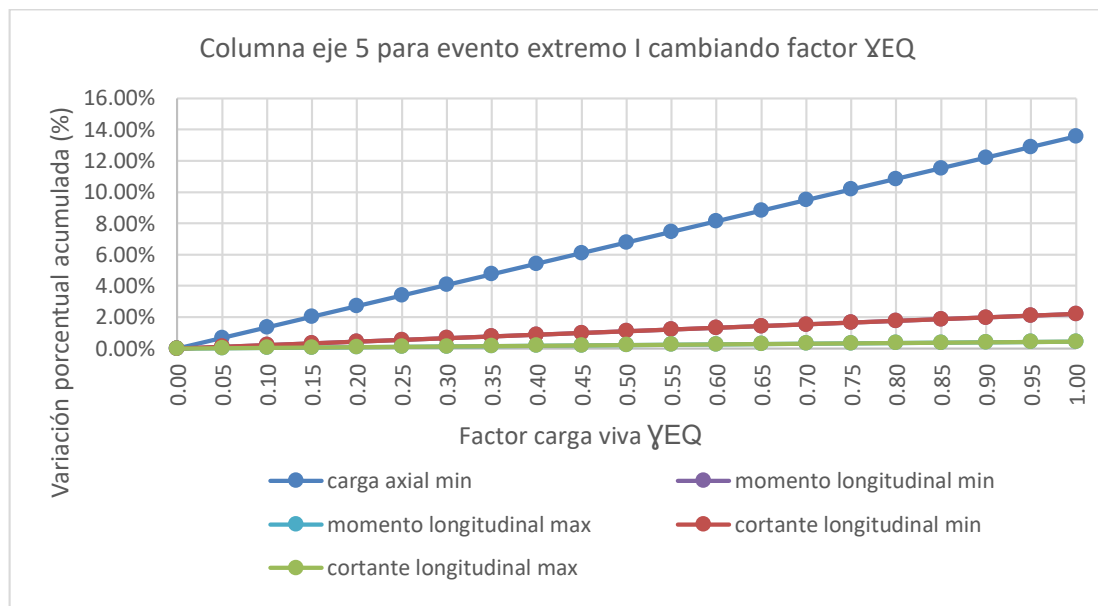


Figura 297. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 5 puente San Pedro

Fuente: Elaboración propia

7.2.5 pilote eje 2

Tabla 38. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 2 puente San Pedro

PILOTE EJE 2	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Carga axial	0%	3.19%	6.39%	9.58%	12.77%
Momento longitudinal min	0%	0.24%	0.47%	0.71%	0.94%
Momento longitudinal max	0%	1.79%	3.59%	5.38%	7.18%
Cortante longitudinal min	0%	0.18%	0.35%	0.53%	0.70%
Cortante longitudinal max	0%	0.63%	1.26%	1.89%	2.52%

Fuente: Elaboración propia

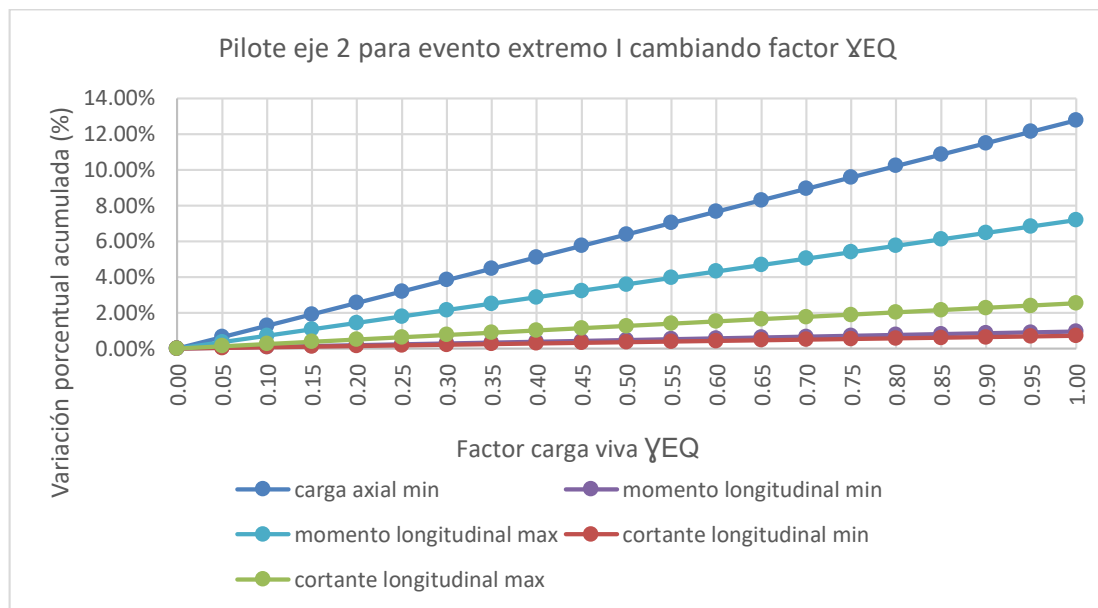


Figura 298. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 2 puente San Pedro

Fuente: Elaboración propia

7.2.6 pilote eje 3

Tabla 39. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 3 puente San Pedro

PILOTE EJE 3 Solicitaciones	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Carga axial	0%	2.98%	5.96%	8.94%	11.92%
Momento longitudinal min	0%	0.80%	1.60%	2.40%	3.20%
Momento longitudinal max	0%	1.96%	4.89%	7.33%	9.78%
Cortante longitudinal min	0%	0.31%	0.62%	0.94%	1.25%
Cortante longitudinal max	0%	0.62%	1.24%	1.86%	2.49%

Fuente: Elaboración propia

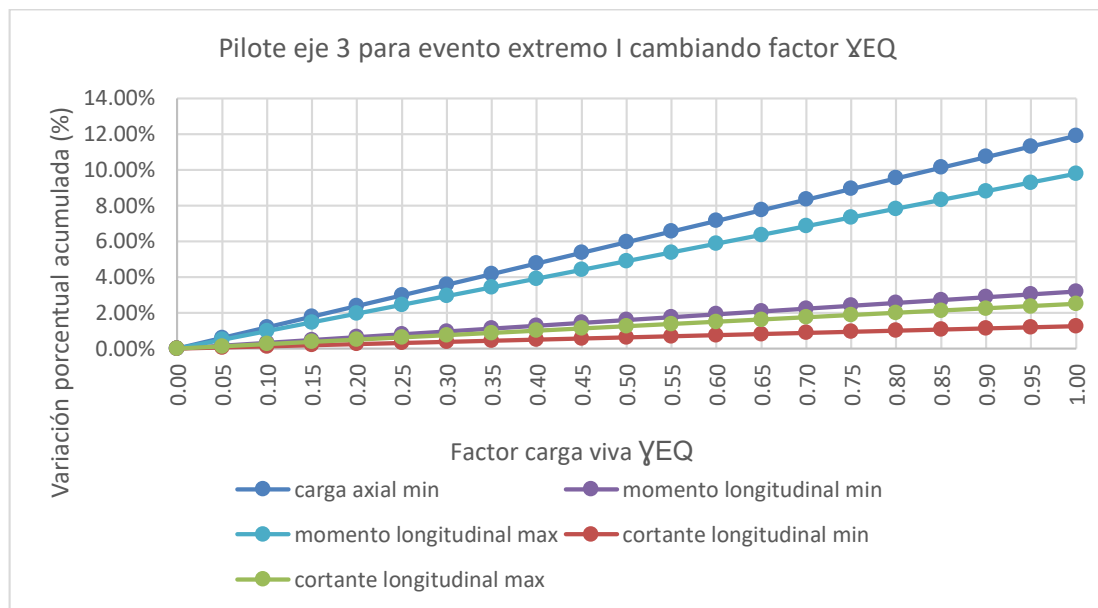


Figura 299. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 3 puente San Pedro

Fuente: Elaboración propia

7.2.7 pilote eje 4

Tabla 40. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 4 puente San Pedro

PILOTE EJE 4 Solicitaciones	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Carga axial	0%	1.47%	2.94%	4.41%	5.88%
Momento longitudinal min	0%	0.06%	0.11%	0.17%	0.22%
Momento longitudinal max	0%	0.74%	1.49%	2.23%	2.97%
Cortante longitudinal min	0%	0.09%	0.18%	0.27%	0.36%
Cortante longitudinal max	0%	0.21%	0.42%	0.63%	0.84%

Fuente: Elaboración propia

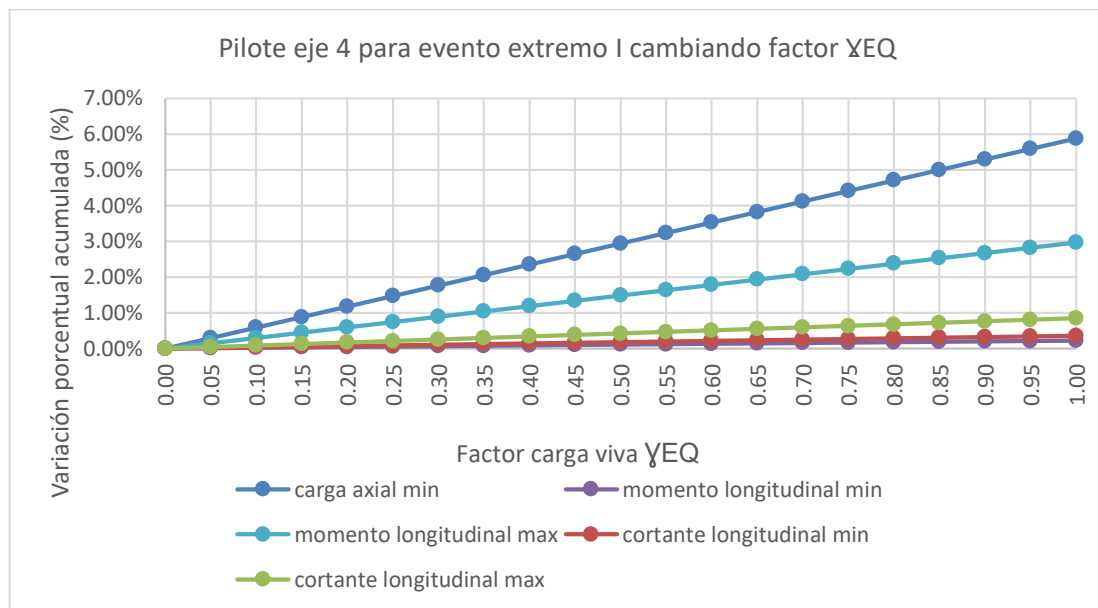


Figura 300. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 4 puente San Pedro

Fuente: Elaboración propia

7.2.8 pilote eje 5

Tabla 41. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 5 puente San Pedro

Solicitaciones	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Carga axial	0%	1.48%	2.95%	4.43%	5.90%
Momento longitudinal min	0%	0.87%	1.75%	2.62%	3.49%
Momento longitudinal max	0%	0.02%	0.03%	0.05%	0.07%
Cortante longitudinal min	0%	0.25%	0.50%	0.76%	1.01%
Cortante longitudinal max	0%	0.09%	0.17%	0.26%	0.35%

Fuente: Elaboración propia

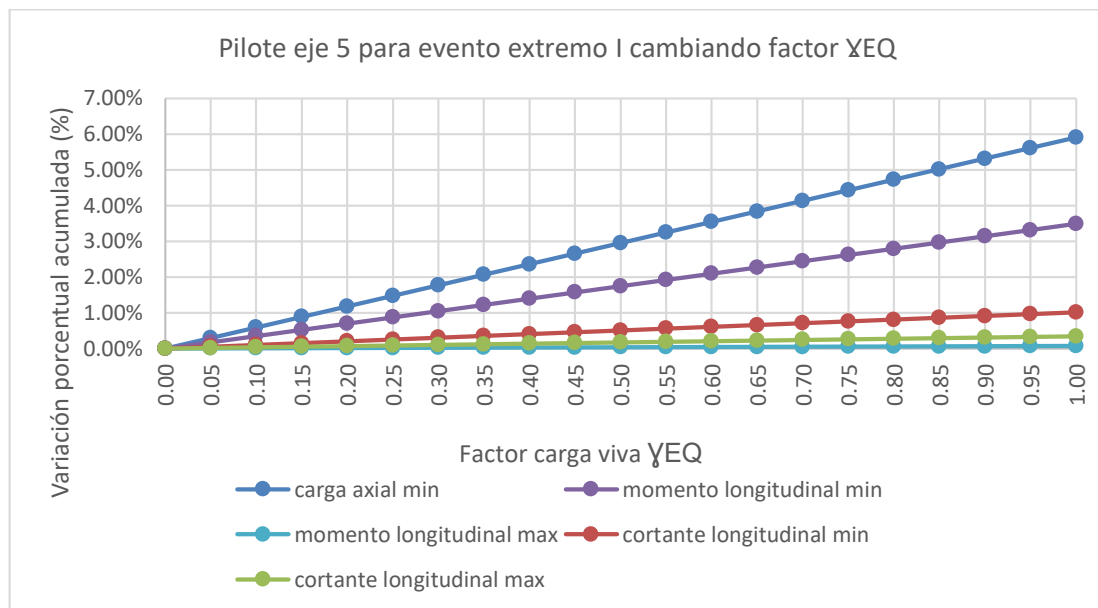


Figura 301. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 5 puente San Pedro

Fuente: Elaboración propia

7.3 Puente Bermúdez

7.3.1 columna eje 2

Tabla 42. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 2 puente Bermúdez

OLUMNA EJE 2	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Carga axial min	0%	3.66%	7.32%	10.99%	14.65%
Momento longitudinal min	0%	0.38%	0.76%	1.14%	1.52%
Momento longitudinal max	0%	0.89%	1.77%	2.66%	3.54%
Momento transversal min	0%	4.92%	9.84%	14.76%	19.68%
Momento transversal max	0%	4.92%	9.84%	14.77%	19.69%
Cortante longitudinal min	0%	0.61%	1.22%	1.83%	2.44%
Cortante longitudinal max	0%	0.27%	0.53%	0.80%	1.07%
Cortante transversal min	0%	2.52%	5.04%	7.56%	10.08%
Cortante transversal max	0%	2.52%	5.04%	7.56%	10.08%

Fuente: Elaboración propia

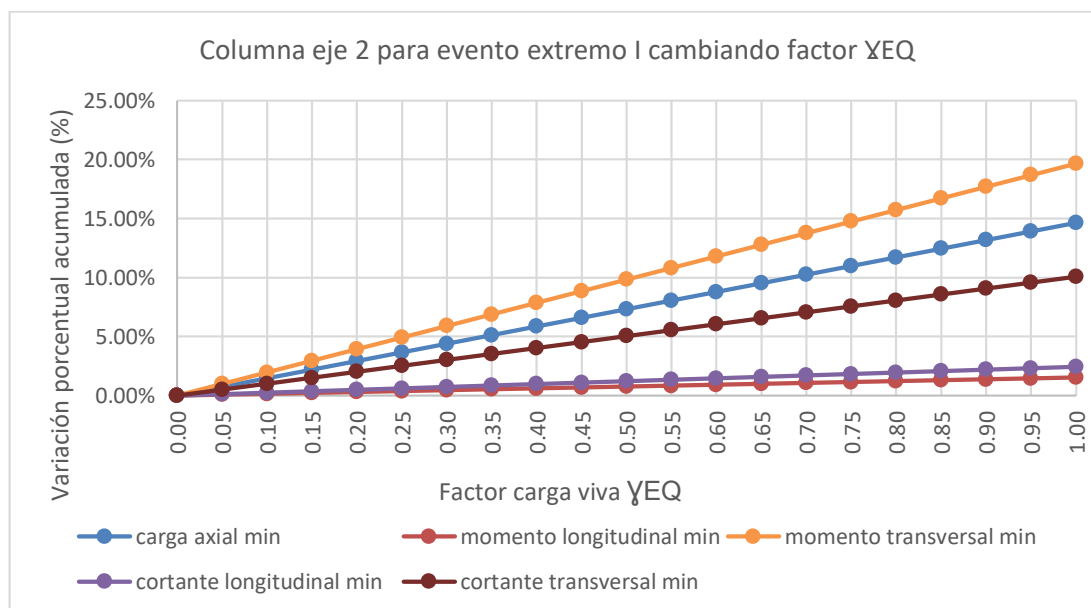


Figura 302. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 2 puente Bermúdez

Fuente: Elaboración propia

7.3.2 columna eje 3

Tabla 43. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 3 puente Bermúdez

COLUMNA EJE 3	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Carga axial min	0%	3.43%	6.86%	10.29%	13.72%
Momento longitudinal min	0%	1.05%	2.11%	3.16%	4.21%
Momento longitudinal max	0%	0.48%	0.95%	1.43%	1.90%
Momento transversal min	0%	3.41%	6.82%	10.24%	13.65%
Momento transversal max	0%	3.41%	6.82%	10.23%	13.65%
Cortante longitudinal min	0%	0.34%	0.69%	1.03%	1.37%
Cortante longitudinal max	0%	0.75%	1.50%	2.25%	3.00%
Cortante transversal min	0%	2.79%	5.58%	8.37%	11.16%
Cortante transversal max	0%	2.79%	5.58%	8.37%	11.16%

Fuente: Elaboración propia

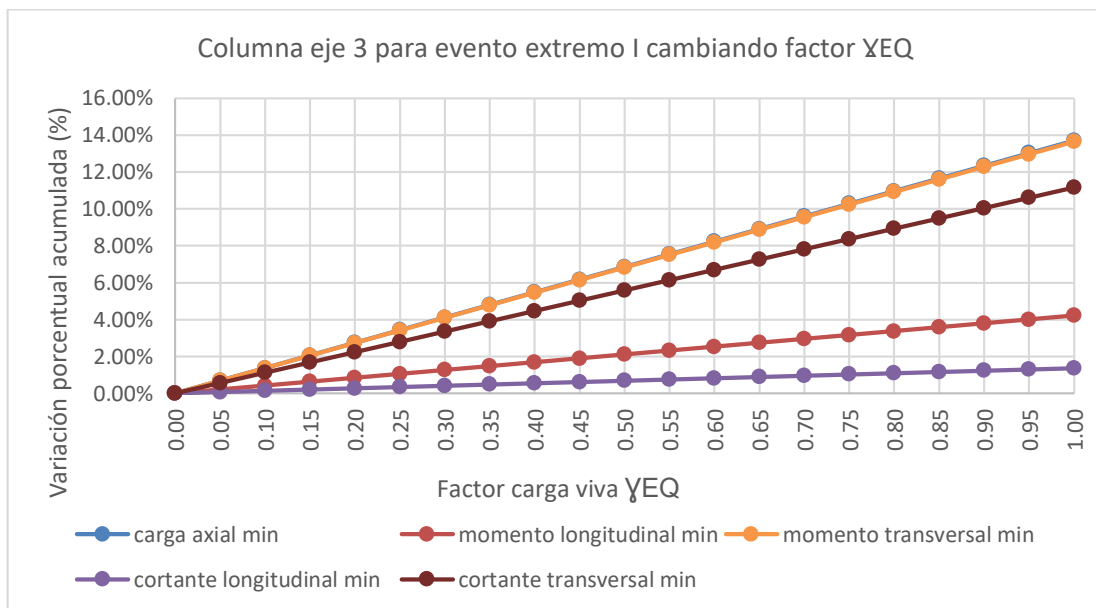


Figura 303. Variación porcentual de las solicitaciones para columna eje 3 puente Bermúdez

Fuente: Elaboración propia

7.3.3 pilote eje 2

Tabla 44. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 2 puente Bermúdez

PILOTE EJE 2 Solicitaciones	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Carga axial min	0%	2.25%	4.50%	6.75%	9.00%
Momento longitudinal min	0%	0.32%	0.63%	0.95%	1.27%
Momento longitudinal max	0%	0.72%	1.44%	2.16%	2.88%
Momento transversal min	0%	5.20%	10.40%	15.60%	20.80%
Momento transversal max	0%	5.18%	10.36%	15.53%	20.71%
Cortante longitudinal min	0%	0.58%	1.16%	1.74%	2.31%
Cortante longitudinal max	0%	0.25%	0.49%	0.74%	0.98%
Cortante transversal min	0%	2.19%	4.38%	6.57%	8.76%
Cortante transversal max	0%	2.18%	4.36%	6.54%	8.72%

Fuente: Elaboración propia

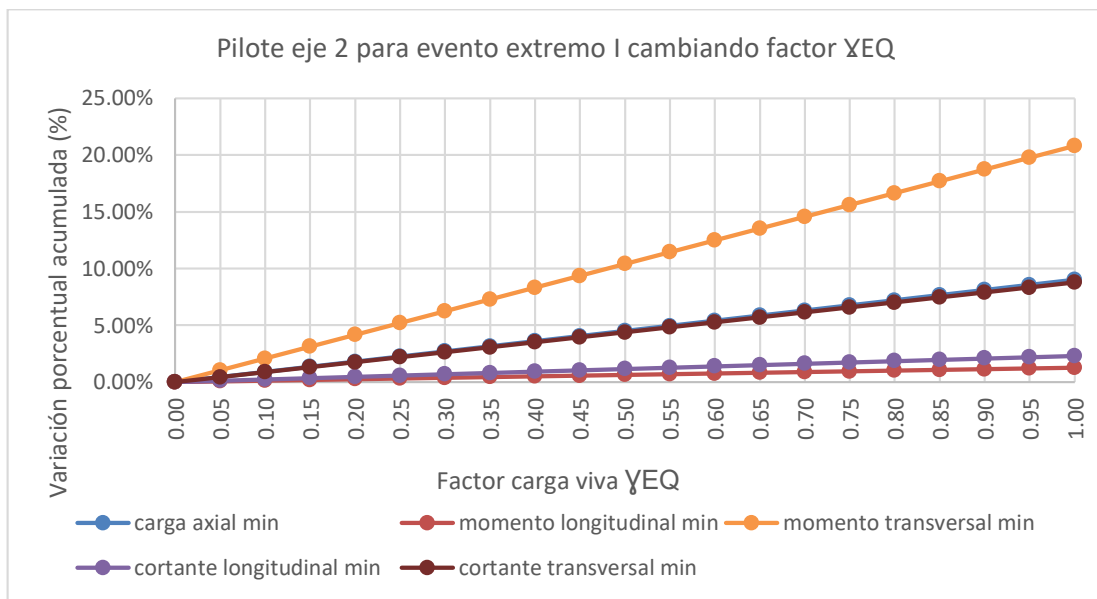


Figura 304. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 2 puente Bermúdez

Fuente: Elaboración propia

7.3.4 pilote eje 3

Tabla 45. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 3 puente Bermúdez

PILOTE EJE 3	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Solicitaciones					
Carga axial min	0%	2.19%	4.38%	6.56%	8.75%
Momento longitudinal min	0%	0.87%	1.74%	2.61%	3.47%
Momento longitudinal max	0%	0.40%	0.81%	1.21%	1.61%
Momento transversal min	0%	3.56%	7.13%	10.69%	14.26%
Momento transversal max	0%	3.56%	7.13%	10.69%	14.26%
Cortante longitudinal min	0%	0.64%	1.28%	1.91%	2.55%
Cortante longitudinal max	0%	0.29%	0.58%	0.88%	1.17%
Cortante transversal min	0%	2.65%	5.30%	7.95%	10.60%
Cortante transversal max	0%	2.66%	5.31%	7.97%	10.62%

Fuente: Elaboración propia

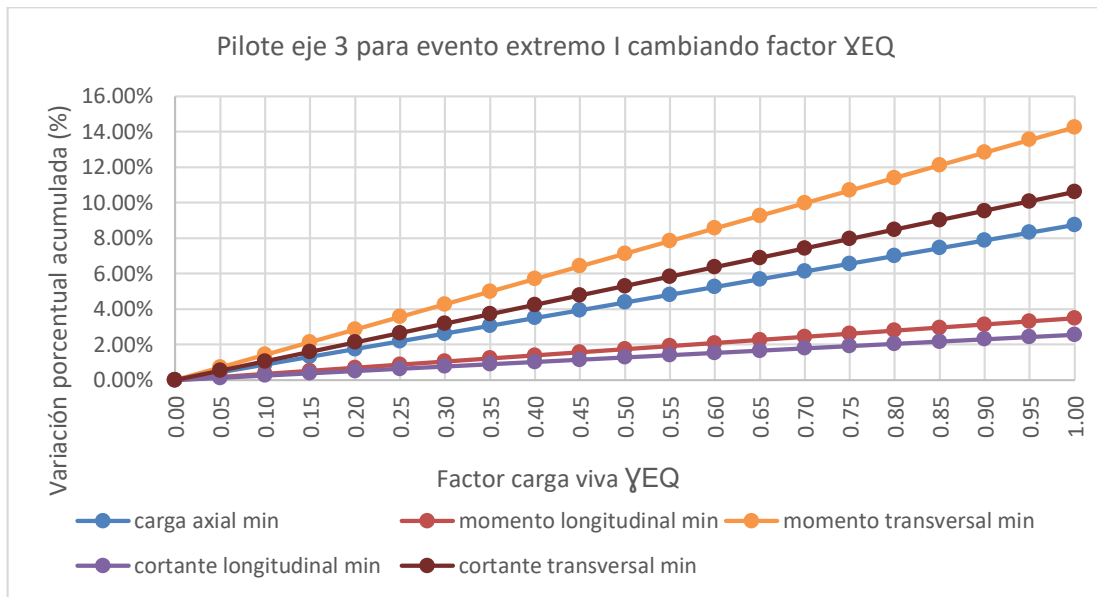


Figura 305. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote eje 3 puente Bermúdez

Fuente: Elaboración propia

8 Conclusiones y recomendaciones

Los puentes nacen con la necesidad del ser humano por cruzar obstáculos, conectar puntos geográficos importantes y lograr comunicar pueblos, en ese ejercicio se han construido con los materiales disponibles en cada época de la historia, empezando con puentes construidos con madera, o con piedra los cuales fueron utilizados por las primeras civilizaciones o imperios, o con ladrillo por las naciones ya conformadas, luego con el descubrimiento del hierro, y con la formación profesional de ingenieros en los países más desarrollados en el mundo, se logró construir puentes de acero de mayores luces, o puentes combinados con cables. Después, en el siglo pasado, se descubre y crea el hormigo armado, empleado para construir puentes cada vez con luces más grandes, posteriormente de realizar pruebas e investigación con los recursos del momento. Y por último aparece el concreto preesforzado, gracias a la premura de los ingenieros por encontrar formas de aumentar las luces de los puentes construidos con hormigo armado.

Las partes principales de los puentes se clasifican en superestructura e infraestructura, de las cuales para este trabajo se prestó mayor atención al segundo, en lo concerniente al comportamiento de las solicitaciones para las columnas o pilas y a los pilotes, los cuales presentan más afectación por las cargas sísmicas combinadas con las cargas vivas estudiadas.

En Colombia, según la base de datos de Sipucol, el material de la superestructura de los puentes de la red vial nacional es, el 63% son en concreto reforzado, mientras que el 24% son en concreto preesforzado. Adicionalmente, la tipología de la sección transversal de los puentes es, el 83% presentan tableros tipo viga y losa y el 5% tipo losa solamente. Y por último en cuanto a la distribución longitudinal de los puentes es, el 91% son estructuras simplemente apoyadas de una sola luz o de varias luces. Todas las anteriores características fueron determinantes al momento de escoger los puentes a analizar, los cuales reflejan la tendencia de los puentes construidos y que se construyen diariamente en

el país. Se recomienda realizar otra investigación con base en este trabajo de grado, pero dirigido a puentes metálicos o combinados con cables, los cuales cada día ganan más terreno al tener mayor aceptación en nuestro país.

Sin embargo, algunas de estas estructuras construidas por el hombre a lo largo del tiempo, han presentado colapsos por diversas causas, a nivel internacional los estudios de Smith, García y Muñoz, encontraron que las principales son, con el 28% deficiencias en la construcción y con el 27% socavación. No obstante, aparecen otras dos causas relacionadas con la investigación del presente trabajo, las cuales son, con el 15% deficiencias o errores en el diseño y con el 12% sismo. Por otra parte, a nivel nacional el colapso o derrumbamiento de puentes se han presentado por causas similares a las encontradas para puentes a nivel internacional, Muñoz realizó una investigación sobre este tema, e identificó como causas principales con el 40% las avalanchas y crecientes y con el 32% las socavaciones. Pese a ello, también aparece la siguiente con el 18% deficiencia estructural y de diseño. Estos porcentajes relacionados con las deficiencias en el diseño de puentes muestran que los códigos o normativas que han existido o existen no son una verdad única y que por el contrario deben estar en constante revisión e investigación para evolucionar y disminuir las probabilidades de colapso de estas estructuras.

En cuanto a la norma de diseño colombiana para puentes, esta ha tenido una evolución según los avances en las filosofías de diseño que se encontraban vigentes para cada lapso de tiempo en los Estados Unidos de América, específicamente en el comité de la AASHTO, y en lo que respecta a las últimas décadas, la misma ha sido ajustada según las condiciones de la carga vehicular real de los camiones que circulan rutinariamente por las carreteras de nuestro país y además los mapas de amenaza sísmica también se han ajustado a las investigaciones del instituto geológico con base en los sismos registrados en las últimas décadas. Logrando que los puentes se diseñen considerando unos estados límites, con el fin de lograr los objetivos de seguridad, funcionalidad, facilidad de construcción y de inspección, estética, economía.

Por otro lado, en las normas internacionales consultadas también se observa que se han ajustado según la última filosofía de diseño conocida como LRFD, diseño por factores de carga y resistencia. Y con respecto al tema del factor de carga viva aplicada simultáneamente con carga sísmica, la norma canadiense indica que el 50% de la carga viva es razonable para una amplia gama de valores del tráfico promedio diario de camiones a menos que el Ministerio lo autorice de otra manera, en cuanto a la norma de la unión europea, esta tiene un factor de cero cuando todas las demás cargas se aplican simultáneamente, pero además dice que se puede prever un valor del factor distinto de cero, para puentes que soportan severo continuo tráfico, la norma española menciona que, si el puente es de baja o media intensidad de tráfico o es un puente peatonal, el factor se puede tomar como cero (0), y no se tendría en cuenta las cargas vivas simultáneamente con el sismo. Y en contraposición, para la norma británica, el que cambia no es el factor de la carga viva, ya que la carga viva se toma completa con sus factores claramente definidos, sino que en cambio el factor del sismo varía y será evaluado y acordado entre el ingeniero y la autoridad correspondiente.

El Programa Cooperativo Nacional de Investigación de Carreteras (NCHRP), el cual es un programa estatal de investigación muy reconocido de los Estados Unidos de América manifestó en su reporte 472 que se cree que las especificaciones de diseño sísmico LRFD son tan avanzadas y completas como se pueden desarrollar en este momento. Sin embargo, al igual que con cualquier conjunto nuevo y completo de procedimientos o especificaciones de ingeniería, es probable que sea necesario un período de "agitación" durante el cual las especificaciones se prueben y usen en una serie de diseños de prueba, lo que se suma a lo expresado anteriormente donde cada vez que se actualizan los criterios de diseño se debe disponer de un periodo de tiempo para materializar estos diseño en nuevas construcciones que permitan verificar la objetividad del reglamento o en su defecto debatir las fórmulas propuestas y ajustarlas con más procesos de investigación. Por lo que se recomienda otra investigación encaminada a documentar o monitorear el comportamiento de los puentes construidos en Colombia con la última norma publicada en el año 2014, teniendo en cuenta que ya han transcurrido 5 años aproximados desde su expedición, con el fin de recopilar resultados que demuestren que tan acertadas fueron las predicciones de solicitaciones y deflexiones de estas estructuras.

El reporte 489 del NCHRP denominado diseño de puentes viales para eventos extremos, desarrolló un procedimiento de diseño para la consideración de eventos extremos y la combinación de sus efectos de carga en las especificaciones de diseño del puente AASHTO LRFD, en él se afirma que la naturaleza transitoria de estas cargas como la viva y el sismo, su baja tasa de ocurrencia y sus tiempos de duración variables implican que la probabilidad de ocurrencia simultánea de dos eventos es generalmente pequeña. Incluso cuando se producen dos tipos de carga simultáneamente, hay pocas posibilidades de que las intensidades de ambos eventos estén cerca de sus valores máximos de vida útil, este informe se realiza siguiendo el modelo de Ferry-Borges donde se supone que cada tipo de evento extremo produce una secuencia de efectos de carga independientes, cada uno con una duración igual de tiempo. Obteniendo al final que para el factor de carga viva comúnmente utilizado igual a 0.50 en combinación con los efectos del terremoto conduciría a resultados conservadores. Este informe ha demostrado que un factor de carga de 0.25 en los efectos de carga viva cuando se combinan con los efectos de terremotos aún proporcionaría niveles de seguridad adecuados para las configuraciones típicas de puentes sometidas a intensidades de terremotos similares a las observadas en las costas oeste o este de los Estados Unidos de América. Estos cálculos se basan en supuestos conservadores sobre la recurrencia de cargas vivas cuando los terremotos vibran activamente el sistema del puente. Por lo que se recomienda realizar una investigación con base en los procedimientos de diseño utilizados de este reporte, pero ajustado a las condiciones de carga viva vehicular, los mapas de amenaza sísmica y el espectro de diseño sísmico de nuestro territorio, con el fin de estimar un parámetro más acertado para el factor de carga viva aplicado simultáneamente con carga sísmica.

A continuación, se relaciona las variaciones porcentuales promedio de las solicitaciones para las columnas y pilotes de los tres puentes analizados en este trabajo. Cabe aclarar que estos valores no son similares entre los tres, ya que cada puente es único y diferente en cuanto al tipo de material, tipo de estructuración transversal y tipo de estructuración longitudinal. Además de que las condiciones geológicas y sísmicas varían dependiendo de la ubicación del puente en nuestro país. Y, por último, de acuerdo al ancho del puente también varía el factor de multipresencia de la carga viva vehicular, la cantidad y ubicación de las líneas de carga. Por otro lado, este análisis no tiene en cuenta el estudio

probabilístico de la simultaneidad de las cargas. Las características principales de cada puente son las siguientes:

- El puente vía a Minca es de concreto reforzado, de sección viga cajón y continuo, está ubicado en zona de amenaza sísmica baja, y cuenta con dos carriles.
- El puente San Pedro es de concreto preesforzado, en su primera sección, de sección viga I, y en su segunda sección de viga cajón en voladizos sucesivos, está ubicado en zona de amenaza sísmica intermedia, y cuenta con tres carriles.
- El puente Bermúdez es de concreto preesforzado, de sección viga cajón en voladizos sucesivos, está ubicado en zona de amenaza sísmica alta, y cuenta con dos carriles.

8.1 Columnas

Tabla 46. Variación porcentual de las solicitaciones para columna promedio puente vía a Minca

COLUMNA PROMEDIO	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Solicitaciones					
Carga axial	0%	8.36%	16.73%	25.09%	33.46%
Momento longitudinal min	0%	7.33%	14.66%	21.99%	29.32%
Momento longitudinal max	0%	7.31%	14.62%	21.93%	29.25%
Momento transversal min	0%	6.54%	13.07%	19.61%	26.14%
Momento transversal max	0%	6.40%	12.79%	19.19%	25.58%
Cortante longitudinal min	0%	5.65%	11.29%	16.94%	22.58%
Cortante longitudinal max	0%	5.61%	11.22%	16.82%	22.43%
Cortante transversal min	0%	2.93%	5.86%	8.78%	11.71%
Cortante transversal max	0%	2.93%	5.87%	8.80%	11.73%

Fuente: Elaboración propia

Tabla 47. Variación porcentual de las solicitaciones para columna promedio sección 1 puente San Pedro

COLUMNA PROMEDIO 1	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Solicitaciones					
Carga axial	0%	6.96%	13.92%	20.88%	27.85%
Momento longitudinal min	0%	0.48%	0.96%	1.45%	1.93%
Momento longitudinal max	0%	1.39%	2.78%	4.17%	5.56%
Cortante longitudinal min	0%	0.48%	0.96%	1.45%	1.93%

Cortante longitudinal max	0%	1.35%	2.70%	4.05%	5.40%
---------------------------	----	-------	-------	-------	-------

Fuente: Elaboración propia

Tabla 48. Variación porcentual de las solicitaciones para columna promedio sección 2 puente San Pedro

COLUMNA PROMEDIO 2	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Solicitaciones					
Carga axial	0%	3.41%	6.82%	10.22%	13.63%
Momento longitudinal min	0%	0.34%	0.69%	1.03%	1.38%
Momento longitudinal max	0%	0.26%	0.52%	0.77%	1.03%
Cortante longitudinal min	0%	0.34%	0.69%	1.03%	1.38%
Cortante longitudinal max	0%	0.26%	0.51%	0.77%	1.03%

Fuente: Elaboración propia

Tabla 49. Variación porcentual de las solicitaciones para columna promedio puente Bermúdez

COLUMNA PROMEDIO	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Solicitaciones					
Carga axial min	0%	3.55%	7.09%	10.64%	14.18%
Momento longitudinal min	0%	0.72%	1.43%	2.15%	2.87%
Momento longitudinal max	0%	0.68%	1.36%	2.04%	2.72%
Momento transversal min	0%	4.17%	8.33%	12.50%	16.66%
Momento transversal max	0%	4.17%	8.33%	12.50%	16.67%
Cortante longitudinal min	0%	0.48%	0.95%	1.43%	1.91%
Cortante longitudinal max	0%	0.51%	1.02%	1.52%	2.03%
Cortante transversal min	0%	2.66%	5.31%	7.97%	10.62%
Cortante transversal max	0%	2.66%	5.31%	7.97%	10.62%

Fuente: Elaboración propia

8.2 Pilotes

Tabla 50. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote promedio puente vía a Minca

PILOTE PROMEDIO	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Solicitaciones					
Carga axial	0%	5.35%	10.69%	16.04%	21.38%
Momento longitudinal min	0%	9.62%	19.24%	28.86%	38.48%
Momento longitudinal max	0%	9.76%	19.52%	29.29%	39.05%
Momento transversal min	0%	2.56%	5.12%	7.69%	10.25%
Momento transversal max	0%	3.00%	6.00%	9.00%	12.00%
Cortante longitudinal min	0%	6.42%	12.84%	19.25%	25.67%

Cortante longitudinal max	0%	6.49%	12.97%	19.46%	25.94%
Cortante transversal min	0%	2.39%	4.79%	7.18%	9.57%
Cortante transversal max	0%	2.84%	5.67%	8.51%	11.34%

Fuente: Elaboración propia

Tabla 51. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote promedio sección 1 puente San Pedro

PILOTE PROMEDIO 1	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Solicitaciones	0%	0.25%	0.50%	0.75%	1.00%
Carga axial	0%	3.09%	6.17%	9.26%	12.34%
Momento longitudinal min	0%	0.52%	1.04%	1.55%	2.07%
Momento longitudinal max	0%	1.87%	4.24%	6.36%	8.48%
Cortante longitudinal min	0%	0.24%	0.49%	0.73%	0.98%
Cortante longitudinal max	0%	0.63%	1.25%	1.88%	2.50%

Fuente: Elaboración propia

Tabla 52. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote promedio sección 2 puente San Pedro

PILOTE PROMEDIO 2	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Solicitaciones	0%	0.25%	0.50%	0.75%	1.00%
Carga axial	0%	1.47%	2.95%	4.42%	5.89%
Momento longitudinal min	0%	0.46%	0.93%	1.39%	1.86%
Momento longitudinal max	0%	0.38%	0.76%	1.14%	1.52%
Cortante longitudinal min	0%	0.17%	0.34%	0.51%	0.69%
Cortante longitudinal max	0%	0.15%	0.30%	0.44%	0.59%

Fuente: Elaboración propia

Tabla 53. Variación porcentual de las solicitaciones para pilote promedio puente Bermúdez

PILOTE PROMEDIO	Factor γ_{EQ}				
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
Carga axial min	0%	2.22%	4.44%	6.66%	8.87%
Momento longitudinal min	0%	0.59%	1.19%	1.78%	2.37%
Momento longitudinal max	0%	0.56%	1.12%	1.69%	2.25%
Momento transversal min	0%	4.38%	8.76%	13.15%	17.53%
Momento transversal max	0%	4.37%	8.74%	13.11%	17.48%
Cortante longitudinal min	0%	0.61%	1.22%	1.82%	2.43%
Cortante longitudinal max	0%	0.27%	0.54%	0.81%	1.08%
Cortante transversal min	0%	2.42%	4.84%	7.26%	9.68%
Cortante transversal max	0%	2.42%	4.84%	7.26%	9.67%

Fuente: Elaboración propia

La variación porcentual se determinó teniendo como base el primer caso que es con un factor γ_{EQ} igual a acero, la cual corresponde a no incluir la carga viva en la combinación de diseño del estado limite evento extremo I, donde se tienen las cargas permanentes y la carga sísmica. Y a partir de este valor se calculó el incremento porcentual en la sollicitación al ir aumentando el factor γ_{EQ} hasta un 100% de la carga viva.

Para las columnas se observa, que en puentes con sección transversal de vigas "I" preesforzadas simplemente apoyadas y en puentes con sección transversal de viga cajón continua, se presenta un incremento de aproximadamente el doble en la variación porcentual de las sollicitaciones al considerar la carga viva con la carga sísmica respecto a los otros puentes analizados en el trabajo. De lo cual se infiere, que en puentes voluminosos como los de voladizos sucesivos, sigue teniendo mayor injerencia en las sollicitaciones las cargas muertas o cargas permanentes del concreto que las cargas vivas las cuales son muy bajas en comparación, estos puentes prácticamente se diseñan para que se autoporten. Sin embargo, en este estudio no se consideró la flexibilidad o rigidez de las pilas, las cuales también pueden incidir en el factor de carga viva.

Para los pilotes se observa, que, al incrementar el factor de carga viva, se incrementan todas las sollicitaciones, sin embargo, a mayor profundidad de estos elementos estos incrementos en la variación porcentual respecto a los elementos de menor profundidad disminuyen. Aunque, lo anterior también depende de la geología del terreno y sus propiedades.

Este trabajo es una semilla en el estudio del factor de carga viva que se aplica simultáneamente con carga sísmica y debe continuarse su investigación a mayor profundidad con el objetivo de mejorar cada día la estimación de este valor.

9 Bibliografía

AASHTO. (1994). American Association of State Highway and Transportation Officials. Standard Specifications for Highway Bridges. Transportation (Amst)., Inc.: Washington, DC.

AASHTO. (1998). American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO LRFD bridge design specifications 2th edition. Transportation (Amst)., Inc.: Washington, DC.

AASHTO. (2002). American Association of State Highway and Transportation Officials. Standard Specifications for Highway Bridges. Transportation (Amst)., Inc.: Washington, DC.

AASHTO. (2012). American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO LRFD bridge design specifications 6th edition. Transportation (Amst)., Inc.: Washington, DC.

AASHTO. (2014). American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO LRFD bridge design specifications 7th edition. Transportation (Amst)., Inc.: Washington, DC.

AASHTO. (2017). American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO LRFD bridge design specifications 8th edition. Transportation (Amst)., Inc.: Washington, DC.

AIS. (1995). Asociación Colombina de Ingeniería Sísmica. Código Colombiano de Diseño Sísmico de puentes. Bogotá, Colombia: Instituto Nacional de Vías.

AIS. (2010). Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Reglamento Colombiano de Construcciones Sismorresistentes-NSR-10. Bogotá: AIS.

AIS. (2014). Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Norma Colombiana de diseño de puentes CCP14. Bogotá, Colombia: Instituto Nacional de Vías.

Akesson, B. (2008). Understanding Bridge Collapses. Netherlands: Taylor & Francis.

Barker, R. M. (1997). Design of Highway Bridges. Canada: John Wiley & Sons, Inc.

Bateman, A. D. (1972). Páginas para la historia de la ingeniería colombiana: Galería de ingenieros colombianos (Vol. 114). Bogotá: Editorial Kelly, Biblioteca de Historia Nacional.

Brauer, R. L. (2006). Safety and Health for Engineers, 2nd Edition. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons, Inc.

Briaud, J.-L. (2003). "Failure of Bridges". American Society of Civil Engineers.

BS5400. (1978). "British Standards Institution; Steel, Concrete and Composite Bridges". Part 2: Specifications for Loads. London, England.

Buckle, I. G. (2002). AASHTO LRFD limit state design of bridges with emphasis on seismic performance. University of Nevada, Reno, Nevada, United States of America

Cadavid, M. V., & Eraso, M. (2004). Puente del Común, Historia y Restauración. Bogotá D.C.: Editorial Escala.

CSA. (2014). Canadian Standards Association. S6-14 Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association, 5060 Spectrum Way, Suite 100, Mississauga, Ontario, Canada, L4W 5N6.

CSA. (2016). Canadian Standards Association. Volume 1 Supplement to CHBDC S6-14 Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association, 5060 Spectrum Way, Suite 100, Mississauga, Ontario, Canada, L4W 5N6.

Cusba M., D. (2011) Estudio de las causas y soluciones estructurales del colapso total o parcial de los puentes vehiculares de Colombia desde 1986 al 2011, y la evaluación de las consecuencias del derrumbamiento de uno de ellos. Bogotá D.C., Colombia: Javeriana.

EN 1990:2002. (2010). (English): Eurocode - Basis of structural design. Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC

EU JRC. (2012). European Commission Joint Research Centre. Bridge Design to Eurocodes. European Unión: Italy.

Fajardo P., J. R. (2009). Manual para la construcción de puentes en concreto postensado - Información general y especificaciones técnicas. Bogotá, Colombia: F.C Impresores.

Fondo Nacional de Caminos Vecinales. (1976). Modelos de Puentes. Bogotá, Colombia.

Galindo D., J. A., & Paredes L., J. A. (2008). Puentes de arco de ladrillo en la región del alto Cauca, Colombia. Una tradición constructiva olvidada (1739-1920). Manizales: Universidad Nacional de Colombia-Sede Bogotá.

Gallego S., M. y Sarria M., A. (2010). "El concreto y los terremotos", Instituto del Concreto (ASOCRETO), Segunda edición, ISBN: 9589737161. Bogotá, Colombia.

García L., M. (1992). "Estudio y solución de fallas de la infraestructura de puentes". Curso de Patología de Estructuras, Asociación de Ingenieros Civiles de la Universidad Nacional de Colombia.

Harding, J. E., Gerard, P., & Ryall, M. (1990). Bridge Management: Inspection, maintenance, assessment and repair. Surrey, UK: Civil Engineering Department, University of Surrey, Guildford. CRC Press.

Holt, R. and Hartmann, J. (2008). "Adequacy of the U10 & L11 Gusset Plate Designs for the Minnesota Bridge No. 9340 (I-35W over the Mississippi River)". Federal Highway Administration, Turner-Fairbank Highway Research Center Report, USA, Interim Report.

Instituto Nacional de Vías y Directorado de Carreteras de Dinamarca. (1996). "Manual de inventario, inspección principal, inspección especial, inspección rutinaria y mantenimiento de Puentes". Documento dentro del Sistema de Administración de Puentes de Colombia (Sipucol). Bogotá, Colombia.

Kawashima, K., Unjoh, S., Hoshikuma, J., and Kosa, K. (2010). "Damage of transportation facility due to 2010 Chile earthquake". Bridge Team Dispatched by Japan Society of Civil Engineers.

Khan, M.. (2010). Highway Structure Rehabilitation and Repair. New York: The McGraw-Hill Companies.

Kwon, O. S., Kim, E., & Orton, S. (2010). Calibration of live-load factor in LRFD bridge design specifications based on state-specific traffic environments. Journal of Bridge Engineering, 16(6), 812-819.

Lozano, P. (1997). El violinista de los puentes colgantes-José María Villa. Bogotá, Colombia: Colciencias y Panamericana Editorial, 1997, publicación digital en la página web de la Biblioteca Luis Ángel Arango del Banco de la República.

Manterota, A., Fernández S. & Gil Ginés, M. A. (2005). Puentes. Escuela Técnica Superior de Escuela de Caminos, Canales y Puertos de Madrid. Barcelona, España: Editores técnicos asociados.

Marí, A. B. (2010). Recientes avances en la construcción de puentes prefabricados en España. Tendencias de futuro, en III Simposio Internacional sobre Diseño de Puentes. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander y Universidad Politécnica de Catalunya.

Mathivat, J. (1980). Construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos. Barcelona, España: Editores técnicos asociados.

Melchers, R.E. (1999). Structural Reliability: Analysis and Prediction. John Wiley & Sons. New York, NY.

Melville, B. W. and Coleman, S. E. (2000). Bridge scour. Highlands Ranch. Colorado: Water Resources Publications.

Ministerio de Fomento de España. (2007). Norma de construcción sismorresistente: puentes (NCSP-07). Real Decreto 637/2007, de 18 de mayo (BOE del 2/6/2007)

Ministerio de Fomento de España. (2011). Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11). Madrid, España.

Ministerio de Obras Públicas. (1954). Cartilla de puentes. Bogotá, Colombia: Departamento de Carreteras Nacionales, Sección de diseños, Ing. Antonio María Gómez.

Ministerio de Obras Públicas. (1958). Cartilla de puentes. Bogotá, Colombia: Departamento de Diseños, Sección de puentes, Ing. Luis E. Murcia.

Ministerio de Obras Públicas. (1960). Cartilla de puentes. Bogotá, Colombia: Ramas técnicas, División de Ingeniería, Ing. Jerónimo Herrera.

Ministerio de Obras Públicas. (1960). Modelo de Obras de Arte. Bogotá, Colombia.

Ministerio de Obras Públicas. (1980). Cartilla de puentes. Bogotá, Colombia: Ramas técnicas, División de Ingeniería.

Ministerio de Obras Públicas. (1988). Modelo de puentes de placa y vigas en concreto reforzado y preesforzado. Bogotá, Colombia.

Minnesota Department of Transportation. (2006). Office of Bridges & Structures. "Fracture Critical-Bridge Inspection, Bridge # 9340 (Squirt Bridge)", I-35W over the Mississippi River at Minneapolis. USA, Annual Report.

Muñoz, E. E. (2011). Ingeniería de puentes: Tomo I: Reseña histórica, tipología, diagnóstico y recuperación. Tomo II: Colapso, inspección especial, socavación, vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga (Vol. 1). Editorial Pontificia Universidad Javeriana.

NCHRP. (2002). Comprehensive Specification the Seismic Design of Bridges. NCHRP Report 472. Transportation Research Board. National Research Council, Washington, DC.

NCHRP. (2003). Design of Highway Bridges for Extreme Events. NCHRP Report 489. Transportation Research Board. National Research Council, Washington, DC.

Nowak, A. S. (1992). Calibration of LRFD Bridge Design Code, NCHRP Project 12-33. University of Michigan, Ann Arbor, MI.

Nowak, A. S. (1995). Calibration of LRFD Bridge Code. Journal of Structural Engineering, ASCE, August, Vol. 121 No. 8, pp. 1245-1251.

Nowak, A. S. (1999). Calibration of LRFD Bridge Design Code. NCHRP Report 368, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

Padilla R., J. A. (2012). Memorias de Cálculo- puente Bermúdez. Consultores estructurales. Jorge Padilla Ingeniería y CIA LTDA. Bogotá.

Padilla R., J. A. (2013). Diseños estructurales detallados para la construcción del puente vehicular en la intersección 11 de noviembre – vía a Minca - municipio de Santamarta departamento de Magdalena. Consultores estructurales. Jorge Padilla Ingeniería y CIA LTDA. Bogotá.

Padilla R., J. A. (2015). Informe de diseño estructural puente San Pedro. Villagarzon – San Jose del Fragua. Administradora de proyectos civiles. Jorge Padilla Ingeniería y CIA LTDA. Bogotá.

Patiño, V. M. Historia de la cultura América Equinoccial, tomo III “Vías, Transportes, Comunicaciones”. Bogotá, Colombia: Publicación digital en la página web de la Biblioteca Luis Ángel Arango del Banco de la República.

Petroski, H. (1992). To Engineer is Human: The Role of Failure in Successful Design. New York: Vintage Books.

Priestley, M. J. N., Seible, F., and MacRae, G. (1995). “The Kobe earthquake of January 17, 1995: Initial impressions from a quick reconnaissance, structural systems research project”. University of California, San Diego, California, USA, Report SSRP-95/03.

Priestley, M. J. N. and Calvi, G. M. (1996). Seismic Design and Retrofit of Bridges. New York: John Wiley & Sons, Inc.

Ramírez, J. E. (1957). Historia de los terremotos en Colombia. Bogotá: Instituto Geográfico Agustín Codazzi.

Rosillo, L., Betancourt N., Sepúlveda Y. & Cataño, J. (2009). Nuevas tendencias de puentes en Colombia. En Pedelta Colombia, III Simposio Internacional sobre Diseño de Puentes. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander y Universidad Politécnica de Catalunya.

Rudolph, E. and Szirtes, S. (1912). “Das kolumbianische Erdbeben am 31, Januar 1906”, [El terremoto colombiano del 31 de enero de 1906]. Gerland's Beitrage zur Geophysik, Band 11, Teilen I, II, pp. 132-199.

Salguero T., C. A. (2017). Análisis comparativo para el diseño de tres puentes continuos en diferentes partes de la geografía nacional, diseñados usando el código CCDSP-95 y la norma vigente CCP-14. Bogotá D.C., Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.

Secretaría de Obras Públicas Departamento de Antioquia. (1980). Modelos de puentes para vías de dos carriles. Bogotá, Colombia.

Sivakumar, B., Ghosn, M., Moses, F., & TranSystems Corporation. (2011). NCHRP (National Cooperative Highway Research Program) Report 683, Protocols for Collecting and Using Traffic Data in Bridge Design. Transportation Research Board, Washington, DC.

Smith, D. W. (1977). "To the bridge Engineering". Civil Engineering-ASCE.

Sobrino, J. A. y Casas, R. (1993). Metodología de Evaluación Estructural de Puentes Existentes: Aplicación a un caso real", Hormigón y Acero. Barcelona. UPC. IV Trimestre.

Tanner, P. y Sobrino, J. A. (1998a). ¿Cuánta Seguridad Necesitan las Estructuras? Calibración de Códigos. En: Curso de Estudios Mayores de la Construcción. (14: 1998: Barcelona). Fiabilidad Estructural. Tratamiento de las Acciones Especiales. 19 p.

Thoft-Christensen, P., and Baker, M. (1982). Structural Reliability Theory and its Applications. Springer Verlag. Berlin, Germany.

Trujillo O., J. E. (2000). Puentes. Bogotá, Colombia: Universidad Industrial de Santander.

Trujillo O., J. E. (2009). Diseño de puentes. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.

Turkstra, C.J., and Madsen, H. (1980). "Load Combinations in Codified Structural Design." ASCE, Journal of Structural Engineering. Vol. 106, No. 12; pp. 2527–2543.

Universidad Nacional de Colombia. (1994). "Causas del colapso del puente Los Ángeles". Instituto Nacional de Vías, Bogotá, Colombia.

Universidad Nacional de Colombia. (1996a). "Estudio de las causas del colapso del puente Heredia (Cartagena)". Instituto Nacional de Vías, Bogotá, Colombia.

Universidad Nacional de Colombia. (1996b). "Estudio de las causas del colapso del puente Pescadero localizado en el Departamento de Santander". Instituto Nacional de Vías, Bogotá, Colombia.

Universidad Nacional de Colombia. (1996c). "Causas del colapso del puente Purnio". Instituto Nacional de Vías, Bogotá, Colombia.

Universidad Nacional de Colombia. (1997). "Causas del colapso del puente sobre el río Sevilla". Instituto Nacional de Vías, Bogotá, Colombia.

Universidad Nacional de Colombia. (1998). "Causas del colapso del puente Recio". Instituto Nacional de Vías, Bogotá, Colombia.

Vallecilla, C. R. (2006). Manual de puentes en concreto reforzado. Bogotá, Colombia: Editorial Bauen.

Vallecilla, C. R. (2009). Puentes en concreto postensado, teoría y práctica. Bogotá, Colombia: Editorial Bauen.

Wikipedia (2010). <http://es.wikipedia.org>.

Wittfotht, H. (1975). Puentes. Ejemplos internacionales. Barcelona: Editorial Gustavo Gil S.A.

Xanthakos, P. P. (1995). Bridge Substructure and Foundation Design. Estados Unidos: Prentice Hall.