

Universidad Católica de Santa María
Facultad de Arquitectura e Ingenierías Civil y del
Ambiente
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**“EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y PROPUESTA DE REFUERZO DEL PUENTE
FERROVIARIO SUMBAY – DISTRITO DE SUMBAY, AREQUIPA-PERÚ”**

Tesis presentada por las Bachilleres:

Cano Mac Dowall, Andrea Patricia

Vizcarra Escalante, Andrea Carolina

Para optar por el Título Profesional de:

Ingeniero Civil.

Asesor:

Ing. Chávez Vega, Óscar Félix

TOMO I

AREQUIPA – PERÚ

2018

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

DICTAMEN DE BORRADOR DE TESIS

VISTO

El BORRADOR DE TESIS titulado:

*Evaluación, análisis y propuesta de refuerzo del
puente ferroviario Sumlay - Distrito de
Sumlay, Arequipa - Perú.*

Presentado por el (la) (los) Bachiller (es):

Andrea Patricia Sano Nysc Donnell
Andrea Caroline Vignare Escalante

Nuestro DICTAMEN es:

Apto para sustentación

OBSERVACIONES:

Arequipa, 28 de Agosto del 2018

Chavez
1732

[Firma]
COD: 2766

[Firma]
7436

Dedicatoria

Agradezco infinitamente a todas las personas que estuvieron involucradas en esta tesis, y que, desinteresadamente, ofrecieron su apoyo a través de conocimiento o compañía, sin ustedes, nada de esto hubiera sido posible.

Gracias a mi querida familia, Carlos, Patricia y Carla. Que son lo mejor de mi vida. Cada uno, irremplazable.

Gracias a las personas, brindaron la oportunidad de aprender y la facilidad de cumplir en ambas partes, trabajo y estudio, y por confiar en mí.

Gracias Ing. Galvarino Pinto e Ing. Luis Aleman

Gracias a Dios, por las oportunidades de cada día y por haberme guiado en este camino. Por permitirme seguir mejorando.

- Andrea Cano Mac Dowall

A mis padres: Sandra y Eddie, a Lalo y Nancy; por el apoyo infinito en cada uno de mis proyectos. Gracias por ayudarme a seguir adelante ante las dificultades.

A mis jefes en Ferrocarril Transandino: Ing. Edwin, Ing. Rolando, Ing. Gonzalo, Ing. Fabiola e Ing. Rocío; por brindarme información y el apoyo necesario para realizar esta investigación. Gracias infinitas por ser colegas, amigos y una familia para mí. Esta tesis es para ustedes.

A todas las personas con las cuales trabajé en F.T y colaboraron con esta investigación.

A todos mis amigos, quienes a su manera fueron un pilar en el desarrollo de esta investigación.

Gracias por ser parte de mi vida.

- Andrea Vizcarra Escalante

INTRODUCCIÓN

El Perú, a comparación de otros países, no es considerado un país ferroviario. Desde el auge del desarrollo del transporte ferroviario en el siglo XIX, donde se contaba con casi 4500 km de vía férrea a nivel nacional; las crisis que azotaron el país y el desarrollo del transporte por carretera obligaron a clausurar gran parte de estas vías. Actualmente, se cuenta con menos de la mitad de vías férreas en comparación de lo que alguna vez existió, disminuyendo el transporte de pasajeros y destinando gran parte al transporte de carga pesada proveniente de la minería.

Junto con el auge del transporte ferroviario surgieron obras de arte, las cuales tienen el propósito de salvar obstáculos tales como ríos, valles, quebradas, entre otros. Los puentes, tan antiguos como la vía misma, constituyeron un gran reto para la ingeniería de aquellos días; pues debían edificarse resistentes al paso del tiempo y de los trenes. Sin embargo, es importante evaluar el estado de los mismos periódicamente para descartar cualquier falla que pueda ocurrir.

La finalidad de este trabajo de investigación es la evaluación y propuesta de refuerzo de uno de los puentes más antiguos de la vía férrea del sur: el puente Sumbay, pues ser parte de una de las vías más transitadas del país (tanto por el transporte de carga pesada como por el de pasajeros), requiere que esté operativo ante cualquier eventualidad. Es bien sabido que rehabilitar un puente resulta más económico que sustituirlo completamente, siempre y cuando la seguridad que garantice el mismo, sea la adecuada.

La evaluación a realizarse consiste en el análisis estructural del puente mediante el uso de programas computacionales con la idealización más real posible y la respectiva introducción de datos, proveniente de la investigación sobre el sitio, la historia del puente, los materiales utilizados para su construcción y la elaboración de un modelo que simule su comportamiento bajo cargas especificadas. Se utiliza como base (y por estar hablando de un puente ferroviario) el Manual propuesto por la AREMA, por sus siglas en inglés, la Asociación Americana del Transporte y Mantenimiento Ferroviario y la metodología de diseño que esta usa (ASD), mientras que la propuesta de refuerzo será verificada por el mismo manual y la metodología de diseño.

RESUMEN

La presente tesis propone el refuerzo de uno de los puentes más antiguos de la vía férrea del sur peruano. Se desarrolla la propuesta de refuerzo en base al modelamiento del puente mediante el uso de CSI-Bridge y los resultados son analizados en base a los criterios de evaluación y diseño para estructuras ferroviarias según el manual de AREMA (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association).

En el primer capítulo se plantea el problema según antecedentes y realidad actual sobre la vía férrea y sus puentes. Se justifica la importancia para mejorar las condiciones del transporte ferroviario.

En el segundo capítulo contiene el marco teórico para el desarrollo de la investigación y los lineamientos a seguir para la evaluación del estado de un puente antiguo.

En el tercer capítulo se desarrolla la recolección de información e inspección preliminar del puente, las visitas y lo que se puede inferir en base a lo obtenido en cada una de ellas.

En el cuarto capítulo se realiza el modelamiento del puente en el programa CSI BRIDGE y se procesa y comparan los resultados obtenidos con los permitidos por el manual de AREMA.

En el quinto capítulo, se realiza la propuesta de refuerzo más óptima y se verifica nuevamente la estructura, con la metodología del cuarto capítulo.

Para finalizar, se presentan las conclusiones obtenidas, comentarios y recomendaciones, la bibliografía utilizada y anexos.

PALABRAS CLAVE: *Puente Ferroviario, Análisis estructural, CSI Bridge, AREMA, Refuerzo, Acero dulce, Metodología de esfuerzos permisibles, Tensión, Compresión, Flexión, Cortante, Pandeo, Fatiga.*

ABSTRACT

Cano Mac Dowall, Andrea Patricia – Vizcarra Escalante, Andrea Carolina, *“Evaluation, analysis and proposal of reinforcement of Sumbay Railway Bridge – Sumbay district, Arequipa-Peru, 2018, Catholic University of Santa Maria, Arequipa, Peru.*

This study proposes the reinforcement one of the oldest bridges of the railroad in southern Peru. The main problem is described and a reinforcement alternative is developed, based on the analysis of results obtained from a software, following the design criteria for railway structures according to the manual of AREMA (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association).

In the first chapter the problem is presented, mentioning some of the background facts which led us to pose the principal objectives of this research. We justify the importance of improving the conditions of rail transportation.

The second chapter, refers to the theoretical framework necessary for the development of the research and the guidelines to follow to achieve the evaluation of an old bridge's structural health.

In the third chapter we discuss the collection of information and preliminary inspection of the bridge's area.

In the fourth chapter, we describe the process to model the bridge, by using CSI BRIDGE program, and the results are compared with the stresses allowed by the AREMA manual.

In the fifth chapter, the most optimal reinforcement proposal is made and verified by modeling the structure with the proposal by comparing results, using the previous methodology.

Finally, we show the general conclusions, comments and recommendations of the work carried out, the bibliography was used and annexes are presented.

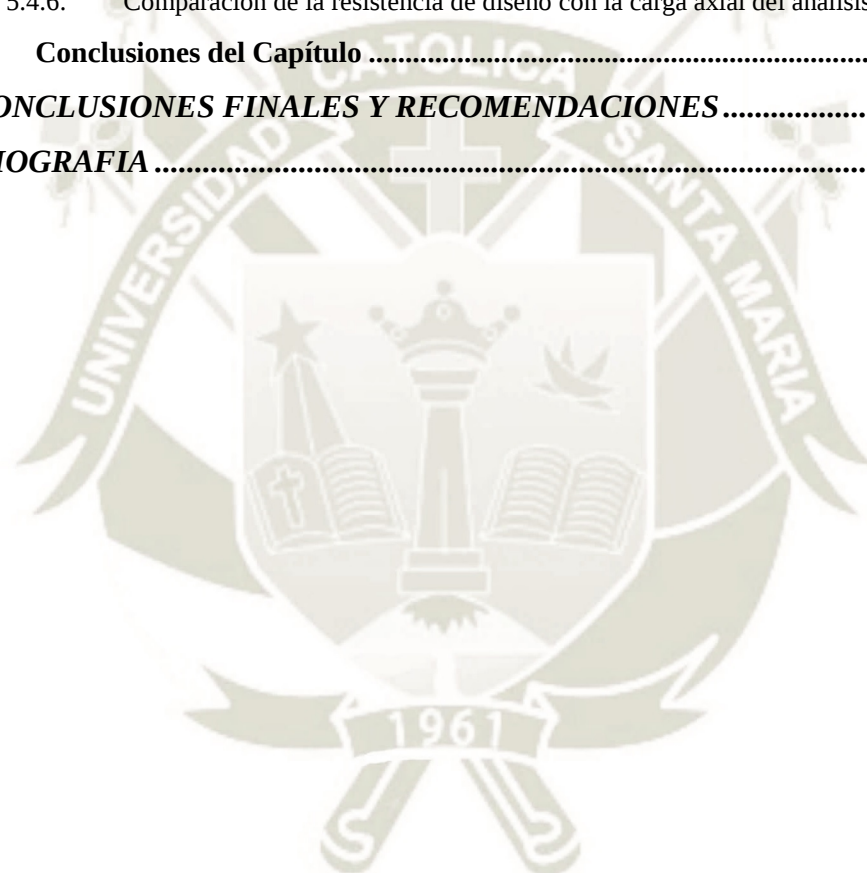
KEYWORDS: Railway Bridge, Structural Analysis, CSI Bridge, AREMA, Reinforcement, Mild Steel, Allowable Stress Design, Tension, Compression, Bending, Shear, Buckling, Fatigue.

ÍNDICE

I. PLANTEAMIENTO TEÓRICO.....	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. El problema.....	13
1.2.1. Enunciado del Problema.....	13
1.2.2. Variables e indicadores	15
1.2.3. Interrogantes.....	16
1.3. Justificación	16
1.4. Objetivos	17
1.4.1. Objetivo General	17
1.4.2. Objetivos Específicos.....	17
1.5. Alcances y Limitaciones.....	17
1.6. Hipótesis	18
II. CONCEPTOS BÁSICOS Y ESTUDIOS PARA EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO DE UN PUENTE FERROVIARIO.....	19
2.1. Partes de la estructura de un puente	21
2.1.1. Superestructura	21
2.1.2. Subestructura	21
2.2. Tipología de puentes.....	22
2.2.1. Según el material utilizado.....	22
2.2.2. Según su función.....	22
2.2.3. Según sus condiciones de apoyo	23
2.3. Estudios básicos de ingeniería a considerar para la evaluación del estado de un puente metálico.....	25
2.3.1. Recopilación de información y datos	26
2.3.2. Evaluación de la capacidad portante	26
2.3.3. Evaluación del estado de la subestructura y superestructura	27
2.3.4. Evaluación del estado de los materiales utilizados	27
2.3.5. Análisis estructural mediante programas computacionales	27
2.3.6. Consideraciones a tomar en la elaboración de un modelo computacional de un puente	28
2.4. Metodologías de refuerzo de un puente metálico	32
2.5. Viabilidad del refuerzo	34
III. INSPECCIÓN DEL PUENTE Y RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	35
3.1. Aspectos Generales.....	35
3.1.1. Ubicación.....	35
3.1.2. Descripción general	36
3.2. Materiales y procedimientos constructivos utilizados	41
3.3. Antecedentes de estudio del puente	45

3.3.1.	Año 2014	45
3.3.2.	Año 2017	45
3.4.	Recolección de Datos en Campo.....	52
3.4.1.	Revisión de los elementos principales	52
3.4.2.	Revisión de las conexiones	58
3.4.3.	Revisión de los estribos	60
3.5.	Estudio de los materiales utilizados	62
3.5.1.	Para la subestructura	62
3.5.2.	Para la superestructura	64
3.6.	Conclusiones del capítulo.....	65
IV.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE	66
4.1.	Elaboración de Modelo en CSI Bridge	66
4.1.2.	Materiales	66
4.1.3.	Elementos	67
4.2.	Configuración del Tablero.....	74
4.3.	Sistemas de Apoyo.....	74
4.4.	Determinación de Cargas	75
4.4.1.	Estáticas	75
4.4.2.	Dinámicas	76
4.4.3.	Análisis Modal AREMA.....	89
4.4.4.	Combinación de Cargas	110
4.5.	Evaluación de Elementos Principales	115
4.5.1.	Metodología de Evaluación de Superestructura.....	115
4.5.2.	Desarrollo de Evaluación de la Superestructura	129
4.5.3.	Metodología de Evaluación de la Subestructura	147
4.5.4.	Desarrollo de Evaluación de la Subestructura	157
4.6.	Evaluación de Conexiones	238
4.6.1.	Identificación de los elementos sometidos a mayor esfuerzo de tracción.....	238
4.6.2.	Datos de la conexión.....	240
4.6.3.	Determinación de la resistencia de diseño a la tensión (fluencia por tensión)	241
4.6.4.	Determinación de la resistencia de diseño por fractura a la tensión	241
4.6.5.	Determinación de la resistencia de diseño al cortante simple	246
4.6.6.	Determinación de la resistencia de diseño al aplastamiento	247
4.6.7.	Comparación de la resistencia de diseño con la carga axial del análisis	248
4.7.	Evaluación de Desempeño de Placa Base	249
4.7.1.	Consideraciones específicas.....	250
4.7.2.	Identificación de columna y pedestal a evaluar	251
4.7.3.	Esquema de placa base	252
4.7.4.	Combinación de cargas	254
4.7.5.	Resolución	256
4.8.	Conclusiones del Capítulo	266
V.	PROPUESTA DE REFUERZO Y VERIFICACIÓN	268
5.1.	Consideraciones Generales.....	268
5.2.	Propuesta de refuerzo para la superestructura.....	268
5.2.1.	Propuesta para la superestructura – Carga viva: Cooper E-80	271
5.2.2.	Propuesta para la superestructura – Carga viva: 2 locomotoras GT42 + 18 planos... 273	

5.2.3.	Verificación del refuerzo propuesto para la superestructura	275
5.3.	Propuesta de refuerzo para la subestructura	285
5.3.1.	Secciones Reforzadas	287
5.3.2.	Verificación de desempeño de secciones reforzadas, bajo efectos de compresión, tensión y fatiga	293
5.4.	Evaluación de conexiones esforzadas con refuerzo propuesto	309
	Al igual que en la evaluación con los elementos sin reforzar, se trabajará con la conexión al elemento que resiste la mayor carga axial: ARRIOSTRE 26.	311
5.4.1.	Datos de la conexión	311
5.4.2.	Determinación de la resistencia de diseño a la tensión (fluencia por tensión)	312
5.4.3.	Determinación de la resistencia de diseño por fractura a la tensión	312
5.4.4.	Determinación de la resistencia de diseño al cortante simple	316
5.4.5.	Determinación de la resistencia de diseño al aplastamiento	317
5.4.6.	Comparación de la resistencia de diseño con la carga axial del análisis	318
5.5.	Conclusiones del Capítulo	319
VI.	CONCLUSIONES FINALES Y RECOMENDACIONES	321
BIBLIOGRAFIA		324



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Evolución de la Demanda de Peru Rail entre los años 2000-2014	5
Tabla 2: Principales Productos Transportados por Perú Rail al año 2011 (en miles de toneladas)	6
Tabla 3: Puentes ferroviarios entre Arequipa y Cusco.....	9
Tabla 4: Los 20 puentes más largos entre Mollendo y Cusco – Ferrocarril del Sur	12
Tabla 5: Puentes ferroviarios de la subdivisión 4 (Arequipa – Juliaca) ordenados por longitud	36
Tabla 6: Resultados de Ensayo de Esclerometría.....	46
Tabla 7: Características del material recomendadas para acero y valores de factores parciales para resistencias de secciones transversales y miembros	63
Tabla 8: Tabla de porcentaje de carga viva para simular impacto, según la longitud de cada tramo	81
Tabla 9: Selección del Procedimiento de Análisis	88
Tabla 10: Tabla 9-1-2. “Damage Criterion” (<i>Criterio de Daño</i>).....	89
Tabla 11: 9-1-3. “Seismic Performance Criteria” (<i>Criterio de Desempeño Sísmico</i>).....	90
Tabla 12: 9-1-4. Ground Motion Levels (Niveles de Movimiento Sísmico)	91
Tabla 13: 9-1-5. “Weighting Factors” (<i>Factores de Ponderación</i>).....	98
Tabla 14: 9-1-6. Site Coefficient (Coeficiente de Sitio)	103
Tabla 15: Espectro de Respuesta Sísmico Reducido.....	106
Tabla 16: 9-1-8. Load Combinations (Combinaciones de Carga).....	110
Tabla 17: Propiedades Geométricas de las Secciones.....	117
Tabla 18: Propiedades Geométricas de las Secciones.....	118
Tabla 19: Propiedades Geométricas de las Secciones.....	118
Tabla 20: Propiedades Geométricas de las Secciones.....	119
Tabla 21: Propiedades Geométricas de las Secciones.....	119
Tabla 22: 15-1-8. Porcentaje de Impacto Asumido.....	126
Tabla 23: 15-1-7. Ciclos de Esfuerzo Constantes	126
Tabla 24: 15-1-9. Detalles de Construcción (Fatiga)	127
Tabla 25: 15-1-10. Rango de Fatiga Límite (S_{RFAT}).....	128
Tabla 26: Esfuerzos de Tensión en cada tramo para Carga Cooper E80	129
Tabla 27: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo de tensión actuante y esfuerzo de fluencia para Cooper E-80	130
Tabla 28: Esfuerzos de Tensión para Carga Cooper E60.....	130
Tabla 29: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo de tensión actuante y esfuerzo de fluencia para Cooper E-60	131
Tabla 30: Esfuerzos de Tensión para Carga Cooper E40.....	131
Tabla 31: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo de tensión actuante y esfuerzo de fluencia para Cooper E-40	132
Tabla 32: Esfuerzos de Tensión para el tren compuesto de 2 Locomotoras GT42 + 18 planos.	132
Tabla 33: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo de tensión actuante y esfuerzo de fluencia para dos locomotoras GT42 + 18 planos.....	133
Tabla 34: Esfuerzos de Compresión en cada tramo para Carga Cooper E80.....	134
Tabla 35: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo en compresión actuante y esfuerzo de fluencia para Cooper E-80	134
Tabla 36: Esfuerzos de Compresión en cada tramo para Carga Cooper E60.....	135
Tabla 37: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo en compresión actuante y esfuerzo de fluencia para Cooper E-60	135
Tabla 38: Esfuerzos de Compresión en cada tramo para Carga Cooper E40.....	136

Tabla 39: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo en compresión actuante y esfuerzo de fluencia para Cooper E-40	136
Tabla 40: Esfuerzos de Compresión en cada tramo para el tren compuesto de 2 Locomotoras GT42 + 18 planos.....	137
Tabla 41: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo en compresión actuante y esfuerzo de fluencia para 2 Locomotoras GT42 + 18 planos.....	137
Tabla 42: Fuerzas Cortantes Máximas para cada tramo para Carga Cooper E80	138
Tabla 43: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo de corte actuante y esfuerzo de fluencia para Cooper E-80	138
Tabla 44: Fuerzas Cortantes Máximas para cada tramo para Carga Cooper E60	139
Tabla 45: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo de corte actuante y esfuerzo de fluencia para Cooper E-60	139
Tabla 46: Fuerzas Cortantes Máximas para cada tramo para Carga Cooper E40	140
Tabla 47: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo de corte actuante y esfuerzo de fluencia para Cooper E-40	140
Tabla 48: Fuerzas Cortantes Máximas para el tren compuesto de 2 Locomotoras GT42 + 18 planos.	141
Tabla 49: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo de corte actuante y esfuerzo de fluencia para 2 Locomotoras GT42 + 18 planos.....	141
Tabla 50: Diagnóstico de propiedades geométricas, evaluadas para pandeo local del ala en compresión.	142
Tabla 51: Diagnóstico de propiedades geométricas, evaluadas para pandeo torsional del elemento en compresión.....	143
Tabla 52: Verificación de Rangos de Esfuerzo de Fatiga para cada tipo de carga viva.....	144
Tabla 53: Deflexiones para Carga Cooper E80.....	145
Tabla 54: Deflexiones para Carga Cooper E60.....	145
Tabla 55: Deflexiones para Carga Cooper E40.....	146
Tabla 56: Deflexiones para Tren: 2 locomotoras + 18 planos	146
Tabla 57: Propiedades geométricas de secciones de pilares	152
Tabla 58: Límite de Esbeltez permisible para diferentes elementos sujetos a esfuerzos.	152
Tabla 59: Ancho y espesor de alas para cada sección	157
Tabla 60: Tabla para hallar el centroide de cada área transversal compuesta por secciones típicas.	160
Tabla 61: Tabla para hallar inercia total, teoría de ejes paralelos. Efectos de sección compleja, compuesta de secciones típicas básicas.....	161
Tabla 62: Relación de Esbeltez para columnas.....	163
Tabla 63: Relación de Esbeltez para vigas.....	164
Tabla 64: Relación de Esbeltez para arriostres	166
Tabla 65: Fuerzas actuantes sobre elementos de columnas, Cooper E-80 – Compresión (en tnf)	174
Tabla 66: Diagnóstico de columnas bajo esfuerzos a compresión, Cooper E-80	175
Tabla 67: Comparación entre el esfuerzo a compresión, producido en columnas por la Cooper - E-80, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.....	176
Tabla 68: Fuerzas actuantes sobre elementos de arriostres, Cooper E-80 - Compresión.....	176
Tabla 69: Diagnóstico de arriostres bajo esfuerzos a compresión, Cooper E-80	178
Tabla 70: Comparación entre el esfuerzo a compresión en arriostres, producido por la Cooper - E-80, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.....	180
Tabla 71: Fuerzas actuantes sobre elementos de vigas, Cooper E-80 - Compresión	182
Tabla 72: Diagnóstico de vigas bajo esfuerzos a compresión, Cooper E-80.	183

Tabla 73: Comparación entre el esfuerzo a compresión en vigas, producido por la Cooper - E-80, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.	184
Tabla 74: Fuerzas actuantes sobre elementos de columnas, Cooper E-80 – Tensión (en tnf) ..	187
Tabla 75: Diagnóstico de columnas bajo esfuerzos a tensión, Cooper E-80.....	188
Tabla 76: Comparación entre el esfuerzo de tensión, producido en columnas por la Cooper - E-80, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.	189
Tabla 77: Fuerzas actuantes sobre elementos de arriostres, Cooper E-80 - Tensión	189
Tabla 78: Diagnóstico de arriostres bajo esfuerzos de tensión, Cooper E-80	192
Tabla 79: Comparación entre el esfuerzo de tensión en arriostres, producido por la Cooper E-80, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.	194
Tabla 80: Fuerzas actuantes sobre elementos de vigas, Cooper E-80 - Tensión.....	196
Tabla 81: Diagnóstico de vigas bajo esfuerzos de tensión, Cooper E-80	198
Tabla 82: Comparación entre el esfuerzo de tensión en vigas, producido por la Cooper E-80, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.	199
Tabla 83: Diagnóstico de columnas bajo esfuerzos de fatiga por tensión, Cooper E-80	200
Tabla 84: Diagnóstico de arriostres bajo esfuerzos fatiga por tensión, Cooper E-80	201
Tabla 85: Diagnóstico de vigas bajo esfuerzos fatiga por tensión, Cooper E-80	202
Tabla 86: Fuerzas actuantes sobre elementos de columnas, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos – Compresión (en tnf)	204
Tabla 87: Diagnóstico de columnas bajo esfuerzos a compresión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos	205
Tabla 88: Comparación entre el esfuerzo a compresión, producido en columnas por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.	206
Tabla 89: Fuerzas actuantes sobre elementos de arriostres, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos - Compresión (en tnf)	206
Tabla 90: Diagnóstico de arriostres bajo esfuerzos a compresión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos	208
Tabla 91: Comparación entre el esfuerzo a compresión en arriostres, producido por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.	210
Tabla 92: Fuerzas actuantes sobre elementos de vigas, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos - Compresión	211
Tabla 93: Diagnóstico de vigas bajo esfuerzos a compresión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos	212
Tabla 94: Comparación entre el esfuerzo a compresión en vigas, producido por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.	213
Tabla 95: Fuerzas actuantes sobre elementos de columnas, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos - Tensión.....	215
Tabla 96: Diagnóstico de columnas bajo esfuerzos de tensión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos	216
Tabla 97: Comparación entre el esfuerzo de tensión, producido en columnas por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.	217
Tabla 98: Fuerzas actuantes sobre elementos de arriostres, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos - Tensión.....	217
Tabla 99: Diagnóstico de arriostres bajo esfuerzos de tensión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos	219
Tabla 100: Comparación entre el esfuerzo de tensión en arriostres, producido por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.	221

Tabla 101: Fuerzas actuantes sobre elementos de vigas, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos - Tensión	222
Tabla 102: Diagnóstico de vigas bajo esfuerzos de tensión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos	224
Tabla 103: Comparación entre el esfuerzo de tensión en vigas, producido por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.	225
Tabla 104: Diagnóstico de columnas bajo esfuerzos de fatiga por tensión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos	226
Tabla 105: Diagnóstico de arriostres bajo esfuerzos fatiga por tensión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos	227
Tabla 106: Diagnóstico de vigas bajo esfuerzos fatiga por tensión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos	228
Tabla 107: Arriostres más esforzados por fuerzas en tensión	238
Tabla 108: Distribución de fuerzas axiales a cada arriostre	240
Tabla 109: Resumen de resistencia de la conexión a cada caso	248
Tabla 110: Datos de geometría en planta de la columna "B" y placa base de pedestal N° 7	256
Tabla 111: Datos de fuerzas axial y cortante y momentos en base de columna	258
Tabla 112: Planchas de espesores comerciales	268
Tabla 113: Propiedades mecánicas de acero con diferentes cantidades de carbono	270
Tabla 114: Propiedades Geométricas de las Secciones Reforzadas	271
Tabla 115: Propiedades Geométricas de las Secciones Reforzadas	272
Tabla 116: Propiedades Geométricas de las Secciones Reforzadas	272
Tabla 117: Propiedades Geométricas de las Secciones Reforzadas	272
Tabla 118: Propiedades Geométricas de las Secciones Reforzadas	273
Tabla 119: Propiedades Geométricas de las Secciones Reforzadas	273
Tabla 120: Propiedades Geométricas de las Secciones Reforzadas	274
Tabla 121: Propiedades Geométricas de las Secciones Reforzadas	274
Tabla 122: Propiedades Geométricas de las Secciones Reforzadas	274
Tabla 123: Propiedades Geométricas de las Secciones Reforzadas	275
Tabla 124: Esfuerzos de Tensión en cada tramo para Carga Cooper E80	275
Tabla 125: Esfuerzos de Tensión en cada tramo para Carga Cooper E80	276
Tabla 126: Esfuerzos de Tensión en cada tramo para tren compuesto de 2 Locomotoras GT42 + 18 planos	276
Tabla 127: Diagnóstico de esfuerzos de Tensión en cada tramo para tren compuesto de 2 Locomotoras GT42 + 18 planos	277
Tabla 128: Esfuerzos de Compresión en cada tramo para Carga Cooper E80	277
Tabla 129: Diagnóstico de esfuerzos de Compresión en cada tramo para Carga Cooper E80 ..	278
Tabla 130: Esfuerzos de Compresión en cada tramo para tren compuesto de 2 Locomotoras GT42 + 18 planos	278
Tabla 131: Diagnóstico de esfuerzos de Compresión en cada tramo para tren compuesto de 2 Locomotoras GT42 + 18 planos	278
Tabla 132: Fuerzas Cortantes Máximas para cada tramo para Carga Cooper E80	279
Tabla 133: Diagnóstico de fuerzas Cortantes Máximas para cada tramo para Carga Cooper E80	279
Tabla 134: Fuerzas Cortantes Máximas para cada tramo para tren compuesto por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos	280
Tabla 135: Fuerzas Cortantes Máximas para cada tramo para tren compuesto por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos	280
Tabla 136: Diagnóstico de Pandeo local del ala para cada tramo para tren compuesto por Cooper E-80	281

Tabla 137: Diagnóstico de Pandeo local del ala para cada tramo para tren compuesto por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos.....	281
Tabla 138: Diagnóstico de Pandeo torsional del ala para cada tramo para tren compuesto por Cooper E-80	282
Tabla 139: Diagnóstico de Pandeo torsional del ala para cada tramo para tren compuesto por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos.....	282
Tabla 140: Verificación de Rangos de Esfuerzo de Fatiga para cada tipo de carga viva.....	283
Tabla 141: Deflexiones para Carga Cooper E80.....	284
Tabla 142: Deflexiones para Tren: 2 locomotoras + 18 planos.....	285
Tabla 143: Tabla de dimensiones y pesos por metro lineal para perfiles comerciales	287
Tabla 144: Propiedades geométricas a considerar para análisis de secciones reforzadas	294
Tabla 145: Fuerzas actuantes sobre elementos de arriostres, por la carga de 2 Locomotoras GT42 + 18 planos - Compresión.....	295
Tabla 146: Diagnóstico de arriostres bajo esfuerzos a compresión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos	297
Tabla 147: Comparación entre el esfuerzo a compresión en arriostres, producido por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas reforzadas	299
Tabla 148: Fuerzas actuantes sobre elementos de arriostres, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos - Tensión. Áreas reforzadas	302
Tabla 149: Diagnóstico de arriostres reforzados bajo esfuerzos de tensión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos	304
Tabla 150: Comparación entre el esfuerzo de tensión en arriostres, producido por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas reforzadas.	305
Tabla 151: Diagnóstico de arriostres bajo esfuerzos fatiga por tensión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos – Áreas reforzadas.	307
Tabla 152: Resumen de resistencia de la conexión a cada caso.....	318

I. PLANTEAMIENTO TEÓRICO

1.1. Antecedentes

La vía férrea en el Perú tiene como principal función el transporte de carga pesada, además del transporte de pasajeros con fines turísticos.

En el sur del país se presenta la mayor operatividad de trenes a nivel nacional, la cual es el principal medio de transporte para combustible, carbón, mercadería y concentrados mineros. Para los trenes de carga, al ser muy utilizados y al operar de una manera muy cronometrada y sin poder perder tiempo; un retraso podría ser causal de la pérdida de considerables cantidades de dinero. Es por eso que se considera necesario el mantenimiento constante de vías y obras de arte, tales como puentes, canales, túneles, entre otros.

La construcción de obras de arte, con el fin de permitir el transporte, se da lugar ante las dificultades presentadas por la topografía de los lugares en los cuales las necesidades podrían ser satisfechas al facilitar el tránsito ferroviario. Al tener que atravesar ríos, quebradas; surge la necesidad de construir puentes capaces de resistir el peso de un convoy y de las mismas condiciones del terreno.

En este apartado se explicará los inicios y el desarrollo del transporte ferroviario en el país, así como la construcción de obras de arte; específicamente el surgimiento de los puentes ferroviarios en nuestro país y los procedimientos utilizados para su habilitación.

Historia del transporte ferroviario en el Perú:

La historia del transporte ferroviario está inevitablemente ligada a la historia del país. Era el indicador del crecimiento del país (y también de su declive). No se tienen fechas exactas del inicio de la construcción de las vías férreas nacionales, pero sí se puede indicar que obtuvo su auge en la segunda mitad del siglo XIX y empezó a decaer en la primera mitad del siglo XX; llegando a 4500 km de vía férrea en sus mejores tiempos. El desarrollo de la vía férrea simbolizaba el crecimiento de la industria, el comercio y el transporte, es decir, la época próspera del país.

El inicio del transporte ferroviario nacional surge, según la historia y arqueología ferroviaria, en el primer gobierno de Ramón Castilla (1845-1851) con la construcción del ferrocarril a vapor Lima-Callao (el primer ferrocarril en entrar en funcionamiento en América del Sur), en mayo de 1851. Al año 1861, ya se contaban con 90 km de vía férrea. En 1862, Manuel Pardo y Lavalle, quien fue el primer presidente civil del Perú en 1872, propuso la construcción de vías férreas para potenciar el desarrollo del país ante las

utilidades que proporcionaba el auge del guano. Para 1879 ya se contaba con 1963 km de vías férreas. Las líneas Trujillo-Pacasmayo-Cajamarca, Chimbote-Huaraz-Recuay, Arequipa-Cusco-Puno y Lima-Jauja; mejor conocidas como Ferrocarril Trasandino constituyeron la primera política ferroviaria nacional.

De acuerdo al historiador Juan Candela (2008), durante la Guerra del Pacífico se destruyó gran parte del sistema ferroviario, siendo así que Andrés Avelino Cáceres, presidente del Perú en tres ocasiones, entregó dos líneas destruidas por 66 años a tenedores de bonos ingleses; quienes se comprometieron a restablecer el funcionamiento de los mismos. Es así como surge la Peruvian Corporation en 1890. En 1893, el ferrocarril central (Peruvian Corporation) llegó a La Oroya. En 1904, “La Cerro” (una empresa minera que extraía cobre) conecta el yacimiento de Cerro de Pasco con La Oroya. En 1908, la Peruvian conectó la línea Mollendo-Puno con Cusco y Lima-La Oroya con Huancayo. Posteriormente se establecen las líneas Huancavelica-Huancayo y Tablones-Recuay.

En 1928, para eximirse de pagos estipulados en el contrato Grace¹, Perú cede definitivamente sus vías férreas a la Peruvian Corporation. Entre los principales ferrocarriles que manejaba la empresa estaba el central Lima-Huancayo y el surandino Mollendo-Puno-Cusco. Candela señala que en el gobierno de Juan Velasco Alvarado la Peruvian Corporation fue estatizada nuevamente, creándose en su reemplazo Enafer Perú (Empresa Nacional de Ferrocarriles del Perú); y en 1990, el gobierno de Alberto Fujimori la privatiza.

Actualmente se encuentra operativo un total de 1780 km pertenecientes al Estado Peruano bajo el cargo del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, de los cuales 1480 km se encuentran divididos en dos concesiones. El resto se encuentra administrado por entidades estatales y privadas.

¹ El contrato Grace fue aprobado a finales de 1888, firmado por el Presidente Andrés Avelino Cáceres con los tenedores de bonos ingleses representados por William Grace, se les entregó el usufructo de los ferrocarriles por 66 años y la facultad de explotar más de tres millones de toneladas de guano, además de otras facilidades, como minería, carbón, derecho de navegación en la Amazonía, tráfico de inmigrantes, etc.

Concesiones:

- **Ferrocarril del Centro:** Con 490 km une el puerto del Callao con La Oroya, Cerro de Pasco, Jauja y Huancayo. Este tramo fue entregado a concesión a Ferrovías Central Andina (FVCA), quien se encarga de la gerencia de la infraestructura ferroviaria. Además, la empresa Ferrocarril Central Andino brinda el servicio de transporte de carga y pasajeros. Incluye además los tramos siguientes:
 - ✓ *Santa Clara – Cajamarquilla:* Pertenecientes a la empresa Votorantim Metais Cajamarquilla S.A, es un ramal de 7.3 km que surge del km 30 de esta concesión.
 - ✓ *Carpa - Condorocha:* Pertenecientes a la empresa Cemento Andino S.A, es un ramal de 13.6 km que surge del km 25.534 de esta concesión.
 - **Ferrocarril del Sur y Sur Oriente:** El tramo Sur cuenta con 862 km y une Mollendo con el puerto de Matarani, a su vez con Juliaca, Puno y Cusco, mientras que el tramo Sur Oriente cuenta con 134 km y une Cusco con Machu Picchu y el Valle Sagrado. Este último tiene un ramal adicional de 13 km entre Pachar y Urubamba y es el único ferrocarril en el Perú que conserva trocha angosta. Tiene 6 zigzags, 12 túneles y 20 puentes.
- Ambos tramos fueron entregados a concesión a Ferrocarril Transandino (FTSA) para la labor de gerencia de infraestructura ferroviaria. Además, Perú Rail es la empresa principal que se encarga del servicio de transporte de carga y pasajeros.

Entidades Estatales:

- **Ferrocarril Huancayo - Huancavelica:** El tramo Sur cuenta con 128.7 km y une Huancayo con Huancavelica, pasando por Viques, Paccha-Soccos, Chanca, Retama, Ingahuasi, Parco, estación Manuel Tellería. A la altura del km 51 000 cruza hacia la margen derecha de la cuenca del río Mantaro, hasta estación Mariscal Cánceres, conocida como La Mejorada (km 76 760). Este tramo es administrado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
- **Ferrocarril Tacna – Arica:** La vía férrea tiene 60 km de longitud entre las estaciones de Tacna (552 msnm.) y de Arica (a nivel del mar). El trazo se desarrolla con tangentes muy largas y pendientes (descendientes de Tacna hacia Arica), que no superan 1,44%. Se encuentra administrado por el Gobierno Regional de Tacna.

- [illegible]

Fuente: RPP Noticias (2016).

Transporte de carga pesada a través de la vía férrea en Sur y Sur-Oriente:

Para poder analizar el transporte de carga en la vía férrea se utiliza los conceptos de toneladas movilizadas por año, toneladas movilizadas por kilómetro (ton-km, unidad que equivale a la cantidad de toneladas desplazadas en 1 km de vía y resulta de multiplicar el número de toneladas transportadas por la cantidad de kilómetros que recorrieron), entre otros.

Según el Plan Nacional de Desarrollo Ferroviario elaborado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, el 99% de tráfico de carga de Perú Rail es a través del tramo Sur y el 1% es por Sur-Oriente. La carga que se transportaba en el año 2001 por parte de la empresa Perú Rail era de 573 mil toneladas anuales. Al año 2014, pasó a ser 956 mil toneladas anuales; ya que en el año 2007 se inició el transporte de 800 mil toneladas de concentrado de cobre de la minera Cerro Verde al puerto de Matarani.

Tabla 1: Evolución de la Demanda de Peru Rail entre los años 2000-2014

FERROCARRIL PERU RAIL S.A.			
AÑO	Carga (miles de TM)	Toneladas-Km (miles)	Ingresos (miles de nuevos soles)
2000	573	264,881	32,671
2001	640	287,592	30,618
2002	463	198,783	21,446
2003	299	132,928	16,225
2004	309	141,681	17,248
2005	336	154,272	18,892
2006	404	187,552	26,951
2007	1,105	224,367	48,675
2008	1,346	251,908	53,335
2009	1,236	227,258	49,468
2010	1,283	223,504	49,469
2011	1,221	203,998	53,002
2012	1,237	211,000	55,499
2013	1,164	204,602	54,146
2014	956	164,158	48,881

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones Perú, 2015

Los principales productos transportados se pueden mostrar en el siguiente cuadro:

Tabla 2: Principales Productos Transportados por Perú Rail al año 2011 (en miles de toneladas)

Productos	Tonelajes
Minerales y Metales	927
Petróleo y Derivados	170
Productos Agropecuarios	9
Carbón	9
Otros	17
Total	1,132

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones Perú, 2015

Se puede apreciar que la mayoría de productos provienen de la minería y la industria petrolera; carga que, por sus características, demanda el uso de ferrocarriles para ser transportada:

- La cantidad de toneladas involucradas es masiva.
- Hay mayor facilidad de manipuleo al transportar esta cantidad de material por vía férrea que por carretera.
- La distancia de transporte para grandes volúmenes, la cual afectaría el tránsito en carreteras de ser transportada por este medio. A su vez, involucraría incremento de precios de mantenimiento de infraestructura vial, aproximadamente 160 Km.
- El transporte de mercancías a través de la vía férrea es uno de los medios menos contaminantes y con un bajo índice de siniestralidad, por debajo del avión.

Se puede concluir que, en cuanto a traslado de carga pesada, la vía férrea es uno de los mejores medios de transporte; por lo cual las obras de infraestructura involucradas cobran gran importancia por la cantidad de productos y dinero que se mueve diariamente, los cuales se pueden ver afectados si la vía no se encuentra en las condiciones adecuadas; teniendo especial consideración la situación en la zona de estudio del proyecto.

Transporte de pasajeros a través de la vía férrea en Sur y Sur-Oriente:

Al igual que en transporte de carga, algunos de los indicadores utilizados para analizar el transporte de pasajeros son: pasajeros movilizadas por año, pasajeros movilizadas por kilómetro (pasajeros-km, el cual indica la cantidad de pasajeros que se traslada a lo largo de 1 km y resulta de multiplicar el número de pasajeros por la distancia en kilómetros recorrida).

La principal línea para pasajeros se encuentra en el tramo Sur-Oriente, ya que el principal atractivo turístico nacional, Machu Picchu y el Valle Sagrado de los Incas, es parte del tramo a recorrer, pasando por las estaciones de Poroy, Ollantaytambo, Urubamba y Machu Picchu; abarcando distancias medias por debajo de los 100 km.

Actualmente, los servicios de trenes de pasajeros que recorren las vías de Sur y Sur-Oriente son los siguientes:

Peru Rail:

- Belmond Hiram Bingham: Ruta Cusco-Machu Picchu
- Perurail Vistadome: Ruta Cusco-Machu Picchu
- Perurail Expedition: Ruta Cusco-Machu Picchu
- Perurail Titicaca: Ruta Puno-Lago Titicaca
- Perurail Sacred Valley: Ruta Urubamba-Machu Picchu
- Belmond Andean Explorer: Ruta Cusco-Puno-Arequipa

Inca Rail:

- Tren Presidencial: Ruta Ollantaytambo-Machu Picchu
- Tren Ejecutivo: Ruta Ollantaytambo-Machu Picchu
- Tren Primera Clase: Ruta Ollantaytambo-Machu Picchu



Fotografía 1: Belmond Andean Explorer

Fuente: Perú Rail (2017)

Aunque el transporte de pasajeros por vía férrea desde y hacia Arequipa es mínimo en comparación al de carga pesada, con la llegada de la ruta Arequipa-Puno-Cusco del Belmond Andean Explorer, el primer tren de lujo de Latinoamérica; el mantenimiento de la vía y obras de arte involucradas cobra importancia, ya que fomenta el turismo a través de este medio de transporte.

Puentes ferroviarios en Perú:

Durante mediados del siglo XIX y mediados del siglo XX se construyeron las vías férreas en nuestro país, simbolizando el crecimiento de la industria, el comercio y el transporte. Junto con ellas, se edificaron obras de arte, las cuales cumplen la función de salvar obstáculos para el paso de trenes, tales como puentes, túneles; o permiten la operación segura, tales como canales que desvían el agua de la vía. En esta ocasión se tratará el tema de los puentes más a fondo.

Los puentes, tan antiguos como la misma vía, representan junto con los túneles, una de las obras de arte de mayor dificultad al momento de construirse por las mismas condiciones que llevan a edificarlos: salvar quebradas, cañones, ríos para el paso, en este caso, de los trenes. Los criterios y métodos constructivos utilizados en el pasado siendo tan diferentes y ya en su mayoría, un misterio para la ingeniería moderna, llevó a realizar la investigación.

En ocasiones, una obra de arte como esta podrá requerir de reforzamiento o reparaciones; ya sea debido al deterioro de la misma por el tiempo que lleva construido o como consecuencia de algún desastre natural. Ciertamente es el tipo de uso y la necesidad del usuario lo que hará que la estructura deba atravesar por ciertas modificaciones de modo que siga manteniendo su capacidad de operación intacta e incluso mejorada, para ser capaz de soportar en incremento de carga, mayor para el cuál se realizó el diseño.

Actualmente, en el tramo perteneciente a Ferrocarril Transandino S.A (Ferrocarril del Sur), entre Mollendo y Cusco se contabilizan 64 puentes exclusivos para vía férrea.

Para la empresa Ferrocarril Transandino S.A, concesionaria del Ferrocarril de Sur y Sur-Oriente; es importante conocer el estado actual de todos sus puentes para garantizar la operación segura de trenes. En este trabajo de investigación se tomó el puente Sumbay, del departamento de Arequipa, por la antigüedad del mismo (data del año 1910), y por ser parte del recorrido de trenes de minería y de pasajeros.

El puente Sumbay se encuentra en el tramo denominado Subdivisión 4, el cual empieza en la Estación Arequipa y finaliza en la Estación Juliaca. En orden de aparición en el recorrido Mollendo – Cusco es el puente n° 15 y también el 4° puente más largo.

Tabla 3: Puentes ferroviarios entre Arequipa y Cusco

SUBDIVISIÓN	NÚM.	PUENTE	UBICACIÓN (PK)	LONGITUD (m)	TIPO DE ESTRUCTURA
SUBDIVISIÓN 3: LA JOYA - AREQUIPA	1	Pozo Blanco	124.895	6.09	Viga T
	2	Tingo Grande	165.117	32.03	Viga T
SUBDIVISIÓN 4: AREQUIPA - JULIACA	3	Tres Cruces	0.236	39.52	Viga T
	4	S/N	9.152	6.80	Viga T
	5	Corpac	10.521	37.20	Acero y Concreto
	6	S/N	18.367	6.07	Viga T
	7	S/N	21.154	6.08	Viga T
	8	S/N	30.696	7.85	Viga T
	9	S/N	44.082	22.76	Viga T
	10	S/N	62.094	6.86	Viga T
	11	S/N	68.019	7.63	Viga T
	12	S/N	93.147	6.85	Viga T

SUBDIVISIÓN	NÚM.	PUENTE	UBICACIÓN (PK)	LONGITUD (m)	TIPO DE ESTRUCTURA
SUBDIVISIÓN 4: AREQUIPA - JULIACA	13	S/N	96.186	6.85	Viga T
	14	S/N	99.671	6.89	Viga T
	15	<i>Sumbay</i>	<i>115.758</i>	<i>73.15</i>	<i>Viga T</i>
	16	Imata (I)	164.094	22.95	Viga T
	17	Imata (II)	164.198	22.95	Viga T
	18	Colca	180.895	18.30	Viga T
	19	S/N	241.915	7.97	Viga T
	20	Chocorosi	253.019	20.55	Viga T
	21	S/N	264.499	6.58	Paquete de riel
	22	S/N	268.04	9.76	Viga T
	23	S/N	297.579	6.98	Paquete de riel
	24	S/N	303.676	6.10	Viga T
SUBDIVISIÓN 5: JULIACA - PUNO	25	S/N	326.765	6.80	Paquete de riel
	26	S/N	327.036	6.87	Paquete de riel
	27	S/N	327.455	6.84	Paquete de riel
	28	S/N	327.741	27.85	Viga T
	29	S/N	333.526	9.60	Viga T
	30	S/N	333.991	12.20	Viga T
	31	S/N	335.745	9.58	Viga T
SUBDIVISIÓN 6: JULIACA - CUSCO	32	Maravillas	6.752	152.50	Viga T
	33	Quea	12.749	6.80	Paquete de riel
	34	Charuca	20.099	6.82	Paquete de riel
	35	Calapuja	22.639	182.42	Viga T
	36	Nicasio	31.771	5.70	Viga T
	37	Pajraue	59.21	13.85	Reticulado
	38	Tirapata	67.859	53.25	Viga T
	39	Malliri Chico	78.94	8.70	Bóveda

SUBDIVISIÓN	NÚM.	PUENTE	UBICACIÓN (PK)	LONGITUD (m)	TIPO DE ESTRUCTURA
SUBDIVISIÓN 6: JULIACA - CUSCO	40	Malliri Grande	79.84	54.86	Viga T
	41	Lluncapujio	93.371	54.86	Viga T
	42	San Anton	101.632	54.86	Viga T
	43	Checca	111.061	6.80	Viga T
	44	Yaurimayo	118.49	6.08	Viga T
	45	Quella	120.365	6.05	Viga T
	46	Pancca	128.542	71.18	Viga T
	47	Quellopata	138.113	6.90	Viga T
	48	Pulpera	145.291	29.34	Viga T
	49	Ccochopampata	147.283	6.85	Viga T
	50	Anacopampata	147.536	6.86	Viga T
	51	Ccachiyuco	173.783	6.90	Viga T
	52	Marangani	186.14	13.68	Viga T
	53	Marcani	187.778	15.65	Viga T
	54	Sondori (Sicuani)	194.429	182.34	Viga T
	55	Nampulcay	196.054	6.86	Viga T
	56	Soltera	209.497	6.86	Viga T
	57	Colector Zongoña	212.222	14.30	Viga T
	58	Quea	215.89	37.04	Viga T
	59	Queramarca	214.21	12.19	Paquete de riel
	60	Urubambilla	229.039	6.10	Viga T
	61	Huayrapata	273.413	11.66	Viga T
	62	Puente Negro (Huambutio)	305.018	15.24	Viga T
	63	Huarcapay	309.104	12.60	Viga T
	64	Cercado	336.668	11.20	Viga T

Fuente: Elaboración propia con información proporcionada por la empresa Ferrocarril Transandino S.A.

Tabla 4: Los 20 puentes más largos entre Mollendo y Cusco – Ferrocarril del Sur

NÚM.	PUENTE	UBICACIÓN (PK)	LONGITUD (m)	TIPO DE ESTRUCTURA
1	Calapuja	22.639	182.42	Viga T
2	Sondori (Sicuani)	194.429	182.34	Viga T
3	Maravillas	6.752	152.50	Viga T
4	Sumbay	115.758	73.23	Viga T
5	Pancca	128.542	71.18	Viga T
6	Malliri Grande	79.84	54.86	Viga T
7	Lluncapujio	93.371	54.86	Viga T
8	San Anton	101.632	54.86	Viga T
9	Tirapata	67.859	53.25	Viga T
10	Tres Cruces	0.236	39.52	Viga T
11	Corpac	10.521	37.20	Acero y Concreto
12	Quea	215.89	37.04	Viga T
13	Tingo Grande	165.117	32.03	Viga T
14	Pulpera	145.291	29.34	Viga T
15	S/N	327.741	27.85	Viga T
16	Imata (I)	164.094	22.95	Viga T
17	Imata (II)	164.198	22.95	Viga T
18	S/N	44.082	22.76	Viga T
19	Chocorosi	253.019	20.55	Viga T
20	Colca	180.895	18.30	Viga T

Fuente: Elaboración propia con información proporcionada por la empresa Ferrocarril Transandino S.A.

Se realizaron dos estudios de evaluación del estado del puente: uno en el año 2014 y otro en el año 2017 a cargo de terceros. Sin embargo, el motivo por el cual se plantea la siguiente investigación teniendo precedentes es que un puente ferroviario tiene consideraciones en el diseño y evaluación que difieren en los aplicados a puentes carreteros, principalmente por el vehículo que hace uso de cada uno. Y más aún si se trata de un puente antiguo como es el caso presente. Es aquí donde se vuelve crucial, hallar una respuesta a nuestras primeras interrogantes: ¿Cuáles son las propiedades de los materiales utilizados en el puente? ¿Bajo qué normas se rige el diseño de un puente ferroviario? Al tratarse de un puente construido hace casi 108 años, los materiales e incluso procedimientos se regían bajo otra normativa y criterios. Y para elaborar un modelo más real, es necesario conocerlos lo mejor posible.

En la actual condición de tesis, es probable que el alcance se vea limitado a la toma de información y recolección de datos, ya que esta investigación surge de la necesidad de aproximarnos a la realidad. Se debe tener en cuenta los aspectos que no han sido tomados en estudios anteriores, ya sea por la premura o porque no fue solicitado; y, ¿por qué no? de elaborar una propuesta que pueda ser aplicada o que evite un posible accidente, mediante el reforzamiento de la estructura, siempre y cuando el modelo obtenido, se haya verificado con la obtención de datos reales.

Es importante, además, definir el alcance que se abarcará con esta investigación. Realizar una evaluación completa a un puente requiere de equipos especiales y gran apoyo económico. La investigación realizada abarcará al análisis de la superestructura, pilares y la propuesta de refuerzo, en caso se necesite. No se tendrá en cuenta la elaboración del estudio de la cimentación ni de los estribos.

1.2. El problema

1.2.1. Enunciado del Problema

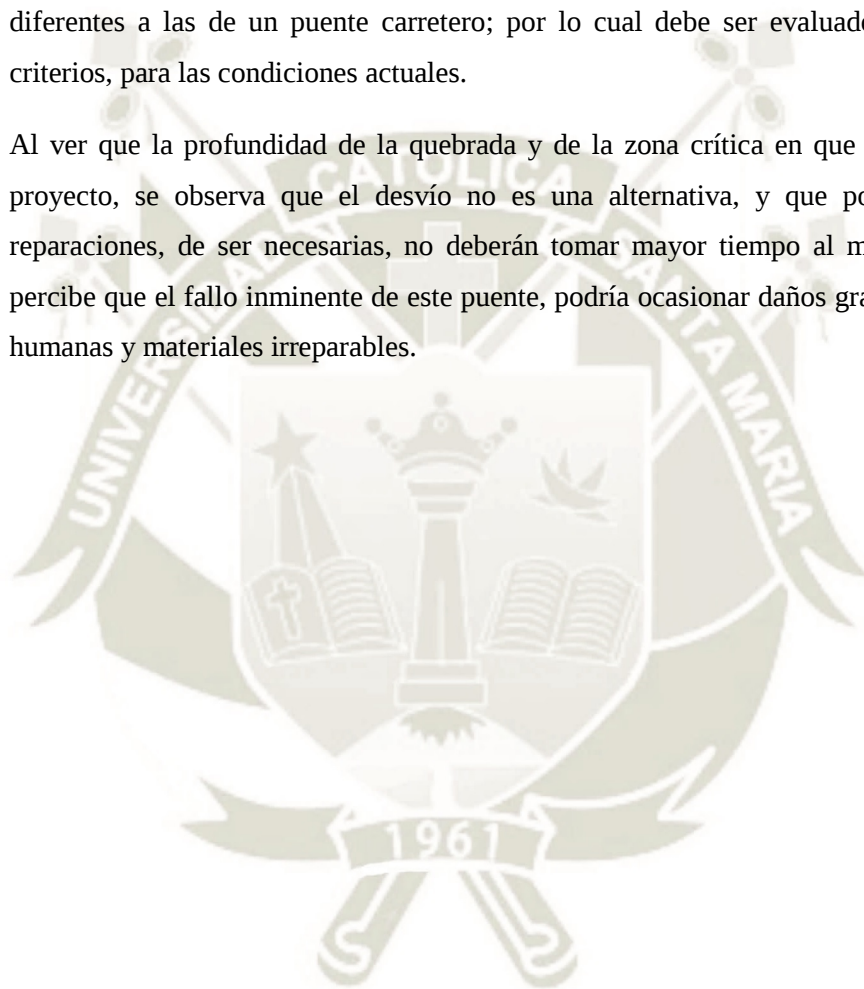
La construcción del puente ferroviario Sumbay, ubicado en el tramo Arequipa-Juliaca; data del año 1910.

Con el paso de los 108 años hasta la actualidad, es muy probable que el puente y sus características estructurales se hayan visto comprometido; asimismo, también se sabe del incremento de la demanda de transporte de carga pesada por este medio, lo cual ha causado interés, preocupación e intriga, acerca de si esta obra de arte, es aún capaz de soportar las cargas habituales, o en caso de requerirse, la propuesta que podría implementarse para resistir cargas dinámicas mayores, que comprometerían su funcionamiento.

Anteriormente, la empresa Ferrocarril Transandino solicitó una evaluación del puente en su estado actual, que incluye estudios en la zona y el análisis estructural del mismo bajo normas y criterios del Manual de Puentes proporcionado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, principalmente utilizado para puentes carreteros (los más comunes al no ser un país con alta demanda de transporte ferroviario, a comparación de otros).

Al tratarse de un puente ferroviario, los criterios y normas que rigen su diseño son diferentes a las de un puente carretero; por lo cual debe ser evaluado bajo aquellos criterios, para las condiciones actuales.

Al ver que la profundidad de la quebrada y de la zona crítica en que se encuentra el proyecto, se observa que el desvío no es una alternativa, y que por lo tanto, las reparaciones, de ser necesarias, no deberán tomar mayor tiempo al mínimo; pues se percibe que el fallo inminente de este puente, podría ocasionar daños graves, y pérdidas humanas y materiales irreparables.



1.2.2. Variables e indicadores

Variable	Sub Variable	Indicador	Sub Indicador
Estado estructural del puente ferroviario “Sumbay”	Cargas estáticas y dinámicas	Peso por dimensiones de elementos estructurales y material.	Peso específico [tnf/m ³]
		Carga de rieles, durmientes, platabandas, rigidizadores, vigas y crucetas.	Carga por metro lineal [tnf/m]
		Carga viva, carga de frenado, carga de viento, carga de impacto.	Carga por eje [klb]
			Carga de frenado[klb]
			Carga de viento [klb/ft]
	Esfuerzos y deflexiones en miembros principales	Parámetros estipulados por la norma para esfuerzos permisibles en elementos de puentes ferroviarios.	Carga de impacto [% de Carga Viva]; [klb]
			Cargas axiales de tensión y compresión [tnf]
			Esfuerzo de tensión y compresión por flexión [ksi]
			Esfuerzos cortantes [ksi]
	Capacidad portante máxima según su configuración estructural	Valores de desplazamiento relativo entre inicio y fin de tramos de viga principal.	Esfuerzo de tensión y compresión en elementos de pilares[ksi]
			Esfuerzo de Fatiga [ksi]
		Corroboración de medidas de espesores y secciones transversales.	Deflexiones verticales en centros de tramo. [in]
			Espesor [in]
			Ancho de alas [in]
			Peralte de sección [in]
		Materiales empleados para su construcción.	Área [in]
			Esfuerzo de Fluencia Fy [ksi]
		Tipo de Suelo.	Módulo de Elasticidad E [ksi]
			Capacidad Portante y Esfuerzos por asentamiento [ksi]
			Asentamiento diferencial δ [ϕ]
			Rotación relativa en nudo tablero/pilar δ [ϕ]
		Análisis Modal Espectral para determinar la carga sísmica.	Periodo (s)
			Pseudoaceleración (gals)
		Capacidad portante de elementos de cimentación.	Esfuerzo de compresión de concreto de pedestal [ksi]
			Carga admisible por concreto en pedestales [klb]

Variable	Sub Variable	Indicador	Sub Indicador
Configuración para reforzamiento	Definición de reforzamiento necesario y posibles elementos de arriostre	Área requerida para soportar esfuerzos máximos de análisis estructural y quedar dentro de parámetros.	Área [in]
			Ancho de alas [in]
		Parámetros de secciones comerciales	Peralte de sección [in]
			Espesor [in]

1.2.3. Interrogantes

- ¿Es posible determinar qué carga era capaz de soportar la estructura inicialmente?
- ¿Cuál fue la carga viva de diseño de este puente?
- ¿Realmente se ven comprometidos el desempeño estructural y las propiedades mecánicas ofrecidas por los materiales, por el paso de los años?
- ¿Es posible que si no se toman medidas inmediatas, en algún futuro cercano, pueda presentarse una falla?
- ¿Es necesario reforzar el tablero, los pilares y los pedestales de cimentación del puente?
- ¿Qué tipos de carga debe considerarse para el análisis de un puente ferroviario?
- ¿Cuál es la naturaleza de las cargas que producen la envolvente de combinación con solicitaciones máximas para el análisis?
- ¿Qué elementos están siendo sometidos a esfuerzos que exceden los valores permisibles por el manual de AREMA?
- ¿Bajo qué criterios se debe plantear el reforzamiento y qué secciones serán las más óptimas?
- ¿Las conexiones se ven comprometidas bajo las cargas vivas de diseño actual? ¿Y bajo la carga que transita actualmente?

1.3. Justificación

Con el fin de buscar una mejor solución a lo antes mencionado, se propone esta tesis de carácter Proyecto-Investigación, realizando una evaluación del estado actual del puente, con el fin de determinar si se encuentra funcionando dentro de los rangos de criterios y normativas aplicadas a puentes ferroviarios, establecidos por la Asociación Americana de Ingeniería Ferroviaria y Mantenimiento de Vía.

Uno de los hechos más importantes es que este puente está conformado por varias partes, la superestructura, la subestructura y la cimentación; si bien el puente ha sido evaluado previamente, no se ha realizado el análisis y la propuesta de reforzamiento para todos sus elementos, por lo tanto, es primordial obtener información acerca de los rangos en que cada elemento se encuentra trabajando, ya que tal vez no todo se vea comprometido, pero una falla en una de sus partes, ocasionaría la redistribución de esfuerzos, comprometiendo e incrementando los esfuerzos bajo los que ya se encuentra trabajando, posiblemente causando fallas adicionales en otros elementos.

El Puente Sumbay se encuentra en un tramo crucial para la vía férrea, ya que es utilizado tanto para el transporte de carga, como para el de pasajeros. Por lo tanto, es vital conocer el estado actual del puente bajo las cargas a las cuales se encuentra sometido; ya que en caso de una falla estructural, tanto los sectores mineros como turísticos, se verían perjudicados. Debe garantizarse su operatividad.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

- Determinar si el puente, en su estado actual, está en condiciones de soportar las cargas que transitan actualmente o con el uso continuo y sin el debido reforzamiento, podrían producir una falla estructural.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Establecer la metodología a seguir al realizar una evaluación de un puente existente antiguo.
- Desarrollar una propuesta de refuerzo del puente para las cargas requeridas, evaluando un posible incremento de cargas a futuro o limitando el tránsito de vehículo de tamaño determinado.
- Determinar el estado actual de los elementos del puente para proponer alternativas de rehabilitación de los mismos.

1.5. Alcances y Limitaciones

Los aspectos puntuales que comprende este estudio, hacen referencia al análisis estructural de un puente construido con más de cien años de antigüedad. El alcance de esta tesis es presentar la propuesta de refuerzo para el puente ferroviario Sumbay para el paso de locomotoras y vagones con mayor carga. Esto será en base a los requisitos del "2008 Manual for Railway Engineering" - publicado por la Asociación Americana de Ingeniería y Mantenimiento Ferroviario - AREMA.

Debiéndose evaluar los elementos que forman parte de la superestructura (vigas de tablero), de la subestructura (vigas, arriostres, columnas y conexiones de pilares) y de la cimentación (placa base y aplastamiento de pedestales).

Las limitaciones encontradas en la realización de este proyecto de investigación son:

- ✓ Instrumentos necesarios para evaluar el deterioro del puente.
- ✓ Acceso a la ubicación del puente.
- ✓ Dificultad para acceder a puntos de altura, elementos de seguridad y supervisión.
- ✓ Escasa información y antecedentes sobre puentes metálicos ferroviarios.
- ✓ Escasa información sobre antecedentes de la investigación acerca de proyectos con características similares en Perú y en especial en la ciudad de Arequipa, lo que dificulta la realización del contraste de información entre las particularidades y condiciones que presentan y a las que está expuesto cada proyecto.
- ✓ La falta de precisión y falta de información en cuanto al expediente técnico original del proyecto, debido a su antigüedad.
- ✓ La falta de información sobre materiales, procedimientos constructivos y criterios de diseño de la época de construcción del puente.
- ✓ La necesidad de que los medios de transporte sean capaces de evolucionar y adaptarse a la demanda creciente. Así como el incremento del tonelaje de las locomotoras.
- ✓ Falta de experiencia en cuanto al manejo del software CSI Bridge y complejidad de unión en elementos de pilares, lo que implicaría la realización de un análisis manual.
- ✓ Falta de adaptación a la realidad nacional de normas para diseño, construcción y evaluación de estructuras netamente ferroviarias.

1.6. Hipótesis

Dado que la demanda de transporte ferroviario ha incrementado en los últimos años y que las cargas actuales son cada vez mayores; Es probable que las magnitudes de los esfuerzos actuantes comprometan el desempeño de los principales elementos estructurales y que esto implique que el puente necesite ser reforzado.

II. CONCEPTOS BÁSICOS Y ESTUDIOS PARA EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO DE UN PUENTE FERROVIARIO

Definición:

Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales (accidentes geográficos, ríos, entre otros), así como artificiales (carreteras o vías férreas) con el fin de permitir el traslado de un punto a otro. Estas estructuras pueden formar parte de caminos, carreteras, líneas férreas y canalizaciones. Son edificados sobre una depresión, río, u obstáculo cualquiera, insalvable de otro modo por diferentes circunstancias. Un puente ferroviario es aquel que permite salvar obstáculos para el paso de trenes. En el caso de este tipo de puentes, el tablero es conformado por los durmientes y rieles; o, si fuera el caso, una plataforma que resiste balasto y los elementos ya mencionados.

Es aquí donde es importante hacer hincapié en la diferencia que existe al realizar obras de infraestructura para carreteras y para vías férreas; especialmente los puentes. Haciendo uso de bibliografía, se pudo llegar a la siguiente información:

- a) *Los trazados ferroviarios están mucho más limitados geoméricamente que las carreteras, exigiéndose mayores radios de curvatura y menores pendientes, lo que limita las características de los puentes asociados.*

“El trazo para vía férrea depende de las características del convoy a pasar sobre él; por lo cual el radio de curvatura se limita a la longitud de un carro o un plano. Además, la pendiente que puede soportar un tren para evitar deslizamiento por la falta de fricción entre rueda-riel es menor al 4%” (Puentes Ferroviarios vs. Puentes Carreteros, 2013).

- b) *Las sobrecargas de uso en puentes de ferrocarril son muy superiores que las que se consideran en puentes de carretera. Esto obliga a soluciones constructivas con mayores cantos y mucho más rígidas.*

“Las sobrecargas que genera un puente ferroviario son entre 2 o 3 veces mayores a las que genera un puente de carretera del mismo ancho; lo cual provoca problemas de fatiga por la elevada intensidad y carácter repetitivo en el tiempo en el puente ferroviario más que en el puente de carretera.” (Puentes Ferroviarios vs. Puentes Carreteros, 2013).

Según Sobrino & Gómez, al realizar la comparación de esfuerzos nominales definidos por 3 normas (Instrucción Española en Puentes de Ferrocarril IAPF, Eurocódigo 1 EC-1 y la Instrucción Española en Puentes de Carretera IAP) en el centro de una viga isostática, se puede apreciar que los momentos de mayor magnitud se presentan bajo cargas provocadas por el paso de un tren:

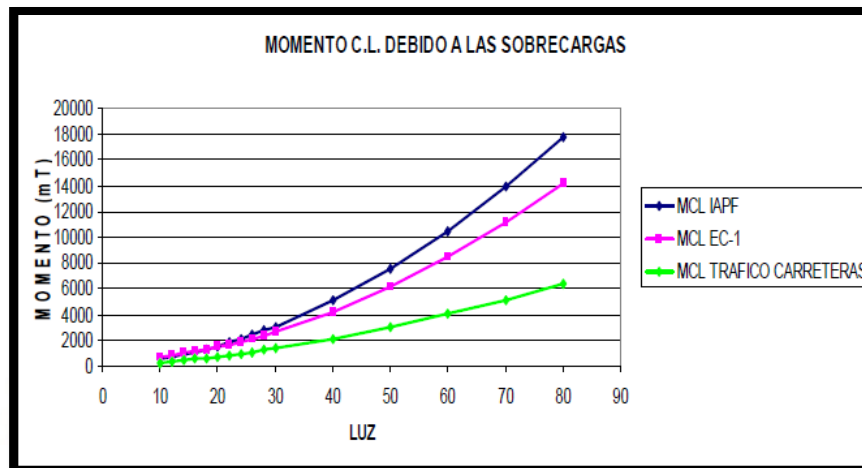


Figura 2: Comparación de esfuerzos en el centro de una viga isostática bajo cargas nominales de IAPF, EC-1 e IAP

Fuente: “Aspectos Significativos de Cálculo en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril”
(Sobrino A. & Gómez P.)

- c) *Los puentes ferroviarios deben soportar fuerzas horizontales de elevada magnitud. Su diseño está altamente influenciado por los efectos dinámicos.*

“La búsqueda de rigidez en este tipo de estructuras provoca que sea necesario comprobar los esfuerzos en tableros continuos [...]. Los fenómenos dinámicos originados por el tráfico ferroviario se deben, fundamentalmente, a la naturaleza móvil de las cargas verticales transmitidas por las ruedas de los vehículos. [...]” (Puentes Ferroviarios vs. Puentes Carreteros, 2013).

El puente ferroviario debe soportar fuerzas horizontales de elevada magnitud provocadas por: interacciones vía-tablero, frenado, fuerzas de sismo, entre otras.

- d) *Los condicionantes de deformabilidad que se exigen a los puentes ferroviarios son mucho más restrictivos que los de los puentes de carretera.*

En puentes de carreteras la flecha vertical máxima no debe superar valores de $L/1000$. En puentes ferroviarios las limitaciones de deformación se agrupan en dos grupos, aquellas que garantizan la conservación y continuidad de la vía (Alabeos del tablero, vibración transversal, giro transversal, deformación vertical y horizontal, etc.) y las ligadas al confort de los usuarios.

Debido a estos condicionantes, se priman las estructuras hiperestáticas utilizándose únicamente estructuras isostáticas (Normalmente formadas por dos vigas principales). En casos muy concretos y siempre en viaductos con pilas inferiores a los 15-20 metros de

altura a las que se pueda dotar de la suficiente rigidez como para resistir las fuerzas de frenado (Puentes Ferroviarios vs. Puentes Carreteros, 2013).

2.1. Partes de la estructura de un puente

Un puente consta fundamentalmente de dos partes:

2.1.1. Superestructura

Está conformada por el tablero, el cual es la parte estructural que queda a nivel de subrasante y que transmite tanto cargas como sobrecargas a las viguetas y vigas principales (que pueden tener diversas secciones transversales). Es la parte que está en contacto con el tráfico y se apoya en los elementos de la subestructura.

2.1.2. Subestructura

Está conformada por: pilares (apoyos centrales), estribos (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura y por la cimentación.

Los pilares deben soportar la carga permanente y sobrecargas sin asentamientos, ser insensibles a la acción de los agentes naturales, viento, grandes riadas, etc.

Los estribos deben resistir todo tipo de esfuerzos; se construyen generalmente en hormigón armado y formas diversas.

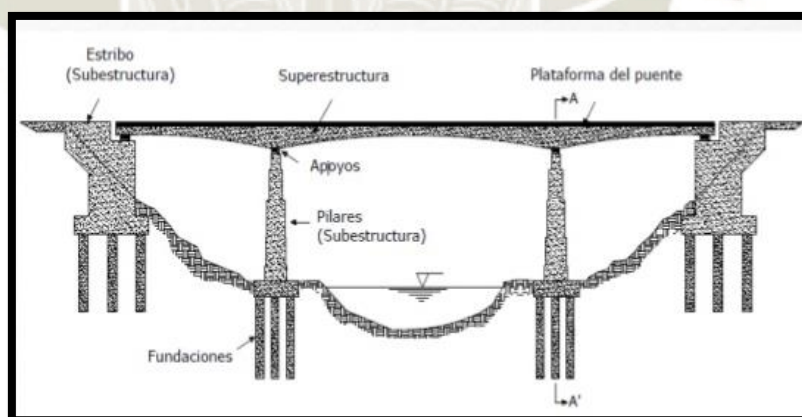


Figura 3: Partes de un puente

Fuente: Revista educativa Partesdel.com, equipo de redacción profesional. (2017, 11).

2.2. Tipología de puentes

Los puentes pueden clasificarse bajo diversos campos. Se mencionan algunos de ellos a continuación:

2.2.1. Según el material utilizado

Por los materiales utilizados en su construcción, los puentes se pueden clasificar:

- ✓ Piedra
- ✓ Madera
- ✓ Albañilería
- ✓ Metálicos: De hierro fundido, hierro forjado, acero.
- ✓ Concreto: Armado, pretensado y postensado.
- ✓ Compuestos: Diversos materiales en una misma estructura.

2.2.2. Según su función

Por la función realizada, los puentes se clasifican en:

- ✓ **Peatonales:** Es de uso exclusivo para el paso de peatones sobre ríos, valles o montañas.
- ✓ **Carreteros:** Es utilizado por vehículos para dar continuidad a una carretera sobre obstáculos naturales.
- ✓ **Ferrovianos:** Puente utilizado para el tránsito de trenes.
- ✓ **Paso a desnivel:** Puente de uso exclusivo para vehículos con el fin de evitar el cruce con la vía férrea.
- ✓ **Acueductos:** Puentes de uso exclusivo para soportar el paso de un canal o conducto de agua.
- ✓ **Viaductos:** Puente construido para salvar una depresión del terreno en el trazado de una vía de comunicación, como una carretera, una autopista o una vía de ferrocarril. Cabe resaltar que, a nivel estructural, no hay diferencia entre la definición de un puente y un viaducto. El puente es una construcción que permite el paso sobre obstáculos naturales, los cuales, de otra manera, no pueden ser salvados.

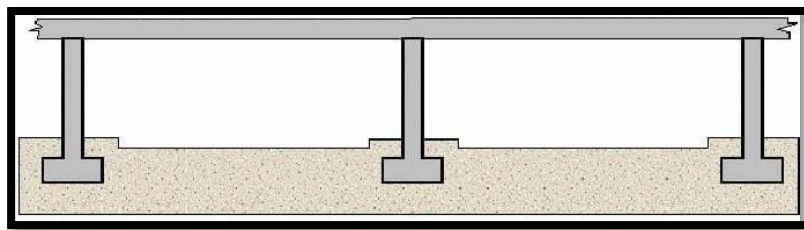


Figura 4: Viaducto

Fuente: Revista educativa Partesdel.com, equipo de redacción profesional. (2017, 11).

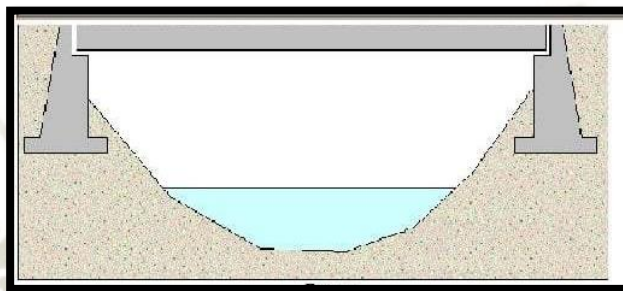


Figura 5: Puente

Fuente: Revista educativa Partesdel.com, equipo de redacción profesional. (2017, 11).

2.2.3. Según sus condiciones de apoyo

- **Puente de viga**

Es aquel puente cuyas luces son soportadas por vigas y que resisten a la flexión. El fundamento básico de este tipo de puentes es el tener secciones de máxima inercia y de mínimo peso.

Según Ernesto Seminario Manrique (2004), los puentes tipo viga pueden clasificarse en los siguientes tipos:

a) Puentes de Viga simplemente apoyados:

Una o varias luces apoyadas, mayor número de juntas y apoyos.

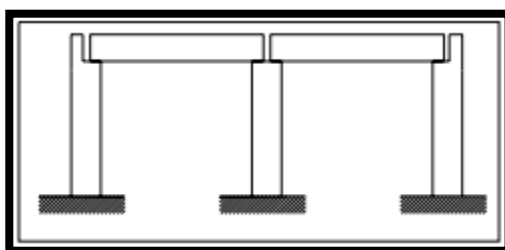


Figura 6: Puente de Viga simplemente apoyado

Fuente: “Guía para el Diseño de Puentes con Vigas y Losas” (Seminario Manrique, 2004)

b) Puentes de Vigas continuas:

Vigas prefabricadas colocadas en los apoyos con losas vaciadas in situ.

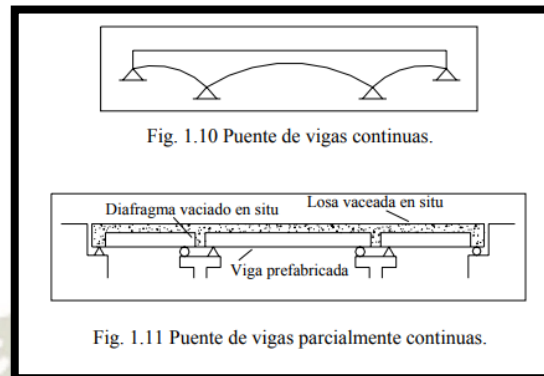


Figura 7: Puentes de Vigas continuas

Fuente: “Guía para el Diseño de Puentes con Vigas y Losas” (Seminario Manrique, 2004)

- **Puente Ménsula**

También conocido como puente en cantilever, es el cual una o más vigas principales trabajan en voladizo; lo cual es aplicable para tramos muy largos. El principio de este tipo de puentes se puede aplicar a los que poseen tablero superior y armadura de acero.

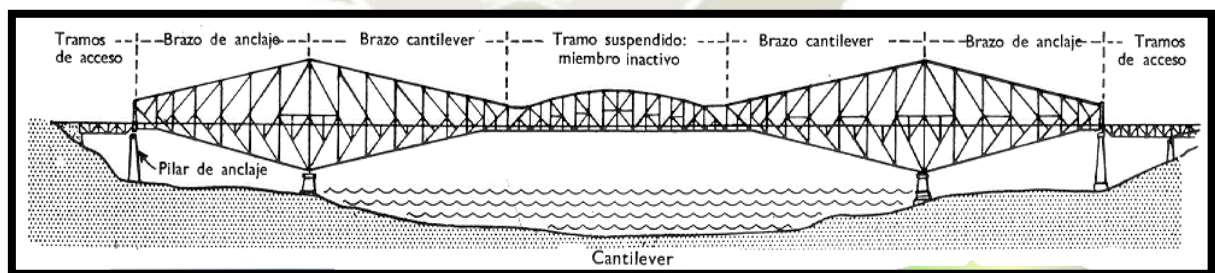


Figura 8: Puente Ménsula

Fuente: Revista educativa Partesdel.com, equipo de redacción profesional. (2017, 11).

- **Puente Colgante**

Es aquel puente cuyo tablero es soportado por tirantes (cables o piezas atirantadas) desde una estructura que las sujeta. La principal ventaja de un puente colgante es que tiene mayor resistencia a la tracción que cualquier otro tipo de puente y no necesita apoyos centrales; por lo cual puede salvar obstáculos como cañones profundos (que con otros tipos de puentes no sería posible).



Fotografía 2: Puente ferroviario de la antigua traza del Trasandino en Cacheuta - Mendoza, Argentina

Fuente: Google Imágenes

2.3. Estudios básicos de ingeniería a considerar para la evaluación del estado de un puente metálico

Al momento de evaluar un puente, sin hacer distinción en el tipo que sea, es necesario considerar determinadas variables; ya que el resultado de estas inspecciones deriva a tomar una decisión crucial: reparar o sustituir la estructura en cuestión.

En un artículo escrito por Guy Grattesat en 1983, un ingeniero especialista en puentes, titulado “Vida Útil de Puentes”; se ha convenido que la vida útil de un puente existente está entre 100 y 200 años (tomando como un promedio de 100 años para puentes metálicos y 40 para puentes de concreto armado). Al observar construcciones antiguas hechas por las primeras civilizaciones y que perduran hasta hoy; se extiende la creencia de que el puente no necesita inspección y evaluación constante; es decir, que es una estructura duradera sin la necesidad de un mantenimiento continuo, ya que ha resistido el paso del tiempo y las agresiones a su estructura (Grattesat, 1983) . Al pensar en la realización de una evaluación a un puente, se plantea la siguiente interrogante: “¿es posible evaluar el período de vida que se espera de un puente?”

Realmente es difícil saberlo, al menos en estructuras existentes desde hace 60 años para arriba (vida media que se considera que tiene un puente); ya que no se cuenta con los datos necesarios para evaluarla correctamente. En cambio, en los puentes modernos, realizados bajo las especificaciones y normativas actuales, es posible conocer la información del proyecto con mayor facilidad (o asumirla, ya que las normas aplican para todas las construcciones de hoy en día). Mientras mayor sea la incertidumbre sobre los datos del proyecto, el proceso de evaluación se vuelve más complicado. Dicha evaluación puede incluir (Instituto Técnico de la Estructura de Acero) :

- Determinación experimental de las tensiones
- Valoración del estado
- Refuerzo de los elementos
- Sustitución de los elementos
- Reducción de la velocidad
- Reducción del tráfico
- Cierre parcial o total de la línea férrea

Por lo tanto, en el artículo se mencionan los pasos básicos a seguir al realizar una evaluación de un puente en general, los cuales se mencionan a continuación:

2.3.1. Recopilación de información y datos

- Recopilar información del proyecto y planos originales.
- Recopilar información a través de documentos sobre reparaciones y modificaciones realizadas anteriormente.
- Verificar que las dimensiones designadas en los planos sean acordes con las reales.

2.3.2. Evaluación de la capacidad portante

- Se debe considerar que las especificaciones para el proyecto de un puente antiguo han cambiado respecto a las que se solicitan en la actualidad para el diseño de nuevas estructuras.
- Las cargas establecidas en un inicio para la estructura pueden haber variado con las que transitan actualmente.
- Se debe distinguir entre el “estado límite” y el “estado de servicio” de una estructura; es decir, la combinación de cargas y situaciones que representan un peligro para la estructura y las que realmente se dan, que pueden o no traer consecuencias menores. A pesar de ello, el modelo ideal es el cual resiste las cargas más intensas.
- Es necesario conocer el estado real de la estructura.

2.3.3. Evaluación del estado de la subestructura y superestructura

Otros de los aspectos en la subestructura y superestructura que se deben tener en cuenta al evaluar un puente de acero según (Muñoz Díaz, 2012) son:

- Los elementos principales no cumplen las relaciones ancho-espesor.
- Los esfuerzos actuantes son mayores a los permitidos.
- Utilización de modelos estructurales incompletos.
- Incumplimiento de las características mínimas para un adecuado análisis y diseño.
- Ausencia de evaluación adecuada de la estabilidad lateral.
- Deficiencias de análisis, diseño y fabricación de las uniones (Remachadas, Atornilladas, o Soldadas).
- Necesidad de más frecuentes y más exhaustivos estudios de actualización y rehabilitación.
- Ausencia de estudios de fenómenos de fatiga para el diseño y revisión tanto de los elementos como de las uniones.
- Escasez o ausencia de mantenimiento preventivo y rutinario, lo que favorece la aparición de fenómenos de corrosión que afectan a la capacidad de la estructura metálica.
- Soldaduras sin adecuado diseño y con deficiencias desde la fabricación por falta de controles de calidad.

2.3.4. Evaluación del estado de los materiales utilizados

Las características y propiedades de los materiales utilizados en una estructura se conocen mediante ensayos de laboratorio; mientras que el comportamiento mecánico se puede conocer por inspección visual y uso de equipos especializados.

2.3.5. Análisis estructural mediante programas computacionales

Al realizar una evaluación más a fondo, a las inspecciones en campo se le debe agregar la elaboración de un modelo que simule el comportamiento del puente bajo las circunstancias actuales a las que se encuentra sometido. A su vez, se debe realizar la simulación con el refuerzo a forma de verificación del mismo.

Se debe tener en cuenta que los factores de seguridad utilizados para el diseño de una estructura existente no son los mismos que los que se utilizan actualmente. Si se conocen los datos suficientes que permiten disminuir la incertidumbre, se pueden considerar que su “nivel de seguridad” está a la altura del de un puente moderno.

El modelo se puede elaborar a través de un programa computacional. Ante modelos estructurales, el programa SAP2000 es el más conocido; pero en esta ocasión, se utilizará el programa CSI BRIDGE.

CSI BRIDGE es un software que integra las capacidades de modelado, análisis y dimensionamiento de estructuras de puentes en un único modelo. Perteneció a la compañía CSI, la misma que es propietaria de los programas SAP2000, ETABS, entre otros aplicativos.

El valor agregado del programa CSI BRIDGE radica en su funcionalidad para hacer más óptimo, eficiente y rápido el modelamiento de varios tipos de puentes. A diferencia del SAP2000, el cual es un programa de modelamiento y análisis estructural generalizado para cualquier tipo de estructura; CSI BRIDGE se enfoca en los modelos variados de puentes y tiene una variedad de plantillas para iniciar la elaboración del modelo. Se puede agregar los carriles (vías); editar la forma de la subestructura y superestructura, colocar diafragmas, realizar variaciones paramétricas en la sección del tablero, entre otras funciones aplicativos al análisis de puentes.

Para aprovechar las ventajas de este programa en el campo del análisis estructural y diseño de puentes, se realizará el modelo en el mismo.

2.3.6. Consideraciones a tomar en la elaboración de un modelo computacional de un puente

a) Materiales de los elementos del puente

Se debe determinar el tipo de material y las propiedades mecánicas de cada elemento del puente. Las propiedades mecánicas determinan el comportamiento de un material ante diferentes situaciones de carga actuantes. Al tener el conocimiento del material, se puede añadir al modelo sus propiedades.

b) Determinación de elementos del puente y secciones

En base a los planos del proyecto, se determinan los elementos que conforman el tablero y los pilares: tipo de sección transversal, dimensiones y material de cada uno de los mismos. Estos se recrean en el modelo con la mayor precisión posible.

c) Determinación de cargas actuantes

Para determinar los esfuerzos que afectan a la estructura, se debe conocer cuáles son las cargas que debe resistir. Las cargas principales son:

- ✓ Peso propio de la estructura: Basado en las secciones y tipo de material, se puede determinar el peso propio de la estructura. Al realizar el modelo, el programa CSI BRIDGE puede calcularlo. Hay que tener en cuenta que si algún elemento del puente no ha sido modelado (por no ser de carácter estructural), se adiciona como carga muerta (peso propio no modelado).
- ✓ Carga muerta: Compuesta por todos los elementos que descansan en el tablero del puente. En este caso, se trata de rieles y durmientes.
- ✓ Carga viva: Hace referencia a la clasificación de cargas variables en el tiempo. En este campo entran los vehículos que transitan sobre el mismo; en este caso, un tren de diseño.
 - **Efecto longitudinal de la carga viva:** Ya que la carga viva no es necesariamente uniforme respecto a la longitud; la posición de la carga en el tiempo a lo largo del puente va generando fuerzas y momentos distintos. Entonces, la posición que genere las fuerzas más adversas es la indicada para poder realizar evaluaciones y diseños. Este análisis se realiza mediante el método denominado Líneas de Influencia.
 - **Líneas de Influencia:** Una línea de influencia es un diagrama cuyas ordenadas representan gráficamente la forma en que varían los elementos mecánicos durante las diferentes posiciones de las cargas a lo largo del puente. Con estos diagramas es posible conocer la variación de las reacciones, fuerzas cortantes, fuerzas axiales, momentos flexionantes o deflexiones. Este diagrama nos permite conocer la posición más adversa de la carga para el puente.

En base a este principio, el programa CSI Bridge calcula la posición más crítica para las cargas vivas especificadas y devuelve el diagrama de fuerzas y momentos envolvente.

- ✓ Carga de viento: Al tratarse de un puente que se encuentra a una altura considerable del suelo, el viento puede generar esfuerzos no considerados en otras combinaciones de carga. Se adiciona según lo indicado en el manual de AREMA (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2007).

- ✓ Carga de sismo: Además de ser otra carga variable en el tiempo, existen diferentes métodos (en base a la clasificación de la estructura a analizar). En este caso, se utilizará el método propuesto por el manual de AREMA para determinar el espectro sísmico a adicionar en el modelo.

d) Determinación de combinaciones de cargas

Según la metodología de diseño elegida y la posibilidad de presentar distintos eventos al mismo tiempo es que se realizan las combinaciones de carga. Se utilizará las combinaciones más críticas para la evaluación del tablero y de los pilares. La justificación de las mismas se desarrolla en el Capítulo 3.

e) Interpretación de resultados

En base a la metodología de diseño propuesta por el manual de AREMA para la estructura analizada, se realiza la comparación de resultados con los límites establecidos por el manual. Al obtener esta comparación, se plantea la propuesta de refuerzo con el objetivo de no sobrepasar el rango permitido y se verifica que el refuerzo sea el indicado para cumplir el objetivo.

f) Metodología de diseño utilizada

La creación de un modelo para un puente carretero debe cumplir con las normas especificadas en el Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones; el cual, a su vez, está basado en el Manual AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), utilizando la metodología LRFD (Load Resistance Factor Design). Dicho método corresponde a uno de estados límites últimos, es decir, considera factores para cargas y resistencias nominales. Estos factores se basan en el uso de métodos estadísticos, los cuales determinan los más adecuados para cada tipo de carga y resistencia.

Sin embargo, al tratarse de un puente ferroviario, (y como parte del contrato de concesión de la vía férrea por parte del estado); el diseño y evaluación del mismo debe cumplir la normativa del Manual para Ingeniería Ferroviaria proporcionado por AREMA (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association), la Asociación Americana de Ingeniería y Mantenimiento Ferroviario. Dicho manual indica datos, principios, planes, entre otros para el diseño de infraestructura ferroviaria: vía, obras de arte (túneles, puentes), etc; y se basa en la metodología ASD (Allowable Stress Design) o Diseño por Esfuerzos Permisibles.

La metodología ASD consiste en estimar las cargas que actúan sobre una estructura y posteriormente determinar las proporciones de materiales necesarios para no sobre pasar las tensiones admisibles de los mismos. Estas tensiones admisibles se estipulan dentro del comportamiento elástico de los materiales por lo que el método también se denomina método elástico (Restrepo Albarello & Restrepo Huelgos, 2016). Además, procura conseguir que los esfuerzos unitarios actuantes reales en los miembros estructurales sean menores que los esfuerzos unitarios permisibles, aconsejados por el reglamento; es decir, afecta por factores de seguridad prescritos las propiedades mecánicas de los materiales empleados, como el límite elástico (o de fluencia) y plástico (o de rotura). Con más de 100 años de aplicación, este método se considera más conservador que LRFD; pues este último permite realizar modelos más aproximados al comportamiento de la estructura en la realidad.

Entonces, ¿por qué utilizar la metodología ASD en vez de LRFD para el análisis de un puente ferroviario? En primer lugar, se remite al manual AASHTO, utilizado como base para el Manual de Puentes proporcionado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones indica en la introducción lo siguiente:

INTRODUCCIÓN	
1.1 CAMPO DE APLICACIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES La intención de los requisitos de estas Especificaciones es que sean aplicados al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros tanto fijos como móviles. Sin embargo, los aspectos mecánicos, eléctricos y aspectos especiales relacionados con la seguridad de los vehículos y peatones no están cubiertos. No se incluyen requisitos para puentes exclusivamente ferroviarios ni para puentes usados exclusivamente para el tendido de servicios públicos. Los requisitos de estas Especificaciones se pueden aplicar a los puentes que no están no totalmente cubiertos por este documento, cuidando de incluir criterios de diseño adicionales cuando sea necesario.	C1.1 Las vigas curvas no están totalmente cubiertas por este documento; tampoco formaron parte de la base de datos de calibración. En estas especificaciones con frecuencia se utiliza el término "ideal" para indicar una idealización de un fenómeno físico, como por ejemplo en las frases "carga ideal" o "resistencia ideal". El uso de este término enfatiza la diferencia entre la "idea" o percepción que tiene un Ingeniero sobre el mundo físico dentro del contexto del diseño que está realizando y la realidad física en sí misma. Los términos "debe" o "deberá" denotan requisitos necesarios para satisfacer estas Especificaciones.

Figura 9: Extracto del Manual AASHTO en español

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2014).

Por lo tanto, no es posible utilizarlo como referencia principal para realizar el análisis del puente Sumbay.

2.4. Metodologías de refuerzo de un puente metálico

El refuerzo de cualquier estructura puede requerirse por diferentes motivos. Básicamente, se debe tener en cuenta:

- La edad de la construcción puede hacer que requiera reparaciones por un inadecuado mantenimiento o producido por defectos iniciales de construcción.
- Está sometida a mayores cargas que las previstas en el momento en que se proyectó, o por acción de sobrecargas no permitidas, etc.

Algunas consideraciones a tomar en cuenta a la hora de plantear el refuerzo infieren que existen, además, posibles defectos a presentarse que no son visibles en el momento de hacer el diseño del refuerzo. También se debe determinar si el desgaste es causado por el material utilizado en el puente o por la configuración de la estructura. Se debe considerar la repercusión del trabajo de rehabilitación, ya que puede ser desfavorable o peligroso para otras secciones de la estructura. (Grattasat, 1983).

En particular, en el caso de un puente metálico el principal problema es la corrosión; para lo cual los elementos afectados pueden ser reforzados o sustituidos. Las mayores dificultades se presentan cuando las partes corroídas se encuentran en zonas poco accesibles o están embebidas en concreto.

Algunas metodologías para el refuerzo de perfiles de acero se muestran a continuación:

a) Refuerzo de perfiles metálicos existentes mediante la soldadura o conexión mediante tornillos/pernos de platabandas o perfiles

El refuerzo de la sección de acero inicial se realiza colocando platabandas y/o perfiles metálicos que se fijan a la viga original mediante soldadura, pernos de anclaje o métodos de encolado. Los refuerzos normalmente se localizan bajo el ala inferior, o eventualmente sobre el alma de los perfiles existentes. Cuando es accesible, el ala superior también puede reforzarse. Esta técnica se realiza para compensar la falta de rigidez en las vigas principales, aumentando su inercia.

Para incrementar la resistencia ante esfuerzos cortantes, se debe reforzar el alma en zonas donde el esfuerzo cortante alcance magnitudes importantes (como los apoyos). Se debe tener en cuenta la compatibilidad metalúrgica si se hará la unión mediante soldadura.

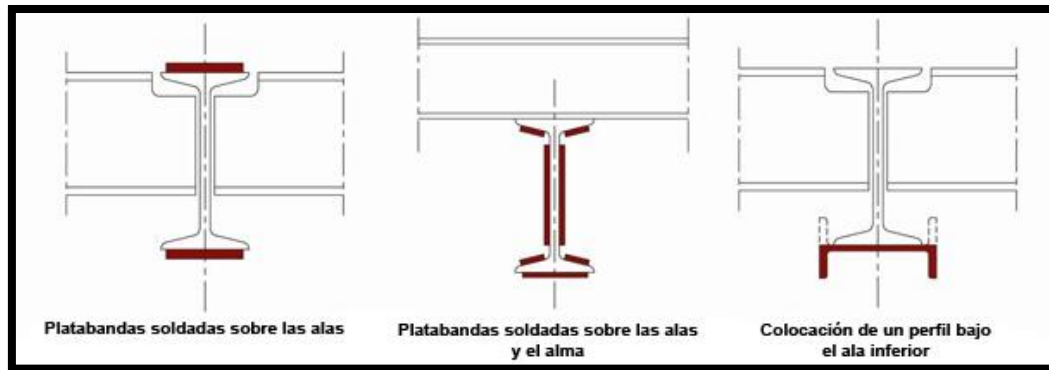


Figura 10: Refuerzo de perfiles de acero

Fuente: Google Imágenes

b) Refuerzo de perfiles metálicos existentes mediante la transformación a sección mixta

A través del refuerzo con sección mixta se resuelven simultáneamente varios aspectos, que son los siguientes:

Control de deformaciones

Las estructuras metálicas normalmente se dimensionaron según criterios resistentes para una determinada carga. Al cambiar el uso de una estructura, se puede presentar que la carga que debe resistir sea mayor (o menor); que por consiguiente ocasiona problemas de deformaciones en los elementos (Hierro, Aznar, Hernando, De La Torre, & Ortiz).

Control de vibraciones

El comportamiento frente a vibraciones producidas por las cargas a resistir es decisivo para la acción a tomar para la rehabilitación de una estructura. La transformación a sección mixta garantiza un buen comportamiento ante las vibraciones (Hierro, Aznar, Hernando, De La Torre, & Ortiz).

Aumento de capacidad resistente

En los proyectos de rehabilitación es bastante común que los cambios de uso introduzcan la necesidad de dotar a la estructura original de una mayor capacidad de carga, incluyendo su proyección a cargas futuras.

2.5. Viabilidad del refuerzo

Según el Instituto Técnico de la Estructura en Acero (ITEA) , el reforzamiento de una estructura permitirá que su vida útil se alargue entre 20 a 40 años, por lo cual, un estudio de viabilidad y el análisis costo-beneficio de la implementación de la propuesta debe considerarse. Sólo es una propuesta realista cuando el costo de refuerzo es inferior al 40% del costo de sustitución de la estructura.

Sin embargo, un estudio de viabilidad y costo-beneficio no es alcance de esta investigación; mas sí se pueden otorgar algunas consideraciones a tomar:

- El puente se encuentra ubicado en un tramo crucial para la vía férrea. Al ser el único camino entre la estación de transferencia de Pillones y el puerto de Matarani (destino final del carguío de concentrado de cobre); el reforzar el puente es una propuesta atractiva, ya que la vía no se vería interrumpida por un período de tiempo considerable (que es el que tomaría construir una nueva estructura).
- La propuesta de refuerzo inmediata es la que se debe implementar para resistir cargas actuales. El incremento de cargas vivas (peso del tren que transita actualmente) en un futuro cercano supondría un refuerzo más costoso en cuanto a materiales.
- El inhabilitar la vía férrea por la construcción de un nuevo puente significaría el incremento del tránsito en las carreteras Juliaca – Arequipa y Arequipa – Islay; ya que la actividad minera usaría estos medios para trasladar el concentrado de cobre; ocasionando mayor tráfico y desgaste de las vías.
- Como conclusión propia, se puede afirmar que el implementar una alternativa de refuerzo permitiría la continuidad de la actividad de transporte de mineral de manera inmediata. Sin embargo, se sugiere realizar la proyección a futuro en cuanto al tránsito esperado a través de esta vía para los próximos años y evaluar la viabilidad de construir una nueva estructura en base a los resultados.

III. INSPECCIÓN DEL PUENTE Y RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

3.1. Aspectos Generales

3.1.1. Ubicación

El puente Sumbay se encuentra ubicado en el distrito de Sumbay, provincia de Caylloma, en el departamento de Arequipa, a 4296.32 m.s.n.m. Pertenece al tramo del Ferrocarril del Sur, en la Subdivisión 4 (Arequipa-Juliaca).

Las coordenadas UTM de la ubicación referencial del puente son las siguientes:

- **ZONA UTM:** 19S – ORDEN L
- **ESTE (X):** 248873.0341 m
- **NORTE (Y):** 8232239.1982 m
- **ELEVACIÓN ELIPSOIDAL:** 4136.2230 m

Las coordenadas se obtuvieron mediante levantamiento topográfico con GPS diferencial (elaboración propia), con referencia a la estación SUMB-01, ubicada en el lado sur del puente.



Figura 11: Vista satelital de la ubicación del puente Sumbay

Fuente: Google Earth



Fotografía 3: Obtención de coordenadas mediante el uso de GPS
Diferencial (Modo Post-proceso) de la Estación SUMB-01

Fuente: Fotografía propia

3.1.2. Descripción general

Es un puente conformado por vigas de alma llena, con tablero de rodadura superior y tres pilares metálicos que se erige sobre el río Sumbay. Tiene una longitud total de 73.23 metros, la cual lo convierte en el puente más largo de toda la subdivisión:

Tabla 5: Puentes ferroviarios de la subdivisión 4 (Arequipa – Juliaca) ordenados por longitud

SUBDIVISIÓN	NÚMERO	PUENTE	UBICACIÓN (PK)	LONGITUD (m)	TIPO DE ESTRUCTURA
<u>SUBDIVISIÓN 4:</u> AREQUIPA - JULIACA	1	Sumbay	115.758	73.23	Viga T
	2	Tres Cruces	0.236	39.52	Viga T
	3	Corpac	10.521	37.20	Acero y Concreto
	4	Imata (I)	164.094	22.95	Viga T

SUBDIVISIÓN	NÚMERO	PUENTE	UBICACIÓN (PK)	LONGITUD (m)	TIPO DE ESTRUCTURA
SUBDIVISIÓN 4: AREQUIPA – JULIACA	5	Imata (II)	164.198	22.95	Viga T
	6	S/N	44.082	22.76	Viga T
	7	Chocorosi	253.019	20.55	Viga T
	8	Colca	180.895	18.30	Viga T
	9	S/N	268.04	9.76	Viga T
	10	S/N	241.915	7.97	Viga T
	11	S/N	30.696	7.85	Viga T
	12	S/N	68.019	7.63	Viga T
	13	S/N	297.579	6.98	Paquete de riel
	14	S/N	99.671	6.89	Viga T
	15	S/N	62.094	6.86	Viga T
	16	S/N	93.147	6.85	Viga T
	17	S/N	96.186	6.85	Viga T
	18	S/N	9.152	6.80	Viga T
	19	S/N	264.499	6.58	Paquete de riel
	20	S/N	303.676	6.10	Viga T
	21	S/N	21.154	6.08	Viga T
	22	S/N	18.367	6.07	Viga T

Fuente: Elaboración propia con información proporcionada por la empresa Ferrocarril Transandino S.A.



Fotografía 4: Puente Sumbay desde el lado sur (Norte: hacia Juliaca)

Fuente: Fotografía propia

El tipo de puente corresponde al diseño característico de los puentes Girder, el cual utilizaba como plataforma del tablero vigas metálicas tipo W y era arriostrado a cierta longitud. Es el diseño más común y básico. Los primeros se fabricaron en Inglaterra por el año 1850, conectando ángulos dobles a placas para confeccionar la sección tipo W empleando el hierro forjado.



Fotografía 5: Tablero del Puente Sumbay

Fuente: Fotografía propia

El inicio del puente (sentido sur-norte) es en el kilómetro 115.758 de la vía Arequipa – Juliaca. Presenta una altura libre (desde la base del tablero a la superficie del río Sumbay) de 36.20 m y una altura de 38 m desde el nivel del riel y cuenta con 5 tramos continuos, los cuales presentan estas medidas (Los tramos se presentan en sentido sur a norte):

- TRAMO 1: 12.16 m a extremos
- TRAMO 2: 19.78m a extremos
- TRAMO 3: 9.16 m a extremos
- TRAMO 4: 19.78 m a extremos
- TRAMO 5: 12.16 m a extremos

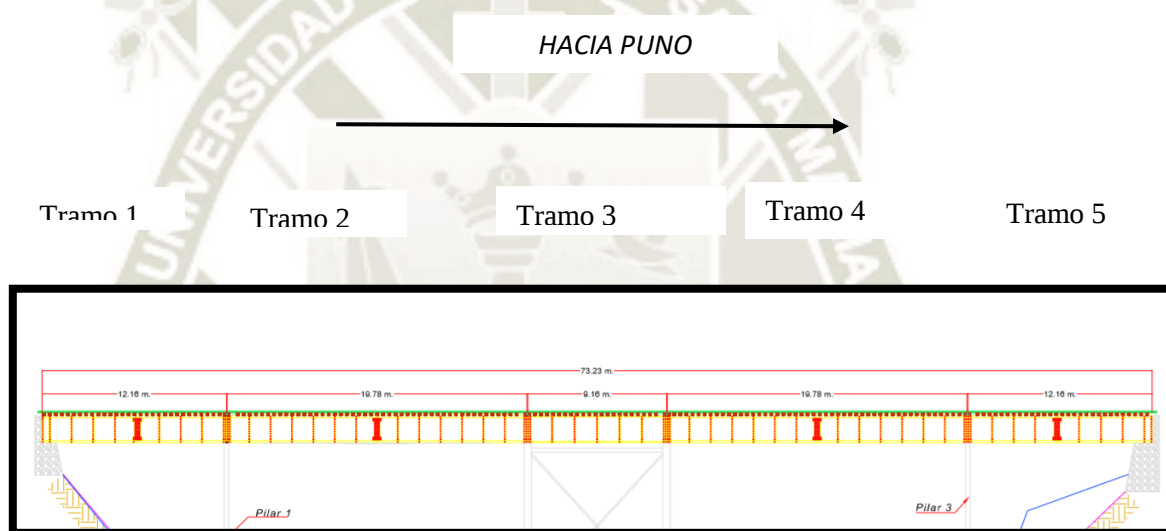


Figura 12: Tramos del Puente Sumbay

Fuente: Imagen propia

El puente posee una pendiente de 0.0% y no se encuentra en zona curva.

Desde su inauguración, en 1910, ha tenido un mantenimiento periódico, que consiste principalmente en la conservación de la superficie mediante la aplicación de pintura.



Fotografía 6: Fotografía del Puente Sumbay del año 2014

Fuente: Ferrocarril Transandino S.A.



Fotografía 7: Fotografía del Puente Sumbay del año 2017,
después del mantenimiento realizado

Fuente: Fotografía propia

El puente se encuentra simplemente apoyado sobre sus estribos y mediante placas de asiento a las zapatas de los pilares.

3.2. Materiales y procedimientos constructivos utilizados

Al ser un puente antiguo, se recurre a la historia para poder tener un acercamiento a los procedimientos constructivos de la época. Además, se presentan los datos obtenidos en las visitas a campo mediante inspección visual.

a) Materiales empleados

Para los estribos y las bases de los pilares:



Fotografía 8: Puente Sumbay

Fuente: Fotografía propia

Mediante inspección visual se puede observar que; tanto los estribos como las bases de los pilares son de concreto, probablemente armado, del cual se desconoce su resistencia de diseño. También se puede notar que la cimentación de estos elementos es sobre terreno rocoso.

Esta última afirmación ya había sido mencionada al momento de realizar el diseño de la vía en este tramo. Según el libro: “Los Ferrocarriles del Perú (Vol. 1)”; un compendio de las leyes, decretos, contratos y demás documentos de Enrique Meiggs al gobierno de la época, se habla de la concepción que se tenía para la estructura que atravesaría la quebrada del río Sumbay. El documento, que data del año 1869, contiene el siguiente párrafo:

“[...] A causa de estos inconvenientes se ha adoptado la tercera ruta, arrimando la vía hacia la falda de los cerros opuestos al Charchani, cruzando el río Sumbay [...]. El puente que hay que construir sobre este río es uno de los más interesantes de la línea: su largo será de 360 pies, su mayor elevación sobre el agua 170 y su estructura será de fierro sobre machones (pilares) y estribos cimentados en roca viva.”



Fotografía 9: Cimentación de los pilares del Puente Sumbay

Fuente: Fotografía propia

Además; según la carta geológica de la zona, 32-t “Callalli”, se puede observar que el suelo predominante es denominado: “Ignimbrita Confital: ignimbritas dacíticas blancas y naranjas”. La ignimbrita es un tipo de roca de origen ígneo (producto del enfriamiento del magma) y compuesta por varios tipos de minerales. Presentan cierto grado de compacidad.

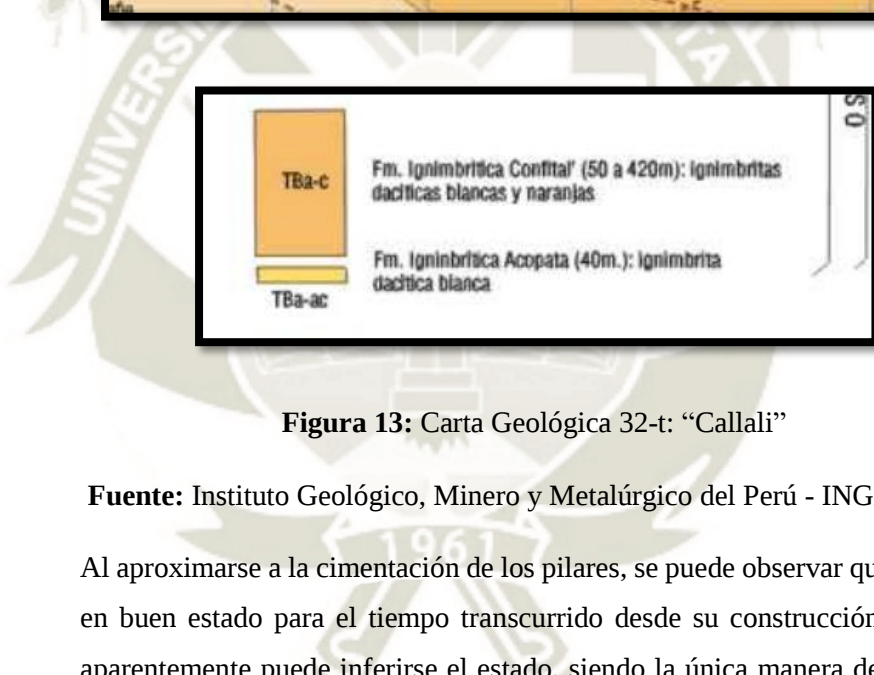


Figura 13: Carta Geológica 32-t: “Callali”

Fuente: Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico del Perú - INGEMMET

Al aproximarse a la cimentación de los pilares, se puede observar que se encuentra en buen estado para el tiempo transcurrido desde su construcción, no obstante, aparentemente puede inferirse el estado, siendo la única manera de corroborarlo, mediante la elaboración de estudios competentes.

El último estudio, como se menciona anteriormente, incluyó la realización de pruebas de resistencia a la compresión mediante esclerometría a los pilares y estribos, evaluando así su resistencia. Los resultados se pueden encontrar en el inciso 3.2. de este capítulo.

Para los pilares y tablero del puente:



Fotografía 10: Pilar Central del Puente Sumbay

Fuente: Fotografía propia

El material con el que se construyeron los perfiles se puede decir que es acero, pero no con total certeza; ya que, en los años 1900, se da la transición del uso del hierro forjado al acero. Se da el caso que, en los años 1890, en Nueva York se construyó un puente de 35 metros de luz por Elmira Bridge Company con hierro forjado. A su vez, en el año 1906 se construye un puente de acero de 457 metros de luz que sigue en funcionamiento.

La concepción preliminar del material principal para la construcción del puente se puede leer en el párrafo anteriormente mencionado perteneciente al libro: “Los Ferrocarriles del Perú (Vol. 1)”:

“[...] El puente que hay que construir sobre este río es uno de los más interesantes de la línea: su largo será de 360 pies, su mayor elevación sobre el agua 170 y su estructura será de fierro sobre machones (pilares) y estribos cimentados en roca viva.”

Cabe resaltar que, en el Perú, la mayoría de este tipo de estructuras se traía fabricadas de otros lugares para ser ensambladas en la zona a colocar. Según la información proporcionada por la empresa Ferrocarril Transandino, se sabe que los elementos se importaron de Estados Unidos. Al no contar con los planos originales de la obra, no es posible determinar el material.

Se presenta uno de los primeros inconvenientes a nuestra investigación: las pruebas involucran la toma de muestras y, por lo tanto, la realización de ensayos destructivos a la estructura del puente para obtener muestras para su posterior análisis. Al no contar con el permiso por parte de la empresa para poder llevar a cabo estas pruebas, se asumirá el material en base a información obtenida de estudios previos para el análisis de puentes metálicos ferroviarios.

3.3. Antecedentes de estudio del puente

Según fuentes proporcionadas por la empresa Ferrocarril Transandino S.A. se tienen 2 estudios previos al de esta investigación: uno realizado en el mes de abril del año 2014 y otro, en el mes de junio del año 2017.

3.3.1. Año 2014

En el estudio presentado en el año 2014, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- a) El puente se encuentra en regular estado, los pernos de los apoyos se encuentran doblados y/o averiados por lo que se recomienda que sean rehabilitados.
- b) La capacidad actual del puente es equivalente a Cooper E-56, lo que indica que es permisible el pase de una locomotora de 113.8 tn. Según las cargas actuales que transitan es de 117.8 tn. Por cercanía entre sus cargas permisible (113.8 tn) con cargas actuales que transitan y rehabilitando apropiadamente los apoyos indicados en los planos, el puente tendrá la capacidad de soportar las cargas actuales.
- c) Por el estado actual de la pintura evaluado, que se encuentran en mal estado y no cumple los espesores mínimos de las especificaciones. Es necesario un trabajo de pintura total de los elementos metálicos.

A partir de este estudio, se realizó el trabajo de mantenimiento del puente, que consistía en aplicar pintura (por recomendación de este estudio).

3.3.2. Año 2017

En el estudio presentado en el año 2017, se realizaron los siguientes ensayos y obteniendo los siguientes resultados:

a) Medición de espesores por ultrasonido:

Se revisó el estado de los perfiles de acero estructural utilizado.

Se realizó el ensayo 3 veces. No se evidenció signos de corrosión, los elementos del puente se encontraron en buen estado.

b) Esclerometría hormigón subestructura:

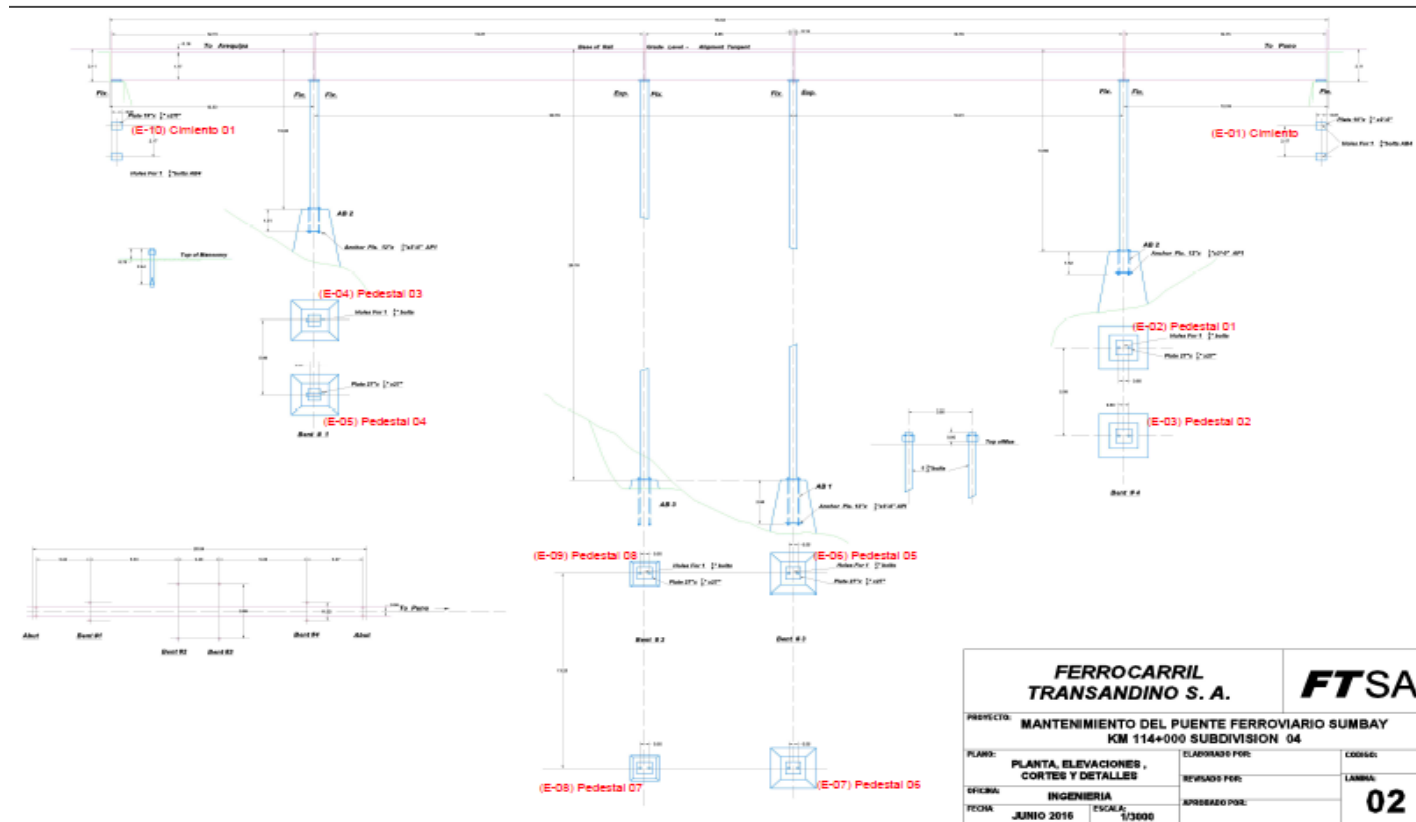
Determinar la resistencia a compresión del concreto utilizado en pilares y estribos.

Se muestran los resultados del ensayo de esclerometría.

Tabla 6: Resultados de Ensayo de Esclerometría

ENSAYO	ELEMENTO	UBICACIÓN	F'C (kg/cm ²)
1	CIMIENTO	LADO SUR	290
2	PEDESTAL 01	LADO SUR	320
3	PEDESTAL 02	LADO SUR	320
4	PEDESTAL 03	LADO NORTE	165
5	PEDESTAL 04	LADO NORTE	165
6	PEDESTAL 05	CENTRO	320
7	PEDESTAL 06	CENTRO	450
8	PEDESTAL 07	CENTRO	400
9	PEDESTAL 08	CENTRO	160
10	CIMIENTO 01	LADO NORTE	260

Fuente: (B&H Cárdenas para Ferrocarril Transandino, 2017)



Plano 1: Ubicación de puntos para pruebas de esclerometría

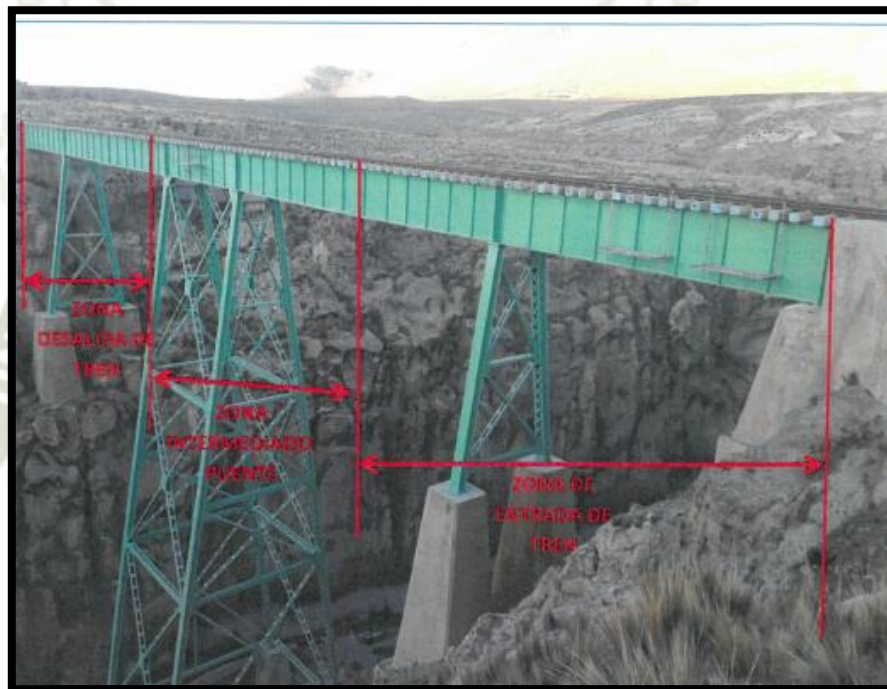
Fuente: (B&H Cárdenas para Ferrocarril Transandino, 2017)

c) Medición vibracional:

El ensayo busca determinar la vibración del puente ante el paso del tren.

Se realizó el ensayo mediante el uso de un colector de vibraciones durante el paso de un tren de combustible cargado rumbo norte (Arequipa-Puno) a diferentes velocidades (5 km/h, 10 km/h y 15 km/h) 4 veces en total (2 veces a 15 km/h).

Se identifican 3 zonas en el puente para poder mostrar los resultados por zonas. La zona de salida se ubica rumbo norte (hacia Puno).



Fotografía 11: Zona de Entrada, Zona de Salida y Zona Intermedia para ensayo de medición de vibraciones

Fuente: B&H Cárdenas para Ferrocarril Transandino, 2017

Los resultados fueron utilizados para elaborar los espectros de respuesta de vibraciones al modelo realizado para el análisis estructural.

d) Análisis estructural y propuesta de refuerzo:

Consideraciones:

- El modelo se realizó en el programa computacional SAP2000
- El material considerado para el modelo fue asumido como acero ASTM A36 ($f_y = 36000$ psi y $f_u = 58000$ psi). Remaches de 7/8" considerados como A502-1, cuyo esfuerzo a tracción es de 20 ksi y de corte, 15 ksi.
- El modelo se basó en las normas AASHTO-LRFD 2014 y Manual de Puentes proporcionado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
- No se considera sobrecarga peatonal, fuerza centrífuga, veredas, barandales o sardineles, fuerza de colisión o cargas hidráulicas.
- Se considera carga de viento y presión de viento sobre los vehículos.
- El vehículo de diseño para carga viva fue elaborado con dos tipos de vehículos:
Se compone de 2 locomotoras y 18 vagones.

VEHÍCULO 01: LOCOMOTORA

- ✓ Distancia entre boogie: 11.95m
- ✓ Distancia entre ejes de ruedas del boogie: 1.29m
- ✓ Longitud de locomotora: 20.314m
- ✓ Ancho de vía: 1.435m
- ✓ Peso de locomotora: 120 Toneladas
- ✓ Peso por rueda: $120/12=10$ Toneladas por rueda

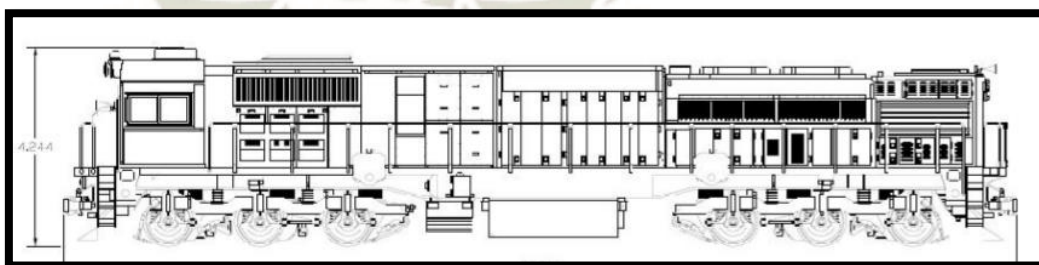


Figura 14: Locomotora GT42

Fuente: Ferrocarril Transandino S.A.

VEHÍCULO 02: VAGÓN

- ✓ Distancia entre bogie: 11.43m
- ✓ Distancia entre ejes de ruedas del bogie: 1.29m
- ✓ Longitud de locomotora: 16.37m
- ✓ Ancho de vía: 1.435m
- ✓ Número de ruedas: 8
- ✓ Peso total con carga: 80 Toneladas
- ✓ Carga por rueda: 10 Toneladas por rueda

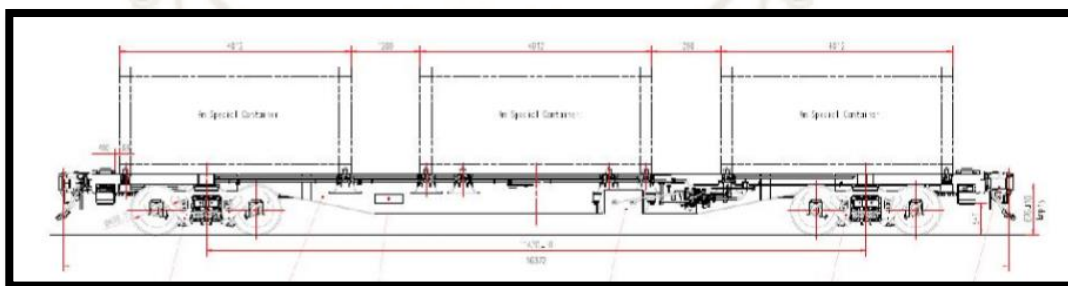


Figura 15: Vagón (Plano) para Contenedores de Concentrado de Cobre

Fuente: Ferrocarril Transandino S.A.

- Para los efectos sísmicos se realiza el análisis sísmico espectral en base a la norma E.030.
- Las combinaciones de carga a aplicar fueron las siguientes (según AASHTO – LRFD):
 - 1) Resistencia I = Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar viento.
 - 2) Resistencia. II = Combinación de carga relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseños especiales
 - 3) especificados por el propietario y/o vehículos que permiten la evaluación, sin considerar el viento.
 - 4) Resistencia III = Combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor a 90 km/h
 - 5) Resistencia. IV = Combinación de carga relacionada a relaciones muy altas de carga muerta a la carga viva.
 - 6) Resistencia V = Combinación de carga relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90 km/h

- 7) Evento Extremo I = Combinación de carga incluyendo sismo.
- 8) Evento Extremo II = Combinación de carga relacionada a la carga de viento, choque de vehículos y barcos, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida, distinta de la carga de choque vehicular.
- 9) Servicio I = Combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/h y con todas las cargas a su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada con el control de deflexiones.
- 10) Servicio II = Combinación de carga considerado para controlar la fluencia de estructuras de acero y el deslizamiento de las secciones críticas, debidas a la carga viva vehicular.
- 11) Servicio III = Combinación de carga relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas.

e) Conclusiones del estudio:

- De la simulación, la cual toma situaciones críticas de funcionamiento se ha verificado que los arriostres en los pilares presentan sobreesfuerzo y deflexión fuera de especificación. Se aprecia que los arriostres se esfuerzan más según aumenta la velocidad en que transitan los vehículos.
- Los elementos principales que conforman los pilares y el tablero no presentan sobreesfuerzo, con lo cual estaría garantizado su funcionabilidad siempre que se mantenga en las condiciones actuales (evitar corrosión y/o disminución de espesores en los elementos metálicos estructurales).
- El perfil actual del arriostre es doble angular de 4"x3"x3/8" se sugiere el reforzamiento con otro perfil angular adicional de la misma medida de tal manera que se forme un perfil rectangular de 4"x3"x3/8" en cada lado del arriostre. Otra alternativa a considerar es cambiar este perfil angular por un tubo de 4"x4"x1/4".
- El mantenimiento periódico (pintado) de la parte estructural se sugiere cada 5 años tomando en consideración a un pintado por mantenimiento de duración media según ISO 12944-5:2007, con la finalidad de evitar disminución de espesores y/o medidas de los perfiles.

En base a los estudios antecedentes, ya se puede observar que la evaluación del puente en las condiciones actuales apunta a un reforzamiento de los arriostres. Sin embargo, también se considera realizar el estudio en base a los criterios del manual de AREMA, ya que, además de ser la norma vigente según el contrato de concesión de la vía férrea, incluye lineamientos, criterios y especificaciones especiales para estructuras involucradas en el transporte ferroviario. El Perú, al no ser un país donde el transporte ferroviario es bastante utilizado; no tiene normas específicas a la evaluación, mantenimiento y diseño de vías y obras de arte afines.

3.4. Recolección de Datos en Campo

3.4.1. Revisión de los elementos principales

Para realizar la inspección visual del puente Sumbay, se realizaron 04 visitas a campo, en las cuales se identificaron los elementos del puente y el estado actual del mismo. Las visitas se realizaron en el mes de noviembre del año 2017, a 5 meses del último mantenimiento realizado por la empresa Ferrocarril Transandino; el cual consistió en pintar la estructura para evitar la corrosión de elementos y el cambio de durmientes para mejorar las condiciones del tránsito de trenes.



Fotografía 12: Vista rumbo sur del puente Sumbay

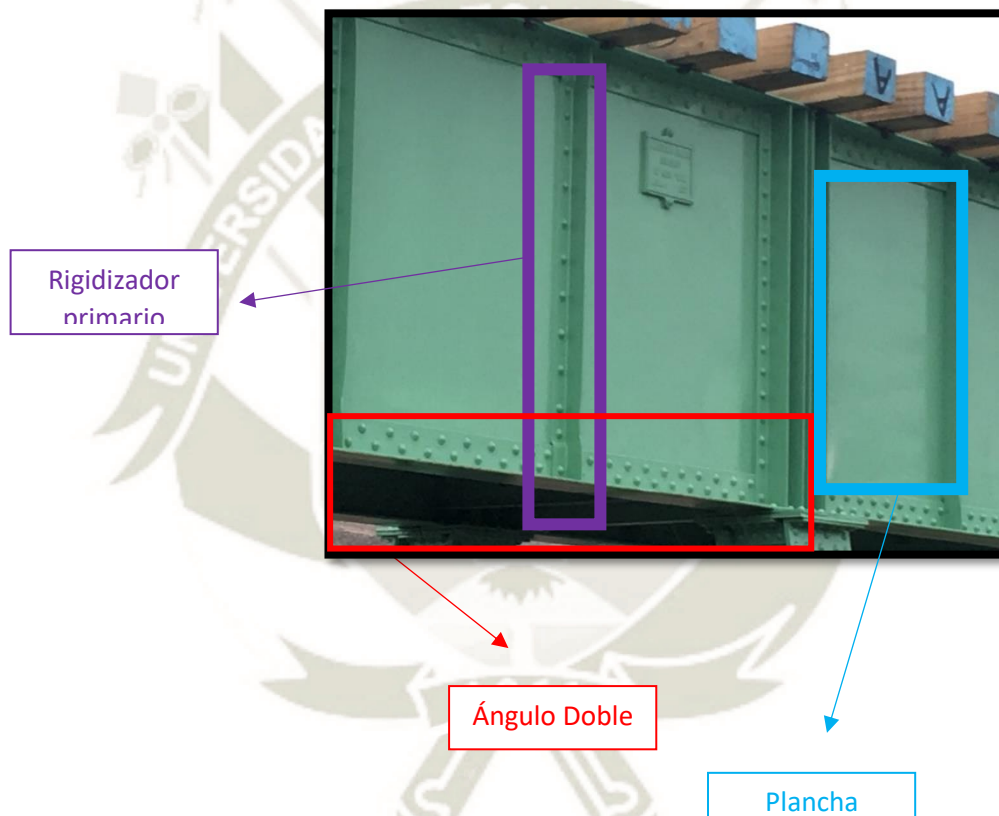
Fuente: Fotografía propia

Se identificaron los elementos que conforman la superestructura y la subestructura:

3.4.1.1. Superestructura:

Tablero metálico conformado por 2 vigas principales, las cuales, a su vez, están compuestas por 2 ángulos dobles unidos por una plancha mediante conexión remachada. A cada 1.40 m. existen rigidizadores primarios (ángulo). Los datos según los planos otorgados por la empresa son los siguientes:

- Ángulos dobles = 2L155x156x42.7 mm
- Plancha = 1842x10.30 mm
- Rigidizador primario= L130x90.3x10.4 mm



Fotografía 13: Vista lateral de viga principal del puente Sumbay

Fuente: Fotografía propia

A su vez, ambas vigas principales se encuentran conectadas mediante diafragmas, compuestos por perfiles angulares unidos por planchas de conexión (remachada). En cada apoyo existen 2 diafragmas. En los tramos 01 y 05 existe un diafragma intermedio (a la mitad de la longitud del tramo) y en los tramos 2 y 4 existen dos diafragmas intermedios (a cada tercio de la longitud del tramo). Los datos según los planos otorgados por la empresa son:

- Ángulos diafragma = L100x75x10 mm
- Ángulos superiores e inferiores = L100x77x10 mm
- Planchas de conexión = 400x350 mm (e=9.5 mm)



Fotografía 14: Diafragmas

Fuente: Fotografía propia

En todos los tramos, se puede encontrar perfiles angulares en zigzag que conectan ambas vigas principales en la parte superior del tablero. En los tramos 2, 3 y 4, este arriostre se repite en la parte inferior del puente. Los datos según los planos otorgados por la empresa son:

- Arriostre = L100x77x99mm

En los tramos 2 y 4 (de mayor longitud), ambas vigas principales se encuentran reforzadas por platabandas en la parte superior e inferior de cada viga.

La primera platabanda mide 15.12 m, la segunda 10.88 m y la tercera 4.12 m. El eje elevación de las platabandas coincide con el eje del tramo. El espesor de cada platabanda es de 15 mm.

Para mayor detalle sobre los elementos de la superestructura, consultar planos PS-02, PS-03, PS-05 y PS-05.

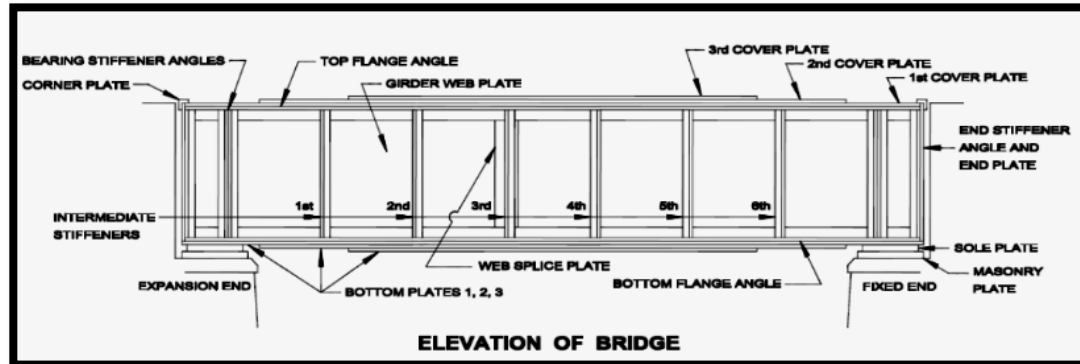


Figura 16: Distribución de platabandas en los tramos 2 y 4 del Puente Sumbay

Fuente: Ferrocarril Transandino S.A.

3.4.1.2. Subestructura:

Se tienen 4 pilares, dos de los cuales se encuentran unidos por arriostres, por lo tanto, forman un pilar compuesto; distribuidos del siguiente modo:



Fotografía 15: Pilares del Puente Sumbay

Fuente: Fotografía propia

a. Pilar 1:

- ✚ Columnas: Dos perfiles C11.30x2.95x0.35" (o C287x75x9 mm) unidos por una plancha sólida de 19 1/16" x 1/2" y elementos menores.
- ✚ Vigas Superiores e Intermedias: Dos perfiles de L4.06x3.03x0.35" (o L103x77x9 mm)
- ✚ Viga Inferior: Dos perfiles de 2L5.04x2.95x0.35" (2L128x89x9 mm)
- ✚ Arriostres: Dos perfiles de L3.98x2.99x0.31" (L101x76x8 mm)
- ✚ Los elementos menores de conexión consisten en remaches de diámetro igual a 1 1/2" y conectores de platinas de 6"x3/8" o 2 1/2"x3/8". La distribución de todos los elementos se puede encontrar en el plano PS-08, en Anexo 1.

b. Pilar 2:

- ✚ Columnas: Dos perfiles C15.35x3.50x0.35" (o C390x89x9 mm) unidos por una plancha sólida de 19 1/16" x 1/2" y elementos menores.
- ✚ Vigas Superiores: Dos perfiles de L4.06x3.03x0.35" (o L103x77x9 mm)
- ✚ Vigas Intermedias: Dos perfiles de 2L5.04x2.95x0.35" (2L128x89x9 mm)
- ✚ Vigas Inferiores: Dos perfiles de 2L5.04x2.95x0.35" (2L128x89x9 mm) y también de C10.08x2.64x0.31" (o C256x67x8 mm)
- ✚ Arriostres: Dos perfiles de L3.98x2.99x0.31" (L101x76x8 mm), además de dos arriostres adicionales de perfiles L3.03x2.50x0.31" (L77x63.50x8 mm)
- ✚ Los elementos menores de conexión consisten en remaches de diámetro igual a 1 1/2" y conectores de platinas de 6"x3/8" o 2 1/2"x3/8". La distribución de todos los elementos se puede encontrar en el plano PS-08, en Anexo 1.

c. Pilar 3:

- ✚ Columnas: Dos perfiles C11.30x2.95x0.35" (o C287x75x9 mm) unidos por una plancha sólida de 19 1/16" x 1/2" y elementos menores.
- ✚ Vigas Superiores e Intermedias: Dos perfiles de L4.06x3.03x0.35" (o L103x77x9 mm)
- ✚ Viga Inferior: Dos perfiles de 2L5.04x2.95x0.35" (2L128x89x9 mm)
- ✚ Arriostres: Dos perfiles de L3.98x2.99x0.31" (L101x76x8 mm)

- Los elementos menores de conexión consisten en remaches de diámetro igual a 1½” y conectores de platinas de 6”x3/8” o 2½”x3/8”. La distribución de todos los elementos se puede encontrar en el plano PS-08, en Anexo 1.

Los pilares se conectan mediante placas de conexión remachada a la base de concreto armado, las cuales a su vez están cimentados en roca.



Fotografía 16: Placa de conexión pilar – cimentación de concreto

Fuente: Fotografía propia



Fotografía 17: Pilar 3 cimentado sobre roca

Fuente: Fotografía propia

3.4.2. Revisión de las conexiones

Todas las conexiones en la estructura del puente son roblonadas (lo que en general se conoce como remachada). Este tipo de conexión actualmente es obsoleta. En su lugar se realizan uniones mediante tornillos, pernos o soldadura. Sin embargo, es necesario conocer cómo es que se realizaban las conexiones entre elementos mediante el uso de remaches.



Fotografía 18: Conexión remachada

Fuente: Fotografía propia

Los remaches usados en la construcción de estructuras generalmente se fabricaban con un acero de grado dulce o suave que no se volvía frágil al calentarlo y martillarlos con una pistola remachadora para formar las cabezas. El remache común constaba de un vástago cilíndrico de acero con una cabeza redondeada en uno de sus extremos. Se calentaba en la obra a un color rojo cereza (aproximadamente 1 800°F), se insertaba en el agujero y se le formaba una cabeza en el otro extremo por medio de una pistola remachadora portátil.

accionada con aire comprimido. La pistola remachadora, que tenía una depresión en su extremo para dar a la cabeza del remache una forma adecuada, aplicaba a ésta una rápida sucesión de golpes [...]” (Mc Cormac, 2012)

En cambio, el remachado realizado en taller utilizaba una máquina fija, la cual comprimía el remache a una presión entre 50 y 80 toneladas, generando una conexión más sólida que la realizada en campo; ya que el remache, en estado plástico, se veía obligado a rellenar el agujero de forma satisfactoria. Cuando el remache se enfriaba, se contrae en todas sus direcciones y atrapa las partes conectadas, generando transferencia de esfuerzos de fricción. (Mc Cormac, 2012) . A pesar de obtener mejores resultados con la máquina fija, no se especificaban resistencias nominales mayores.

Existían remaches desde $\frac{1}{2}$ " a $1 \frac{1}{2}$ " de diámetro, con incrementos de $\frac{1}{8}$ ". Los tamaños menores se empleaban para armaduras ligeras y los mayores, para estructuras importantes como puentes y edificios muy altos. “El empleo de más de uno o dos tamaños de remaches o tornillos en una misma estructura no es conveniente, debido a lo caro que resulta punzonar agujeros diferentes en un miembro en el taller, y a la confusión que puede crearse al instalar remaches o tornillos de diferentes tamaños en la obra.” (Mc Cormac, 2012).

Según ASTM, existen tres tipos de remaches para conexiones en acero estructural:

- **A502 Grado 1:** Utilizados para la mayoría de trabajos estructurales. A pesar de ser más débiles que el acero estructural, la facilidad de instalación de los mismos era la razón por la cual eran mayormente utilizados que los otros tipos.
- **A502 Grado 2:** Sus altas resistencias permitían al proyectista usar menos remaches en una conexión, y, por tanto, placas de nudo más pequeñas.
- **A502 Grado 3:** Tienen las mismas características que los A502 Grado 2, pero resistían mucho mejor la corrosión atmosférica.

La resistencia de un remache se determina por el grado, el diámetro, el espesor y el arreglo de las partes conectadas. Con el fin de simplificar los cálculos, se supone que los esfuerzos alrededor del agujero varían de manera uniforme sobre un área rectangular (espesor de la placa por el diámetro del remache) (Mc Cormac, 2012).

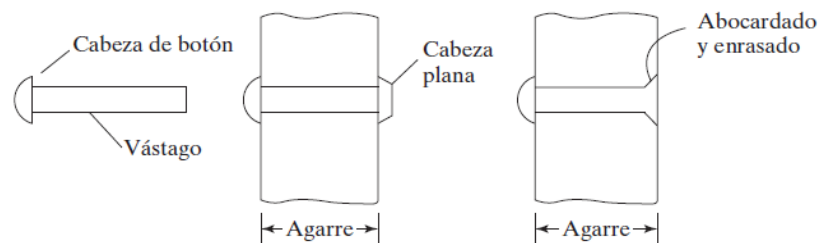


Figura 17: Tipos de remaches

Fuente: Figura 13.20, “Diseño de Estructuras de Acero” (Mc Cormac, 2012)

El Apéndice 5.2.6 del AISC indica que, al revisar estructuras más viejas fabricadas con remaches, se debe suponer que los remaches son A502 de la ASTM, Grado 1, a menos que se determine un grado más alto mediante documentación o pruebas. La resistencia nominal al cortante de los remaches A502, del grado 1, era de 25 klb/plg².

Según los planos originales del proyecto, se tiene remaches de diámetro igual a 1” para todas las conexiones y anclajes a la cimentación de concreto de 1 ¾” con las características asumidas según AISC.

3.4.3. Revisión de los estribos

Al inspeccionar los estribos, se pudo observar las juntas de vaciado y, en algunas partes, albañilería (bloques de sillar unidos por mortero). Se puede apreciar que el mortero se encuentra deteriorado, en algunos casos es inexistente.



Fotografía 19: Estribo norte del Puente Sumbay

Fuente: Fotografía propia



Fotografía 20: Estribo sur del Puente Sumbay

Fuente: Fotografía propia

Mediante la inspección y los resultados del ensayo de esclerometría del estudio antecedente se puede observar que, tanto la cimentación como los estribos el mortero se encuentra deteriorado; lo cual implicaría una revisión más a fondo; a ser posible, con pruebas de diamantina para verificar las resistencias a la compresión obtenidas en estudios anteriores.

3.5. Estudio de los materiales utilizados

3.5.1. Para la subestructura

Según la inspección en campo realizada, se pudo observar que los pilares se conectan a la base de concreto mediante una placa remachada.

Por inspección visual no se puede comprobar a ciencia cierta si la base es de concreto armado o albañilería (como ocurre en parte del estribo); por lo cual los ensayos de esclerometría realizados en el estudio del año 2017 son un dato importante a la hora de determinar la resistencia a la compresión de estos elementos.

Los pilares son metálicos; mas determinar el tipo de metal utilizado (y por lo tanto, sus propiedades) requeriría de tomar muestras y realizar un ensayo a tracción (o de tensión) para obtener la curva esfuerzo-deformación del material; que nos indica la resistencia a tracción de un determinado material. Lo que sí se conoce con certeza es que estos elementos se encuentran en buen estado y sin daños por corrosión debido al mantenimiento otorgado.

Al encontrarse esta primera interrogante (y ante la imposibilidad de realizar el ensayo por cuenta propia), se procedió a la búsqueda de información e investigación de los tipos de acero en la historia del diseño estructural.

A mediados del siglo XIX, en Europa se popularizó el uso del hierro para la construcción de estructuras. Ya en 1845 en Estados Unidos se construían celosías de hierro forjado. A principios del siglo XX iniciaron las primeras construcciones en acero. Tanto el hierro como este último eran materiales caros y se requería economizar la cantidad a utilizar en las estructuras. Mas con la disminución de su costo por la producción en masa y la aparición de la soldadura a mediados del siglo XX, el acero se consolidó como material estructural por excelencia (Serna García-Conde, 2006).

En un artículo publicado en el año 2016 para el 9° Ciclo Internacional de Conferencias Sobre Puentes titulado: “Análisis de Puentes Ferroviarios de Acero Existentes” en Eslovaquia, a falta de información sobre un puente antiguo, se propone asumir el material en base al año de construcción.

Tabla 7: Características del material recomendadas para acero y valores de factores parciales para resistencias de secciones transversales y miembros

Year of bridge construction	Steel material/ grade		Allowable stress	Yield strength	Ultimate strength	γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}
	Thickness [mm]		σ_{adm} [MPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]			
before 1895	wrought iron		130	210	340	1,10	1,20	1,30
1895-1904	wrought iron		130	210	340	1,10	1,20	1,30
	mild steel		140	230	360	1,10	1,20	1,30
1905-1937	mild steel		140	230	360	1,10	1,20	1,30
1938-1950	37 (S235)		140	230	360	1,10	1,20	1,30
	52 (S355)		195	335	490	1,10	1,25	1,30
1951-1968	37 (S235)	$t \leq 25$	140	230	360	1,10	1,20	1,30
		> 25	130	210	340	1,10	1,20	1,30
	52 (S355)	≤ 16	210	360	510	1,10	1,25	1,30
		> 16	200	340	490	1,10	1,25	1,30
1969-1985	37 (S235)	≤ 25		235	360			
		> 25		215	360	1,00	1,10	1,25
	52 (S355)	≤ 50		355	510			
		≤ 25		235	360			
1986-1998	37 (S235)	> 25		215	360	1,00	1,10	1,25
		≤ 25		355	510			
	52 (S355)	> 25		335	470			
		≤ 40		235	360			
1998-2010	S235	$40 < t \leq 80$		215	360			
	S275	≤ 40		275	430	1,00	1,10	1,25
	S275	$40 < t \leq 80$		255	410			
	S355	≤ 40		355	510			
	S355	$40 < t \leq 80$		335	470			

Fuente: (Vican, Gocál, Odrobinak, & Kotes, 2016)

Con esta información se puede realizar una suposición más certera del material utilizado, ya que en un rango de 32 años (desde 1905 a 1937), el material utilizado en puentes ferroviarios era un acero “dulce”. Ya que el Puente Sumbay fue inaugurado en el año 1910, este es el material a considerar, el cual cuenta con las siguientes propiedades mecánicas:

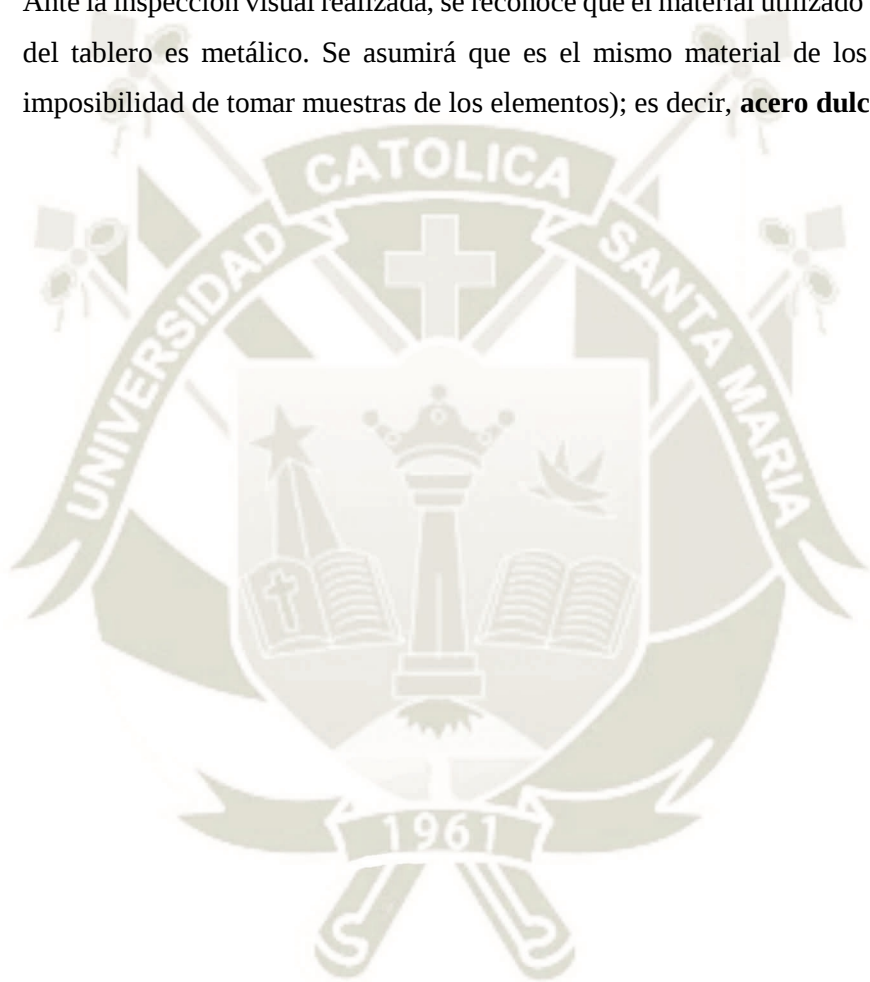
- **Módulo de Elasticidad (E)** = 20,305.32 ksi (140 GPa)
- **Esfuerzo de Fluencia (fy)** = 33.36 ksi (230 MPa)
- **Esfuerzo de Fluencia Último (fu)**= 52.21 ksi (360 MPa)

3.5.2. Para la superestructura

Mediante esta inspección se pudo comprobar que los elementos del tablero se encuentran en buen estado por el mantenimiento periódico recibido.

La unión del tablero y los estribos es mediante placa de conexión empernada. No existe una base de neopreno (técnica empleada en la construcción de puentes actuales).

Ante la inspección visual realizada, se reconoce que el material utilizado en los elementos del tablero es metálico. Se asumirá que es el mismo material de los pilares (ante la imposibilidad de tomar muestras de los elementos); es decir, **acero dulce**.



3.6. Conclusiones del capítulo

- El material de la base de los pilares es concreto. No se puede determinar si es concreto simple o armado; por lo tanto, se toma en cuenta la información prevista en la evaluación del puente realizada en el año 2017 en los resultados del ensayo de esclerometría (para determinar la resistencia a la compresión de los mismos). Sin embargo, por inspección visual se puede ver que el mortero que recubre las estructuras de concreto se encuentra deteriorado. A raíz de estos resultados, se recomienda realizar una inspección más a fondo, incluyendo pruebas de diamantina y medición de la capacidad portante del suelo de cimentación para una evaluación más detallada del estado de la cimentación.
- No se puede determinar a ciencia cierta cuál es el material utilizado para la construcción de los pilares y tablero metálicos. Al no existir un expediente o planos en físico originales de la estructura que data de 1910; la cuestión se complica. Se requiere realizar toma de muestras del material que conforma los pilares y tablero del puente y ensayarlos a tracción para determinar el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo de fluencia último.
- Sin embargo, al no poder realizar el ensayo sin autorización de la empresa, se procedió a la búsqueda de información del uso de materiales en la construcción del puente y sobre la historia misma del puente. En base a la información obtenida en base al año de construcción del puente, se optó por asumir que el material que conforma la subestructura y superestructura es “**acero dulce**” (mild steel).
- Los resultados mostrados en este trabajo de investigación se encuentran condicionados a la determinación del material real; por lo cual una recomendación adelantada sería determinar mediante toma de muestras y ensayo de las mismas el material real del puente con el fin de verificar las propiedades mecánicas del material propuesto.
- El último estudio realizado en el 2017 muestra que la viga principal no necesita ser reforzada, ya que no supera los valores descritos en el Manual de Puentes del MTC. Sin embargo, existe la necesidad de reforzar los arriostres adosando una sección adicional o cambiando el arriostre completo por una sección más funcional. Estos resultados serán comparados con los obtenidos por esta investigación.
- Cabe resaltar que la diferencia entre ambos estudios (el del año 2017) y el presentado en esta tesis es en la metodología de diseño, validación de algunas dimensiones de secciones en campo (a las que se tuvo alcance) y la consideración del tipo de acero de la estructura.

IV. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE

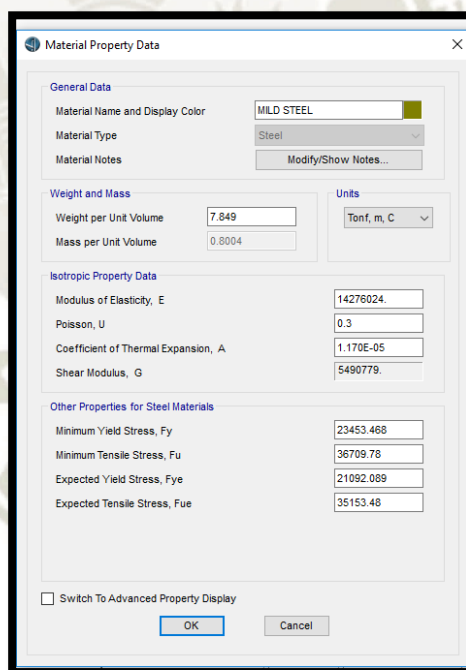
4.1. Elaboración de Modelo en CSI Bridge

Un modelo es una representación gráfica de un sistema. A este modelo se le puede aplicar cargas, simbolizando las fuerzas externas que sobre él actúan; así como atribuirle ciertas características físicas y de propiedades que serán responsables de manifestar la respuesta más parecida a la que el verdadero sistema efectuaría ante los esfuerzos a los que está siendo sometido.

Para llevar a cabo el modelamiento, se deberá tener en cuenta la geometría del puente y del mismo modo, las propiedades que se asignará a cada elemento que lo conforme.

4.1.2. Materiales

- Tanto los pilares como la superestructura se consideran hechos del mismo material: acero “dulce” (mild steel). Las propiedades se definen en la sección “Components” del programa, de la siguiente manera (las unidades están en Tnf; m; °C):



Material Property Data	
General Data	
Material Name and Display Color	MILD STEEL
Material Type	Steel
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	7.849
Mass per Unit Volume	0.8004
Units	
Tonf, m, C	
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	14276024
Poisson, U	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	5490779
Other Properties for Steel Materials	
Minimum Yield Stress, Fy	23453.468
Minimum Tensile Stress, Fu	36709.78
Expected Yield Stress, Fye	21092.089
Expected Tensile Stress, Fue	35153.48
☐ Switch To Advanced Property Display	
OK Cancel	

Figura 18: Definición de propiedades del material en CSI BRIDGE

Fuente: Figura propia

4.1.3. Elementos

- La longitud total del puente a tener en cuenta, no se da entre estribos o luces libres, sino que se considerará entre los segundos diafragmas de cada extremo, siendo los últimos puntos de apoyo en los estribos.
- El puente cuenta con cinco tramos, cuya longitud será tomada entre ejes de las juntas que separa los dos rigidizadores al inicio y fin de tramos adyacentes.
- El puente es simétrico, y por lo tanto se asume que los tramos 1 y 2 son idénticos a los tramos 5 y 4, respectivamente.
- Las longitudes de los tramos serán las siguientes:
 - ✓ T1 = 11.720 m.
 - ✓ T2 = 19.825 m
 - ✓ T3 = 9.205 m
 - ✓ T4 = 19.825 m
 - ✓ T5 = 11.720 m
- El puente tiene pendiente = 0.00%
- El puente es recto, el radio de curvatura es infinito y no se considera efectos generados por fuerza centrífuga.
- Los rigidizadores no son modelados, debido a que la función que cumplen es básicamente de arriostre. Además, por la practicidad de modelamiento, tampoco es lo óptimo. Se opta por agregar el su efecto como una carga externa. Así mismo, se tiene en cuenta la sección y su aporte para rigidizar, al momento de efectuar los chequeos.
- Se analiza si se cumple con los límites máximos de esbeltez, entre otras comprobaciones (flexión, corte, torsión) – Inicialmente sin rigidizadores, con lo que es probable se tenga algún indicador de la necesidad inicial del uso de estos. Entonces finalmente se evaluará con la contribución de los efectos de los aditamentos utilizados actualmente.
- Para el cálculo se considera que el tipo de viga será un elemento “Shell” o “Área” y no uno tipo “Frame” o “Barra”; porque, a pesar de tener una de las dimensiones significativamente mayor que las otras dos, aún puede haber cierto

comportamiento de torsión y su efecto no solamente ser determinado por los efectos de flexión.

- Todo elemento de unión, así como planchas, placas y remaches, entre otros, son incluidos en el metrado, mas no en el diseño, debido a su irrelevancia en los resultados.

Se determinan las secciones para cada elemento del puente:

a) **TABLERO:**

- **Vigas Principales:** Ambas vigas son iguales y su sección es constante a lo largo del puente. Es una sección tipo W con las siguientes características:

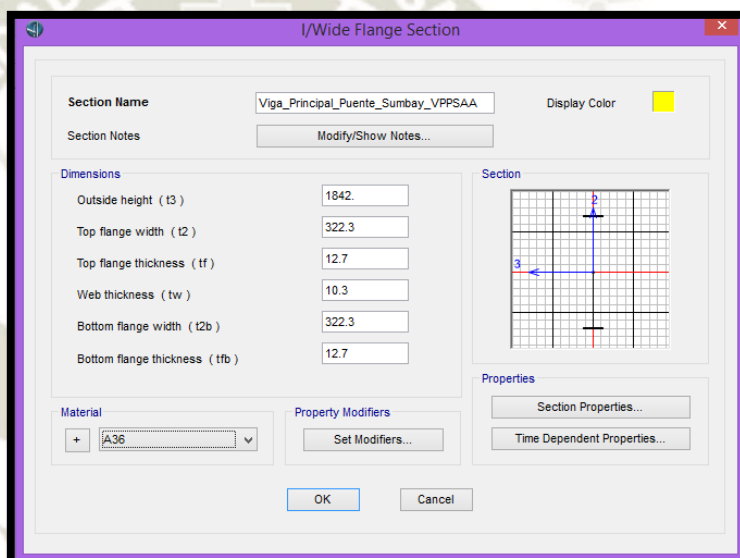


Figura 19: Datos de la sección para la Viga Principal

Fuente: Imagen propia

- ✓ $t3 = \text{Altura exterior} = 1842.00 \text{ mm.}$
- ✓ $t2 = \text{Ancho de ala superior} = 322.30 \text{ mm.}$
- ✓ $tf = \text{Espesor de ala superior} = 12.70 \text{ mm.}$
- ✓ $tw = \text{Espesor de alma} = 10.30 \text{ mm.}$
- ✓ $t2b = \text{Ancho de ala inferior} = 12.70 \text{ mm.}$
- ✓ $tfb = \text{Espesor de ala inferior} = 12.70 \text{ mm.}$
- *Se determina que esta es la sección típica; ya que es la única que sí es constante a lo largo de todo el puente; de principio a fin y en

cada tramo (a pesar de tener ligeras variaciones en cada tramo, no es incidente en los resultados).

- Se estima el peso de las placas de conexión y se añade como carga externa, sin embargo; para efectos de aporte de rigidez, estas no son modeladas. Asimismo, ya que no es constante a lo largo de todo el puente, ni en toda la altura del alma, tampoco se tiene en cuenta su aporte, siendo su única función la de unir elementos.

➤ **Diafragmas (arriostres):** Se consideran dos secciones: crucetas transversales y horizontales.

✓ **Crucetas Transversales:** Conformada por el Ángulo L100x75x9.93 mm

- *Dimensión de ala vertical (exterior) : $t_3 = 100 \text{ mm}$*
- *Dimensión de ala horizontal (exterior) : $t_2 = 75 \text{ mm}$*
- *Espesor de ala vertical : $t_f = 9.93 \text{ mm}$*
- *Espesor de ala horizontal: $t_v = 9.93 \text{ mm}$*

✓ **Crucetas Horizontales: Conformada por el Ángulo L100x77x9.93 mm**

- *Dimensión de ala vertical (exterior) : $t_3 = 100 \text{ mm}$*
- *Dimensión de ala horizontal (exterior) : $t_2 = 77 \text{ mm}$*
- *Espesor de ala vertical : $t_f = 9.93 \text{ mm}$*
- *Espesor de ala horizontal: $t_v = 9.93 \text{ mm}$*

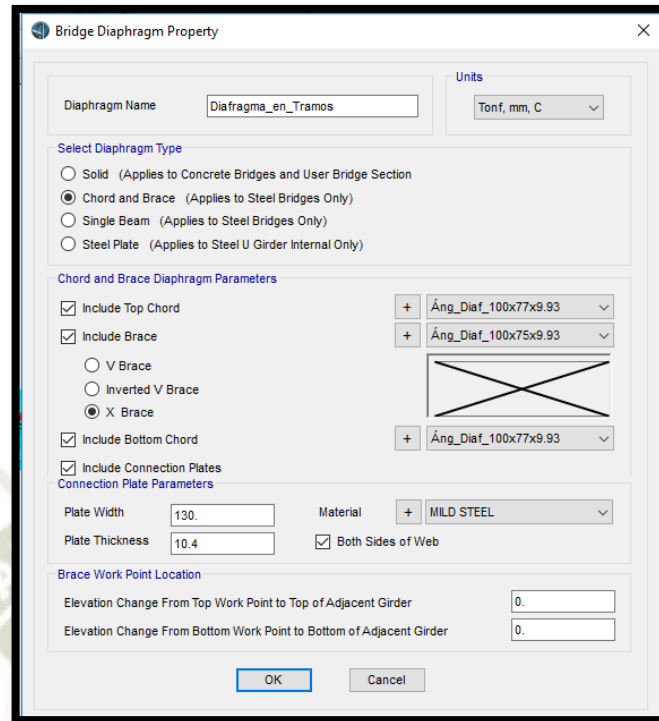


Figura 20: Modelamiento de diafragmas

Fuente: Imagen propia

- **Rigidizadores:** Se conectan entre vigas principales en las partes superiores de todos los tramos e inferiores en los tramos 2 y 4.
 - *Dimensión de ala vertical (exterior) : $t3 = 100 \text{ mm}$*
 - *Dimensión de ala horizontal (exterior) : $t2 = 77 \text{ mm}$*
 - *Espesor de ala vertical : $tf = 10 \text{ mm}$*
 - *Espesor de ala horizontal: $tv = 10 \text{ mm}$*

b) PILARES:

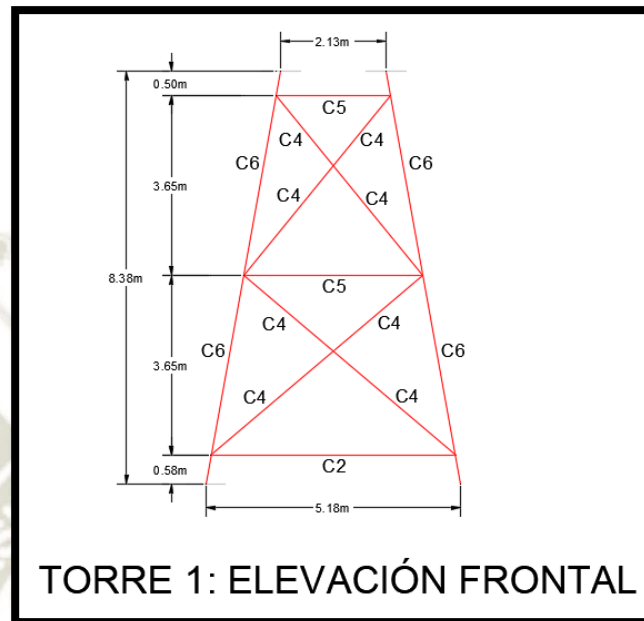


Figura 21: Esquema del Pilar 1 del Puente Sumbay

Fuente: Imagen propia

- C6: Dos perfiles C11.30x2.95x0.35" (o C287x75x9 mm) unidos por elementos menores.
- C5: Dos perfiles de L4.06x3.03x0.35" (o L103x77x9 mm)
- C2: Dos perfiles de 2L5.04x2.95x0.35" (2L128x89x9 mm)
- C4: Dos perfiles de L3.98x2.99x0.31" (L101x76x8 mm)
- Los elementos menores de conexión consisten en remaches de diámetro igual a 1½" y conectores de platinas de 6"x3/8" o 2½"x3/8".

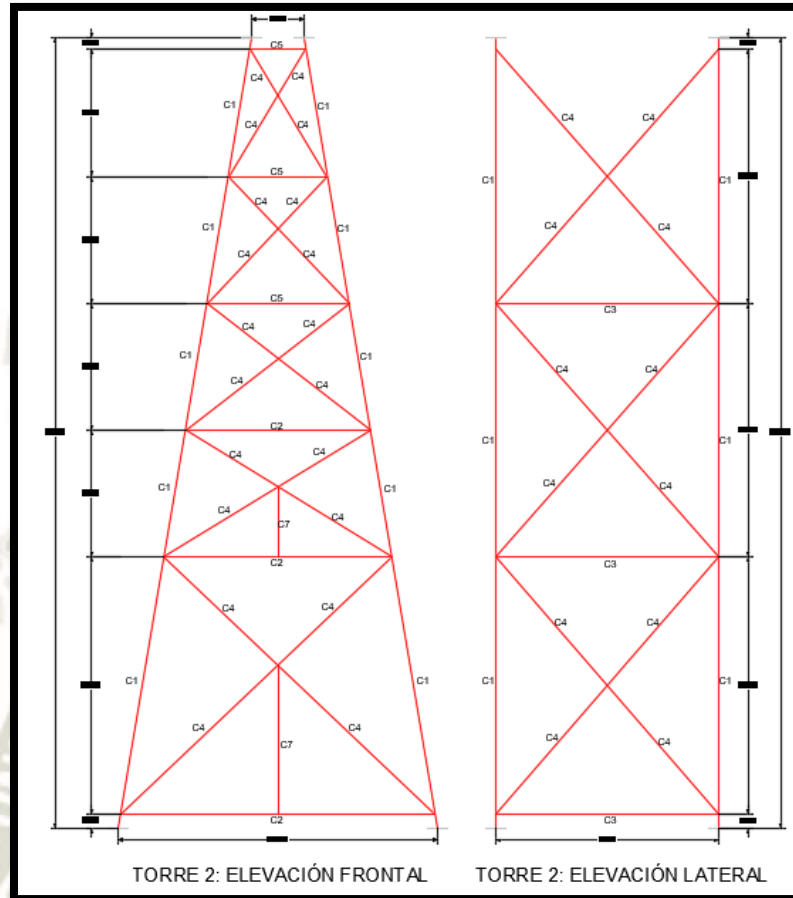


Figura 22: Esquema del Pilar 2 del Puente Sumbay

Fuente: Imagen propia

- C1: Dos perfiles C15.35x3.50x0.35" (o C390x89x9 mm) unidos por una plancha sólida de 19 1/16" x 1/2" y elementos menores.
- C5: Dos perfiles de L4.06x3.03x0.35" (o L103x77x9 mm) – Elevación Frontal.
- C2: Dos perfiles de 2L5.04x2.95x0.35" (2L128x89x9 mm) – Elevación Frontal.
- C3: Dos perfiles de C10.08x2.64x0.31" (o C256x67x8 mm) – Elevación Lateral.
- C4: Dos perfiles de L3.98x2.99x0.31" (L101x76x8 mm)
- C7: Dos perfiles de L3.03x2.50x0.31" (L77x63.50x8 mm) – Elevación Frontal.

- Los elementos menores de conexión consisten en remaches de diámetro igual a $1\frac{1}{2}$ " y conectores de platinas de $6"$ x $3/8"$ o $2\frac{1}{2}"$ x $3/8"$.

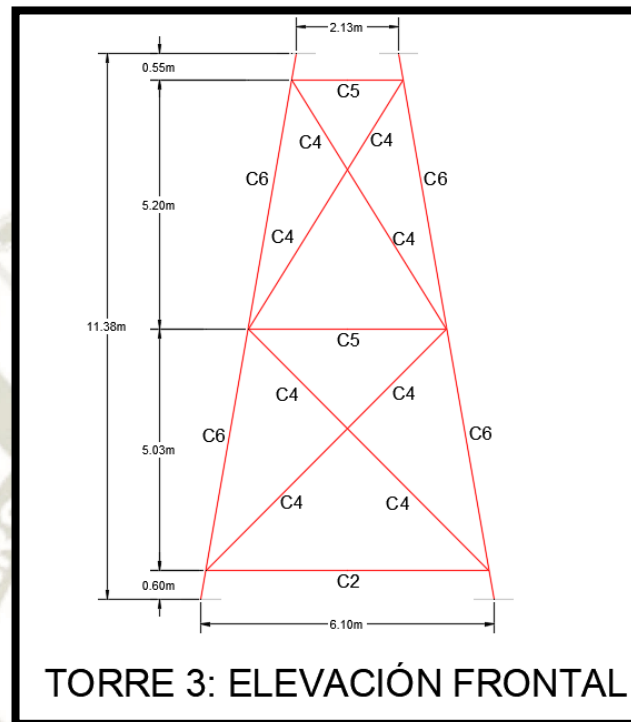


Figura 23: Esquema del Pilar 3 del Puente Sumbay

Fuente: Imagen propia

- C6: Dos perfiles C11.30x2.95x0.35" (o C287x75x9 mm) unidos por elementos menores.
- C5: Dos perfiles de L4.06x3.03x0.35" (o L103x77x9 mm)
- C2: Dos perfiles de 2L5.04x2.95x0.35" (2L128x89x9 mm)
- C4: Dos perfiles de L3.98x2.99x0.31" (L101x76x8 mm)
 - Los elementos menores de conexión consisten en remaches de diámetro igual a $1\frac{1}{2}"$ y conectores de platinas de $6"$ x $3/8"$ o $2\frac{1}{2}"$ x $3/8"$.

Tanto en la Torre o Pilar 1 como en el 3 no se consideró el modelado de la plancha sólida de conexión, ya que todas estas secciones se consideran en el modelo como tipo Frame; para simbolizar el arriostre se modelaron los elementos menores de conexión. Para mayor detalle, consultar el plano PS-09 en Anexo 1.

4.2. Configuración del Tablero

- Ancho total del puente: Se considera la longitud del durmiente: 3.15 m.
- Distancia entre ejes de vigas principales: 2.13 m.
- Solo existe un carril, el cual se ubica en el eje longitudinal.

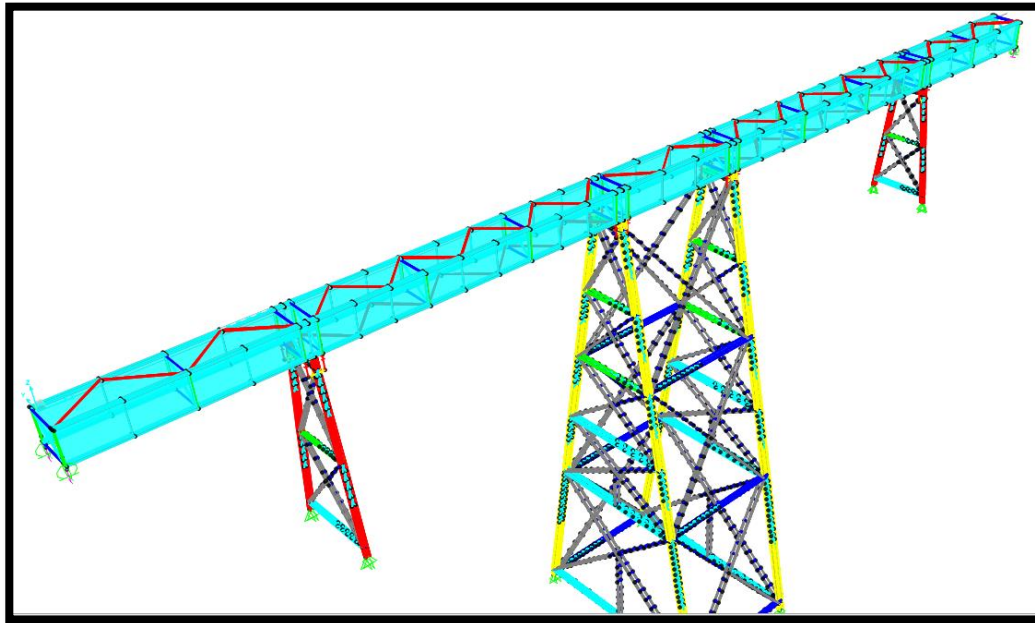


Figura 24: Modelamiento del Puente Sumbay en CSI Bridge

Fuente: Imagen propia

4.3. Sistemas de Apoyo

- No se cuenta con asientos de neopreno o base similar entre tablero y estribos.
- Se considera apoyo móvil al inicio y final del puente y apoyo fijo en los pilares.
- Las vigas principales se encuentran conectadas a los estribos mediante placas de asiento. La conexión es en sentido vertical.
- El puente es discontinuo; es decir, al finalizar el tramo el puente se interrumpe e inicia nuevamente. Por tal razón, existen dos diafragmas en el final de cada tramo (excepto en el tramo final).

4.4. Determinación de Cargas

La estructura al ser diseñada, debe contemplar todas estas cargas, o bien, las de mayor impacto, de forma que a lo largo de su vida útil sea capaz de soportarlas, individualmente y en forma combinada según la metodología de diseño a utilizar. Si bien es cierto que, en los manuales de diseño de puentes, tanto AASHTO como AREMA se contemplan todos los tipos de carga; existen ciertos casos que no son tan comunes, como son las cargas por frenado o por nieve. Entonces, esta tesis se enfocará en las cargas más utilizadas para el análisis de puentes:

- Carga Muerta
- Carga Viva
- Impacto o efecto dinámico de la carga viva vehicular
- Fuerzas longitudinales de frenado y tracción
- Carga de Viento

4.4.1. Estáticas

Carga Muerta: En este campo se considera el peso propio de la estructura y la carga muerta proveniente de los rieles y durmientes.

A continuación, se muestra la distribución de cargas por metro lineal en cada viga.

- $q_1 = \text{Rieles} + \text{Durmientes} = 0.333 \frac{\text{tnf}}{\text{m}}$
- $q_2 = \text{Peso de todo lo que NO metra el programa} = 0.3965 \frac{\text{tnf}}{\text{m}}$
- $q_3, q_4, q_5 = \text{Peso de 1 platabanda} = 0.314 \frac{\text{tnf}}{\text{m}}$
- $q_6 = \text{Peso de todo lo que metra el programa} = 0.2752 \frac{\text{tnf}}{\text{m}}$

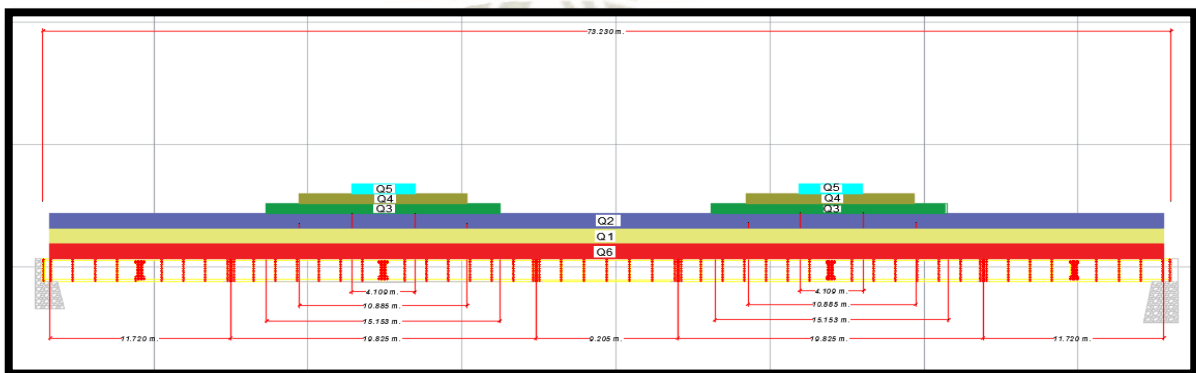


Figura 25: Distribución de cargas en la viga principal

Fuente: Imagen propia

4.4.2. Dinámicas

4.4.2.1. Carga Viva

Para considerar la carga viva de diseño se tuvo en cuenta el tren de cargas Cooper E-80, para el cual se tiene los siguientes datos:

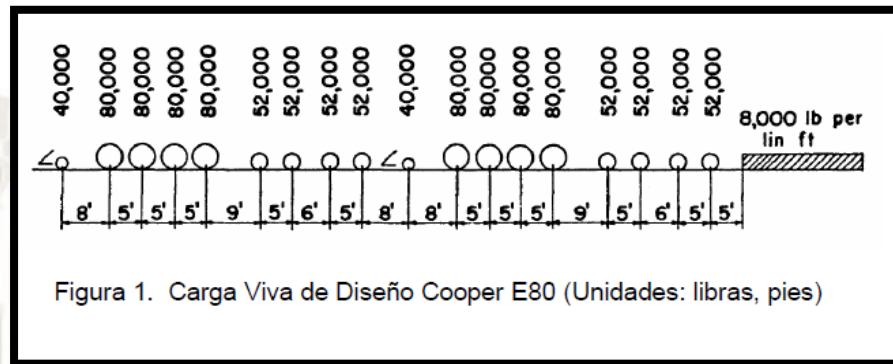


Figura 1. Carga Viva de Diseño Cooper E80 (Unidades: libras, pies)

Figura 26: Tren de Cargas Cooper E-80

Fuente: Manual for Railway Engineering (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2007)

- En el programa se puede encontrar el tren de cargas Cooper E-80:

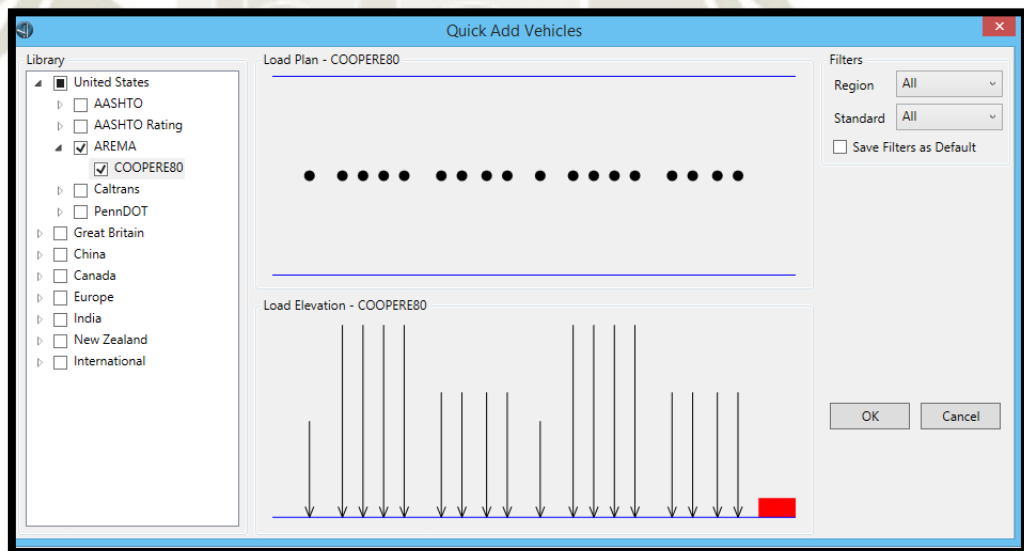


Figura 27: Tren de Cargas Cooper E-80 en CSI BRIDGE

Fuente: Imagen propia

Además, se ha considerado modelar aparte, un tren de cargas E-60, un tren de cargas E-40 y el tren de cargas correspondiente a dos locomotoras GT42 y 18 vagones (planos) para concentrado de cobre proveniente de la minera Las Bambas.

Para representar el tren de cargas Cooper E-60, se indica en el programa que el factor de escala de carga viva es de 0.75. Este procedimiento se hace en el programa de la siguiente manera:

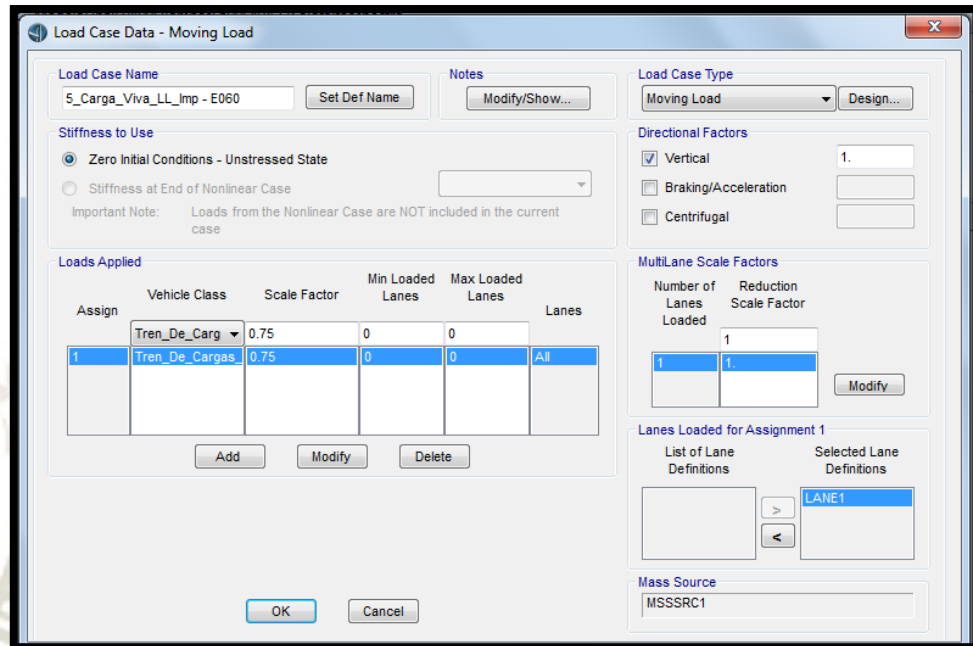


Figura 28: Representación de Tren de Cargas E-60 en CSI BRIDGE

Fuente: Imagen propia

Para representar el tren de cargas Cooper E-40, se indica en el programa que el factor de escala de carga viva es de 0.50. Este procedimiento se hace en el programa de la siguiente manera:

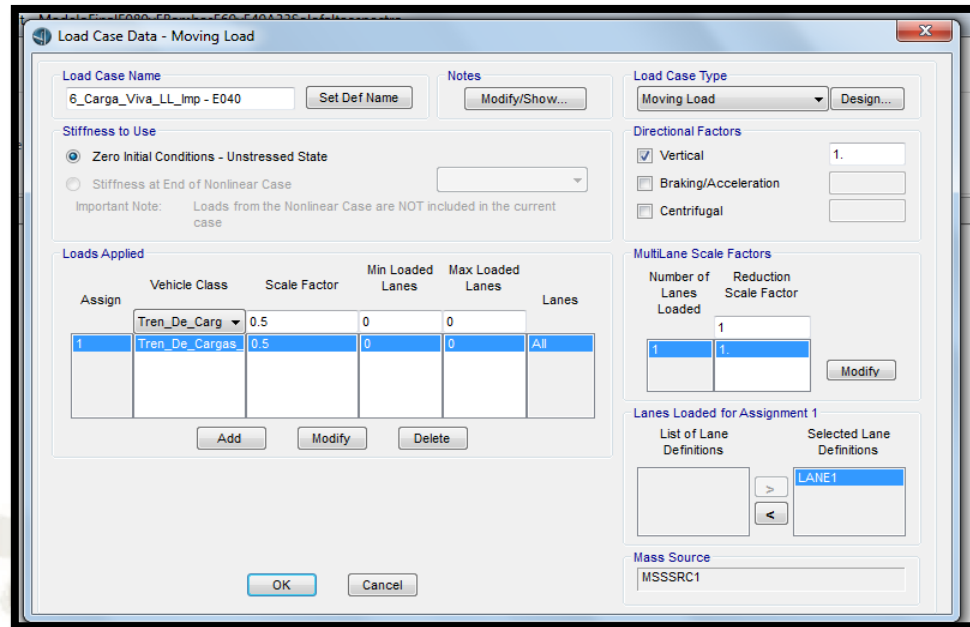


Figura 29: Representación de Tren de Cargas E-40 en CSI BRIDGE

Fuente: Imagen propia

Y para el tren de cargas para el concentrado de cobre de la minera Las Bambas se utilizó el otorgado por la empresa Ferrocarril Transandino S.A., (B&H Cárdenas para Ferrocarril Transandino, 2017) el cual se muestra a continuación:

VEHÍCULO 01: LOCOMOTORA

- Distancia entre bogie: 11.95m
- Distancia entre ejes de ruedas del bogie: 1.29m
- Longitud de locomotora: 20.314m
- Ancho de vía: 1.435m
- Peso de locomotora: 120 Toneladas
- Peso por rueda: $120/12=10$ Toneladas por rueda

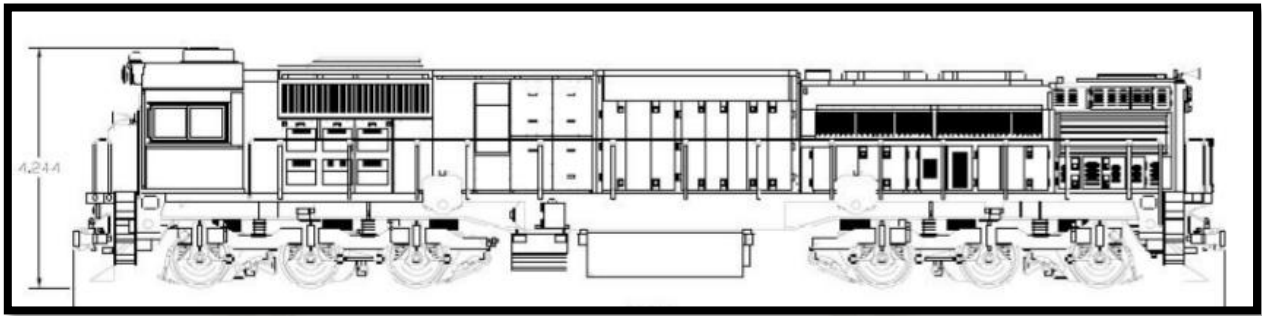


Figura 30: Locomotora GT42

Fuente: Ferrocarril Transandino S.A.

VEHÍCULO 02: VAGÓN

- Distancia entre bogie: 11.43m
- Distancia entre ejes de ruedas del bogie: 1.29m
- Longitud de locomotora: 16.37m
- Ancho de vía: 1.435m
- Número de ruedas: 8
- Peso total con carga: 80 Toneladas
- Carga por rueda: 10 Toneladas por rueda

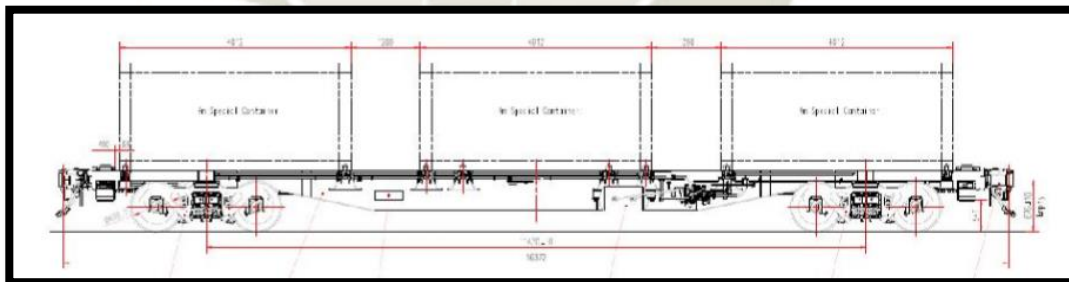


Figura 31: Vagón (Plano) para Contenedores de Concentrado de Cobre

Fuente: Ferrocarril Transandino S.A.

En el programa, el tren de cargas que representa el vehículo que transporta concentrado de cobre se idealiza de la siguiente manera:

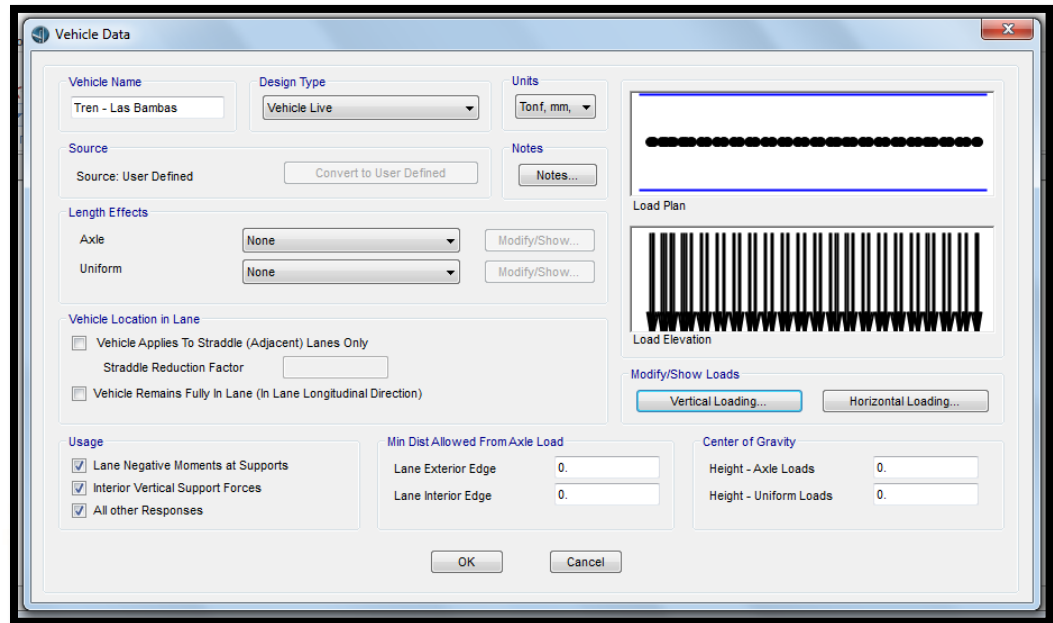


Figura 32: Representación de Tren de Cargas “Tren Las Bambas” en CSI BRIDGE

Fuente: Imagen propia

4.4.2.2. Carga de Impacto

La carga de impacto representa los efectos vibratorios, dinámicos y de impacto del vehículo que transita por la estructura. Se idealiza como un porcentaje de la carga viva. Según el Manual de AREMA, la forma de obtenerlo es la siguiente:

$$I_f = R_E + I_v$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.3.5.): Para trenes impulsados por combustible y con vagones de carga y pasajeros.

Donde:

- R_E = Efectos debido a la fuerza oscilante
- I_v = Efectos debido a las fuerzas verticales

$$I_v = 400 - \frac{3L^2}{1600}$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.3.5. a.): Para trenes impulsados por combustible y con vagones de carga y pasajeros.

Donde:

- **L** = Longitud del tramo del puente

Tabla 8: Tabla de porcentaje de carga viva para simular impacto, según la longitud de cada tramo

TRAMO	LONGITUD (m)	LONGITUD (ft)	% DE CARGA VIVA
1	11.72	38.45	37.23
2	19.83	65.06	32.06
3	9.21	30.22	38.29
4	19.83	65.06	32.06
5	11.72	38.45	37.23

- **De modo general, se tomará el porcentaje mayor para todo el puente.**

$$I_v = 38.29 \%$$

Los efectos debidos a la fuerza oscilante se asocian con el efecto de la carga de viento sobre el tren, a las variaciones del riel y las diferencias de rigidez de los equipos de carga. Estos efectos oscilantes son independientes de la velocidad del tren, y se determinan como un porcentaje de la carga viva vertical. El Manual de AREMA recomienda aplicar el 20% del peso de la rueda sobre los rieles como un par de fuerzas y utilizar la siguiente expresión:

$$R_E = \frac{100}{L_y}$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.3.5. b.)

Donde:

- **Ly** = Distancia de apoyos perpendiculares al efecto del viento (en ft.)

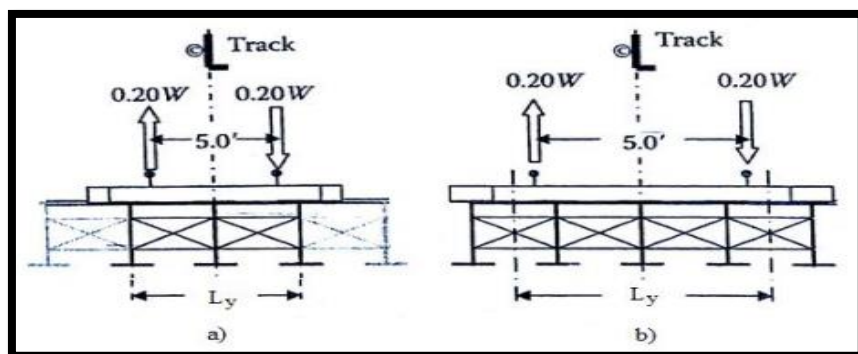


Figura 33: Distancia L_y para el cálculo de R_E

Fuente: Figura 2.12. p. 37, “Revisión Estructural del Tramo Metálico Levadizo de un Puente” (Mora López, 2014)

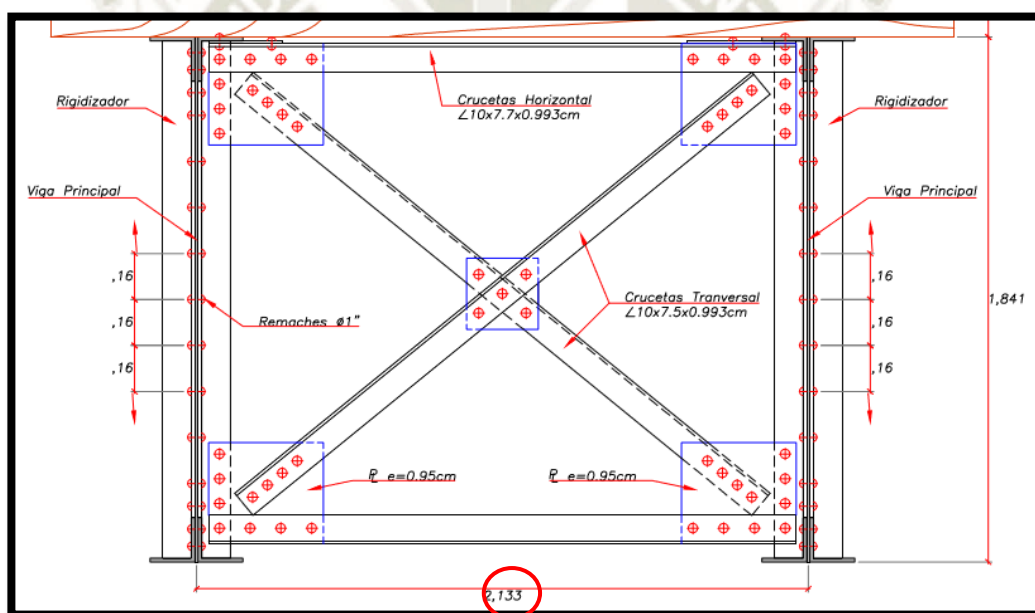


Figura 34: Sección transversal arriostrada del Puente Sumbay

Fuente: (B&H Cárdenas para Ferrocarril Transandino, 2017)

La distancia L_y , en este caso, es de 2.13 m. (o 6.99 ft.) Por lo tanto:

$$R_E = 14.31\%$$

Obteniéndose:

$$I_f = 52.60\%$$

La aplicación de la fuerza par en el puente se debe realizar en las zonas donde se presente mayor solicitación; es decir, en el medio de cada tramo, donde se formaría un momento máximo. Se coloca sobre el riel; o sea, a 0.32 m de la viga principal (en cada lado).

En el programa CSI Bridge se representa de la siguiente manera:

Peso en cada rueda = 10 toneladas

20% = 2 toneladas (carga puntual)

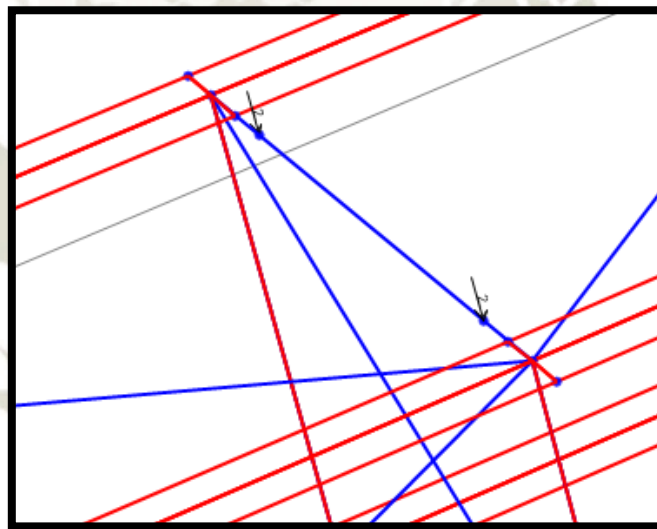


Figura 35: Representación de carga de impacto por efectos oscilantes (en toneladas)

Fuente: Elaboración Propia

4.4.2.3. Carga de Viento

Según el Manual de AREMA, en el puente, la fuerza lateral de viento para un puente cargado² se deberá tomar como 30 lbf/ft en dirección normal a las siguientes superficies:

1. Para tramos de viga, 1.5 veces la longitud del tramo en proyección vertical.
2. Para tramos de celosía, la proyección vertical del tramo más cualquier porción de la celosía desplazado y no protegidos por el sistema de piso.
3. Para viaductos y pilares, la proyección vertical de todas las columnas de barlovento y sotavento y arriostramiento.

Y para un puente descargado³, se deberá tomar como 30 lbf/ft en dirección normal a las superficies indicadas anteriormente.

Sin embargo, la fuerza del viento lateral en los tramos de vigas y celosía no debe tomarse como menos de 200 lbf/ft para el puente cargado y 150 lbf/ft para el puente descargado.

Esta última consideración de carga se incluye en la sección de carga de viento porque se aplica como alternativa a la carga de viento. Los miembros afectados deben ser proporcionados por la mayor fuerza de la carga de viento o esta carga “nocional”.

En teoría, el área expuesta a carga de viento del tablero (mostrada en el punto 1.) es la altura de la sección de la viga principal multiplicada por la longitud total del puente. Para transformar este valor a una carga por unidad de longitud, se multiplica por la altura de la sección (1.842 m o 6.04 ft).

$$30 \frac{lb}{ft^2} * 6.04 ft = 181.30 \frac{lb}{ft} \text{ (para un puente cargado)}$$

$$50 \frac{lb}{ft^2} * 6.04 ft = 302 \frac{lb}{ft} \text{ (para un puente descargado)}$$

² Referencia al caso en el cual el puente está soportando cargas de viento y carga viva a la vez.

³ Referencia al caso en el cual el puente no soporta cargas de viento y carga viva a la vez.

Ya que se debe tomar los máximos valores, ya sea por la carga de viento o la carga “nocional”; se considerarán los siguientes valores:

$$W_L = 200 \frac{lb}{ft} \quad (0.298 \frac{tnf}{m}) \quad (\text{para un puente cargado})$$

$$W_U = 302 \frac{lb}{ft} \quad (0.449 \frac{tnf}{m}) \quad (\text{para un puente descargado})$$

4.4.2.4. Carga debido a Fuerzas Longitudinales

Para un tren de cargas Cooper E-80, el valor de la carga será el mayor de:

- i. **Fuerza de frenado:** Se obtiene mediante la siguiente ecuación y actúa a 8 ft (2.50 m.) de la parte superior del riel.

$$\text{Fuerza de frenado longitudinal (kips)} = 45 + 1.2 * L$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.3.12. a.)

- ii. **Fuerza de tracción:** Se obtiene mediante la siguiente ecuación y actúa a 3 ft (0.90 m.) de la parte superior del riel.

$$\text{Fuerza de tracción longitudinal (kips)} = 25\sqrt{L}$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.3.12. b.)

Donde “L” es la longitud a analizar.

Para el análisis con otros tipos de tren de carga, se deberá escalar estos valores adecuadamente.

En este caso, se analiza con la longitud total del puente modelado (72.31 m.) y se reparte esta fuerza equitativamente en cada pilar (para ambos casos); de la siguiente manera:

Para Cooper E-80:

- $L = 72.31 \text{ m. (237.24 ft.)}$
- Fuerza de Frenado = 329.69 kip
- Para cada pilar = $329.69/4 = 82.42 \text{ kip}$
- Para cada punto = $82.42/2 = 41.21 \text{ kip (a 8 ft. o 2.44 m.)}$

O también:

- Fuerza de Tracción = 15.40 kip
- Para cada pilar = $15.40/4 = 3.85 \text{ kip}$
- Para cada punto = $3.85/2 = 1.93 \text{ kip (a 3 ft. o 0.91 m.)}$

Para Cooper E-60 y Tren de Cargas de 2 Locomotoras GT42 + 18 Planos:

- $L = 72.31 \text{ m. (237.24 ft.)}$
- Se afecta por 0.75 los valores para Cooper E-80
- Fuerza de Frenado = 247.26 kip
- Para cada pilar = $247.26/4 = 61.82 \text{ kip}$
- Para cada punto = $61.82/2 = 30.91 \text{ kip (a 8 ft. o 2.44 m.)}$

O también:

- Fuerza de Tracción = 11.55 kip
- Para cada pilar = $11.55/4 = 2.89 \text{ kip}$
- Para cada punto = $2.89/2 = 1.44 \text{ kip (a 3 ft. o 0.91 m.)}$

Para Cooper E-40:

- $L = 72.31 \text{ m. (237.24 ft.)}$
- Se afecta por 0.50 los valores para Cooper E-80
- Fuerza de Frenado = 164.84 kip
- Para cada pilar = $164.84/4 = 41.21 \text{ kip}$
- Para cada punto = $41.21/2 = 20.61 \text{ kip (a 8 ft. o 2.44 m.)}$

O También:

- Fuerza de Tracción = 7.70 kip
- Para cada pilar = $7.70/4 = 1.93 \text{ kip}$
- Para cada punto = $1.93/2 = 0.96 \text{ kip (a 3 ft. o 0.91 m.)}$

Para el modelamiento de estas fuerzas sobre el tablero, se dibujan 2 puntos a las alturas indicadas y conectados a través de “constraints” al tablero. Se representa de la siguiente manera:

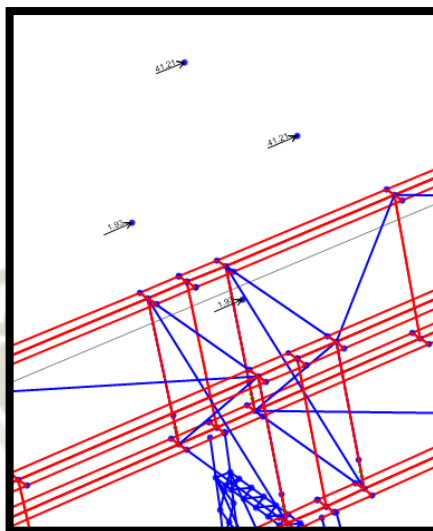


Figura 36: Colocación de cargas de frenado y tracción (en kip) en la estructura

Fuente: Elaboración Propia

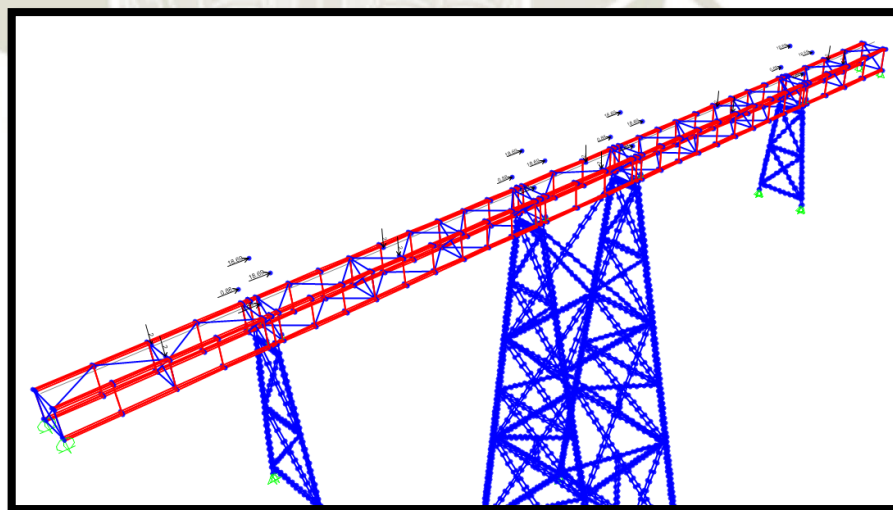


Figura 37: Cargas de impacto por efectos oscilantes y fuerzas longitudinales (en toneladas)

Fuente: Elaboración Propia

4.4.2.5. Carga Sísmica

Para realizar el análisis sísmico, se debe recurrir al manual de AREMA. En el capítulo 9: “Seismic Design of Railway Structures” se indican los pasos a seguir para determinar el efecto sísmico:

Tabla 9: Selección del Procedimiento de Análisis

BRIDGE CONFIGURATION (CONFIGURACIÓN DEL PUENTE)	ANALYSIS PROCEDURE (PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS)
Single-span (<i>un solo tramo</i>)	No analysis required (no se requiere análisis)
Two-span (<i>dos tramos</i>)	ELF or MA Procedure (<i>Procedimiento ELF o MA</i>)
Multi-span regular (<i>tramos múltiples regulares</i>)	ELF or MA Procedure (<i>Procedimiento ELF o MA</i>)
Multi-span irregular (<i>tramos múltiples irregulares</i>)*	MA Procedure (<i>Procedimiento MA</i>)

Fuente: Manual for Railway Engineering (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2007)

Nota:

- ELF = Fuerza Lateral Equivalente
- MA = Análisis Modal

Los puentes irregulares son aquellas estructuras con una configuración y rigidez irregular considerable.

Ya que la longitud de cada tramo continuo es diferente, se asume como un puente de tramos múltiples irregulares, por lo cual el procedimiento a seguir equivale al de un **Análisis Modal**.

4.4.3. Análisis Modal AREMA

El Análisis Modal propuesto por el Manual de AREMA consiste en la elaboración de un análisis dinámico en base a un espectro de respuesta sísmico:

- Se debe usar un modelo matemático para calcular las formas de los modos, las frecuencias y las fuerzas de los miembros. El modelo debe representar con precisión la masa de la estructura, la rigidez y las condiciones de soporte.
- Se debe incluir un número adecuado de modos para que la respuesta en cada dirección principal incluya una participación de la masa mínima del 90%.
- El espectro de respuesta se elabora siguiendo los pasos a continuación.

4.4.3.1. Determinación del Período de Retorno del Sismo (R)

1) Determinación del Rango de Período de Retorno Promedio:

Se determina el rango de período de retorno promedio en base a las siguientes tablas:

Tabla 10: Tabla 9-1-2. “Damage Criterion” (Criterio de Daño)

RAILROAD REPOSE LEVEL	GROUND MOTION LEVEL	PERFORMANCE CRITERIA LIMIT STATE
(NIVEL DE RESPUESTA)	(NIVEL DE MOVIMIENTO SÍSMICO)	(CRITERIO DE ESTADO LÍMITE DE DESEMPEÑO)
I	0	Very low probability of damage or speed restrictions. <i>(Muy baja probabilidad de restricción de velocidad).</i>
II	1	Moderate damage which may require temporary speed restrictions. <i>(Daño moderado que requiere restringir velocidad).</i>
III	2	Heavy damage which can be economically repaired. Track or structures may be out of service for a short period of time. <i>(Daño severo que puede ser reparado. La estructura o la vía deberá estar fuera de servicio por un corto período de tiempo).</i>
III	3	Severe damage or failure requiring new construction or major rehabilitation. Track or structures may be out of service for an indefinite period of time. <i>(Daño muy severo o falla que requiere una nueva construcción o rehabilitación. La estructura o la vía deberá estar fuera de servicio por un período de tiempo indefinido).</i>

Fuente: Manual for Railway Engineering (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2007)

Donde cada nivel de respuesta representa (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2007):

- **I** = Se puede continuar el tránsito con la velocidad de operación máxima. La necesidad de continuar con las inspecciones será determinada por la autoridad encargada del mantenimiento de la vía.
- **II** = Todos los trenes y maquinaria transitarán con velocidad restringida en un radio específico al epicentro del sismo hasta que las inspecciones se hayan realizado y se haya establecido límites de velocidad por la autoridad competente.
- **III** = Todos los trenes y maquinaria no transitarán en un radio específico al epicentro del sismo hasta que se hayan realizado las inspecciones adecuadas y se hayan establecido límites de velocidad por la autoridad competente. (...).
- Se espera que la estructura analizada, ante un sismo, pueda continuar en funcionamiento con restricciones de velocidad, por lo tanto:

NIVEL DE RESPUESTA	II
NIVEL DE MOVIMIENTO SÍSMICO	1

En base a estos datos, se recurre a la siguiente tabla:

Tabla 11: 9-1-3. “Seismic Performance Criteria” (Criterio de Desempeño Sísmico)

RAILROAD RESPONSE LEVEL	GROUND MOTION LEVEL	PERFORMANCE CRITERIA LIMIT STATE
(NIVEL DE RESPUESTA)	(NIVEL DE MOVIMIENTO SÍSMICO)	(CRITERIO DE ESTADO LÍMITE DE DESEMPEÑO)
II	1	Serviceability (Servicio)
III	2	Ultimate (Último)
III	3	Survivability (Supervivencia)

Fuente: Manual for Railway Engineering (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2007)

Ante todo, se debe aclarar que el estado límite de una estructura hace referencia a la condición más allá de la cual el puente o elemento deja de satisfacer los requisitos para los cuales fue diseñado.

Para el nivel de respuesta obtenido (II), le corresponde un nivel de movimiento sísmico igual a 1 y el siguiente criterio de estado límite de desempeño:

CRITERIO DE ESTADO LÍMITE DE DESEMPEÑO	Serviceability	(Servicio)
---	----------------	------------

Finalmente, para obtener el rango de período de retorno promedio, se recurre a la siguiente tabla:

Tabla 12: 9-1-4. Ground Motion Levels (Niveles de Movimiento Sísmico)

GROUND MOTION LEVEL	FREQUENCY	AVERAGE RETURN PERIOD
(NIVEL DE MOVIMIENTO SÍSMICO)	FRECUENCIA	(RANGO DEL PERÍODO DE RETORNO PROMEDIO EN AÑOS)
1	Occasional (<i>Ocasional</i>)	50 - 100
2	Rare (<i>Raro</i>)	200 - 500
3	Very Rare (<i>Muy Raro</i>)	1000 - 2400
OCASIONAL =	<i>Probabilidad razonable de que un evento sísmico ocasional sea excedido durante vida útil de la estructura.</i>	
RARO =	<i>Baja probabilidad de que un evento sísmico poco común sea excedido durante vida útil de la estructura.</i>	
MUY RARO =	<i>Muy baja probabilidad de que un evento sísmico poco creíble sea excedido durante la vida útil de la estructura.</i>	

Fuente: Manual for Railway Engineering (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2007)

Para el nivel de movimiento sísmico elegido (1), le corresponde que el sismo propuesta sea ocasional; es decir, que pueda ser excedido durante la vida útil del mismo.

FRECUENCIA	Occasional (Ocasional)
Rango del periodo de retorno promedio (en años)	50 - 100

2) Determinación de los Factores de Riesgo:

- Se consideran factores de riesgo con el fin de alcanzar un balance entre el riesgo provocado por el sismo y la posibilidad de ser reducido. Depende del peligro sísmico en la zona. También depende del nivel de movimiento sísmico elegido.
- Para el nivel 1, se considera la continuidad del tránsito en la estructura con restricciones de velocidad.
- Para los niveles 2 y 3, se considera la reparación de la estructura a menos que la estructura tenga un alto tránsito de trenes de pasajeros.

Clasificación de la Importancia de la Estructura:

Esta clasificación es necesaria para determinar el período de retorno promedio de la estructura y depende de 3 factores:

A) Seguridad Inmediata (Immediate Safety)

Es la medida en la cual una estructura debe poder sobrevivir a un sismo sin interrumpir el tránsito. Se obtiene mediante la suma de tres sub-factores. **A su vez, esta suma no puede ser mayor a 4.**

• **Factor de Ocupación:**

Se obtiene en base a la clase de tren (por lo que transporta).

- Trenes de Carga = 1.00
- Tránsito de menos de 10 trenes de pasajeros/día = 2.00
- Tránsito de más de 10 trenes de pasajeros/día = 4.00

Ya que el mayor tránsito de trenes lleva concentrado de cobre, se elige la primera opción.

**OCCUPANCY FACTOR
(FACTOR DE OCUPACIÓN)**

1.00

- **Factor de Material Peligroso:**

Según la peligrosidad del material transportado y su proximidad a una población, se da un valor entre 0 y 4, donde 4 representa el riesgo más alto. Se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

- Los trenes de carga transportan concentrado de cobre, un material contaminante para el medio ambiente.
- El puente se encuentra sobre el Río Sumbay y existen pequeñas comunidades que habitan cerca de la zona del puente.

Debido a este contexto, se considerará el valor más alto.

**HAZARDOUS MATERIAL
FACTOR (FACTOR DE
MATERIAL PELIGROSO)**

4.00

- **Factor de Líneas de Vida de la Comunidad:**

Este factor refleja el daño a la comunidad en caso de un evento sísmico, se da un valor entre 0 y 4, donde 4 representa el más alto riesgo.

Se toman en cuenta que si se da el caso de que un evento sísmico inhabilita el puente; la comunidad tiene la carretera Arequipa - Chivay como ruta de escape.

Debido a este contexto, se considerará el valor más bajo diferente de 0.

**COMMUNITY LIFE LINES FACTOR
(FACTOR DE LÍNEAS DE VIDA DE LA
COMUNIDAD)**

1.00

Por lo tanto, el factor de Seguridad Inmediata será igual a:

**IMMEDIATE SAFETY
(SEGURIDAD INMEDIATA)**

6.00

B) Valor Inmediato (Immediate Value)

Este factor está relacionado a la capacidad de la estructura de sobrevivir a un sismo mediante la reparación menor de la estructura después del evento y una interrupción corta del tránsito a través de la misma. Se obtiene mediante la multiplicación de 2 sub-factores:

- **Factor de Uso de Vía:**

Se obtiene según la cantidad de carga trasladada a través de la estructura por año:

- Menos de 10 millones de toneladas transportadas por año = 1.00
- Entre 10 y 50 millones de toneladas transportadas por año = 2.00
- Más de 50 millones de toneladas transportadas por año = 4.00

Se realiza el cálculo de las toneladas transportadas por año a través de la estructura bajo la información adjunta:

- ✓ 01 tren traslada 18 planos
- ✓ 01 plano traslada 3 contenedores de concentrado de cobre
- ✓ 01 contenedor pesa 17.50 toneladas



Fotografía 21: Tren de PeruRail camino a “Las Bambas”

Fuente: Fotografía propia

En base a este cálculo, un tren transporta 945 toneladas en un viaje.

Durante el día transitan 5 trenes cargados a través de la estructura; lo cual significa que cada día se transporta 4725 toneladas. Y dado que, el transporte es ininterrumpido; es decir, los 365 días del año, se obtienen 1,724,625.00 toneladas por año.

Esta cantidad es menor a los 10 millones de toneladas anuales, por lo cual el factor de uso de vía es igual a 1.00

RAILROAD UTILIZATION FACTOR (FACTOR DE USO DE VÍA)	1.00
--	-------------

- **Factor de Disponibilidad de Desvío:**

Se obtiene en base a la posibilidad del uso de un desvío.

- No hay desvío disponible = 1.00

- Ruta de desvío inconveniente = 0.50
- Ruta de desvío conveniente = 0.25

Si ocurriese algún evento sísmico que inhabilite la estructura analizada, no existe un desvío disponible para poder redirigir el tránsito de trenes. Teniendo en cuenta este contexto, se toma el siguiente valor:

DETOUR AVAILABILITY FACTOR (FACTOR DE DISPONIBILIDAD DE DESVÍO)	1.00
--	------

Por lo tanto, el valor para el factor de Valor Inmediato es:

INMEDIATE VALUE (VALOR INMEDIATO)	1.00
--	-------------

C) Valor de Reemplazo (Replacement Value)

Este factor está relacionado a la dificultad de reemplazar la estructura en caso de no sobrevivir a un evento sísmico. Se obtiene mediante la multiplicación de 3 sub-factores. A su vez, este valor no puede ser mayor a 4.

- **Factor de Longitud de Tramo:**

Se obtiene en base a la longitud del tramo más largo.

- Longitud menor a 35 pies = 1.00
- Longitud entre 35 y 125 pies = 2.00
- Longitud entre 125 y 250 pies = 3.00
- Longitud menor a 250 pies = 4.00

El tramo mayor del puente mide 19.83 m; es decir, 65.06 pies, por lo cual se toma el siguiente valor:

SPAN LENGTH FACTOR (FACTOR DE LONGITUD DE TRAMO)	2.00
---	------

- **Factor de Longitud del Puente:**

Se obtiene en base a la longitud del puente.

- Longitud menor a 100 pies = 1.00
- Longitud entre 100 y 1000 pies = 1.50
- Longitud mayor a 1000 pies = 2.00

La longitud total del puente es de 73.23 m y equivale a 240.26 ft.; por lo cual:

BRIDGE LENGTH FACTOR (FACTOR DE LONGITUD DEL PUENTE)	1.50
---	------

- **Factor de Altura del Puente:**

Se obtiene en base a la altura sobre el nivel de agua (o suelo) del puente:

- Longitud menor a 20 pies = 0.75
 - Longitud entre 20 y 40 pies = 1.00
 - Longitud mayor a 40 pies = 1.25

La altura del puente al espejo de agua es de 37.22 m, lo que equivale a 122.11 ft. Por lo tanto, se toma el siguiente valor:

BRIDGE HEIGHT FACTOR (FACTOR DE ALTURA DEL PUENTE)	1.25
---	------

Una vez obtenidos los 3 sub-factores, el Valor de Reemplazo es el siguiente:

**REPLACEMENT VALUE
(VALOR DE REEMPLAZO)**

3.75

A continuación, los resultados obtenidos:

- **INMEDIATE SAFETY (SEGURIDAD INMEDIATA) = 4.00**
- **INMEDIATE VALUE (VALOR INMEDIATO) = 1.00**
- **REPLACEMENT VALUE (VALOR DE REEMPLAZO) = 3.75**

Para hallar el factor de Clasificación de Importancia de la Estructura, se deben multiplicar los factores obtenidos por los de la siguiente tabla. También se tiene en cuenta el criterio de estado límite.

Tabla 13: 9-1-5. “Weighting Factors” (Factores de Ponderación)

LIMIT STATE (ESTADO LÍMITE)	WEIGHTING FACTORS (FACTORES DE PONDERACIÓN)		
	INMEDIATE SAFETY (SEGURIDAD INMEDIATA)	INMEDIATE VALUE (VALOR INMEDIATO)	REPLACEMENT VALUE (VALOR DE REEMPLAZO)
Serviceability (servicio)	0.80	0.20	0.00
Ultimate (último)	0.10	0.80	0.10
Survivability (supervivencia)	0.00	0.20	0.80

Fuente: Manual for Railway Engineering (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2007)

Para el estado límite elegido, se obtiene:

- **IMMEDIATE SAFETY (SEGURIDAD INMEDIATA) =**
 $(0.80) * (4.00) = 3.20$
- **IMMEDIATE VALUE (VALOR INMEDIATO) = $(0.20) * (1.00) =$**
0.20
- **REPLACEMENT VALUE (VALOR DE REEMPLAZO) =**
 $(0.00) * (3.75) = 0.00$

Y, finalmente, la Clasificación de la Importancia de la Estructura es la suma de los últimos resultados:

CLASIFICACIÓN DE LA
IMPORTANCIA DE LA
ESTRUCTURA (I)

3.400

3) Determinación del Período de Retorno Promedio R:

Se debe utilizar la siguiente fórmula:

$$R = I * \frac{(PRP_M - PRP_m)}{4} + PRP_m$$

(Manual for Railway Engineering, C.9, S.1.3.2.2.4 a.)

Donde:

- I = Importancia de la Estructura
- PRP_M = Valor mayor del rango del Período de Retorno Promedio
- PRP_m = Valor menor del rango del Período de Retorno Promedio

Obteniendo así:

$$R = 3.40 * \frac{(100 - 50)}{4} + 50$$

$$R = 92.50 \text{ años}$$

4.4.3.2. Determinación del Coeficiente de Aceleración Base (A_R)

Dependiendo del período de retorno R obtenido, se utilizan las siguientes fórmulas:

a. Cuando R es menor a 475 años

$$A_R = A_{475} * \left(\frac{R}{475}\right)^n$$

$$n = \frac{\ln\left(\frac{A_{100}}{A_{475}}\right)}{-1.558}$$

(Manual for Railway Engineering, C.9, S.1.3.2.3.)

b. Cuando R es mayor a 475 años

$$A_R = e^n$$

$$n = \ln(A_{475}) + [\ln(A_{2400}) - \ln(A_{475})] * [0.606 * \ln(R) - 3.73]$$

(Manual for Railway Engineering, C.9, S.1.3.2.3.)

Donde:

- **R** = Período de retorno promedio de la estructura en años
- **A₁₀₀** = Coeficiente de aceleración base para un período de retorno de 100 años (en g)
- **A₄₇₅** = Coeficiente de aceleración base para un período de retorno de 475 años (en g)
- **A₂₄₀₀** = Coeficiente de aceleración base para un período de retorno de 2400 años (en g)
- **g** = Medida de aceleración equivalente a la que produce la gravedad de la Tierra en un objeto cualquiera ($1\text{ g} = 9.81\text{ m/s}^2$)

Dado que el período de retorno promedio es igual a 92.50 años, se utiliza la primera opción.

Para poder obtener los valores de A_{100} y A_{475} se recurre a los mapas de isoaceleraciones de la zona. Sin embargo, AREMA sólo muestra los mapas de isoaceleraciones para EE.UU y Canadá; por lo cual se debe obtener los mapas para Perú.

Al recurrir al Instituto Geofísico del Perú, se puede encontrar el mapa de isoaceleraciones para un período de retorno de 100 años.

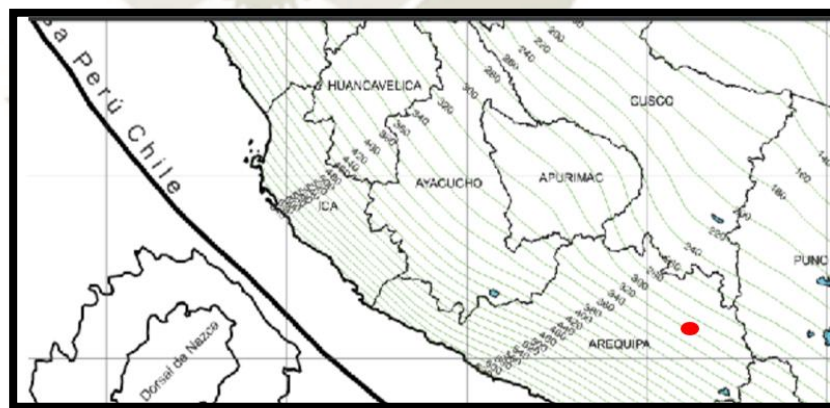


Figura 38: Mapa de peligro sísmico para el Perú considerando un periodo de retorno de 100 años con el 10% de excedencia. Los valores de aceleración están expresados en unidades de gals.

Fuente: Figura 10 (Instituto Geofísico del Perú, 2014)

● = Ubicación de la zona del Puente Sumbay

Cabe aclarar que: 1 gal es igual a 1 cm/s²

Para tener los valores en las mismas unidades, se realiza la conversión, obteniendo:

$$A_{100} = 0.326 \text{ g}$$

Para obtener el valor de A_{475} se recurre al Manual de Puentes del MTC del año 2003:

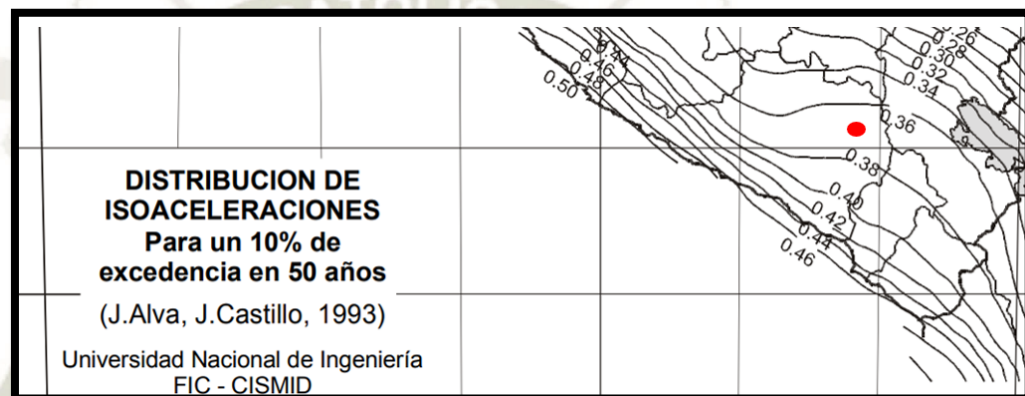


Figura 39: Distribución de isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 50 años (en g).

Fuente: Apéndice A., Manual de Puentes (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2003)

Entonces, se obtiene:

$$A_{475} = 0.37 \text{ g}$$

Y se aplica las fórmulas de la opción a.

$$n = \frac{\ln\left(\frac{0.326}{0.37}\right)}{-1.558}$$

$$n = 0.081$$

Obteniendo así:

$$A_R = 0.37 * \left(\frac{92.50}{475}\right)^{0.081}$$

$$A_R = 0.3241$$

4.4.3.3. Determinación del Coeficiente de Sitio (S)

Para obtener el coeficiente de sitio, se recurre a la siguiente tabla:

Tabla 14: 9-1-6. Site Coefficient (Coeficiente de Sitio)

SOIL TYPE	DESCRIPTION	SITE COEFFICIENT
(TIPO DE SUELO)	(DESCRIPCIÓN)	(COEFICIENTE DE SITIO)
1	Característica de la roca, ya sea de pizarra o cristalina de 1.0 en la naturaleza, que puede caracterizarse por una velocidad de onda de corte superior a 2.500 pies/s o condiciones de suelo rígido donde la profundidad del suelo es inferior a 200 pies y los tipos de suelo que recubren la roca son depósitos estables de arena, grava o arcillas rígidas.	1.00
2	Condiciones de arcilla profunda sin cohesión o rígida donde la profundidad del suelo 1.2 excede los 200 pies y los tipos de suelo que cubren la roca son depósitos estables de arenas, grava o arcillas rígidas.	1.20
3	20 a 40 pies de arcillas de duras a medias con o sin 1,5 capas intermedias de suelos sin cohesión.	1.50
4	Suelo que contiene más de 40 pies de arcillas suaves o sedimentos, 2.0 que puede caracterizarse por una velocidad de onda de corte de menos de 500 pies por segundo.	2.00

Fuente: Manual for Railway Engineering (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2007)

Según la carta geológica correspondiente a la zona, 32-T: “Callali”; la zona donde se encuentra el puente Sumbay corresponde a: “Ignimbrita Confital (50 a 420 m): Ignimbritas dacíticas blancas y naranjas.” La ignimbrita es una roca ígnea (proveniente de erupciones volcánicas) compuesta por vidrio y polvo volcánico.

Por lo tanto, el tipo de suelo es correspondiente al de roca.

$$S = 1.00$$

4.4.3.4. Determinación del Factor de Ajuste por Amortiguamiento (D)

El factor de ajuste por amortiguamiento se determina en base a la siguiente fórmula:

$$D = \left(\frac{1.50}{(0.40 * \varepsilon + 1)} + 0.50 \right)$$

(Manual for Railway Engineering, C.9, S.1.4.4.2.)

Donde:

- ε = Porcentaje de Amortiguamiento Crítico (%)

Según el apartado: “Comentary to Seismic Design for Railway Structures”, en la tabla 9-C-1. “Damping Value for Structural Systems”, se debe considerar el valor del porcentaje de amortiguamiento como 3% (para el análisis en el rango elástico) para estructuras de acero.

$$\varepsilon = 3.00\%$$

Reemplazando el valor elegido en la fórmula:

$$D = \left(\frac{1.50}{(0.40 * 0.03 + 1)} + 0.50 \right)$$

$$D = 1.982$$

4.4.3.5. Resumen de datos obtenidos

Se muestran los resultados obtenidos para los coeficientes de Aceleración Base (Ar), Sitio (S) y Ajuste por Amortiguamiento (D):

A ó Ar =	0.324
S =	1.00
D =	1.982

4.4.3.6. Determinación del Coeficiente de Respuesta Sísmico (Cm)

Este coeficiente se calcula para distintos valores de tiempo en base a las siguientes fórmulas; obteniendo así un espectro de respuesta sísmico reducido (para realizar el análisis considerando el rango elástico de la estructura).

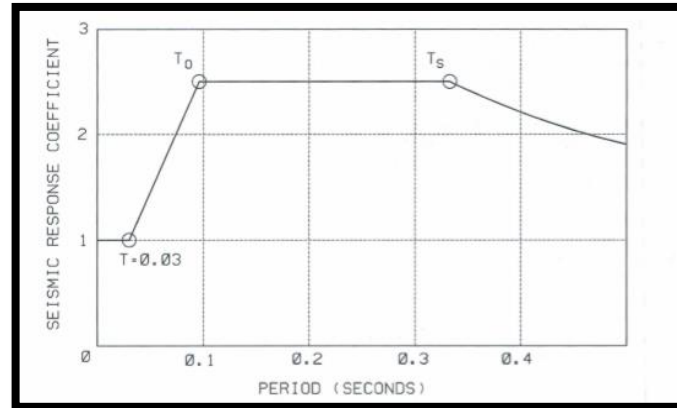


Figura 40: Configuración del Espectro de Respuesta Sísmico

Fuente: Manual for Railway Engineering (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2007)

$0.00 < T \leq 0.03$	Región rígida
$0.03 < T \leq T_0$	Región de transición lineal
$T_0 < T \leq T_s$	Región de aceleración constante

Donde:

- T_0 = Período de transición (en segundos)
- T_s = Constante de transición a aceleración (en segundos)

$$T_s = (0.48S)^{3/2}$$

$$T_0 = 0.096S$$

- S = Coeficiente de sitio = 1.00

(Manual for Railway Engineering, C.9, C.1.4.4.4.)

Se obtienen los valores para T_0 y T_s :

$$T_0 = 0.096 \text{ s}$$

$$T_s = 0.3326 \text{ s}$$

- En la región rígida, el valor del Coeficiente de Aceleración Sísmico es igual a 1.
- En las regiones de transición lineal y aceleración constante, el valor del Coeficiente de Aceleración Sísmico es igual a:

$$C_M = 2.5 * A * D$$

Se halla el Coeficiente de Aceleración Sísmico para valores entre 0 y 4 segundos; utilizando la siguiente fórmula y tomando en cuenta las consideraciones anteriores:

$$C_M = \frac{1.20 * A * S * D}{T_M^{2/3}}$$

Donde:

- **A** = Coeficiente de aceleración base
- **S** = Coeficiente de sitio
- **D** = Coeficiente de ajuste por amortiguamiento
- **T_M** = Período de vibración para el m-ésimo segundo (en segundos)

Tabla 15: Espectro de Respuesta Sísmico Reducido

	<i>T_m</i> (s)	<i>C_m</i> (en g)
	0.000	1.000
	0.010	1.000
	0.020	1.000
	0.030	1.000
T₀	0.096	1.606
	0.100	1.606
	0.200	1.606
	0.300	1.606
T_s	0.333	1.606
	0.400	1.420
	0.500	1.224

	<i>Tm (s)</i>	<i>Cm (en g)</i>
	0.600	1.084
	0.700	0.978
	0.800	0.895
	0.900	0.827
	1.000	0.771
	1.200	0.683
	1.400	0.616
	1.600	0.564
	1.800	0.521
	2.000	0.486
	2.200	0.456
	2.400	0.430
	2.600	0.408
	2.800	0.388
	3.000	0.371
	3.200	0.355
	3.400	0.341
	3.600	0.328
	3.800	0.317
	4.000	0.306

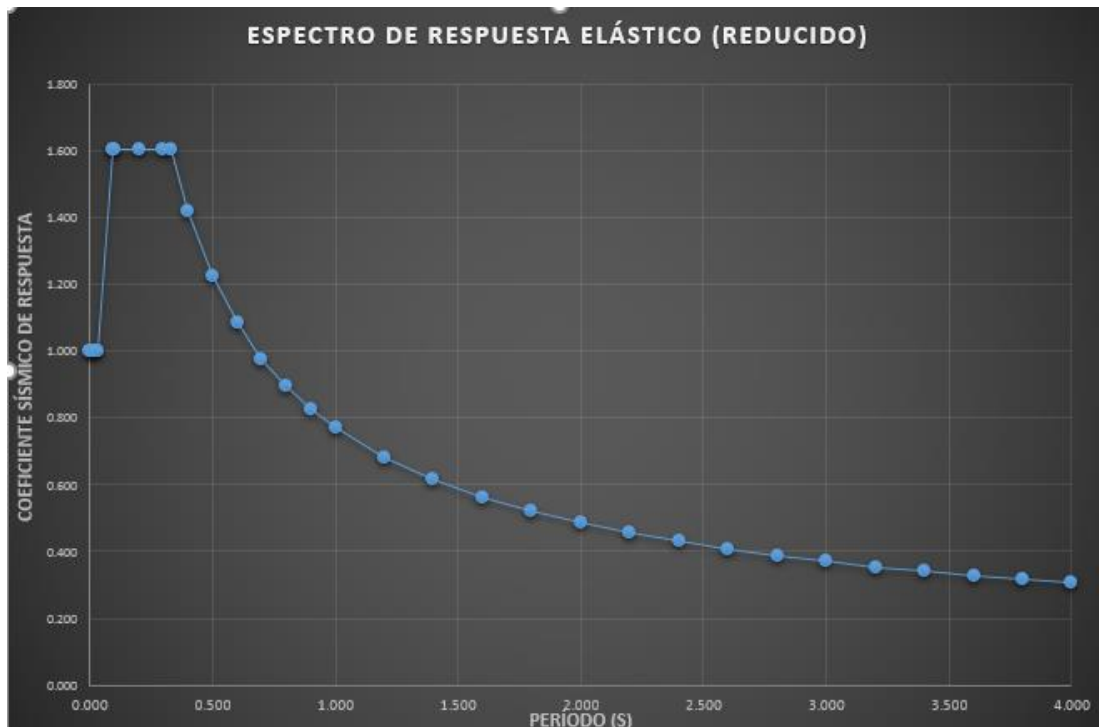


Figura 41: Espectro de Respuesta Sísmico para el Puente Sumbay

Fuente: Elaboración propia

Al tener el espectro de respuesta, éste se asigna a las dos direcciones principales de la estructura, combinando las cargas en cada una de las direcciones principales de la estructura usando uno de los métodos siguientes para tener las cargas sísmicas de diseño finales:

- **Método SRSS:**

Combinar fuerzas en miembros individuales usando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada dirección principal.

- **Método Alternativo:**

Combinación 1: Combinar las fuerzas en la dirección principal 1 con el 30% de las fuerzas de la dirección principal 2.

Combinación 2: Combinar las fuerzas en la dirección principal 2 con el 30% de las fuerzas de la dirección principal 1.

Se utiliza el método alternativo.

En el modelo, se asigna el espectro en las dos direcciones principales y se realiza la combinación de cargas de la siguiente manera:

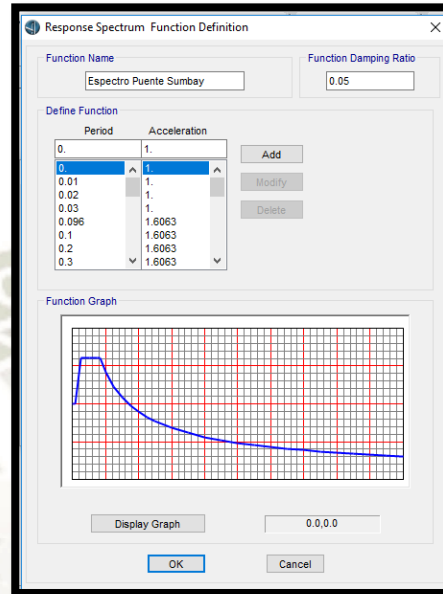


Figura 42: Espectro Sísmico en CSI Bridge

Fuente: Elaboración propia

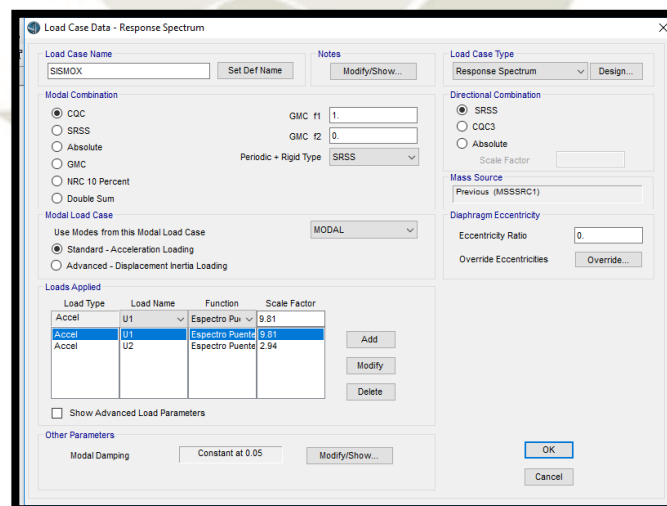


Figura 43: Sismo en sentido X

Fuente: Elaboración propia

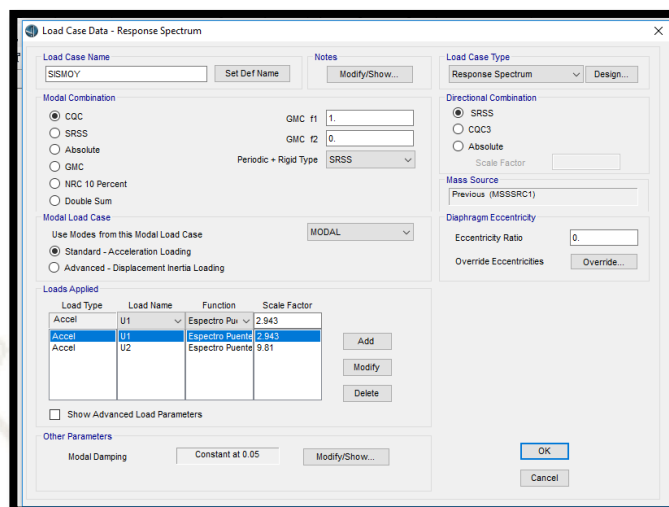


Figura 44: Sismo en sentido Y

Fuente: Elaboración propia

4.4.4. Combinación de Cargas

En base a la siguiente tabla, se elige el método de diseño y la combinación de cargas para el análisis de la estructura:

Tabla 16: 9-1-8. Load Combinations (Combinaciones de Carga)

MATERIAL	DESIGN METHOD	COMBINATIONS
<i>MATERIAL</i>	<i>MÉTODO DE DISEÑO</i>	<i>COMBINACIONES</i>
Steel (Acero)	Allowable Stress Design (<i>Diseño por Esfuerzos Permisibles</i>)	D + E + B + EQ
Concrete (Concreto)	Load Factor Design (<i>Diseño por Factor de Carga</i>)	D + E + B + PS + EQ

Fuente: Manual for Railway Engineering (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2007)

Donde:

- D = Carga Muerta
- E = Presión Terrestre

- B = Flotabilidad
- EQ = Fuerza de Sismo
- PS = Fuerzas Secundarias del Presfuerzo

Como se puede observar, el Manual de AREMA indica que; para una estructura de acero, se debe utilizar el Método de Diseño por Esfuerzos Permisibles. Tal como se ha comentado en el marco teórico (y a diferencia de un puente para carreteras), la metodología de análisis para un puente ferroviario de acero se basa en cargas de servicio y que los esfuerzos generados por las mismas deben encontrarse entre los rangos permitidos (que se verá en las secciones siguientes).

También, el manual tiene consideraciones para la combinación de cargas dinámicas: viento, de vehículos y sismo; los cuales es necesario tener en cuenta:

- Se incluirán los efectos de otras cargas, como la presión del flujo de la corriente, la carga viva y la fricción, si tienen una probabilidad significativa de actuar al mismo tiempo que las cargas sísmicas.
- Las cargas de flotabilidad deben basarse en si el nivel de agua tiene una probabilidad significativa de ocurrir al mismo tiempo que las cargas sísmicas. Si es así, se produce la combinación de carga más conservadora.
- La combinación de carga usada para el movimiento de nivel 1 (Ground Motion) debe ser consistente con la probabilidad de ocurrencia del terremoto. Por esta razón, la carga viva generalmente no está incluida en la combinación de carga.
- Ciertas situaciones, como viaductos largos con alto volumen de tráfico o puentes en áreas de patio y terminal, pueden requerir la consideración de combinaciones que incluyen carga viva.
- Las cargas extremas, como la presión del flujo del viento y de la corriente, normalmente no se combinan con la carga sísmica. En los casos en que un cierto nivel mínimo de flujo es constante, ese nivel mínimo debe incluirse en la combinación de carga sísmica.
- Las fuerzas de fricción pueden variar significativamente debido a las condiciones de la superficie de contacto y las aceleraciones verticales de los terremotos, por lo

tanto, el uso de la fricción debe considerarse cuidadosamente si reduce los efectos de la carga sísmica.

- El puente cargado hace referencia a la condición en la cual el puente resiste el paso de la carga viva; mientras que el puente descargado hace referencia al puente sin el paso de la misma.

En base a estos puntos, se ha optado por realizar diferentes combinaciones de carga para el tablero y para los pilares, tomando en cuenta la posibilidad que existe de tener los eventos presentados al mismo tiempo.

Entonces, las posibles combinaciones de carga son:

I) $D + L + I + CF + E + B + SF$

II) $D + E + B + SF + W$

III) $\text{Combinación I} + 0.5W + WL + LF + F$

IV) $\text{Combinación I} + OF$

V) $\text{Combinación II} + OF$

VI) $\text{Combinación III} + OF$

VII) $D + E + B + SF + EQ$

VIII) $\text{Combinación I} + ICE$

IX) $\text{Combinación II} + ICE$

- D = Carga Muerta
- L = Carga Viva
- I = Carga de Impacto
- CF = Carga por Fuerzas Centrífigas
- E = Presión Terrestre
- B = Flotabilidad
- W = Carga de viento (Puente descargado)
- WL = Efecto del Viento sobre la carga viva (puente cargado)

- LF = Cargas Longitudinales
- F = Fuerzas Longitudinales
- EQ = Carga de Sismo
- SF = Presión de flujo
- ICE = Carga por nieve
- OF = Otras fuerzas

Las fuerzas y momentos de análisis provienen de la combinación que derive las condiciones más críticas:

A) $D + L + I$

B) $D + WU$

C) $D + L + I + 0.5WU + WL$

D) $D + L + I + LF$

E) $D + EQ$

- D = Carga Muerta
- L = Carga Viva
- I = Carga de Impacto
- WU = Carga de viento (cuando el puente está descargado)
- WL = Efecto del Viento sobre la carga viva (puente cargado)
- LF = Cargas Longitudinales
- EQ = Carga de Sismo

Tal como se ha analizado en los puntos b. (“Carga de Impacto”) y d. (“Fuerzas Longitudinales”), los valores de estas cargas dependen del tren de diseño.

Tanto las cargas de viento como de frenado deben analizarse en ambos sentidos de la carga:

- Viento: Se debe crear una combinación para el caso en el que el viento llega a cada cara del tablero por separado (en CSI Bridge, se coloca la carga en la dirección del eje Y positivo y negativo).
- Frenado: Se debe crear una combinación para el caso del tránsito del tren en los dos sentidos posibles (en CSI Bridge, se coloca la carga en la dirección del eje X positivo y negativo).



4.5. Evaluación de Elementos Principales

Se produce a realizar la evaluación de los elementos principales. En el caso de la superestructura, las vigas principales y en el caso de la subestructura, columnas, vigas y arriostres.

4.5.1. Metodología de Evaluación de Superestructura

Para la superestructura, sometida a esfuerzo de flexión producto de las cargas, el manual de AREMA propone verificar que la estructura cumpla las siguientes solicitaciones:

Las vigas son elementos que resisten esfuerzos producidos por fuerzas cortantes, momentos flectores y fuerzas axiales; ya que transmiten las cargas que reciben en la dirección de su eje transversal a otros elementos como columnas o estribos. Los efectos de estos esfuerzos son el cizallamiento, tensión y compresión del elemento a través de su sección.

La combinación de cargas que rige el diseño del tablero es principalmente que incluyen la carga viva de diseño y el impacto de la misma. Para el análisis de las vigas principales, se consideró la siguiente combinación de cargas por producir mayores esfuerzos al actuar en la dirección de la gravedad hacia la viga:

$$A) \quad D + L + I$$

Para la evaluación del tablero, se debe verificar que los esfuerzos presentados a continuación no superen los admisibles según el manual de AREMA:

4.5.1.1. Esfuerzo de Tensión por flexión

Para tensión axial por flexión en acero estructural, el esfuerzo no puede ser mayor a:

$$\sigma_t \leq 0.45 * f_y$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.4, T.15-1-11.)

Donde:

- f_y = esfuerzo de fluencia del material del elemento
- σ_t = esfuerzo de tensión por flexión del elemento

El esfuerzo de tensión por flexión de un elemento se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$\sigma_t = \frac{M_t}{s}$$

Donde:

- M_t = Momento flector alrededor del eje y (equivale al eje horizontal en el corte) en tensión.
- S = Módulo de sección de la sección del elemento.

$$s = \frac{I}{c}$$

Donde:

- S = Módulo de sección de la sección del elemento.
- I = Inercia del elemento
- c = Distancia a la fibra más lejana desde el centroide

El momento flector es obtenido del programa, bajo la combinación de cargas mayor. El módulo de sección es obtenido de acuerdo a la sección que se presenta en cada tramo del puente. A pesar que en programa se ha modelado una sección constante, se presentan variaciones a lo largo del tramo, producto de las platabandas y uso de ángulos de menor grosor en los tramos 1, 3 y 5. A continuación se muestran las secciones con sus propiedades geométricas:

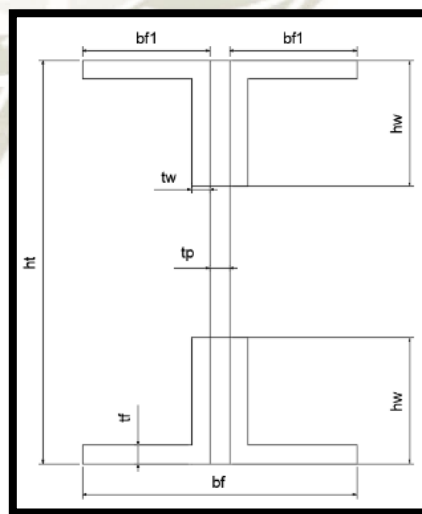
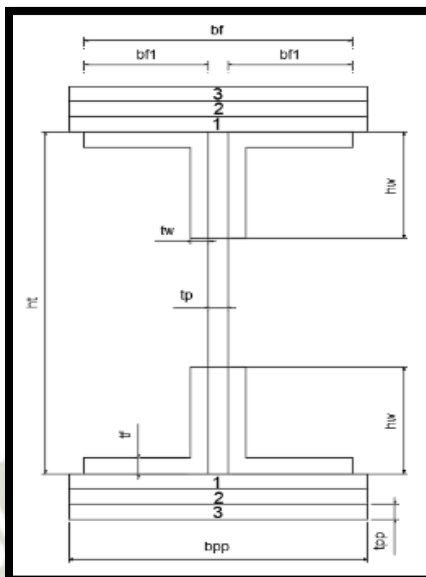


Figura 45: Sección de Viga principal sin platabanda

Fuente: Elaboración propia


Figura 46: Sección de Viga principal con platabandas

Fuente: Elaboración propia

Tabla 17: Propiedades Geométricas de las Secciones

TIPO DE SECCIÓN	bf (mm)	bf1 (mm)	hw (mm)	ht (mm)	tf (mm)	tw (mm)	tp (mm)
TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	322.30	156.00	155.00	1842.00	12.70	12.70	10.30
CON 1 PLATABANDA	322.30	156.00	157.00	1842.00	15.50	15.50	10.30
CON 2 PLATABANDAS	322.30	156.00	157.00	1842.00	15.50	15.50	10.30
CON 3 PLATABANDAS	322.30	156.00	157.00	1842.00	15.50	15.50	10.30
TÍPICA TRAMO 3	314.70	152.00	102.00	1842.00	10.20	10.20	10.70
TÍPICA TRAMOS 2 Y 4	322.30	156.00	157.00	1842.00	15.50	15.50	10.30

Fuente: Elaboración propia

Tabla 18: Propiedades Geométricas de las Secciones

TIPO DE SECCIÓN	bpp1 (mm)	tpp1 (mm)	bpp2 (mm)	tpp2 (mm)	bpp3 (mm)	tpp3 (mm)
TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	N/E	N/E	N/E	N/E	N/E	N/E
CON 1 PLATABANDA	406.00	15.00	N/E	N/E	N/E	N/E
CON 2 PLATABANDAS	406.00	15.00	406.00	15.00	N/E	N/E
CON 3 PLATABANDAS	406.00	15.00	406.00	15.00	406.00	15.00
TÍPICA TRAMO 3	N/E	N/E	N/E	N/E	N/E	N/E
TÍPICA TRAMOS 2 Y 4	N/E	N/E	N/E	N/E	N/E	N/E

Fuente: Elaboración propia

Tabla 19: Propiedades Geométricas de las Secciones

TIPO DE SECCIÓN	ÁREA GRUESA (m ²)	INERCIA EN EL EJE Y (I _y)(m ⁴)	RADIO DE GIRO EN EL EJE Y (R _y) (m)	DISTANCIA A LA FIBRA MÁS LEJANA (m)	MÓDULO DE SECCIÓN (S) (m ³)	PERALTE DE VIGA (d) (m)
TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	0.033	0.016	0.701	0.921	0.017	1.842
CON 1 PLATABANDA	0.050	0.030	0.779	0.936	0.032	1.872
CON 2 PLATABANDAS	0.062	0.041	0.814	0.951	0.043	1.902
CON 3 PLATABANDAS	0.074	0.052	0.839	0.966	0.054	1.932
TÍPICA TRAMO 3	0.029	0.013	0.680	0.921	0.015	1.842
TÍPICA TRAMOS 2 Y 4	0.037	0.020	0.723	0.921	0.021	1.842

Fuente: Elaboración propia

Tabla 20: Propiedades Geométricas de las Secciones

TIPO DE SECCIÓN	ÁREA DE TORNILLOS (m ²)	ÁREA NETA (m ²)	FACTOR DE REDUCCIÓN (U)	ÁREA NETA EFECTIVA (m ²)
TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	0.007	0.026	0.600	0.015
CON 1 PLATABANDA	0.013	0.037	0.600	0.022
CON 2 PLATABANDAS	0.035	0.027	0.600	0.016
CON 3 PLATABANDAS	0.041	0.033	0.600	0.020
TÍPICA TRAMO 3	0.004	0.025	0.600	0.015
TÍPICA TRAMOS 2 Y 4	0.008	0.029	0.600	0.018

Fuente: Elaboración propia

Tabla 21: Propiedades Geométricas de las Secciones

TIPO DE SECCIÓN	ÁREA GRUESA ALA (m ²)	ÁREA DE TORNILLOS ALA (m ²)	ÁREA NETA ALA (m ²)	ÁREA NETA EFECTIVA ALA (m ²)	ANCHO DEL ALA (bf) (m)	ESPESOR DEL ALA (tf) (m)	ÁREA GRUESA ALMA (m ²)
TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	0.004	0.000	0.004	0.002	0.322	0.013	0.025
CON 1 PLATABANDA	0.011	0.002	0.009	0.005	0.406	0.031	0.027
CON 2 PLATABANDAS	0.017	0.005	0.012	0.007	0.406	0.046	0.027
CON 3 PLATABANDAS	0.023	0.006	0.017	0.010	0.406	0.058	0.027
TÍPICA TRAMO 3	0.003	0.000	0.003	0.002	0.315	0.010	0.023
TÍPICA TRAMOS 2 Y 4	0.005	0.000	0.005	0.003	0.322	0.016	0.027

Fuente: Elaboración propia

4.5.1.2. Esfuerzo de Compresión por flexión

El esfuerzo de compresión por flexión del elemento no puede exceder el mayor valor de los obtenidos mediante las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_c \leq 0.55 * f_y - \frac{0.55 * (f_y)^2}{6.3 * \pi^2 * E} \left(\frac{l}{r_y}\right)^2$$

$$\sigma_c \leq \frac{0.131 * \pi * E}{\frac{(ld\sqrt{1+\mu})}{A_f}}$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.4, T.15-1-11.)

Ninguno de estos valores debe exceder $0.55*f_y$.

Donde:

- f_y = esfuerzo de fluencia del material (kg/cm²)
- l = longitud del tramo (m)
- r_y = radio de giro (m)
- E = módulo de elasticidad del material (kg/cm²)
- d = peralte de la sección (m)
- μ = módulo de Poisson
- A_f = área neta efectiva del ala (m²)

Para obtener el esfuerzo de compresión por flexión, se utiliza la fórmula vista en la sección 3.6.1.1.:

$$\sigma_c = \frac{M_c}{S}$$

Donde:

- M_c = Momento flector alrededor del eje y (equivale al eje horizontal en el corte) en compresión.
- S = Módulo de sección de la sección del elemento.
- Para el cálculo del área neta efectiva, se debe considerar el área que ha sido perforada por los remaches de conexión. Se calcula mediante las siguientes ecuaciones:

$$A_n = A_g - A_T \quad (\text{Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.5.8.})$$

Donde:

- A_n = Área Neta de la sección
- A_g = Área Gruesa de la sección
- A_T = Área de tornillos

El área de tornillos hace referencia a la perforación que se realiza para realizar una unión remachada o empernada; la cual disminuye la sección del área gruesa, por lo tanto, debe ser considerada.

$$A_T = \#perf. * g * (\phi_t + \frac{1}{8}) + \frac{s^2}{4g}$$

Donde:

- A_T = Área de tornillos
- $\#perf.$ = número de perforaciones
- g = espesor que atraviesa la conexión
- ϕ_t = diámetro de perforación
- s = longitud de 2 perforaciones sucesivas

Se adiciona 1/8" al diámetro por efectos de imperfecciones en el perforado.

$$A_e = U A_n$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.6.5.)

Donde:

- A_e = Área Neta Efectiva de la sección
- A_n = Área Neta de la sección
- U = Coeficiente de reducción por fractura de tornillos

$$U = (1 - \frac{x}{L}) \leq 0.9$$

Donde:

- U = Coeficiente de reducción por fractura de tornillos
- x = Distancia del centroide de la sección a la zona de conexión
- L = longitud de la conexión en la dirección de la carga

Por practicidad, AREMA recomienda usar 0.80 cuando existen 4 o más conexiones en una línea y 0.60 cuando hay menos de 4 conexiones en la línea.

Se utiliza 0.60 ya que, en el plano de carga existen 2 conexiones por línea, como se muestra en la figura:

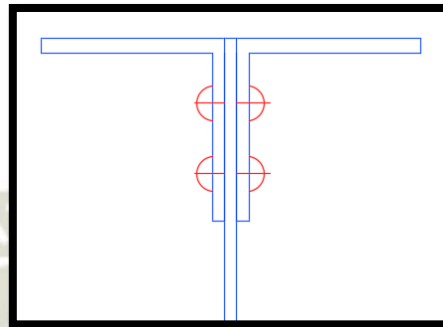


Figura 47: Sección típica remachada

En el caso de las secciones con platabandas, se verifica la conexión más crítica (de los ángulos con la plancha en el alma de la sección); por lo cual también se utiliza como coeficiente de reducción 0.60:

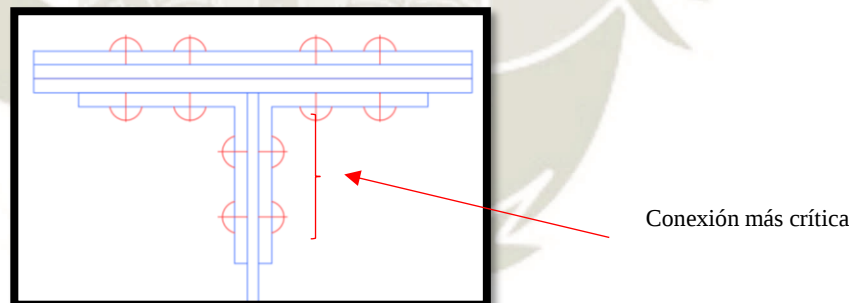


Figura 48: Sección con platabandas remachada

4.5.1.3. Esfuerzo por efecto de Fuerzas Cortantes

Las fuerzas cortantes que se producen por efecto de cargas afectan directamente al alma de la viga principal, por lo cual se debe verificar que esta parte de la sección cumpla con la solicitud presentada.

El esfuerzo producido por las fuerzas cortantes no debe exceder de:

$$\sigma_v \leq 0.35 * f_y$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.4, T.15-1-11.)

El esfuerzo cortante se halla de la siguiente manera:

$$\sigma_v = \frac{V_{m\acute{a}x}}{A_w}$$

Donde:

- σ_v = esfuerzo cortante del elemento (en tnf/m²)
- $V_{m\acute{a}x}$ = Fuerza cortante máxima del tramo (tnf)
- A_w = Área gruesa del alma de la sección (m²)

4.5.1.4. Pandeo Local del Ala en Compresión

Ocurre cuando una parte del elemento, ya sea las alas o el alma, es propensa a sufrir un pandeo ante fuerzas de compresión antes de otros modos de pandeo. Esto se verifica mediante la relación ancho-espesor que tiene la sección a revisar.

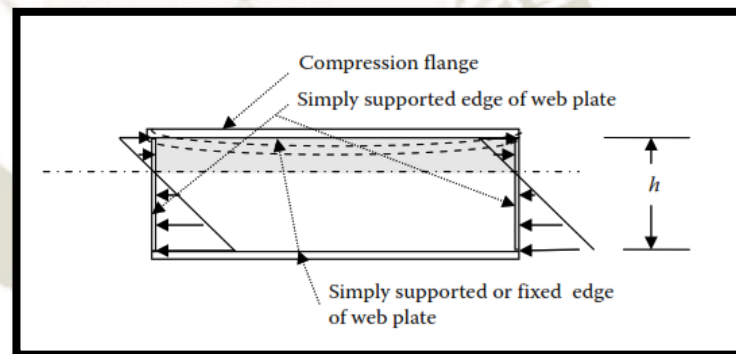


Figura 49: Pandeo del Ala en Compresión

Fuente: Design of Modern Steel Railway Bridges, p. (Unsworth, 2010)

La relación ancho-espesor del ala no debe superar:

$$\frac{b_f}{2 * t_f} \leq 0.43 * \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.6.2.)

Donde:

- b_f = ancho del ala (m)
- t_f = espesor del ala (m)
- f_y = esfuerzo de fluencia del material (kgf/cm²)

- E = módulo de elasticidad del material (kgf/cm²)

4.5.1.5. Pandeo Torsional del Elemento en Compresión

Este tipo de pandeo se da a nivel general de la sección al ser sometido a fuerzas de compresión que lo vuelven inestable, provocando la torsión del elemento.

La relación longitud-radio de giro del elemento no debe superar:

$$\frac{l}{r_y} \leq 5.55 * \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.7.1.)

Donde:

- b_f = ancho del ala (m)
- t_f = espesor del ala (m)
- f_y = esfuerzo de fluencia del material (kgf/cm²)
- E = módulo de elasticidad del material (kgf/cm²)

Acerca del Pandeo Local del Ala en Compresión y del Pandeo Torsional del Elemento en Compresión:

En ambos casos, se trata de estados límites de la estructura que pueden ser alcanzados antes de que el mismo elemento alcance su resistencia nominal. Por lo tanto, deben ser evitados.

En cuanto al Pandeo Local del Ala en Compresión, la relación ancho-espesor del perfil determina si esta es una sección compacta o no compacta. Para esta metodología no se conveniente tener secciones esbeltas, por un factor de seguridad.

Una sección compacta es aquella que puede alcanzar el momento plástico sin presentar pandeo local en cualquiera de las secciones del elemento.

Una sección no compacta puede alcanzar la tensión de fluencia en los elementos comprimidos sin que ocurra el pandeo local, pero no pueden alcanzar el nivel de deformación requerido, anteriormente citado, para desarrollar el momento plástico.

Mientras la relación ancho-espesor sea menor a la presentada en la sección 4.5.1.4., se define como sección compacta. Al superar esta relación, se define como una sección esbelta.

En cuanto al Pandeo Torsional, este es un estado límite que se presenta en tramos apoyados de gran longitud, ya que en cada apoyo se restringe la torsión de toda la sección de la viga principal. El momento uniforme provoca compresión constante en el ala comprimida sobre todo el largo no arriostrado. Cuando hay un gradiente de momento, la fuerza de compresión en el ala varía en el tramo no arriostrado, resultando en una menor fuerza promedio de compresión y una menor posibilidad de pandeo torsional. Esto se debe a las excentricidades que se pueden presentar por defectos geométricos y constructivos; es decir, las cargas no se aplican perfectamente al centroide del elemento, no existe la compresión pura.

Al depender de la longitud no arriostrada, en tramos más largos es más probable que se pueda dar este tipo de estado límite; ya que el radio de giro presenta pequeñas variaciones entre secciones de diferentes tramos.

4.5.1.6. Esfuerzos ocasionados por fatiga

Los puentes metálicos ferroviarios se encuentran expuestos a cargas cíclicas por el paso de trenes. Esto ocasiona grandes rangos carga viva/carga muerta que fatigan a los elementos y disminuyen su capacidad portante inicial. (p.2, Polimeni).

Según el manual de AREMA, se ve por conveniente evaluar el rango entre el puente cargado con el paso de un tren y el puente descargado y compararlo con el rango límite, de la siguiente manera:

$$S_R = \sigma_{MAX} - \sigma_{MIN}$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.7.1.)

Donde:

- S_R = rango de esfuerzo de fatiga (kgf/cm²)
- σ_{maz} = esfuerzo de compresión máximo debido a carga muerta (incluye peso propio), carga viva y carga de impacto asumida* (kgf/cm²)

- σ_{min} = esfuerzo de compresión máximo debido a carga muerta (incluye peso propio). (kgf/cm²)

Según AREMA; para el cálculo del rango de esfuerzo de fatiga, se debe asumir la carga de impacto como un porcentaje del impacto de diseño obtenido según la Tabla 15-1-8. del manual:

Tabla 22: 15-1-8. Porcentaje de Impacto Asumido

MIEMBRO	PORCENTAJE
Miembros de longitudes cargadas menores a 3 metros.	65%
Cables	40%
Otros tipos de soporte y conexión	65%
Vigas, largueros, vigas de piso	35%

Fuente: Manual for Railway Engineering (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2007)

Este rango de esfuerzo se debe comparar con el rango de esfuerzo de fatiga límite (S_{RFAT}); el cual se halla de la siguiente manera:

- Se obtiene el número de ciclos promedio en base a la longitud del tramo mayor del puente (Clasificación I) o la conexión entre vigas (Clasificación II). Se escoge la Clasificación I:

Tabla 23: 15-1-7. Ciclos de Esfuerzo Constantes

DESCRIPCIÓN DEL MIEMBRO	LONGITUD DEL TRAMO, L DEL MIEMBRO EN FLEXIÓN O LARGUERO O CONDICIÓN DE CARGA	CICLOS DE ESFUERZO CONSTANTES, N
Miembros longitudinales sometidos a flexión y sus conexiones. Largueros y sus conexiones.	$L > 100 \text{ ft.}$ $L \leq 100 \text{ ft.}$	2,000,000 > 2,000,000

Fuente: Manual for Railway Engineering (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2007)

Se muestra la longitud de cada uno de los tramos del puente (en ft):

- **TRAMO 1** = 11.72 m. (38.45 ft.)
- **TRAMO 2** = 19.83 m. (65.06 ft.)
- **TRAMO 3** = 9.21 m. (30.22 ft.)
- **TRAMO 4** = 19.83 m. (65.06 ft.)
- **TRAMO 5** = 11.72 m. (38.45 ft.)

En el puente, la longitud del tramo mayor es de 65.06 ft, por lo cual el número de ciclos de esfuerzo constantes es $> 2,000,000$

$N > 2,000,000$

- b) Según el tipo de construcción y conexiones de los elementos, se escoge la categoría de esfuerzo. Se muestra parte de la Tabla 15-1-9. del manual para escoger el tipo de categoría de esfuerzo:

Tabla 24: 15-1-9. Detalles de Construcción (Fatiga)

CONDICIONES GENERALES	SITUACIÓN	TIPO DE ESFUERZO	CATEGORÍA DEL ESFUERZO	EJEMPLO ILUSTRATIVO
Conexión fijada mecánicamente	Conexiones antideslizantes atornilladas de alta resistencia, que no tienen flexión fuera del plano en el material de conexión	Tensión o Compresión (T o Rev)	B	21
Conexión fijada mecánicamente	Metal base en la sección neta efectiva de la conexión remachada	Tensión o Compresión (T o Rev)	D	21

Fuente: Manual for Railway Engineering (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2007)

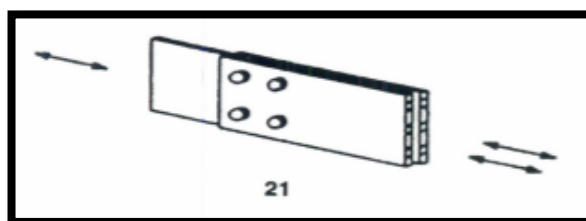


Figura 50: Ejemplo Ilustrativo 21

Fuente: Manual for Railway Engineering (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2007)

En base a esta tabla, se escoge la categoría de esfuerzo D; por tener conexiones remachadas.

Categoría de Esfuerzo: D

- c) Según la categoría de esfuerzo y el número de ciclos constantes, se recurre a la Tabla 15-1-10. del manual para obtener el rango de fatiga límite:

Tabla 25: 15-1-10. Rango de Fatiga Límite (S_{RFAT})

CATEGORÍA DE ESFUERZO	N = 2,000,000	N > 2,000,000
A	24 ksi	24 ksi
B	18 ksi	16 ksi
B'	14.5 ksi	12 ksi
C	13 ksi	10 o 12 ksi
D	10 ksi	7 ksi
E	8 ksi	4.5 ksi
E'	5.8 ksi	2.6 ksi
F	9 ksi	8 ksi

Fuente: Manual for Railway Engineering (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2007)

Entonces, el rango de fatiga límite (S_{RFAT}) es igual a 7 ksi.

4.5.1.7. Control de deflexiones

Según AREMA, se debe verificar si bajo la solicitación presentada, la deflexión más crítica no debe superar $L/640$; donde L es la longitud del tramo. Además, el cálculo de la deflexión se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta = \frac{0.104 * M_{\max} * L^2}{EI}$$

Donde:

- Δ = deflexión máxima (m)

- $M_{\text{máx}}$ = momento máximo bajo la mayor combinación de cargas (tnf-m)
- L = longitud del tramo (m)
- E = módulo de elasticidad (tnf/m²)
- I = inercia de la sección (m⁴)

4.5.2. Desarrollo de Evaluación de la Superestructura

Se desarrolla el análisis de las vigas principales del tablero bajo la combinación de cargas mostrada:

A) $D + L + I$

En CSI Bridge se pueden apreciar los diagramas de fuerzas y momentos a lo largo del tablero bajo la combinación de cargas deseada. Para poder apreciar de mejor forma la incidencia de cada tipo de carga, se obtuvieron los diagramas de fuerzas y momentos por cada caso de carga por separado y, mediante hojas de cálculo, se realizó la envolvente y los análisis que se presentan a continuación.

4.5.2.1. Esfuerzos de Tensión por flexión:

Se presentan los mayores esfuerzos de tensión obtenidos bajo la mayor combinación de cargas. Los momentos flectores y los diagramas de esfuerzos correspondientes se pueden encontrar en el Anexo 2.

A) PARA CARGA VIVA = COOPER E80

Tabla 26: Esfuerzos de Tensión por flexión en cada tramo para Carga Cooper E80

TRAMO	ESFUERZO MÁXIMO DE TENSIÓN (kg/cm ²)	UBICACIÓN (m)	SECCIÓN
TRAMO 1	1499.06	5.86	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5
TRAMO 2	1349.47	18.33	CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 3	963.84	34.77	TÍPICA TRAMO 3
TRAMO 4	1350.67	53.97	CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 5	1517.53	66.44	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5

Fuente: Elaboración propia

Al compararlo con el esfuerzo de tensión permisible ($0.45 \cdot f_y$, donde $f_y = 2345.31$ kg/cm²), el cual es igual a 1055.39 kg/cm², se obtiene:

Tabla 27: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo de tensión por flexión actuante y esfuerzo de fluencia para Cooper E-80

TRAMO	ESFUERZO MÁXIMO DE TENSIÓN (kg/cm ²)	% DEL ESFUERZO DE FLUENCIA	SITUACIÓN
TRAMO 1	1499.06	63.92%	NO CUMPLE
TRAMO 2	1349.47	57.54%	NO CUMPLE
TRAMO 3	963.84	41.10%	CUMPLE
TRAMO 4	1350.67	57.59%	NO CUMPLE
TRAMO 5	1517.53	64.71%	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Se puede observar que, para este tren de cargas, la sección planteada no es suficiente para la solicitud presentada, por lo cual se debe aumentar el área de la sección (exceptuando el Tramo 3).

B) CARGA VIVA = COOPER E60

Tabla 28: Esfuerzos de Tensión por flexión para Carga Cooper E60

TRAMO	ESFUERZO MÁXIMO DE TENSIÓN (kg/cm ²)	UBICACIÓN (m)	SECCIÓN
TRAMO 1	1153.60	5.86	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5
TRAMO 2	1055.78	18.33	CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 3	737.85	34.77	TÍPICA TRAMO 3
TRAMO 4	1056.67	53.97	CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 5	1172.07	66.44	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5

Fuente: Elaboración propia

Al compararlo con el esfuerzo de tensión permisible ($0.45 \cdot f_y$, donde $f_y = 2345.31$ kg/cm²), el cual es igual a 1055.39 kg/cm², se obtiene:

Tabla 29: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo de tensión por flexión actuante y esfuerzo de fluencia para Cooper E-60

TRAMO	ESFUERZO MÁXIMO DE Tensión (kg/cm ²)	% EL ESFUERZO DE FLUENCIA	SITUACIÓN
TRAMO 1	1153.60	49.19%	NO CUMPLE
TRAMO 2	1055.78	45.02%	NO CUMPLE
TRAMO 3	737.85	31.46%	CUMPLE
TRAMO 4	1056.67	45.05%	NO CUMPLE
TRAMO 5	1172.07	49.98%	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Se puede observar que, para este tren de cargas, el tramo 3 no supera el límite propuesto. Sin embargo, los esfuerzos de los tramos 1, 2, 4 y 5 sobrepasan el límite por un margen mínimo (especialmente los tramos 2 y 4).

C) PARA CARGA VIVA = COOPER E40

Tabla 30: Esfuerzos de Tensión por flexión para Carga Cooper E40

TRAMO	ESFUERZO MÁXIMO DE Tensión (kg/cm ²)	UBICACIÓN (m)	SECCIÓN
TRAMO 1	808.13	5.86	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5
TRAMO 2	762.09	18.33	CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 3	511.86	34.77	TÍPICA TRAMO 3
TRAMO 4	762.67	53.97	CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 5	826.61	66.44	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5

Fuente: Elaboración propia

Al compararlo con el esfuerzo de tensión por flexión permisible ($0.45 \cdot f_y$, donde $f_y = 2345.31 \text{ kg/cm}^2$), el cual es igual a 1055.39 kg/cm^2 , se obtiene:

Tabla 31: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo de tensión por flexión actuante y esfuerzo de fluencia para Cooper E-40

TRAMO	ESFUERZO MÁXIMO DE TENSIÓN (kg/cm ²)	% EL ESFUERZO DE FLUENCIA	SITUACIÓN
TRAMO 1	808.13	34.46%	CUMPLE
TRAMO 2	762.09	32.49%	CUMPLE
TRAMO 3	511.86	21.83%	CUMPLE
TRAMO 4	762.67	32.52%	CUMPLE
TRAMO 5	826.61	35.25%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Se puede observar que, para este tren de cargas, todos los tramos resisten esfuerzos de tensión menores al límite admisible. *Se puede inferir que el puente fue diseñado para resistir un tren de cargas Cooper E40.*

D) PARA CARGA VIVA = 2 LOCOMOTORAS GT42 + 18 PLANOS.

Tabla 32: Esfuerzos de Tensión por flexión para el tren compuesto de 2 Locomotoras GT42 + 18 planos.

TRAMO	ESFUERZO MÁXIMO DE TENSIÓN (kg/cm ²)	UBICACIÓN (m)	SECCIÓN
TRAMO 1	876.96	5.86	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5
TRAMO 2	867.17	18.33	CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 3	1100.53	34.77	TÍPICA TRAMO 3
TRAMO 4	860.46	53.97	CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 5	877.80	66.44	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5

Fuente: Elaboración propia

Al compararlo con el esfuerzo de **tensión por flexión** permisible ($0.45 \cdot f_y$, donde $f_y = 2345.31 \text{ kg/cm}^2$), el cual es igual a 1055.39 kg/cm^2 , se obtiene:

Tabla 33: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo de tensión por flexión actuante y esfuerzo de fluencia para dos locomotoras GT42 + 18 planos.

TRAMO	ESFUERZO MÁXIMO DE TENSION (kg/cm2)	% EL ESFUERZO DE FLUENCIA	SITUACIÓN
TRAMO 1	876.96	37.39%	CUMPLE
TRAMO 2	867.17	36.97%	CUMPLE
TRAMO 3	1100.53	46.92%	NO CUMPLE
TRAMO 4	860.46	36.69%	CUMPLE
TRAMO 5	877.80	37.43%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Analizando los esfuerzos obtenidos por el tren que circula actualmente en el puente, se observa que el único tramo comprometido por un margen mínimo es el tercero.

4.5.2.2. Esfuerzos de Compresión por flexión:

Se presentan los mayores esfuerzos de compresión por flexión obtenidos bajo la mayor combinación de cargas. Los momentos flectores y los diagramas de esfuerzos correspondientes se pueden encontrar en el Anexo 2.

Se debe comparar con la mayor de las fórmulas mencionadas anteriormente para esfuerzos a compresión:

$$a) \sigma_c \leq 0.55 * f_y - \frac{0.55 * (f_y)^2}{6.3 * \pi^2 * E} \left(\frac{l}{r_y} \right)^2$$

$$b) \sigma_c \leq \frac{0.131 * \pi * E}{\frac{(l d \sqrt{1 + \mu})}{A_f}}$$

Sin exceder en ningún caso $0.55 * f_y$, donde $f_y = 2345.31 \text{ kg/cm}^2$, el cual es igual a 1289.57 kg/cm^2 .

Se da el caso en el que los esfuerzos de tensión y compresión por flexión son iguales, ya que las secciones presentadas son totalmente simétricas y la distancia a la fibra más lejana en tensión y compresión es igual para cada situación.

A) PARA CARGA VIVA = COOPER E80

Tabla 34: Esfuerzos de Compresión por flexión en cada tramo para Carga Cooper E80

TRAMO	ESFUERZO MÁXIMO DE COMPRESIÓN (kg/cm ²)	UBICACIÓN (m)	SECCIÓN
TRAMO 1	1499.06	5.86	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5
TRAMO 2	1349.47	18.33	CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 3	963.84	34.77	TÍPICA TRAMO 3
TRAMO 4	1350.67	53.97	CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 5	1517.53	66.44	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 35: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo en compresión por flexión actuante y esfuerzo de fluencia para Cooper E-80

TRAMO	ESFUERZO MÁXIMO DE COMPRESIÓN (kg/cm ²)	% DEL ESFUERZO DE FLUENCIA	FÓRMULA a) (kg/cm ²)	FÓRMULA b) (kg/cm ²)	ESFUERZO DE COMPRESIÓN LÍMITE (kg/cm ²)	% DEL ESFUERZO DE FLUENCIA	SITUACIÓN
TRAMO 1	1499.06	63.92%	1280.40	58.62	1280.40	54.59%	NO CUMPLE
TRAMO 2	1349.47	57.54%	1269.69	140.83	1269.69	54.14%	NO CUMPLE
TRAMO 3	963.84	41.10%	1283.68	58.53	1283.68	54.73%	CUMPLE
TRAMO 4	1350.67	57.59%	1269.69	140.83	1269.69	54.14%	NO CUMPLE
TRAMO 5	1517.53	64.71%	1280.40	58.62	1280.40	54.59%	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Se puede observar que, para este tren de cargas, la sección planteada no es suficiente para la sollicitación presentada, por lo cual se debe aumentar el área de la sección (exceptuando el Tramo 3).

B) PARA CARGA VIVA = COOPER E60

Tabla 36: Esfuerzos de Compresión por flexión en cada tramo para Carga Cooper E60

TRAMO	ESFUERZO MÁXIMO DE COMPRESIÓN (kg/cm ²)	UBICACIÓN (m)	SECCIÓN
TRAMO 1	1153.60	5.86	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5
TRAMO 2	1055.78	18.33	CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 3	737.85	34.77	TÍPICA TRAMO 3
TRAMO 4	1056.67	53.97	CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 5	1172.07	66.44	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 37: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo en compresión por flexión actuante y esfuerzo de fluencia para Cooper E-60

TRAMO	ESFUERZO MÁXIMO DE COMPRESIÓN (kg/cm ²)	% DEL ESFUERZO DE FLUENCIA	FÓRMULA a) (kg/cm ²)	FÓRMULA b) (kg/cm ²)	ESFUERZO DE COMPRESIÓN LÍMITE (kg/cm ²)	% DEL ESFUERZO DE FLUENCIA	SITUACIÓN
TRAMO 1	1153.60	49.19%	1280.40	58.62	1280.40	54.59%	CUMPLE
TRAMO 2	1055.78	45.02%	1269.69	140.83	1269.69	54.14%	CUMPLE
TRAMO 3	737.85	31.46%	1283.68	58.53	1283.68	54.73%	CUMPLE
TRAMO 4	1056.67	45.05%	1269.69	140.83	1269.69	54.14%	CUMPLE
TRAMO 5	1172.07	49.98%	1280.40	58.62	1280.40	54.59%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Se puede observar que, para este tren de cargas, la sección planteada en cada tramo resiste los esfuerzos actuantes.

C) PARA CARGA VIVA = COOPER E40

Tabla 38: Esfuerzos de Compresión por flexión en cada tramo para Carga Cooper E40

TRAMO	ESFUERZO MÁXIMO DE COMPRESIÓN (kg/cm ²)	UBICACIÓN (m)	SECCIÓN
TRAMO 1	808.13	5.86	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5
TRAMO 2	762.09	18.33	CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 3	511.86	34.77	TÍPICA TRAMO 3
TRAMO 4	762.67	53.97	CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 5	826.61	66.44	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 39: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo en compresión por flexión actuante y esfuerzo de fluencia para Cooper E-40

TRAMO	ESFUERZO MÁXIMO DE COMPRESIÓN (kg/cm ²)	% DEL ESFUERZO DE FLUENCIA	FÓRMULA a) (kg/cm ²)	FÓRMULA b) (kg/cm ²)	ESFUERZO DE COMPRESIÓN LÍMITE (kg/cm ²)	% DEL ESFUERZO DE FLUENCIA	SITUACIÓN
TRAMO 1	808.13	34.46%	1280.40	58.62	1280.40	54.59%	CUMPLE
TRAMO 2	762.09	32.49%	1269.69	140.83	1269.69	54.14%	CUMPLE
TRAMO 3	511.86	21.83%	1283.68	58.53	1283.68	54.73%	CUMPLE
TRAMO 4	762.67	32.52%	1269.69	140.83	1269.69	54.14%	CUMPLE
TRAMO 5	826.61	35.25%	1280.40	58.62	1280.40	54.59%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Se puede observar que, para este tren de cargas, la sección planteada en cada tramo resiste los esfuerzos actuantes.

D) PARA CARGA VIVA = 2 LOCOMOTORAS GT42 + 18 PLANOS

Tabla 40: Esfuerzos de Compresión por flexión en cada tramo para el tren compuesto de 2 Locomotoras GT42 + 18 planos.

TRAMO	ESFUERZO MÁXIMO DE COMPRESIÓN (kg/cm ²)	UBICACIÓN (m)	SECCIÓN
TRAMO 1	876.96	5.86	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5
TRAMO 2	867.17	18.33	CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 3	1100.53	34.77	TÍPICA TRAMO 3
TRAMO 4	860.46	53.97	CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 5	877.80	66.44	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 41: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo en compresión por flexión actuante y esfuerzo de fluencia para 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

TRAMO	ESFUERZO MÁXIMO DE COMPRESIÓN (kg/cm ²)	% DEL ESFUERZO DE FLUENCIA	FÓRMULA a) (kg/cm ²)	FÓRMULA b) (kg/cm ²)	ESFUERZO DE COMPRESIÓN LÍMITE (kg/cm ²)	% DEL ESFUERZO DE FLUENCIA	SITUACIÓN
TRAMO 1	876.96	37.39%	1280.40	58.62	1280.40	54.59%	CUMPLE
TRAMO 2	867.17	36.97%	1269.69	140.83	1269.69	54.14%	CUMPLE
TRAMO 3	1100.53	46.92%	1283.68	58.53	1283.68	54.73%	CUMPLE
TRAMO 4	860.46	36.69%	1269.69	140.83	1269.69	54.14%	CUMPLE
TRAMO 5	877.80	37.43%	1280.40	58.62	1280.40	54.59%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Para el tren de cargas que circula actualmente por la estructura, se puede observar que no se supera el límite admisible para esfuerzos en compresión.

4.5.2.3. Esfuerzos por efectos de Fuerzas Cortantes:

Se presentan las mayores fuerzas cortantes obtenidas bajo la mayor combinación de cargas. Los momentos flectores y los diagramas de esfuerzos correspondientes se pueden encontrar en el Anexo 2.

Se debe comparar con la mayor de las fórmulas mencionadas anteriormente para esfuerzos por efectos de fuerzas cortantes:

$$a) \sigma_V \leq 0.35 \cdot f_y$$

$$b) \sigma_V = \frac{V_{\max}}{A_w}$$

Donde $f_y = 2345.31 \text{ kg/cm}^2$; por lo tanto, $0.35 \cdot f_y = 820.86 \text{ kgf/cm}^2$

A) PARA CARGA VIVA = COOPER E80

Tabla 42: Fuerzas Cortantes Máximas para cada tramo para Carga Cooper E80

TRAMO	FUERZA CORTANTE MAYOR (tnf)	UBICACIÓN (m)	SECCIÓN
TRAMO 1	92.84	11.26	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5
TRAMO 2	141.21	31.09	TÍPICA TRAMOS 2 Y 4
TRAMO 3	73.18	40.29	TÍPICA TRAMO 3
TRAMO 4	141.21	60.12	TÍPICA TRAMOS 2 Y 4
TRAMO 5	93.19	72.295	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 43: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo de corte actuante y esfuerzo de fluencia para Cooper E-80

TRAMO	FUERZAS CORTANTES MAYORES (tnf)	FÓRMULA a) (kg/cm ²)	FÓRMULA b) (kg/cm ²)	% EL ESFUERZO DE FLUENCIA	SITUACIÓN
TRAMO 1	92.84	820.86	377.81	16.11%	CUMPLE
TRAMO 2	141.21	820.86	514.86	21.95%	CUMPLE
TRAMO 3	73.18	820.86	324.74	13.85%	CUMPLE
TRAMO 4	141.21	820.86	514.86	21.95%	CUMPLE
TRAMO 5	93.19	820.86	379.21	16.17%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Se puede observar que el área del alma no permite mayores esfuerzos al 35% (que comprometerían a la sección); por lo cual no necesita refuerzo.

B) PARA CARGA VIVA = COOPER E60

Tabla 44: Fuerzas Cortantes Máximas para cada tramo para Carga Cooper E60

TRAMO	FUERZA CORTANTE MAYOR (tnf)	UBICACIÓN (m)	SECCIÓN
TRAMO 1	71.16	11.26	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5
TRAMO 2	109.59	31.09	TÍPICA TRAMOS 2 Y 4
TRAMO 3	56.06	40.29	TÍPICA TRAMO 3
TRAMO 4	109.59	60.12	TÍPICA TRAMOS 2 Y 4
TRAMO 5	71.76	72.295	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 45: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo de corte actuante y esfuerzo de fluencia para Cooper E-60

TRAMO	FUERZAS CORTANTES MAYORES (tnf)	FÓRMULA a) (kg/cm ²)	FÓRMULA b) (kg/cm ²)	% DEL ESFUERZO DE FLUENCIA	SITUACIÓN
TRAMO 1	71.16	820.86	289.59	12.35%	CUMPLE
TRAMO 2	109.59	820.86	399.57	17.04%	CUMPLE
TRAMO 3	56.06	820.86	248.74	10.61%	CUMPLE
TRAMO 4	109.59	820.86	399.57	17.04%	CUMPLE
TRAMO 5	71.76	820.86	289.59	12.35%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Se puede observar que el área del alma no permite mayores esfuerzos al 35% (que comprometerían a la sección); por lo cual no necesita refuerzo.

C) PARA CARGA VIVA = COOPER E40

Tabla 46: Fuerzas Cortantes Máximas para cada tramo para Carga Cooper E40

TRAMO	FUERZA CORTANTE MAYOR (tnf)	UBICACIÓN (m)	SECCIÓN
TRAMO 1	49.48	11.26	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5
TRAMO 2	77.97	31.09	TÍPICA TRAMOS 2 Y 4
TRAMO 3	38.93	40.29	TÍPICA TRAMO 3
TRAMO 4	77.97	60.12	TÍPICA TRAMOS 2 Y 4
TRAMO 5	50.32	72.295	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 47: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo de corte actuante y esfuerzo de fluencia para Cooper E-40

TRAMO	FUERZAS CORTANTES MAYORES (tnf)	FÓRMULA a) (kg/cm ²)	FÓRMULA b) (kg/cm ²)	% DEL ESFUERZO DE FLUENCIA	SITUACIÓN
TRAMO 1	49.48	820.86	201.37	8.59%	CUMPLE
TRAMO 2	77.97	820.86	284.27	12.12%	CUMPLE
TRAMO 3	38.93	820.86	172.75	7.37%	CUMPLE
TRAMO 4	77.97	820.86	284.27	12.12%	CUMPLE
TRAMO 5	50.32	820.86	204.79	8.73%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Se puede observar que el área del alma no permite mayores esfuerzos al 35% (que comprometerían a la sección); por lo cual no necesita refuerzo.

D) PARA CARGA VIVA = 2 LOCOMOTORAS GT42 + 18 PLANOS

Tabla 48: Fuerzas Cortantes Máximas para el tren compuesto de 2 Locomotoras GT42 + 18 planos.

TRAMO	FUERZA CORTANTE MAYOR (tnf)	UBICACIÓN (m)	SECCIÓN
TRAMO 1	24.47	11.26	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5
TRAMO 2	51.46	31.09	TÍPICA TRAMOS 2 Y 4
TRAMO 3	4.68	40.29	TÍPICA TRAMO 3
TRAMO 4	51.46	60.12	TÍPICA TRAMOS 2 Y 4
TRAMO 5	24.37	72.295	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 49: Diagnóstico de porcentaje de esfuerzo de corte actuante y esfuerzo de fluencia para 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

TRAMO	FUERZAS CORTANTES MAYORES (tnf)	FÓRMULA a) (kg/cm ²)	FÓRMULA b) (kg/cm ²)	% DEL ESFUERZO DE FLUENCIA	SITUACIÓN
TRAMO 1	24.47	820.86	99.59	4.25%	CUMPLE
TRAMO 2	51.46	820.86	187.64	8.00%	CUMPLE
TRAMO 3	4.68	820.86	20.76	0.89%	CUMPLE
TRAMO 4	51.46	820.86	187.64	8.00%	CUMPLE
TRAMO 5	24.37	820.86	99.19	4.23%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Se puede observar que el área del alma no permite mayores esfuerzos al 35% (que comprometerían a la sección); por lo cual no necesita refuerzo.

4.5.2.4. Pandeo Local del Ala en Compresión:

Se presenta la relación “ancho – espesor” del ala de la sección para cada tramo y la relación límite:

$$\text{Relación ancho – espesor: } \frac{b_f}{2 \cdot t_f}$$

$$\text{Relación límite: } 0.43 * \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 10.609$$

Tabla 50: Diagnóstico de propiedades geométricas, evaluadas para pandeo local del ala en compresión.

TRAMO	SECCIÓN	ANCHO DEL ALA (cm)	ESPESOR DEL ALA (cm)	RELACIÓN ANCHO - ESPESOR	RELACIÓN LÍMITE	SITUACIÓN
TRAMO 1	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	32.23	1.27	12.689	10.609	NO CUMPLE
TRAMO 2	CON 2 PLATABANDAS	15.98	4.55	4.462	10.609	CUMPLE
TRAMO 3	TÍPICA TRAMO 3	31.47	1.02	15.426	10.609	NO CUMPLE
TRAMO 4	CON 2 PLATABANDAS	15.98	4.55	4.462	10.609	CUMPLE
TRAMO 5	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	32.23	1.27	12.689	10.609	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Cabe resaltar que se prueba la sección sometida a mayores momentos flectores.

Se puede observar que en los tramos que no han sido reforzados con platabandas; es decir, los tramos 1, 3 y 5, las alas son propensas a sufrir este tipo de pandeo. Además, al ser una relación que depende de las medidas de la sección, para todos los tipos de carga viva a analizar, esta verificación obtendrá los mismos resultados.

4.5.2.5. Pandeo Torsional del Elemento en Compresión:

Se debe cumplir que:

$$\text{Relación longitud – radio de giro: } \frac{l}{r_y}$$

$$\text{Relación límite: } 5.55 * \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 136.928$$

Tabla 51: Diagnóstico de propiedades geométricas, evaluadas para pandeo torsional del elemento en compresión.

TRAMO	SECCIÓN	LONGITUD DEL TRAMO (cm)	RADIO DE GIRO EN EL EJE Y (cm)	RELACIÓN LONGITUD – RADIO DE GIRO	RELACIÓN LÍMITE	SITUACIÓN
TRAMO 1	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	1172.00	7.01	16.711	136.928	CUMPLE
TRAMO 2	CON 2 PLATABANDAS	1982.50	8.14	24.365	136.928	CUMPLE
TRAMO 3	TÍPICA TRAMO 3	920.50	6.80	13.532	136.928	CUMPLE
TRAMO 4	CON 2 PLATABANDAS	1982.50	8.14	24.365	136.928	CUMPLE
TRAMO 5	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	1172.00	7.01	16.711	136.928	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Cabe resaltar que se prueba la sección sometida a mayores momentos flectores.

COMENTARIO: La sección del elemento en cada tramo no es susceptible a este tipo de pandeo. Al depender de las propiedades geométricas, ante cualquier tipo de carga se obtendrán los mismos resultados.

4.5.2.6. Rango de esfuerzos de fatiga:

Como se ha desarrollado anteriormente, el rango de esfuerzos de fatiga límite (S_{RFAT}) es igual a 7 ksi (492.14 kg/cm²). Se muestra a continuación el rango de fatiga obtenido bajo cada caso de carga viva.

$$S_R = \sigma_{MAX} - \sigma_{MIN}$$

Tabla 52: Verificación de Rangos de Esfuerzo de Fatiga para cada tipo de carga viva.

CASO DE CARGA	ESFUERZO DE FATIGA MÁXIMO (kg/cm ²)	ESFUERZO DE FATIGA MÍNIMO (kg/cm ²)	RANGO DE ESFUERZOS DE FATIGA (S_R) (kg/cm ²)	RANGO DE FATIGA LIMITE (S_{rfat}) (kg/cm ²)	SITUACIÓN
VIVA – E80	1162.86	146.50	1016.36	492.14	NO CUMPLE
VIVA – E60	894.79	146.50	748.30	492.14	NO CUMPLE
VIVA – E40	626.73	146.50	480.23	492.14	CUMPLE
VIVA – GT42	854.95	146.50	708.45	492.14	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Se puede observar que, ante cada caso de carga viva, el único en el cual el rango de esfuerzos de fatiga es menor al permisible (S_R) es con el tránsito de un tren de cargas equivalente al tren de cargas Cooper E-40; por lo tanto, se puede concluir que el puente fue diseñado para este tipo de carga viva.

4.5.2.7. Control de deflexiones:

Se debe comparar la deflexión máxima ($L/640$) con:

$$\Delta = \frac{0.104 * M_{m\acute{a}x} * L^2}{EI}$$

Donde:

- Δ = deflexión máxima (m)
- $M_{m\acute{a}x}$ = momento máximo bajo la mayor combinación de cargas (tnf.m)
- L = longitud del tramo (m)
- E = módulo de elasticidad (tnf/m²)
- I = inercia de la sección (m⁴)

Se analiza la sección sometida a mayor carga en flexión:

A) PARA CARGA VIVA = COOPER E80

Tabla 53: Deflexiones para Carga Cooper E80

TRAMO	TIPO DE SECCIÓN	LONGITUD (m)	L/640 (m)	L/640 (cm)	INERCIA EN EL EJE Y (Iy)(m4)	M _{máx} (tnf.m)	Δ (m)	Δ (cm)	¿CUMPLE?
TRAMO 1	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	11.72	0.0183	1.83	0.016	262.26	0.0163	1.63	SÍ
TRAMO 2	CON 2 PLATABANDAS	19.83	0.0310	3.10	0.041	649.91	0.0455	4.55	NO
TRAMO 3	TÍPICA TRAMO 3	9.21	0.0144	1.44	0.013	140.22	0.0065	0.65	SÍ
TRAMO 4	CON 2 PLATABANDAS	19.83	0.0310	3.10	0.041	649.39	0.0455	4.55	NO
TRAMO 5	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	11.72	0.0183	1.83	0.016	265.49	0.0165	1.65	SÍ

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: En los tramos de mayor longitud se presentan deflexiones mayores a las permisibles; por lo tanto, se debe reforzar el área de esta sección.

B) PARA CARGA VIVA = COOPER E60

Tabla 54: Deflexiones para Carga Cooper E60

TRAMO	TIPO DE SECCIÓN	LONGITUD (m)	L/640 (m)	L/640 (cm)	INERCIA EN EL EJE Y (Iy)(m4)	M _{máx} (tnf.m)	Δ (m)	Δ (cm)	¿CUMPLE?
TRAMO 1	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	11.72	0.0183	1.83	0.01611	201.822	0.013	1.25	SÍ
TRAMO 2	CON 2 PLATABANDAS	19.83	0.0310	3.10	0.04089	508.814	0.036	3.56	NO
TRAMO 3	TÍPICA TRAMO 3	9.21	0.0144	1.44	0.01340	107.343	0.005	0.50	SÍ
TRAMO 4	CON 2 PLATABANDAS	19.83	0.0310	3.10	0.04089	508.420	0.036	3.56	NO
TRAMO 5	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	11.72	0.0183	1.83	0.01611	205.055	0.013	1.27	SÍ

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: En los tramos de mayor longitud se presentan deflexiones mayores a las permisibles; por lo tanto, se debe reforzar el área de esta sección.

C) PARA CARGA VIVA = COOPER E60

Tabla 55: Deflexiones para Carga Cooper E40

TRAMO	TIPO DE SECCIÓN	LONGITUD (m)	L/640 (m)	L/640 (cm)	INERCIA EN EL EJE Y (I _y)(m ⁴)	M _{máx} (tnf.m)	Δ (m)	Δ (cm)	¿CUMPLE?
TRAMO 1	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	11.72	0.0183	1.83	0.01611	141.384	0.0088	0.88	SÍ
TRAMO 2	CON 2 PLATABANDAS	19.83	0.0310	3.10	0.04089	367.717	0.0258	2.58	SÍ
TRAMO 3	TÍPICA TRAMO 3	9.21	0.0144	1.44	0.01340	74.466	0.0034	0.34	SÍ
TRAMO 4	CON 2 PLATABANDAS	19.83	0.0310	3.10	0.04089	367.446	0.0257	2.57	SÍ
TRAMO 5	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	11.72	0.0183	1.83	0.01611	144.616	0.0090	0.90	SÍ

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Ante una menor sollicitación, las deflexiones obtenidas no superan el límite admisible.

D) PARA CARGA VIVA = 2 LOCOMOTORAS GT42 + 18 PLANOS

Tabla 56: Deflexiones para Tren: 2 locomotoras + 18 planos

TRAMO	TIPO DE SECCIÓN	LONGITUD (m)	L/640 (m)	L/640 (cm)	INERCIA EN EL EJE Y (I _y)(m ⁴)	M _{máx} (tnf.m)	Δ (m)	Δ (cm)	¿CUMPLE?
TRAMO 1	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	11.72	0.0183	1.83	0.01611	153.425	0.010	0.95	SÍ
TRAMO 2	CON 2 PLATABANDAS	19.83	0.031	3.10	0.04089	372.865	0.026	2.61	SÍ
TRAMO 3	TÍPICA TRAMO 3	9.21	0.0144	1.44	0.01340	160.106	0.007	0.74	SÍ
TRAMO 4	CON 2 PLATABANDAS	19.83	0.031	3.10	0.04089	369.978	0.026	2.59	SÍ
TRAMO 5	TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	11.72	0.018	1.83	0.01611	153.572	0.010	0.95	SÍ

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Se puede observar que, ante la carga viva actual que transita a través del puente, las deflexiones no superan el límite admisible.

4.5.3. Metodología de Evaluación de la Subestructura

La subestructura comprende todos los componentes ubicados por debajo del tablero, se puede identificar los elementos que la componen: pilares, estribos, y cimentación; sin embargo, el análisis de estos últimos, no se encuentra dentro del alcance del presente estudio.

Inicialmente, todos los datos a evaluar, serán los elementos sometidos a cargas provocadas por el móvil de diseño Cooper – E80. Luego, los mismos serán analizados bajo las solicitaciones generadas por el tren que actualmente transita (2 Locomotoras GT42 + 18 planos).

Para las armaduras de los pilares, dentro de las limitaciones del modelo y análisis de los elementos en cuestión, es importante mencionar que; con fines de simplificación del modelo, no se logra introducir una sección compuesta, simplemente se ordena al programa un comportamiento conjunto de los dos elementos que la conforman. Siendo esta, una columna, viga o arriostre, el mecanismo que hace que en la realidad y en el modelo la sección sea compuesta y actúe como tal, es representado por las placas de conexión.

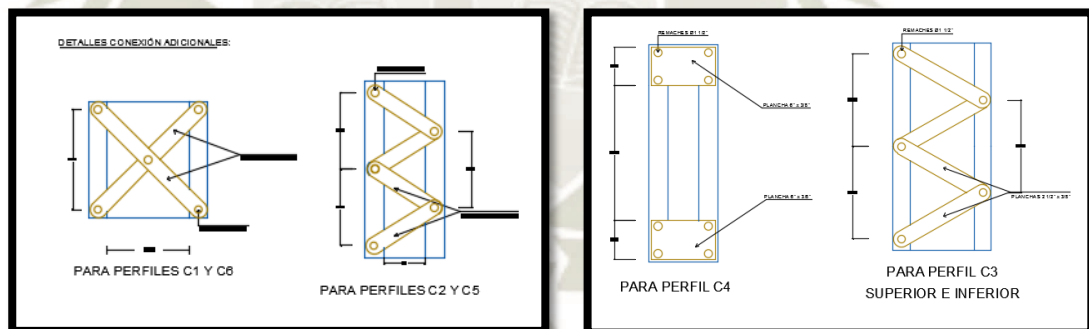


Figura 51: Detalles de conexión para secciones compuestas

Fuente: Ferrocarril Transandino (corroborado en campo).

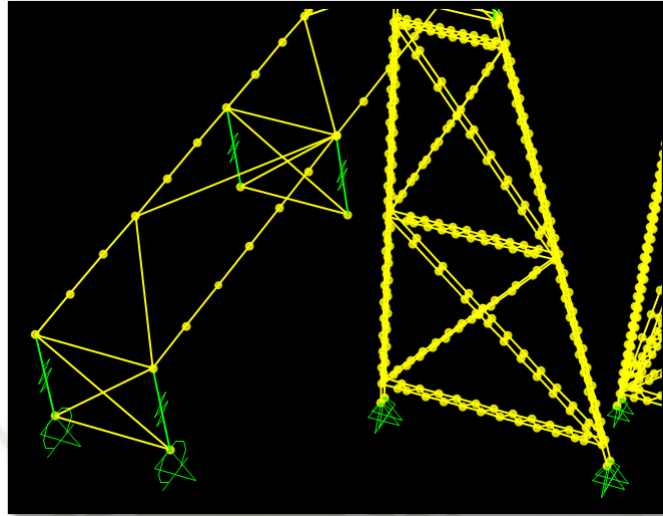


Figura 52: Modelo en CSI bridge, con vista “Standard” de secciones dibujadas.

Fuente: Elaboración Propia

La evaluación de los elementos que conforman los pilares consiste en determinar si la sección planteada resiste esfuerzos menores a los permisibles en tensión y compresión axial (en base a los resultados obtenidos en el análisis estructural bajo las combinaciones de cargas mencionadas anteriormente). Además, se debe revisar la relación de esbeltez y si existe pandeo local por la geometría de la sección.

Para el análisis de los pilares, se utilizaron 2 envolventes de diseño, con el fin de conocer cuál generaba mayores esfuerzos. Se presentan a continuación:

- ENVOLVENTE CARGA VIVA – VIENTO – FRENADO:
 - A) $D + L + I$
 - B) $D + WU$
 - C) $D + L + I + 0.5WU + WL$
 - D) $D + L + I + LF$

- ENVOLVENTE CARGA DE SISMO:

A) D + EQ

En este caso, sí es necesario crear las envolventes en el programa CSI Bridge para obtener las mayores cargas axiales, pues se tiene una considerable cantidad de elementos a analizar de forma manual.

Se determinan las propiedades geométricas de las secciones compuestas, ya que las secciones simples trabajan en conjunto al estar arriostradas a distancias cortas. Los efectos de las fuerzas axiales no pueden considerarse independientes para cada elemento simple, sino que se sumarán sus efectos y se analizarán bajo el caso de sección compuesta.

Las propiedades a utilizar para las evaluaciones son:

- ✓ Área gruesa.
- ✓ Inercia con respecto al eje Y.
- ✓ Radio de giro en el eje Y.

Se presenta a continuación las secciones simples y compuestas de todos los elementos que conforman los pilares (de acuerdo al plano PS-08) escalado en milímetros. No se consideran las planchas de conexión entre perfiles como parte del área de la sección, excepto que se trate de una plancha de conexión continua (como es el caso entre columnas C1 y C6).

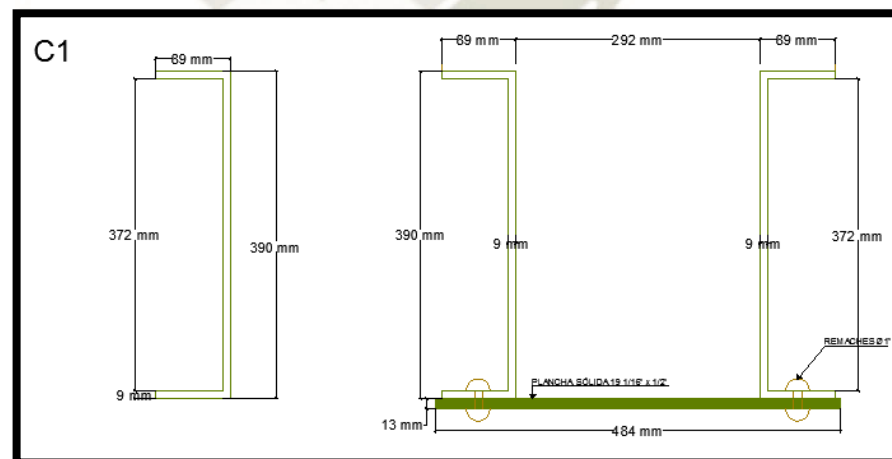


Figura 53: Sección C1 simple y compuesta

Fuente: Elaboración Propia

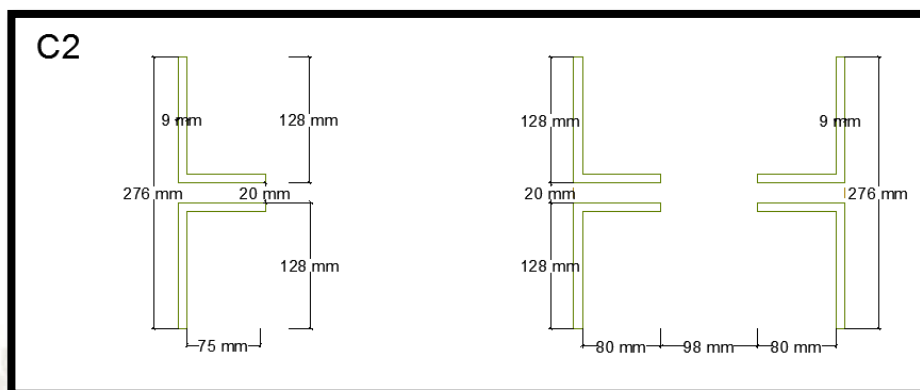


Figura 54: Sección C2 simple y compuesta

Fuente: Elaboración Propia

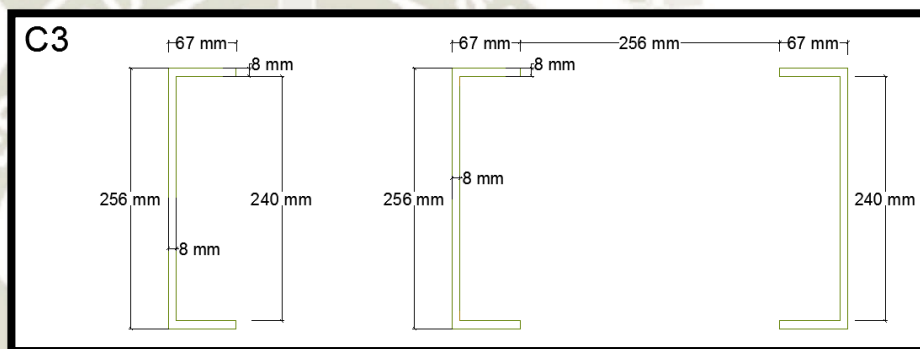


Figura 55: Sección C3 simple y compuesta

Fuente: Elaboración Propia

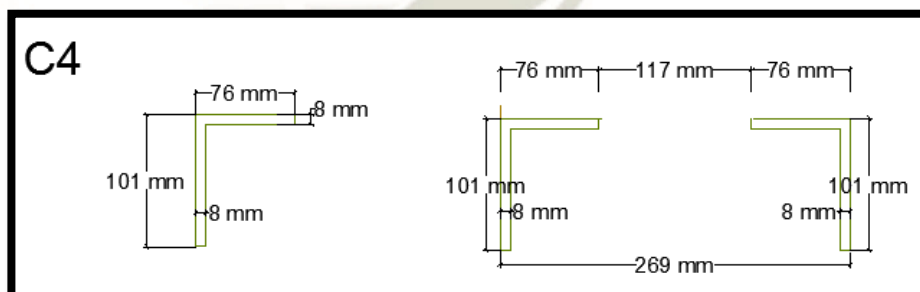


Figura 56: Sección C4 simple y compuesta

Fuente: Elaboración Propia

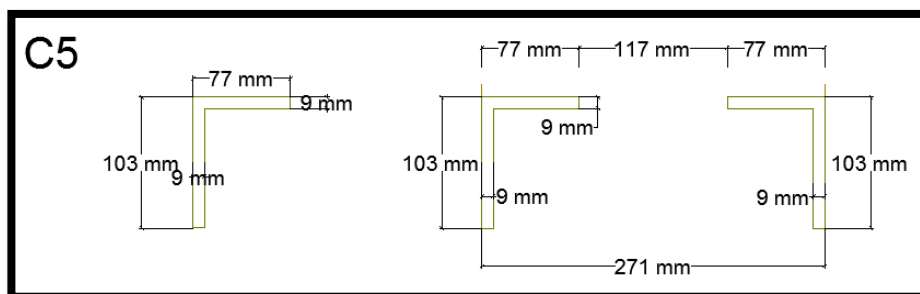


Figura 57: Sección C5 simple y compuesta

Fuente: Elaboración Propia

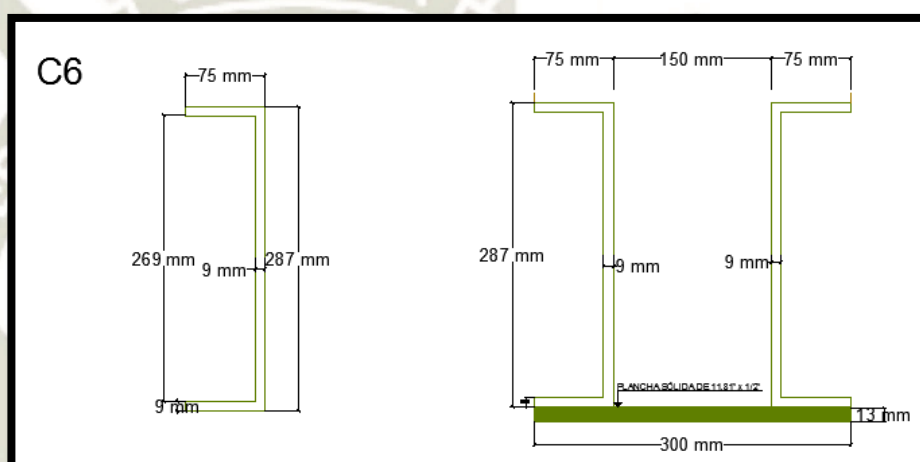


Figura 58: Sección C6 simple y compuesta

Fuente: Elaboración Propia

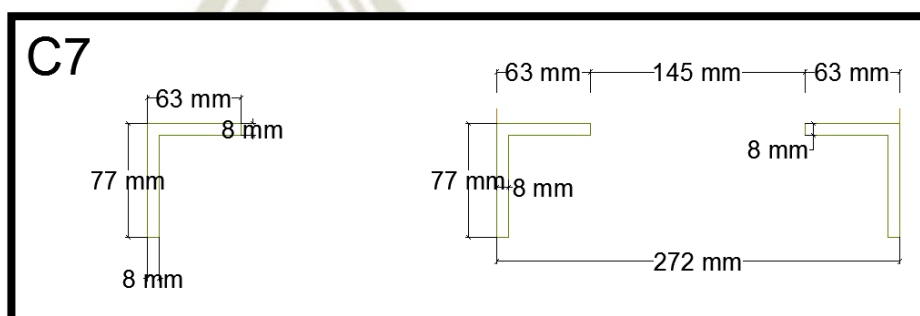


Figura 59: Sección C7 simple y compuesta

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 57: Propiedades geométricas de secciones de pilares

TIPO DE SECCIÓN	ÁREA GRUESA (cm ²)	INERCIA EN EL EJE Y (I _y)(cm ⁴)	RADIO DE GIRO EN EL EJE Y (R _y) (cm)
C1 (C390x89x9 mm)	49.334	10207.00	14.384
COMPUESTA C1 (2C390x89x9 mm)	160.493	34738.00	14.712
C2 (2L128x89x9 mm)	160.493	1607.49	3.165
COMPUESTA C2 (4L128x89x9 mm)	37.440	3214.98	9.267
C3 (C256x67x8 mm)	29.920	2570.48	9.269
COMPUESTA C3 (2C256x67x8 mm)	59.840	5140.96	9.269
C4 (L101x76x8 mm)	13.520	171.32	3.560
COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	27.040	289.08	3.270
C5 (L103x77x8 mm)	15.390	200.40	3.609
COMPUESTA C5 (2L103x77x8 mm)	27.040	300.55	3.334
C6 (C287x75x9 mm)	37.710	4069.13	10.388
COMPUESTA C6 (2C287x75x9 mm)	114.420	13927.80	11.033
C7 (L77x63.5x8 mm)	10.600	80.20	2.751
COMPUESTA C7 (2L77x63.5x8 mm)	21.200	122.90	2.408

Fuente: Elaboración Propia

4.5.3.1. Evaluación de Relación de Esbeltez:

Según “AREMA”, para que un elemento no sea considerado demasiado esbelto y pueda desempeñar correctamente su función, la relación kL/r no debe exceder de:

Tabla 58: Límite de Esbeltez permisible para diferentes elementos sujetos a esfuerzos.

MÁXIMO VALOR PERMITIDO PARA LA RELACIÓN DE ESBELTEZ	TIPO DE ELEMENTOS A LOS QUE SE APLICA
100	Para miembros principales en compresión
120	Para elementos de arriostre de viento y balanceo en compresión
140	Para cordones sencillos
200	Para miembros en tensión
100	Para columnas principales
200	Para perfiles de arriostre

Fuente: (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2007) -
c.15. S.1.5 "General rules"

Donde:

- k = Coeficiente de reducción de la longitud, establecido según las condiciones de extremos nudo. “ k ” podrá tener los siguientes valores.
 - $k = 7/8$ para miembros empernados
 - $k = 3/4$ para miembros atornillados o soldados
- (Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.4, T.15-1-11.)
- L = Longitud del elemento a analizar, libre entre nudos más cercanos.
 - r = Radio de giro respecto del eje “ y ”.

4.5.3.2. Esfuerzo de Tensión Axial:

Para tensión axial en acero estructural, el esfuerzo no puede ser mayor a:

$$\sigma_t \leq 0.55 * f_y$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.4, T.15-1-11.)

Donde:

- f_y = esfuerzo de fluencia del material del elemento
- σ_t = esfuerzo de tensión del elemento

El esfuerzo de tensión de un elemento se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$\sigma_t = \frac{P}{A_g}$$

Donde:

- σ_t = esfuerzo de tensión del elemento (kgf/cm²)
- P = fuerza axial de tensión del elemento (kgf)
- A_g = área gruesa de la sección (cm²)

Además, el esfuerzo de fatiga en el elemento no debe superar:

$$\sigma_t \leq 24 \text{ ksi}$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.4, T.15-1-11.)

Al tener el área gruesa de cada sección, se verifica que el esfuerzo generado por la fuerza axial en tensión de cada elemento no sea superior a $0.55 \cdot f_y$ o a 24 ksi (1687.34 kgf/cm²) en el caso de esfuerzos de fatiga. En caso de no cumplir, se determina la mínima área gruesa y área neta que debe tener la sección:

✓ **Mínima Área Gruesa:**

$$A_g \geq \frac{P}{0.55 \cdot f_y}$$

✓ **Mínima Área Neta:**

$$A_n \geq \frac{P}{24 \text{ ksi}}$$

Donde:

- f_y = esfuerzo de fluencia del material del elemento (kgf/cm²)
- P = fuerza axial de tensión del elemento (kgf)
- A_g = área gruesa de la sección (cm²)
- A_n = área neta de la sección (cm²)

NOTA: 24 ksi = 1687.34 kgf/cm²

4.5.3.3. Esfuerzo de Compresión Axial:

Para compresión axial en acero estructural, el esfuerzo no puede ser mayor a:

a) **CASO “a”:**

$$\sigma_c \leq 0.55 \cdot f_y$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.4, T.15-1-11.)

Si la relación de esbeltez (kL/r) es menor a:

$$\frac{kL}{r} \leq \frac{0.629}{\sqrt{\frac{f_y}{E}}}$$

Donde:

- f_y = esfuerzo de fluencia del material del elemento (kgf/cm²)
- σ_c = esfuerzo de compresión del elemento (kgf/cm²)
- E = módulo de elasticidad del material del elemento (kgf/cm²)

b) CASO “b”:

$$0.60 * f_y - \left(\frac{kl}{r}\right) * \left(17500 * \frac{f_y}{E}\right)^{\frac{3}{2}}$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.4, T.15-1-11.)

Si la relación de esbeltez (kL/r) está entre:

$$\frac{0.629}{\sqrt{\frac{f_y}{E}}} < \frac{kL}{r} < \frac{5.034}{\sqrt{\frac{f_y}{E}}}$$

Donde:

- f_y = esfuerzo de fluencia del material del elemento (kgf/cm²)
- σ_c = esfuerzo de compresión del elemento (kgf/cm²)
- E = módulo de elasticidad del material del elemento (kgf/cm²)

c) CASO “c”:

$$\frac{0.514\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2}$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.4, T.15-1-11.)

Si la relación de esbeltez (kL/r) está entre:

$$\frac{kL}{r} \geq \frac{5.034}{\sqrt{\frac{f_y}{E}}}$$

Donde:

- f_y = esfuerzo de fluencia del material del elemento (kgf/cm²)

- σ_c = esfuerzo de compresión del elemento (kgf/cm²)
- E = módulo de elasticidad del material del elemento (kgf/cm²)

Al tener la relación de esbeltez de cada elemento, se identifica el caso en el que se encuentra y se determina que no supere el esfuerzo permisible del caso correspondiente. En caso de no cumplir, se debe proponer una sección cuyo radio de giro permita no superar los esfuerzos admisibles.

4.5.3.4. Pandeo Local del Ala en Compresión:

Ocurre cuando una parte del elemento, ya sea las alas o el alma, es propensa a sufrir un pandeo ante fuerzas de compresión antes de otros modos de pandeo. Esto se verifica mediante la relación ancho-espesor que tiene la sección a revisar.

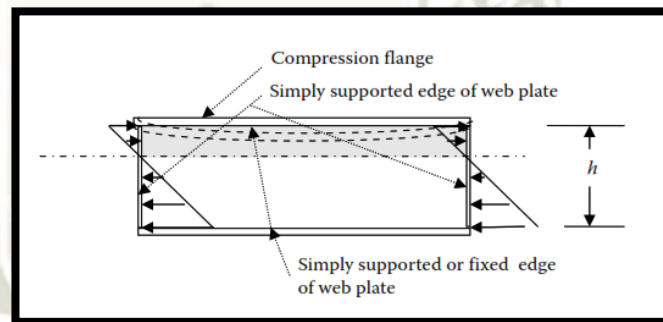


Figura 60: Pandeo del Ala en Compresión

Fuente: Design of Modern Steel Railway Bridges, p. (Unsworth, 2010)

a) La relación ancho-espesor del ala no debe superar:

➤ **Para miembros principales sujetos a compresión axial:**

$$\frac{b_f}{2 * t_f} \leq 0.43 * \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.6.2.)

➤ **Para elementos de arriostre sujetos a compresión axial:**

$$\frac{b_f}{2 * t_f} \leq 0.50 * \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.6.2.)

Donde:

- bf = ancho del ala (cm)
- tf = espesor del ala (cm)
- f_y = esfuerzo de fluencia del material (kgf/cm²)
- E = módulo de elasticidad del material (kgf/cm²)

Tabla 59: Ancho y espesor de alas para cada sección

TIPO DE SECCIÓN	ANCHO DEL ALA (bf) (cm)	ESPESOR DEL ALA (tf) (cm)
C1 (C390x89x9 mm)	8.900	0.900
COMPUESTA C1 (2C390x89x9 mm)	17.800	0.900
C2 (2L128x89x9 mm)	8.900	0.900
COMPUESTA C2 (4L128x89x9 mm)	17.800	3.800
C3 (C256x67x8 mm)	6.700	0.800
COMPUESTA C3 (2C256x67x8 mm)	13.400	0.800
C4 (L101x76x8 mm)	7.600	0.800
COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	15.200	0.800
C5 (L103x77x8 mm)	7.700	0.900
COMPUESTA C5 (2L103x77x8 mm)	15.400	0.900
C6 (C287x75x9 mm)	7.500	0.900
COMPUESTA C6 (2C287x75x9 mm)	15.000	0.900
C7 (L77x63.5x8 mm)	6.350	0.800
COMPUESTA C7 (2L77x63.5x8 mm)	12.700	0.800

Fuente: Elaboración propia

4.5.4. Desarrollo de Evaluación de la Subestructura

Con el fin de realizar una correcta evaluación de los miembros que forman parte de la subestructura, debe evaluarse si estos se encuentran sometidos a esfuerzos de grandes magnitudes, que posiblemente excedan los valores permitidos por el manual.

Las fórmulas que deben utilizarse para analizar si un elemento a compresión es capaz de soportar los esfuerzos y que los valores se encuentren dentro de los parámetros permitidos varían según la relación de esbeltez que se presente en esos miembros.

4.5.4.1. Evaluación de Relación de Esbeltez:

Según “AREMA”, para que un elemento no sea considerado demasiado esbelto y pueda desempeñar correctamente su función, la relación kL/r no debe exceder:

- Las columnas se encuentran sometidas principalmente a compresión, por lo que el límite de la relación de esbeltez será igual a 100.
- Las vigas de los pilares se encuentran sometidas principalmente a tensión, por lo que el límite de la relación de esbeltez será igual a 200.
- La relación de esbeltez de los arriostres no deberá exceder de 200.

a) La relación de esbeltez está definida por la fórmula:

$$\text{Esbeltez} = \frac{k \times l}{r}$$

(American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2007)

Donde:

- k = Coeficiente de reducción de la longitud, establecido según las condiciones de extremos, nudo.
El valor de “ k ” podría ser $7/8$, si se trata de miembros emperrados, o de $3/4$ en caso de elementos atornillados o soldados (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2007) - (T.15-1-11).
Para este caso, $k = 3/4$.
- L = Longitud del elemento a analizar, libre entre nudos más cercanos (en cm).
- R_y = Radio de giro respecto del eje “ y ”. (en cm).

b) El radio de giro se calcula mediante:

$$R_y = \frac{I_y}{A}$$

Donde:

- R_y = Radio de giro en el eje “ y ”. (cm)

- I_y = Momento de inercia en el eje “y”. (cm^4).
- A = Área gruesa de la sección transversal. (cm^2).

Por ejemplo, en las secciones utilizadas en los arriostres, se utilizó la siguiente tabla para calcular los valores de Área, inercia y radios de giro.

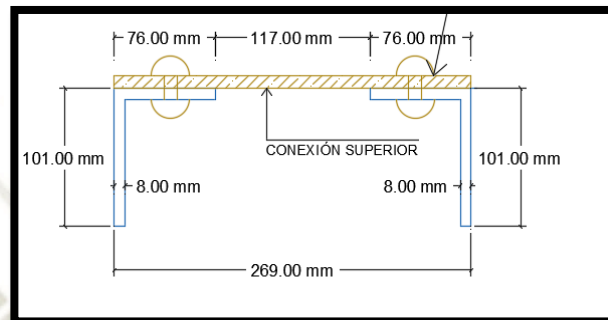


Figura 61: Arriostre en pilares, formado por sección compuesta C4

Para facilitar la obtención de área y centroide del área gruesa, se sugiere dividir la geometría en formas más simples, por ejemplo:



Figura 62: División de sección compuesta en elementos simples para cálculo de propiedades geométricas

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 60: Tabla para hallar el centroide de cada área transversal compuesta por secciones típicas.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
ITEM	b = Base (mm)	h = Altura (mm)	A = Área (mm ²)	y = Dist. horizontal del centroide al origen (mm)	z = Dist. Vertical del centroide al origen (mm)	(A)x(y) (mm ³)	(A)x(z) (mm ³)
1	8	93	744	4	43.5	2976	32364
2	76	8	608	38	96.5	23104	58672
3	76	8	608	231	97	140448	58976
4	8	93	744	265	46	197160	34224
SUMA			2704			363688	184236

yc	134.50	mm
zc	68.13	mm

Fuente: Elaboración Propia

Se fija un punto “origen” respecto del cual se toma las distancias tanto horizontal, como vertical de cada figura que forma parte del área de la sección transversal, y en las columnas “7” y “8”, se multiplica el área de cada una por la distancia respectiva, haciéndose lo mismo para ambos ejes.

Luego de haber obtenido las sumatorias de las columnas de áreas y productos “4”, “7” y “8”, ya puede obtenerse el centroide real del área compuesta, utilizando las siguientes fórmulas:

$$\bar{y} = \frac{\sum Axy}{\sum A}$$

$$\bar{z} = \frac{\sum Axz}{\sum A}$$

Donde:

- $\bar{y}$ = Centroides en dirección horizontal, para la sección transversal compuesta, desde el origen.
- $\bar{z}$ = Centroides en dirección vertical, para la sección transversal compuesta, desde el origen.
- $\sum Axy$ = Sumatoria de la columna “7”.
- $\sum Axz$ = Sumatoria de la columna “8”.

Debe obtenerse el efecto de inercia que las figuras individuales tienen en el centroide real de la sección transversal. Para ello se hará uso del teorema de los ejes paralelos. El cual indica que la inercia total producida por cada figura, debe ser la inercia en el centroide propio más el producto del área y la distancia relativa entre su centroide y el de la sección total, al cuadrado. Entonces la tabla y fórmulas utilizadas serán:

Tabla 61: Tabla para hallar inercia total, teoría de ejes paralelos. Efectos de sección compleja, compuesta de secciones típicas básicas.

(1)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
ITEM	iy (mm4)	iz (mm4)	(zc-z) (mm)	(yc-y) (mm)	Iy (mm4)	Iz (mm4)
1	536238	3968	24.63	130.50	987745.02	12674474.00
2	3243	292651	-28.37	96.50	492436.45	5954498.67
3	3243	292651	-28.87	-96.50	509834.61	5954498.67
4	536238	3968	22.13	-130.50	900754.25	12674474.00
SUMA					2890770.33	37257945.33

Fuente: Elaboración: Propia

$$I_y = i_y + A \times (\bar{z} - z)^2$$

$$I_z = i_z + A \times (\bar{y} - y)^2$$

Donde:

- $\bar{y} - y$ = Distancia horizontal relativa entre centroides. (mm o cm).
 - $\bar{z} - z$ = Distancia vertical relativa entre centroides. (mm o cm).
 - i_y = Inercia de cada ítem en el eje "y". (mm4 o cm4).
 - i_z = Inercia de cada ítem en el eje "z". (mm4 o cm4).
 - I_y = Sumatoria de la columna "13". – Inercia total respecto de "y".
 - I_z = Sumatoria de la columna "14". – Inercia total respecto de "z".
- c) Finalmente se tiene los datos necesarios para hallar el radio de giro.

$$R_y = \frac{I_y}{A}$$

$$I_y = 2890770.33 \text{ mm}^4$$

$$A = 2704.00 \text{ mm}^2$$

$Ry = 32.70 \text{ mm}^3$

Para obtener la relación de esbeltez, por ejemplo, para el “Arriostre 1”, aplicamos:

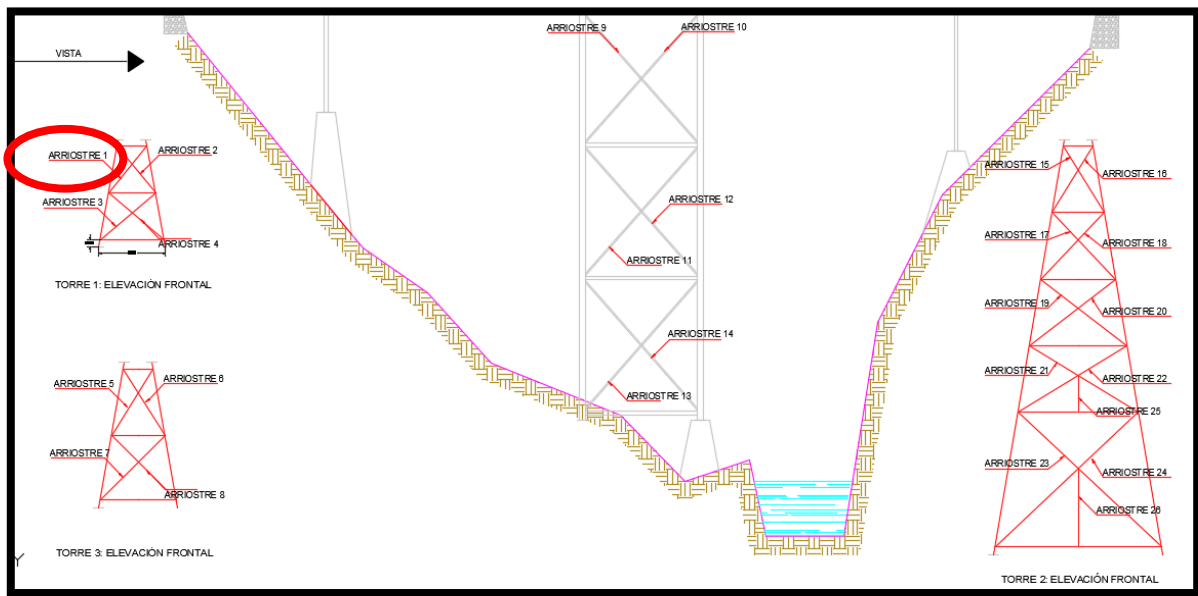


Figura 63: Ubicación de arriostre, ejemplo para hallar relación de esbeltez.

Fuente: Elaboración propia

$$E_{sbeltez} = \frac{k \times l}{R_y}$$

- $k = \frac{3}{4}$
- $l = 689.90 \text{ mm}$ – Dato de la sección, tramo se encuentra arriostrado entre perfiles principales por pequeñas placas a cada 60 cm. Aproximadamente.
- $R_y = 32.70 \text{ mm}$

***Esbeltez* = 17.94**

***Esbeltez* = 17.94 << 200**

Entonces, se cumple con no exceder el valor mínimo.

Tabla 62: Relación de Esbeltez para columnas

COLUMNAS	TIPO DE SECCIÓN	k	L (cm)	RADIO DE GIRO EN EL EJE Y (Ry) (cm)	ESBELTEZ = kL/r	MENOR A 100
COLUMNA A	COMPUESTA C6 (2C287x75x9 mm)	3/4	40.64	11.0329142	2.76	SÍ
COLUMNA B	COMPUESTA C1 (2C390x89x9 mm)	3/4	40.64	14.7120718	2.07	SÍ
COLUMNA C	COMPUESTA C1 (2C390x89x9 mm)	3/4	40.64	14.7120718	2.07	SÍ
COLUMNA D	COMPUESTA C6 (2C287x75x9 mm)	3/4	40.64	11.0329142	2.76	SÍ
COLUMNA E	COMPUESTA C6 (2C287x75x9 mm)	3/4	40.64	11.0329142	2.76	SÍ
COLUMNA F	COMPUESTA C1 (2C390x89x9 mm)	3/4	40.64	14.7120718	2.07	SÍ
COLUMNA G	COMPUESTA C1 (2C390x89x9 mm)	3/4	40.64	14.7120718	2.07	SÍ
COLUMNA H	COMPUESTA C6 (2C287x75x9 mm)	3/4	40.64	11.0329142	2.76	SÍ

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 63: Relación de Esbeltez para vigas

VIGAS	TIPO DE SECCIÓN	k	L (cm)	RADIO DE GIRO EN EL EJE Y (Ry) (cm)	ESBELTEZ = kL/r	MENOR A 200
VIGA A	COMPUESTA C5 (2L103x77x8 mm)	3/4	31.115	3.333920125	7.00	SÍ
VIGA B	COMPUESTA C5 (2L103x77x8 mm)	3/4	31.115	3.333920125	7.00	SÍ
VIGA C	COMPUESTA C2 (4L128x89x9 mm)	3/4	31.115	9.26662055	2.52	SÍ
VIGA D	COMPUESTA C5 (2L103x77x8 mm)	3/4	31.115	3.333920125	7.00	SÍ
VIGA E	COMPUESTA C5 (2L103x77x8 mm)	3/4	31.115	3.333920125	7.00	SÍ
VIGA F	COMPUESTA C2 (4L128x89x9 mm)	3/4	36.83	9.26662055	2.98	SÍ
VIGA G	COMPUESTA C3 (2C256x67x8 mm)	3/4	36.83	9.268858023	2.98	SÍ
VIGA H	COMPUESTA C3 (2C256x67x8 mm)	3/4	36.83	9.268858023	2.98	SÍ
VIGA W	COMPUESTA C3 (2C256x67x8 mm)	3/4	36.83	9.268858023	2.98	SÍ
VIGA I	COMPUESTA C3 (2C256x67x8 mm)	3/4	36.83	9.268858023	2.98	SÍ
VIGA J	COMPUESTA C3 (2C256x67x8 mm)	3/4	36.83	9.268858023	2.98	SÍ
VIGA X	COMPUESTA C3 (2C256x67x8 mm)	3/4	36.83	9.268858023	2.98	SÍ
VIGA K	COMPUESTA C5 (2L103x77x8 mm)	3/4	31.115	3.333920125	7.00	SÍ
VIGA L	COMPUESTA C5 (2L103x77x8 mm)	3/4	31.115	3.333920125	7.00	SÍ
VIGA M	COMPUESTA C5 (2L103x77x8 mm)	3/4	31.115	3.333920125	7.00	SÍ
VIGA N	COMPUESTA C2 (4L128x89x9 mm)	3/4	31.115	9.26662055	2.52	SÍ
VIGA O	COMPUESTA C2 (4L128x89x9 mm)	3/4	31.115	9.26662055	2.52	SÍ

VIGAS	TIPO DE SECCIÓN	k	L (cm)	RADIO DE GIRO EN EL EJE Y (R _y) (cm)	ESBELTEZ = kL/r	MENOR A 200
VIGA P	COMPUESTA C2 (4L128x89x9 mm)	3/4	31.115	9.26662055	2.52	SÍ
VIGA Q	COMPUESTA C5 (2L103x77x8 mm)	3/4	31.115	3.333920125	7.00	SÍ
VIGA R	COMPUESTA C5 (2L103x77x8 mm)	3/4	31.115	3.333920125	7.00	SÍ
VIGA S	COMPUESTA C5 (2L103x77x8 mm)	3/4	31.115	3.333920125	7.00	SÍ
VIGA T	COMPUESTA C2 (4L128x89x9 mm)	3/4	31.115	9.26662055	2.52	SÍ
VIGA U	COMPUESTA C2 (4L128x89x9 mm)	3/4	31.115	9.26662055	2.52	SÍ
VIGA V	COMPUESTA C2 (4L128x89x9 mm)	3/4	31.115	9.26662055	2.52	SÍ

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 64: Relación de Esbeltez para arriostres

ARRIOSTRES	TIPO DE SECCIÓN	k	L (cm)	RADIO DE GIRO EN EL EJE Y (Ry) (m)	ESBELTEZ = kL/r	MENOR A 200
ARRIOSTRE 1	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 2	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 3	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 4	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 5	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 6	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 7	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 8	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 9	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 10	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 11	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 12	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 13	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 14	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 15	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 16	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 17	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 18	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 19	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ

ARRIOSTRES	TIPO DE SECCIÓN	k	L (cm)	RADIO DE GIRO EN EL EJE Y (Ry) (m)	ESBELTEZ = kL/r	MENOR A 200
ARRIOSTRE 20	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 21	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 22	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 23	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 24	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 25	COMPUESTA C7 (2L77x63.5x8 mm)	3/4	68.99	2.407753951	21.49	SÍ
ARRIOSTRE 26	COMPUESTA C7 (2L77x63.5x8 mm)	3/4	68.99	2.407753951	21.49	SÍ
ARRIOSTRE 27	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 28	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 29	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 30	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 31	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 32	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 33	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 34	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 35	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 36	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ

ARRIOSTRES	TIPO DE SECCIÓN	k	L (cm)	RADIO DE GIRO EN EL EJE Y (Ry) (m)	ESBELTEZ = kL/r	MENOR A 200
ARRIOSTRE 37	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 38	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 39	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 40	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 41	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 42	COMPUESTA C4 (2L101x76x8 mm)	3/4	68.99	3.269666449	15.83	SÍ
ARRIOSTRE 43	COMPUESTA C7 (2L77x63.5x8 mm)	3/4	68.99	2.407753951	21.49	SÍ
ARRIOSTRE 44	COMPUESTA C7 (2L77x63.5x8 mm)	3/4	68.99	2.407753951	21.49	SÍ

Fuente: Elaboración Propia

Análisis de elementos sujetos a compresión axial, tensión axial y fatiga por tensión:

Haciendo una comparación de las magnitudes, según los resultados del programa de análisis estructuras, las fuerzas axiales más críticas se produjeron bajo la envolvente que se muestra a continuación:

Envolvente Carga Viva – Viento – Frenado:

A) $D + L + I$

B) $D + WU$

C) $D + L + I + 0.5WU + WL$

D) $D + L + I + LF$

Al realizar el análisis bajo la combinación de Carga Muerta + Sismo, esta no deriva resultados mayores a las combinaciones que incluyen la carga viva de diseño más los efectos de la misma (como las fuerzas de frenado y tracción). Tal como se explica en la sección 4.4.4. “Combinaciones de Carga”; no es recomendable incluir carga viva y carga sísmica en una sola combinación ante la probabilidad de que este evento ocurra.

El obtener mayores resultados de la combinación que incluye carga viva permite corroborar que, para este tipo de puentes y la metodología utilizada, la carga viva es el factor de mayor incidencia al momento de realizar el análisis.

4.5.4.2. Esfuerzo de Compresión Axial para Carga Viva Cooper E80:

El esfuerzo de compresión del elemento no puede exceder el mayor valor de los obtenidos mediante las siguientes ecuaciones:

a) Caso “a” → Cuando:

$$\frac{kl}{r} \leq \frac{0.629}{\sqrt{\frac{f_y}{E}}}$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.4, T.15-1-11.)

Donde:

- f_y = esfuerzo de fluencia del material (psi)
- l = longitud del tramo (pulgadas)
- r_y = radio de giro (pulgadas)
- E = módulo de elasticidad del material (psi)
- d = peralte de la sección (pulgadas)
- μ = módulo de Poisson

Para hallar los valores que delimitan el caso en el que se encuentra cada elemento de la subestructura, sabemos que:

➤ Esfuerzo de fluencia:

$$f_y = 2345.31 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 33.36 \text{ ksi}$$

➤ Módulo de elasticidad:

$$E = 1427577.05 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E = 20305.28 \text{ ksi}$$

El elemento se encuentra en el Caso “a”, si:

$$\frac{kl}{r} \leq \frac{0.629}{\sqrt{\frac{f_y}{E}}}$$

$$\frac{kl}{r} \leq \frac{0.629}{\sqrt{\frac{33.36 \text{ ksi}}{20305.28 \text{ ksi}}}}$$

$$\frac{kl}{r} \leq 15.52$$

Para el caso “a”, el esfuerzo de compresión axial debe ser menor a:

$$\sigma_c \leq 0.55 \times f_y$$

$$\sigma_c \leq 0.55 \times 33.36 \text{ ksi}$$

$$\sigma_c \leq 18347.27 \text{ psi}$$

b) Caso “b” → Cuando:

$$\frac{0.629}{\sqrt{\frac{f_y}{E}}} \leq \frac{kl}{r} \leq \frac{5.034}{\sqrt{\frac{f_y}{E}}}$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.4, T.15-1-11.)

Donde:

- f_y = esfuerzo de fluencia del material (psi)
- l = longitud del tramo (pulgadas)
- r_y = radio de giro (pulgadas)
- E = módulo de elasticidad del material (psi)
- d = peralte de la sección (pulgadas)
- μ = módulo de Poisson

Según los valores del módulo de elasticidad y del esfuerzo de fluencia, indicados en el caso anterior: El elemento se encuentra en el Caso “b”, si:

$$\frac{0.629}{\sqrt{\frac{f_y}{E}}} \leq \frac{kl}{r} \leq \frac{5.034}{\sqrt{\frac{f_y}{E}}}$$

$$\frac{0.629}{\sqrt{\frac{33.36 \text{ ksi}}{20305.28 \text{ ksi}}}} \leq \frac{kl}{r} \leq \frac{5.034}{\sqrt{\frac{33.36 \text{ ksi}}{20305.28 \text{ ksi}}}}$$

$$15.52 \leq \frac{kl}{r} \leq 124.20$$

Para el caso “b”, el esfuerzo de compresión axial debe ser menor a:

$$\sigma_c \leq 0.60 \times f_y - \left(\frac{kl}{r}\right) \times \left(17500 \times \frac{f_y}{E}\right)^{3/2}$$

$$\sigma_c \leq 0.60 \times 33358.67 \text{ psi} - \left(\frac{kl}{r}\right) \times \left(17500 \times \frac{33358.67 \text{ psi}}{20305278 \text{ psi}}\right)^{3/2}$$

$$\sigma_c \leq 20015.20 \text{ psi} - 154.16 \times \left(\frac{kl}{r}\right) \text{ psi}$$

c) Caso “c” → Cuando:

$$\frac{kl}{r} \geq \frac{5.034}{\sqrt{\frac{f_y}{E}}}$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.4, T.15-1-11.)

Donde:

- f_y = esfuerzo de fluencia del material (psi)
- l = longitud del tramo (pulgadas)
- r_y = radio de giro (pulgadas)
- E = módulo de elasticidad del material (psi)
- d = peralte de la sección (pulgadas)
- μ = módulo de Poisson

Según los valores del módulo de elasticidad y del esfuerzo de fluencia, indicados en el caso anterior: El elemento se encuentra en el Caso “c”, si:

$$\frac{kl}{r} \geq \frac{5.034}{\sqrt{\frac{33.36 \text{ ksi}}{20305.28 \text{ ksi}}}}$$

$$\frac{kl}{r} \geq 124.20$$

Para el caso “c”, el esfuerzo de compresión axial debe ser menor a:

$$\sigma_c \leq \frac{0.514 \times \pi^2 \times E}{\left(\frac{k \times l}{r}\right)^2}$$

$$\sigma_c \leq \frac{0.514 \times \pi^2 \times 20305.28 \text{ ksi}}{\left(\frac{k \times l}{r}\right)^2}$$

$$\sigma_c \leq \frac{1030008.20 \text{ ksi}}{\left(\frac{k \times l}{r}\right)^2}$$

Entonces, desarrollando la evaluación de cada elemento, se obtiene que las columnas siempre trabajan dentro del rango especificado para el caso “a”; las vigas, para el caso “b” y los arriostres, también para el caso “a”.

Por lo tanto:

✚ Para las columnas y vigas:

$$\sigma_c < 0.55 * f_y$$

$$\sigma_c < 0.55 * (33358.67 \text{ psi})$$

$$\sigma_c < 18347.27 \text{ psi}$$

$$\sigma_c < 1289.94 \text{ kgf/cm}^2$$

Donde:

- σ_c = Esfuerzo a compresión máximo permisible para la sección.

✚ Para arriostres, asumiendo un valor de $l = 68.99 \text{ cm}$ y $r = 3.27 \text{ cm}$.

$$\sigma_c < 0.60 * f_y - \left(\frac{kl}{r} \right) * \left(17500 * \frac{f_y}{E} \right)^{3/2}$$

$$\sigma_c < 0.60 * (33358.67 \text{ psi}) - \left(\frac{0.75 * 68.99 \text{ cm}}{3.27 \text{ cm}} \right) * \left(17500 * \frac{33358.67 \text{ psi}}{20305278 \text{ psi}} \right)^{3/2}$$

$$\sigma_c < 17575.703 \text{ psi}$$

$$\sigma_c < 1235.69 \text{ kgf/cm}^2$$

Resultados para esfuerzos de compresión axial:

Para efectuar el análisis, se extrae la mayor fuerza a la que está sometido un elemento, escogiéndose el valor más alto que se encuentre a lo largo de todo el perfil.

En cuanto a los esfuerzos máximos permitidos, se utiliza los que fueron especificados en la sección anterior.

En este estudio, se trabaja con secciones compuestas, pero el programa no toma en cuenta esta consideración correctamente, por lo que se opta por tomar la fuerza que comprime a cada elemento por separado y realizar los cálculos con la resultante de

estas, para lo cual, se denomina “Elemento Frontal” y “Elemento Posterior” a cada uno según las vistas en los planos.

Tabla 65: Fuerzas actuantes sobre elementos de columnas, Cooper E-80 – Compresión (en tnf)

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN COMPRESIÓN FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN COMPRESIÓN POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
COLUMNA A	-185.55	-161.77	347.32
COLUMNA B	-215.55	-198.65	414.20
COLUMNA C	-194.2	-212.07	406.27
COLUMNA D	-131.46	-139.44	270.90
COLUMNA E	-145.66	-148.50	294.16
COLUMNA F	-118.10	-213.90	332.0
COLUMNA G	-209.95	-192.99	402.94
COLUMNA H	-187.67	-170.64	358.31

Fuente: Elaboración Propia

El esfuerzo que se produce en la sección transversal, obedece a la siguiente fórmula:

$$\sigma_c = \frac{F}{A}$$

Donde:

- σ_c = Esfuerzo a compresión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de compresión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa comprimiendo la sección compuesta.
- A = Área transversal de la sección compuesta.

Tabla 66: Diagnóstico de columnas bajo esfuerzos a compresión, Cooper E-80

ELEMENTO	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m ²)	ESFUERZO POR COMPRESIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	¿CUMPLE?
COLUMNA A	1289.94	347.32	0.01144	3035.48	NO
COLUMNA B	1289.94	414.20	0.01605	2580.79	NO
COLUMNA C	1289.94	406.27	0.01605	2531.38	NO
COLUMNA D	1289.94	270.90	0.01144	2367.59	NO
COLUMNA E	1289.94	294.16	0.01144	2570.88	NO
COLUMNA F	1289.94	332.00	0.01605	2068.54	NO
COLUMNA G	1289.94	402.94	0.01605	2510.63	NO
COLUMNA H	1289.94	358.31	0.01144	3131.53	NO

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se deduce la sección mínima que debería tener el elemento para poder soportar los esfuerzos a compresión producidos por el tren de carga Cooper E-80, sin ser sobre esforzado. Se utiliza esta fórmula:

$$A_{\min} = \frac{F}{\sigma_c}$$

Donde:

- σ_c = Esfuerzo a compresión máximo permisible para la sección.
- F = Sumatoria de fuerzas de compresión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa comprimiendo la sección compuesta.
- $A_{\min}$ = Área transversal mínima requerida.

Tabla 67: Comparación entre el esfuerzo a compresión, producido en columnas por la Cooper - E-80, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA	ÁREA GRUESA SECCIÓN (cm ²)	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
COLUMNA A	NO	1289.94	347.32	129%	114.42	269.25
COLUMNA B	NO	1289.94	414.20	110%	160.49	321.10
COLUMNA C	NO	1289.94	406.27	108%	160.49	314.95
COLUMNA D	NO	1289.94	270.90	101%	114.42	210.01
COLUMNA E	NO	1289.94	294.16	110%	114.42	228.04
COLUMNA F	NO	1289.94	332.00	88%	160.49	257.37
COLUMNA G	NO	1289.94	402.94	107%	160.49	312.37
COLUMNA H	NO	1289.94	358.31	134%	114.42	277.77

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 68: Fuerzas actuantes sobre elementos de arriostres, Cooper E-80 - Compresión

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN COMPRESIÓN FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN COMPRESIÓN POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
ARRIOSTRE 1	-28.47	-28.18	56.65
ARRIOSTRE 2	-25.00	-28.57	53.57
ARRIOSTRE 3	-22.79	-19.71	42.5
ARRIOSTRE 4	-21.97	-20.65	42.62
ARRIOSTRE 5	-33.13	-29.00	62.13
ARRIOSTRE 6	-28.49	-25.15	53.64
ARRIOSTRE 7	-19.63	-22.61	42.24
ARRIOSTRE 8	-20.43	-23.80	44.23
ARRIOSTRE 9	-45.61	-24.42	70.03
ARRIOSTRE 10	-43.96	-23.08	67.04

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN COMPRESIÓN FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN COMPRESIÓN POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
ARRIOSTRE 11	-50.85	-31.77	82.62
ARRIOSTRE 12	-49.35	-31.15	80.5
ARRIOSTRE 13	-43.15	-35.64	78.79
ARRIOSTRE 14	-41.61	-34.39	76.00
ARRIOSTRE 15	-14.60	-23.00	37.6
ARRIOSTRE 16	-16.39	-21.25	37.64
ARRIOSTRE 17	-10.31	-9.38	19.69
ARRIOSTRE 18	-11.34	-8.35	19.69
ARRIOSTRE 19	-8.68	-9.23	17.91
ARRIOSTRE 20	-9.04	-9.00	18.04
ARRIOSTRE 21	-7.15	-6.95	14.1
ARRIOSTRE 22	-7.14	-6.77	13.91
ARRIOSTRE 23	-24.43	-37.28	61.71
ARRIOSTRE 24	-24.40	-37.14	61.54
ARRIOSTRE 25	-0.07	-0.91	0.98
ARRIOSTRE 26	0.00	0.00	0.00
ARRIOSTRE 27	-44.56	-22.95	67.51
ARRIOSTRE 28	-45.11	-23.67	68.78
ARRIOSTRE 29	-50.62	-31.75	82.37
ARRIOSTRE 30	-49.47	-31.22	80.69
ARRIOSTRE 31	-42.7	-35.33	78.03
ARRIOSTRE 32	-41.73	-34.67	76.40
ARRIOSTRE 33	-21.21	-15.59	36.8
ARRIOSTRE 34	-23.37	-15.04	38.41
ARRIOSTRE 35	-8.40	-11.03	19.43
ARRIOSTRE 36	-9.51	-10.52	20.03
ARRIOSTRE 37	-9.03	-8.90	17.93
ARRIOSTRE 38	-9.33	-8.77	18.1
ARRIOSTRE 39	-5.67	-8.53	14.2
ARRIOSTRE 40	-6.05	-8.68	14.73
ARRIOSTRE 41	-23.32	-38.53	61.85
ARRIOSTRE 42	-23.45	-38.35	61.8
ARRIOSTRE 43	-0.95	0	0.95
ARRIOSTRE 44	0	0	0

Fuente: Elaboración Propia

El esfuerzo que se produce en la sección transversal, obedece a la siguiente fórmula:

$$\sigma_c = \frac{F}{A}$$

Donde:

- σ_c = Esfuerzo a compresión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de compresión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa comprimiendo la sección compuesta.
- A = Área transversal de la sección compuesta.

Tabla 69: Diagnóstico de arriostres bajo esfuerzos a compresión, Cooper E-80

ELEMENTO	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m ²)	ESFUERZO POR COMPRESIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	¿CUMPLE?
ARRIOSTRE 1	1235.69496	56.65	0.00270	2095.04438	NO
ARRIOSTRE 2	1235.69496	53.57	0.00270	1981.13905	NO
ARRIOSTRE 3	1235.69496	42.5	0.00270	1571.74556	NO
ARRIOSTRE 4	1235.69496	42.62	0.00270	1576.18343	NO
ARRIOSTRE 5	1235.69496	62.13	0.00270	2297.7071	NO
ARRIOSTRE 6	1235.69496	53.64	0.00270	1983.72781	NO
ARRIOSTRE 7	1235.69496	42.24	0.00270	1562.13018	NO
ARRIOSTRE 8	1235.69496	44.23	0.00270	1635.72485	NO
ARRIOSTRE 9	1235.69496	70.03	0.00270	2589.86686	NO
ARRIOSTRE 10	1235.69496	67.04	0.00270	2479.28994	NO
ARRIOSTRE 11	1235.69496	82.62	0.00270	3055.47337	NO
ARRIOSTRE 12	1235.69496	80.5	0.00270	2977.07101	NO
ARRIOSTRE 13	1235.69496	78.79	0.00270	2913.83136	NO
ARRIOSTRE 14	1235.69496	76	0.00270	2810.65089	NO
ARRIOSTRE 15	1235.69496	37.6	0.00270	1390.53254	NO
ARRIOSTRE 16	1235.69496	37.64	0.00270	1392.01183	NO
ARRIOSTRE 17	1235.69496	19.69	0.00270	728.180473	SÍ
ARRIOSTRE 18	1235.69496	19.69	0.00270	728.180473	SÍ
ARRIOSTRE 19	1235.69496	17.91	0.00270	662.352071	SÍ

ELEMENTO	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m ²)	ESFUERZO POR COMPRESIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	¿CUMPLE?
ARRIOSTRE 20	1235.69496	18.04	0.00270	667.159763	SÍ
ARRIOSTRE 21	1235.69496	14.1	0.00270	521.449704	SÍ
ARRIOSTRE 22	1235.69496	13.91	0.00270	514.423077	SÍ
ARRIOSTRE 23	1235.69496	61.71	0.00270	2282.17456	NO
ARRIOSTRE 24	1235.69496	61.54	0.00270	2275.88757	NO
ARRIOSTRE 25	1174.2975	0.98	0.00212	46.2264151	SÍ
ARRIOSTRE 26	1174.2975	0	0.00212	0	SÍ
ARRIOSTRE 27	1235.69496	67.51	0.00270	2496.6716	NO
ARRIOSTRE 28	1235.69496	68.78	0.00270	2543.63905	NO
ARRIOSTRE 29	1235.69496	82.37	0.00270	3046.22781	NO
ARRIOSTRE 30	1235.69496	80.69	0.00270	2984.09763	NO
ARRIOSTRE 31	1235.69496	78.03	0.00270	2885.72485	NO
ARRIOSTRE 32	1235.69496	76.4	0.00270	2825.44379	NO
ARRIOSTRE 33	1235.69496	36.8	0.00270	1360.94675	NO
ARRIOSTRE 34	1235.69496	38.41	0.00270	1420.48817	NO
ARRIOSTRE 35	1235.69496	19.43	0.00270	718.565089	SÍ
ARRIOSTRE 36	1235.69496	20.03	0.00270	740.754438	SÍ
ARRIOSTRE 37	1235.69496	17.93	0.00270	663.091716	SÍ
ARRIOSTRE 38	1235.69496	18.1	0.00270	669.378698	SÍ
ARRIOSTRE 39	1235.69496	14.2	0.00270	525.147929	SÍ
ARRIOSTRE 40	1235.69496	14.73	0.00270	544.748521	SÍ
ARRIOSTRE 41	1235.69496	61.85	0.00270	2287.35207	NO
ARRIOSTRE 42	1235.69496	61.8	0.00270	2285.50296	NO
ARRIOSTRE 43	1174.2975	0.95	0.00212	44.8113208	SÍ
ARRIOSTRE 44	1174.2975	0	0.00212	0	SÍ

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se deduce la sección mínima que debería tener el elemento para poder soportar los esfuerzos a compresión producidos por el tren de carga Cooper E-80, sin ser sobre esforzado. Se utiliza esta fórmula:

$$A_{\min} = \frac{F}{\sigma_c}$$

Donde:

- σ_c = Esfuerzo a compresión máximo permisible para la sección.
- F = Sumatoria de fuerzas de compresión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa comprimiendo la sección compuesta.
- $A_{mín}$ = Área transversal mínima requerida.

Tabla 70: Comparación entre el esfuerzo a compresión en arriostres, producido por la Cooper - E-80, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA	ÁREA GRUESA SECCIÓN (cm ²)	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
ARRIOSTRE 1	NO	1235.69496	56.65	89%	27.04	45.84
ARRIOSTRE 2	NO	1235.69496	53.57	84%	27.04	43.35
ARRIOSTRE 3	NO	1235.69496	42.5	67%	27.04	34.39
ARRIOSTRE 4	NO	1235.69496	42.62	67%	27.04	34.49
ARRIOSTRE 5	NO	1235.69496	62.13	98%	27.04	50.28
ARRIOSTRE 6	NO	1235.69496	53.64	85%	27.04	43.41
ARRIOSTRE 7	NO	1235.69496	42.24	67%	27.04	34.18
ARRIOSTRE 8	NO	1235.69496	44.23	70%	27.04	35.79
ARRIOSTRE 9	NO	1235.69496	70.03	110%	27.04	56.67
ARRIOSTRE 10	NO	1235.69496	67.04	106%	27.04	54.25
ARRIOSTRE 11	NO	1235.69496	82.62	130%	27.04	66.86
ARRIOSTRE 12	NO	1235.69496	80.5	127%	27.04	65.15
ARRIOSTRE 13	NO	1235.69496	78.79	124%	27.04	63.76
ARRIOSTRE 14	NO	1235.69496	76	120%	27.04	61.50
ARRIOSTRE 15	NO	1235.69496	37.6	59%	27.04	30.43
ARRIOSTRE 16	NO	1235.69496	37.64	59%	27.04	30.46
ARRIOSTRE 17	SÍ	1235.69496	19.69	31%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 18	SÍ	1235.69496	19.69	31%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 19	SÍ	1235.69496	17.91	28%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 20	SÍ	1235.69496	18.04	28%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 21	SÍ	1235.69496	14.1	22%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 22	SÍ	1235.69496	13.91	22%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 23	NO	1235.69496	61.71	97%	27.04	49.94

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA	ÁREA GRUESA SECCIÓN (cm ²)	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
ARRIOSTRE 24	NO	1235.69496	61.54	97%	27.04	49.80
ARRIOSTRE 25	SÍ	1174.2975	0.98	2%	21.20	0.00
ARRIOSTRE 26	SÍ	1174.2975	0	0%	21.20	0.00
ARRIOSTRE 27	NO	1235.69496	67.51	106%	27.04	54.63
ARRIOSTRE 28	NO	1235.69496	68.78	108%	27.04	55.66
ARRIOSTRE 29	NO	1235.69496	82.37	130%	27.04	66.66
ARRIOSTRE 30	NO	1235.69496	80.69	127%	27.04	65.30
ARRIOSTRE 31	NO	1235.69496	78.03	123%	27.04	63.15
ARRIOSTRE 32	NO	1235.69496	76.4	120%	27.04	61.83
ARRIOSTRE 33	NO	1235.69496	36.8	58%	27.04	29.78
ARRIOSTRE 34	NO	1235.69496	38.41	61%	27.04	31.08
ARRIOSTRE 35	SÍ	1235.69496	19.43	31%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 36	SÍ	1235.69496	20.03	32%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 37	SÍ	1235.69496	17.93	28%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 38	SÍ	1235.69496	18.1	29%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 39	SÍ	1235.69496	14.2	22%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 40	SÍ	1235.69496	14.73	23%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 41	NO	1235.69496	61.85	98%	27.04	50.05
ARRIOSTRE 42	NO	1235.69496	61.8	97%	27.04	50.01
ARRIOSTRE 43	SÍ	1174.2975	0.95	2%	21.20	0.00
ARRIOSTRE 44	SÍ	1174.2975	0	0%	21.20	0.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 71: Fuerzas actuantes sobre elementos de vigas, Cooper E-80 - Compresión

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN COMPRESIÓN FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN COMPRESIÓN POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
VIGA A	-6.53	-6.54	13.07
VIGA B	0	0	0
VIGA C	-5.19	-4.92	10.11
VIGA D	-4.1	-3.66	7.76
VIGA E	0	0	0
VIGA F	-2.99	-3.52	6.51
VIGA G	-2.15	-1.89	4.04
VIGA H	0	0	0
VIGA W	-14.39	-14.07	28.46
VIGA I	-2.05	-2.2	4.25
VIGA J	-0.62	0	0.62
VIGA X	-14.38	-14.16	28.54
VIGA K	-5.01	-12.31	17.32
VIGA L	-1.12	-2.33	3.45
VIGA M	-3.58	-5.13	8.71
VIGA N	-4.78	-3.09	7.87
VIGA O	-15.87	-22.29	38.16
VIGA P	-7.93	-4.22	12.15
VIGA Q	-11.41	-5.31	16.72
VIGA R	-2.28	-1.06	3.34
VIGA S	-4.95	-3.61	8.56
VIGA T	-3.09	-4.73	7.82
VIGA U	-15.86	-25.11	40.97
VIGA V	-4.32	-7.95	12.27

Fuente: Elaboración Propia

El esfuerzo que se produce en la sección transversal, obedece a la siguiente fórmula:

$$\sigma_c = \frac{F}{A}$$

Donde:

- σ_c = Esfuerzo a compresión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de compresión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa comprimiendo la sección compuesta.
- A = Área transversal de la sección compuesta.

Tabla 72: Diagnóstico de vigas bajo esfuerzos a compresión, Cooper E-80.

ELEMENTO	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m ²)	ESFUERZO POR COMPRESIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	¿CUMPLE?
VIGA A	1289.94	13.07	0.00308	424.63	SÍ
VIGA B	1289.94	0.00	0.00308	0.00	SÍ
VIGA C	1289.94	10.11	0.00749	135.02	SÍ
VIGA D	1289.94	7.76	0.00308	252.11	SÍ
VIGA E	1289.94	0.00	0.00308	0.00	SÍ
VIGA F	1289.94	6.51	0.00749	86.94	SÍ
VIGA G	1289.94	4.04	0.00598	67.51	SÍ
VIGA H	1289.94	0.00	0.00598	0.00	SÍ
VIGA W	1289.94	28.46	0.00598	475.60	SÍ
VIGA I	1289.94	4.25	0.00598	71.02	SÍ
VIGA J	1289.94	0.62	0.00598	10.36	SÍ
VIGA X	1289.94	28.54	0.00598	476.94	SÍ
VIGA K	1289.94	17.32	0.00308	562.70	SÍ
VIGA L	1289.94	3.45	0.00308	112.09	SÍ
VIGA M	1289.94	8.71	0.00308	282.98	SÍ
VIGA N	1289.94	7.87	0.00749	105.10	SÍ
VIGA O	1289.94	38.16	0.00749	509.62	SÍ
VIGA P	1289.94	12.15	0.00749	162.26	SÍ
VIGA Q	1289.94	16.72	0.00308	543.21	SÍ
VIGA R	1289.94	3.34	0.00308	108.51	SÍ
VIGA S	1289.94	8.56	0.00308	278.10	SÍ
VIGA T	1289.94	7.82	0.00749	104.43	SÍ
VIGA U	1289.94	40.97	0.00749	547.14	SÍ
VIGA V	1289.94	12.27	0.00749	163.86	SÍ

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se deduce la sección mínima que debería tener el elemento para poder soportar los esfuerzos a compresión producidos por el tren de carga Cooper E-80, sin ser sobre esforzado. Se utiliza esta fórmula:

$$A_{mín} = \frac{F}{\sigma_c}$$

Donde:

- σ_c = Esfuerzo a compresión máximo permisible para la sección.
- F = Sumatoria de fuerzas de compresión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa comprimiendo la sección compuesta.
- $A_{mín}$ = Área transversal mínima requerida.

Tabla 73: Comparación entre el esfuerzo a compresión en vigas, producido por la Cooper - E-80, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA	ÁREA GRUESA SECCIÓN (cm ²)	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
VIGA A	SÍ	1289.94	13.07	18%	30.78	0.00
VIGA B	SÍ	1289.94	0.00	0%	30.78	0.00
VIGA C	SÍ	1289.94	10.11	6%	74.88	0.00
VIGA D	SÍ	1289.94	7.76	11%	30.78	0.00
VIGA E	SÍ	1289.94	0.00	0%	30.78	0.00
VIGA F	SÍ	1289.94	6.51	4%	74.88	0.00
VIGA G	SÍ	1289.94	4.04	3%	59.84	0.00
VIGA H	SÍ	1289.94	0.00	0%	59.84	0.00
VIGA W	SÍ	1289.94	28.46	20%	59.84	0.00
VIGA I	SÍ	1289.94	4.25	3%	59.84	0.00
VIGA J	SÍ	1289.94	0.62	0%	59.84	0.00
VIGA X	SÍ	1289.94	28.54	20%	59.84	0.00
VIGA K	SÍ	1289.94	17.32	24%	30.78	0.00
VIGA L	SÍ	1289.94	3.45	5%	30.78	0.00
VIGA M	SÍ	1289.94	8.71	12%	30.78	0.00
VIGA N	SÍ	1289.94	7.87	4%	74.88	0.00

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA	ÁREA GRUESA SECCIÓN (cm ²)	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
VIGA O	SÍ	1289.94	38.16	22%	74.88	0.00
VIGA P	SÍ	1289.94	12.15	7%	74.88	0.00
VIGA Q	SÍ	1289.94	16.72	23%	30.78	0.00
VIGA R	SÍ	1289.94	3.34	5%	30.78	0.00
VIGA S	SÍ	1289.94	8.56	12%	30.78	0.00
VIGA T	SÍ	1289.94	7.82	4%	74.88	0.00
VIGA U	SÍ	1289.94	40.97	23%	74.88	0.00
VIGA V	SÍ	1289.94	12.27	7%	74.88	0.00

Fuente: Elaboración Propia

COMENTARIOS:

- ✓ Se puede observar, que en la mayoría de casos de columnas y arriostres, el esfuerzo actuante por la Cooper E-80 es prácticamente el doble del esfuerzo permisible, plantear un reforzamiento para incrementar las secciones, sería poco viable y tal vez innecesario, teniendo en cuenta que las cargas máximas que por ahí transitan, tienen un efecto similar al que produciría una Cooper E-40, una locomotora con efectos de menor magnitud que los de este análisis.
- ✓ En los cuadros de comparación de esfuerzos y áreas mínimas requeridas, solamente se calcula las áreas para los elementos que necesitarían ser reforzados.

4.5.4.3. Esfuerzo de Tensión Axial para Carga Viva Cooper E80:

Según AREMA, para la correcta evaluación de tensión axial en acero estructural, también debe efectuarse los cálculos haciendo uso del área gruesa de la sección transversal, y el esfuerzo no debe ser mayor a:

$$\sigma_t \leq 0.55 * f_y$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.4, T.15-1-11.)

Donde:

- f_y = esfuerzo de fluencia del material del elemento
- σ_t = esfuerzo de tensión en el elemento

Desarrollando la fórmula, para los elementos de columnas, vigas y arriostres, se obtiene que el esfuerzo de tensión no debe ser mayor a:

$$\sigma_t \leq 0.55 * f_y$$

$$\sigma_t \leq 0.55 * 2345.31 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_t \leq 1289.92 \text{ kgf/cm}^2$$

Resultados del análisis de esfuerzos de tensión:

Para efectuar el análisis, se extrae la mayor fuerza de tracción a la que está sometido un elemento, escogiéndose el valor más alto que se encuentre a lo largo de todo el perfil.

En cuanto a los esfuerzos máximos permitidos, la máxima tensión permitida será de $\sigma_t \leq 1289.92 \text{ kgf/cm}^2$.

En este estudio, se trabaja con secciones compuestas, pero el programa no toma en cuenta esta consideración correctamente, por lo que se opta por tomar la fuerza que produce tracción en cada elemento por separado y realizar los cálculos con la resultante de estas, para lo cual, se denomina “Elemento Frontal” y “Elemento Posterior” a cada uno según las vistas en los planos.

Tabla 74: Fuerzas actuantes sobre elementos de columnas, Cooper E-80 – Tensión (en tnf)

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
COLUMNA A	66.06	74.61	140.67
COLUMNA B	117.47	100.41	217.88
COLUMNA C	102.2	119.37	221.57
COLUMNA D	39.13	49.27	88.4
COLUMNA E	37.53	43.43	80.96
COLUMNA F	101.54	195.22	296.76
COLUMNA G	121.07	104.05	225.12
COLUMNA H	67.93	69.24	137.17

Fuente: Elaboración Propia

El esfuerzo de tensión de un elemento, que se produce en la sección transversal, se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$\sigma_t = \frac{F}{A}$$

$$\sigma_t = \frac{\text{Fuerza Axial de Tensión}}{\text{Área Gruesa}}$$

Donde:

- σ_t = Esfuerzo de tensión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de tensión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que hace que la sección compuesta actúe a tracción.
- A = Área transversal de la sección compuesta

Tabla 75: Diagnóstico de columnas bajo esfuerzos a tensión, Cooper E-80

ELEMENTO	ESFUERZO DE TENSION PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m ²)	ESFUERZO POR TENSION AXIAL (kgf/cm ²)	¿CUMPLE?
COLUMNA A	1289.92	140.67	0.01144	1229.42	SÍ
COLUMNA B	1289.92	217.88	0.01605	1357.56	NO
COLUMNA C	1289.92	221.57	0.01605	1380.56	NO
COLUMNA D	1289.92	88.40	0.01144	772.59	SÍ
COLUMNA E	1289.92	80.96	0.01144	707.57	SÍ
COLUMNA F	1289.92	296.76	0.01605	1849.05	NO
COLUMNA G	1289.92	225.12	0.01605	1402.67	NO
COLUMNA H	1289.92	137.17	0.01144	1198.83	SÍ

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se deduce la sección mínima que debería tener el elemento para poder resistir la tensión que produce el tren de carga Cooper E-80, sin ser sobre esforzado.

Se utiliza esta fórmula:

$$A_{\min} = \frac{F}{\sigma_t}$$

Donde:

- σ_t = Esfuerzo de tensión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de tensión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa que hace que la sección compuesta actúe a tracción.
- $A_{\min}$ = Área transversal mínima requerida.

Tabla 76: Comparación entre el esfuerzo de tensión, producido en columnas por la carga Cooper - E-80, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE TENSIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% esf. actuante vs esf. de fluencia	ÁREA GRUESA SECCIÓN (cm ²)	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
COLUMNA A	SÍ	1289.92	140.67	52%	114.42	0
COLUMNA B	NO	1289.92	217.88	58%	160.4934	0
COLUMNA C	NO	1289.92	221.57	59%	160.4934	0
COLUMNA D	SÍ	1289.92	88.40	33%	114.42	0
COLUMNA E	SÍ	1289.92	80.96	30%	114.42	0
COLUMNA F	NO	1289.92	296.76	79%	160.49	175.87
COLUMNA G	NO	1289.92	225.12	60%	160.49	0
COLUMNA H	SÍ	1289.92	137.17	51%	114.42	0

Tabla 77: Fuerzas actuantes sobre elementos de arriostres, Cooper E-80 - Tensión

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
ARRIOSTRE 1	10	9.73	19.73
ARRIOSTRE 2	9.55	10.38	19.93
ARRIOSTRE 3	7.48	7.49	14.97
ARRIOSTRE 4	8.6	7.4	16
ARRIOSTRE 5	6.93	5.38	12.31
ARRIOSTRE 6	5.42	5.72	11.14
ARRIOSTRE 7	5.23	5.69	10.92

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
ARRIOSTRE 8	4.11	5.22	9.33
ARRIOSTRE 9	40.73	19.42	60.15
ARRIOSTRE 10	40.66	19.28	59.94
ARRIOSTRE 11	38.46	20.75	59.21
ARRIOSTRE 12	38.26	20.34	58.6
ARRIOSTRE 13	29.92	24.22	54.14
ARRIOSTRE 14	29.58	23.91	53.49
ARRIOSTRE 15	2.25	7.01	9.26
ARRIOSTRE 16	1.2	7.94	9.14
ARRIOSTRE 17	2.91	0.63	3.54
ARRIOSTRE 18	2.46	1.1	3.56
ARRIOSTRE 19	3.56	4.13	7.69
ARRIOSTRE 20	3.37	4.15	7.52
ARRIOSTRE 21	2.92	1.2	4.12
ARRIOSTRE 22	2.82	1.21	4.03
ARRIOSTRE 23	14.55	31.14	45.69
ARRIOSTRE 24	14.67	30.99	45.66
ARRIOSTRE 25	0.25	1.24	1.49
ARRIOSTRE 26	7.4	63.55	70.95
ARRIOSTRE 27	39.89	19.14	59.03
ARRIOSTRE 28	41.64	19.94	61.58
ARRIOSTRE 29	38.61	20.8	59.41
ARRIOSTRE 30	38.37	20.87	59.24
ARRIOSTRE 31	30.23	24.47	54.7

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
ARRIOSTRE 32	29.76	24.07	53.83
ARRIOSTRE 33	8.19	1.7	9.89
ARRIOSTRE 34	6.34	1.43	7.77
ARRIOSTRE 35	1.21	2.63	3.84
ARRIOSTRE 36	0.54	2.54	3.08
ARRIOSTRE 37	4.34	3.44	7.78
ARRIOSTRE 38	4.31	3.37	7.68
ARRIOSTRE 39	1.27	2.86	4.13
ARRIOSTRE 40	1.15	2.87	4.02
ARRIOSTRE 41	15.48	33.49	48.97
ARRIOSTRE 42	15.29	33.3	48.59
ARRIOSTRE 43	1.13	0.37	1.5
ARRIOSTRE 44	8.17	67.31	75.48

Fuente: Elaboración Propia

El esfuerzo de tensión de un elemento, que se produce en la sección transversal, se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$\sigma_t = \frac{F}{A}$$

$$\sigma_t = \frac{\text{Fuerza Axial de Tensión}}{\text{Área Gruesa}}$$

Donde:

- σ_t = Esfuerzo de tensión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de tensión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que hace que la sección compuesta actúe a tracción.
- A = Área transversal de la sección compuesta.

Tabla 78: Diagnóstico de arriostres bajo esfuerzos de tensión, Cooper E-80

ELEMENTO	ESFUERZO DE TENSIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m ²)	ESFUERZO POR TENSIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	¿CUMPLE?
ARRIOSTRE 1	1289.92	19.73	0.00270	729.66	SÍ
ARRIOSTRE 2	1289.92	19.93	0.00270	737.06	SÍ
ARRIOSTRE 3	1289.92	14.97	0.00270	553.62	SÍ
ARRIOSTRE 4	1289.92	16.00	0.00270	591.72	SÍ
ARRIOSTRE 5	1289.92	12.31	0.00270	455.25	SÍ
ARRIOSTRE 6	1289.92	11.14	0.00270	411.98	SÍ
ARRIOSTRE 7	1289.92	10.92	0.00270	403.85	SÍ
ARRIOSTRE 8	1289.92	9.33	0.00270	345.04	SÍ
ARRIOSTRE 9	1289.92	60.15	0.00270	2224.48	NO
ARRIOSTRE 10	1289.92	59.94	0.00270	2216.72	NO
ARRIOSTRE 11	1289.92	59.21	0.00270	2189.72	NO
ARRIOSTRE 12	1289.92	58.60	0.00270	2167.16	NO
ARRIOSTRE 13	1289.92	54.14	0.00270	2002.22	NO
ARRIOSTRE 14	1289.92	53.49	0.00270	1978.18	NO
ARRIOSTRE 15	1289.92	9.26	0.00270	342.46	SÍ
ARRIOSTRE 16	1289.92	9.14	0.00270	338.02	SÍ
ARRIOSTRE 17	1289.92	3.54	0.00270	130.92	SÍ
ARRIOSTRE 18	1289.92	3.56	0.00270	131.66	SÍ
ARRIOSTRE 19	1289.92	7.69	0.00270	284.39	SÍ
ARRIOSTRE 20	1289.92	7.52	0.00270	278.11	SÍ
ARRIOSTRE 21	1289.92	4.12	0.00270	152.37	SÍ
ARRIOSTRE 22	1289.92	4.03	0.00270	149.04	SÍ
ARRIOSTRE 23	1289.92	45.69	0.00270	1689.72	NO

ELEMENTO	ESFUERZO DE TENSIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m ²)	ESFUERZO POR TENSIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	¿CUMPLE?
ARRIOSTRE 24	1289.92	45.66	0.00270	1688.61	NO
ARRIOSTRE 25	1289.92	1.49	0.00212	70.28	SÍ
ARRIOSTRE 26	1289.92	70.95	0.00212	3346.70	NO
ARRIOSTRE 27	1289.92	59.03	0.00270	2183.06	NO
ARRIOSTRE 28	1289.92	61.58	0.00270	2277.37	NO
ARRIOSTRE 29	1289.92	59.41	0.00270	2197.12	NO
ARRIOSTRE 30	1289.92	59.24	0.00270	2190.83	NO
ARRIOSTRE 31	1289.92	54.70	0.00270	2022.93	NO
ARRIOSTRE 32	1289.92	53.83	0.00270	1990.75	NO
ARRIOSTRE 33	1289.92	9.89	0.00270	365.75	SÍ
ARRIOSTRE 34	1289.92	7.77	0.00270	287.35	SÍ
ARRIOSTRE 35	1289.92	3.84	0.00270	142.01	SÍ
ARRIOSTRE 36	1289.92	3.08	0.00270	113.91	SÍ
ARRIOSTRE 37	1289.92	7.78	0.00270	287.72	SÍ
ARRIOSTRE 38	1289.92	7.68	0.00270	284.02	SÍ
ARRIOSTRE 39	1289.92	4.13	0.00270	152.74	SÍ
ARRIOSTRE 40	1289.92	4.02	0.00270	148.67	SÍ
ARRIOSTRE 41	1289.92	48.97	0.00270	1811.02	NO
ARRIOSTRE 42	1289.92	48.59	0.00270	1796.97	NO
ARRIOSTRE 43	1289.92	1.50	0.00212	70.75	SÍ
ARRIOSTRE 44	1289.92	75.48	0.00212	3560.38	NO

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se deduce la sección mínima que debería tener el elemento para poder soportar los esfuerzos de tensión producidos por el tren de carga Cooper E-80, sin ser sobre esforzado. Se utiliza esta fórmula:

$$A_{\min} = \frac{F}{\sigma_t}$$

Donde:

- σ_t = Esfuerzo de tensión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de tensión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa que hace que la sección compuesta actúe a tracción.
- $A_{\min}$ = Área transversal mínima requerida.

Tabla 79: Comparación entre el esfuerzo de tensión en arriostres, producido por la carga Cooper E-80, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE TENSIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tmf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLENCIA	ÁREA GRUESA SECCIÓN (cm ²)	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
ARRIOSTRE 1	SÍ	1289.92	19.73	31%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 2	SÍ	1289.92	19.93	31%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 3	SÍ	1289.92	14.97	24%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 4	SÍ	1289.92	16.00	25%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 5	SÍ	1289.92	12.31	19%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 6	SÍ	1289.92	11.14	18%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 7	SÍ	1289.92	10.92	17%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 8	SÍ	1289.92	9.33	15%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 9	NO	1289.92	60.15	95%	27.04	35.65
ARRIOSTRE 10	NO	1289.92	59.94	95%	27.04	35.52
ARRIOSTRE 11	NO	1289.92	59.21	93%	27.04	35.09
ARRIOSTRE 12	NO	1289.92	58.60	92%	27.04	34.73

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE TENSIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (mf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA	ÁREA GRUESA SECCIÓN (cm ²)	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
ARRIOSTRE 13	NO	1289.92	54.14	85%	27.04	32.09
ARRIOSTRE 14	NO	1289.92	53.49	84%	27.04	31.70
ARRIOSTRE 15	SÍ	1289.92	9.26	15%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 16	SÍ	1289.92	9.14	14%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 17	SÍ	1289.92	3.54	6%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 18	SÍ	1289.92	3.56	6%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 19	SÍ	1289.92	7.69	12%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 20	SÍ	1289.92	7.52	12%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 21	SÍ	1289.92	4.12	6%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 22	SÍ	1289.92	4.03	6%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 23	NO	1289.92	45.69	72%	27.04	27.08
ARRIOSTRE 24	NO	1289.92	45.66	72%	27.04	27.06
ARRIOSTRE 25	SÍ	1289.92	1.49	3%	21.2	0.00
ARRIOSTRE 26	NO	1289.92	70.95	143%	21.2	42.05
ARRIOSTRE 27	NO	1289.92	59.03	93%	27.04	34.98
ARRIOSTRE 28	NO	1289.92	61.58	97%	27.04	36.50
ARRIOSTRE 29	NO	1289.92	59.41	94%	27.04	35.21
ARRIOSTRE 30	NO	1289.92	59.24	93%	27.04	35.11
ARRIOSTRE 31	NO	1289.92	54.70	86%	27.04	32.42
ARRIOSTRE 32	NO	1289.92	53.83	85%	27.04	31.90
ARRIOSTRE 33	SÍ	1289.92	9.89	16%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 34	SÍ	1289.92	7.77	12%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 35	SÍ	1289.92	3.84	6%	27.04	0.00

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE TENSION PERMISIBLE (kg/cm2)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA	ÁREA GRUESA SECCIÓN (cm2)	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm2) - necesita cambiarse
ARRIOSTRE 36	SÍ	1289.92	3.08	5%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 37	SÍ	1289.92	7.78	12%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 38	SÍ	1289.92	7.68	12%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 39	SÍ	1289.92	4.13	7%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 40	SÍ	1289.92	4.02	6%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 41	NO	1289.92	48.97	77%	27.04	29.02
ARRIOSTRE 42	NO	1289.92	48.59	77%	27.04	28.80
ARRIOSTRE 43	SÍ	1289.92	1.50	3%	21.2	0.00
ARRIOSTRE 44	NO	1289.92	75.48	152%	21.2	44.73

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 80: Fuerzas actuantes sobre elementos de vigas, Cooper E-80 - Tensión

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSION FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSION POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
VIGA A	17.84	20.31	38.15
VIGA B	18.26	18.05	36.31
VIGA C	14.31	12.58	26.89
VIGA D	17.86	15.82	33.68
VIGA E	19.1	19.7	38.8
VIGA F	11.13	12.9	24.03
VIGA G	12.95	12.79	25.74
VIGA H	14.36	14.84	29.2
VIGA W	21.9	22.01	43.91

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSION FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSION POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
VIGA I	12.73	12.31	25.04
VIGA J	14.14	14.68	28.82
VIGA X	21.5	21.49	42.99
VIGA K	16.56	20.05	36.61
VIGA L	13.16	14.8	27.96
VIGA M	13.14	13.87	27.01
VIGA N	12.44	10.63	23.07
VIGA O	20.68	19.68	40.36
VIGA P	19.82	17.79	37.61
VIGA Q	20.19	15.58	35.77
VIGA R	14.81	13.2	28.01
VIGA S	13.69	13.07	26.76
VIGA T	10.56	12.54	23.1
VIGA U	19.72	20.63	40.35
VIGA V	14.94	22.13	37.07

Fuente: Elaboración Propia

El esfuerzo de tensión de un elemento, que se produce en la sección transversal, se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$\sigma_t = \frac{F}{A}$$

$$\sigma_t = \frac{\text{Fuerza Axial de Tensión}}{\text{Área Gruesa}}$$

Donde:

- σ_t = Esfuerzo de tensión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de tensión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que hace que la sección compuesta actúe a tracción.
- A = Área transversal de la sección compuesta.

Tabla 81: Diagnóstico de vigas bajo esfuerzos de tensión, Cooper E-80

ELEMENTO	ESFUERZO DE TENSIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m ²)	ESFUERZO POR TENSIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	¿CUMPLE?
VIGA A	1289.92	38.15	0.00308	1239.4412	SÍ
VIGA B	1289.92	36.31	0.00308	1179.66212	SÍ
VIGA C	1289.92	26.89	0.00749	359.107906	SÍ
VIGA D	1289.92	33.68	0.00308	1094.21702	SÍ
VIGA E	1289.92	38.80	0.00308	1260.5588	SÍ
VIGA F	1289.92	24.03	0.00749	320.913462	SÍ
VIGA G	1289.92	25.74	0.00598	430.147059	SÍ
VIGA H	1289.92	29.20	0.00598	487.967914	SÍ
VIGA W	1289.92	43.91	0.00598	733.790107	SÍ
VIGA I	1289.92	25.04	0.00598	418.449198	SÍ
VIGA J	1289.92	28.82	0.00598	481.617647	SÍ
VIGA X	1289.92	42.99	0.00598	718.415775	SÍ
VIGA K	1289.92	36.61	0.00308	1189.40871	SÍ
VIGA L	1289.92	27.96	0.00308	908.382066	SÍ
VIGA M	1289.92	27.01	0.00308	877.517869	SÍ
VIGA N	1289.92	23.07	0.00749	308.092949	SÍ
VIGA O	1289.92	40.36	0.00749	538.995726	SÍ
VIGA P	1289.92	37.61	0.00749	502.270299	SÍ
VIGA Q	1289.92	35.77	0.00308	1162.11826	SÍ
VIGA R	1289.92	28.01	0.00308	910.006498	SÍ
VIGA S	1289.92	26.76	0.00308	869.395712	SÍ
VIGA T	1289.92	23.10	0.00749	308.49359	SÍ
VIGA U	1289.92	40.35	0.00749	538.862179	SÍ
VIGA V	1289.92	37.07	0.00749	495.058761	SÍ

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se deduce la sección mínima que debería tener el elemento para poder soportar los esfuerzos de tensión producidos por el tren de carga Cooper E-80, sin ser sobre esforzado. Se utiliza esta fórmula:

$$A_{\min} = \frac{F}{\sigma_t}$$

Donde:

- σ_t = Esfuerzo de tensión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de tensión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa que hace que la sección compuesta actúe a tracción.
- Amín = Área transversal mínima requerida.

Tabla 82: Comparación entre el esfuerzo de tensión en vigas, producido por la carga Cooper E-80, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE TENSIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA	ÁREA GRUESA SECCIÓN (cm ²)	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
VIGA A	SÍ	1289.92	38.15	53%	30.78	0.00
VIGA B	SÍ	1289.92	36.31	50%	30.78	0.00
VIGA C	SÍ	1289.92	26.89	15%	74.88	0.00
VIGA D	SÍ	1289.92	33.68	47%	30.78	0.00
VIGA E	SÍ	1289.92	38.80	54%	30.78	0.00
VIGA F	SÍ	1289.92	24.03	14%	74.88	0.00
VIGA G	SÍ	1289.92	25.74	18%	59.84	0.00
VIGA H	SÍ	1289.92	29.20	21%	59.84	0.00
VIGA W	SÍ	1289.92	43.91	31%	59.84	0.00
VIGA I	SÍ	1289.92	25.04	18%	59.84	0.00
VIGA J	SÍ	1289.92	28.82	21%	59.84	0.00
VIGA X	SÍ	1289.92	42.99	31%	59.84	0.00
VIGA K	SÍ	1289.92	36.61	51%	30.78	0.00
VIGA L	SÍ	1289.92	27.96	39%	30.78	0.00
VIGA M	SÍ	1289.92	27.01	37%	30.78	0.00
VIGA N	SÍ	1289.92	23.07	13%	74.88	0.00
VIGA O	SÍ	1289.92	40.36	23%	74.88	0.00
VIGA P	SÍ	1289.92	37.61	21%	74.88	0.00
VIGA Q	SÍ	1289.92	35.77	50%	30.78	0.00
VIGA R	SÍ	1289.92	28.01	39%	30.78	0.00
VIGA S	SÍ	1289.92	26.76	37%	30.78	0.00
VIGA T	SÍ	1289.92	23.10	13%	74.88	0.00
VIGA U	SÍ	1289.92	40.35	23%	74.88	0.00
VIGA V	SÍ	1289.92	37.07	21%	74.88	0.00

Fuente: Elaboración Propia

4.5.4.4. Esfuerzo de fatiga para miembros sujetos a tensión axial para Carga Viva Cooper E80:

Para fatiga en miembros que trabajan bajo esfuerzos de tensión axial en acero estructural, el esfuerzo no debe ser mayor a:

$$\sigma_t \leq 24 \text{ ksi}$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.4, T.15-1-11.)

Donde:

- σ_t = esfuerzo de fatiga, máximo permisible de tensión, para el elemento

$$\sigma_t \leq 24 \text{ ksi}$$

$$\sigma_t \leq 1687.34 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resultados del análisis de esfuerzos de fatiga por tensión:

Para este análisis, en necesario utilizar los valores con los que se realizó el análisis de esfuerzos por tensión, desarrollado en la sección previa. En cuanto a los esfuerzos máximos permitidos, la máxima tensión permitida será de:

$$\sigma_t \leq 1687.34 \text{ kgf/cm}^2.$$

Se trabaja bajo las mismas consideraciones que en cálculos realizados anteriormente.

Tabla 83: Diagnóstico de columnas bajo esfuerzos de fatiga por tensión, Cooper E-80

ELEMENTO	ESFUERZO POR TENSIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	ESFUERZO DE FATIGA MÁXIMO (kg/cm ²)	¿CUMPLE? (FATIGA)	% esf. actuante vs esf. de fluencia	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
COLUMNA A	1229.42	1687.34	SÍ	52%	0.00
COLUMNA B	1357.56	1687.34	SÍ	58%	0.00
COLUMNA C	1380.56	1687.34	SÍ	59%	0.00
COLUMNA D	772.59	1687.34	SÍ	33%	0.00
COLUMNA E	707.57	1687.34	SÍ	30%	0.00
COLUMNA F	1849.05	1687.34	NO	79%	175.87
COLUMNA G	1402.67	1687.34	SÍ	60%	0.00
COLUMNA H	1198.83	1687.34	SÍ	51%	0.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 84: Diagnóstico de arriostres bajo esfuerzos fatiga por tensión, Cooper E-80

ELEMENTO	ESFUERZO POR TENSIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	ESFUERZO DE FATIGA MÁXIMO (kg/cm ²)	¿CUMPLE? (FATIGA)	% esf. actuante vs esf. de fluencia	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
ARRIOSTRE 1	729.66	1687.34	SÍ	31%	0.00
ARRIOSTRE 2	737.06	1687.34	SÍ	31%	0.00
ARRIOSTRE 3	553.62	1687.34	SÍ	24%	0.00
ARRIOSTRE 4	591.72	1687.34	SÍ	25%	0.00
ARRIOSTRE 5	455.25	1687.34	SÍ	19%	0.00
ARRIOSTRE 6	411.98	1687.34	SÍ	18%	0.00
ARRIOSTRE 7	403.85	1687.34	SÍ	17%	0.00
ARRIOSTRE 8	345.04	1687.34	SÍ	15%	0.00
ARRIOSTRE 9	2224.48	1687.34	NO	95%	35.65
ARRIOSTRE 10	2216.72	1687.34	NO	95%	35.52
ARRIOSTRE 11	2189.72	1687.34	NO	93%	35.09
ARRIOSTRE 12	2167.16	1687.34	NO	92%	34.73
ARRIOSTRE 13	2002.22	1687.34	NO	85%	32.09
ARRIOSTRE 14	1978.18	1687.34	NO	84%	31.70
ARRIOSTRE 15	342.46	1687.34	SÍ	15%	0.00
ARRIOSTRE 16	338.02	1687.34	SÍ	14%	0.00
ARRIOSTRE 17	130.92	1687.34	SÍ	6%	0.00
ARRIOSTRE 18	131.66	1687.34	SÍ	6%	0.00
ARRIOSTRE 19	284.39	1687.34	SÍ	12%	0.00
ARRIOSTRE 20	278.11	1687.34	SÍ	12%	0.00
ARRIOSTRE 21	152.37	1687.34	SÍ	6%	0.00
ARRIOSTRE 22	149.04	1687.34	SÍ	6%	0.00
ARRIOSTRE 23	1689.72	1687.34	NO	72%	27.08
ARRIOSTRE 24	1688.61	1687.34	NO	72%	27.06
ARRIOSTRE 25	70.28	1687.34	SÍ	3%	0.00
ARRIOSTRE 26	3346.70	1687.34	NO	143%	42.05
ARRIOSTRE 27	2183.06	1687.34	NO	93%	34.98
ARRIOSTRE 28	2277.37	1687.34	NO	97%	36.50
ARRIOSTRE 29	2197.12	1687.34	NO	94%	35.21
ARRIOSTRE 30	2190.83	1687.34	NO	93%	35.11
ARRIOSTRE 31	2022.93	1687.34	NO	86%	32.42
ARRIOSTRE 32	1990.75	1687.34	NO	85%	31.90
ARRIOSTRE 33	365.75	1687.34	SÍ	16%	0.00

ELEMENTO	ESFUERZO POR TENSION AXIAL (kgf/cm ²)	ESFUERZO DE FATIGA MÁXIMO (kg/cm ²)	¿CUMPLE? (FATIGA)	% esf. actuante vs esf. de fluencia	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
ARRIOSTRE 34	287.35	1687.34	SÍ	12%	0.00
ARRIOSTRE 35	142.01	1687.34	SÍ	6%	0.00
ARRIOSTRE 36	113.91	1687.34	SÍ	5%	0.00
ARRIOSTRE 37	287.72	1687.34	SÍ	12%	0.00
ARRIOSTRE 38	284.02	1687.34	SÍ	12%	0.00
ARRIOSTRE 39	152.74	1687.34	SÍ	7%	0.00
ARRIOSTRE 40	148.67	1687.34	SÍ	6%	0.00
ARRIOSTRE 41	1811.02	1687.34	NO	77%	29.02
ARRIOSTRE 42	1796.97	1687.34	NO	77%	28.80
ARRIOSTRE 43	70.75	1687.34	SÍ	3%	0.00
ARRIOSTRE 44	3560.38	1687.34	NO	152%	44.73

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 85: Diagnóstico de vigas bajo esfuerzos fatiga por tensión, Cooper E-80

ELEMENTO	ESFUERZO POR TENSION AXIAL (kgf/cm ²)	ESFUERZO DE FATIGA MÁXIMO (kg/cm ²)	¿CUMPLE? (FATIGA)	% esf. actuante vs esf. de fluencia	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
VIGA A	1239.44	1687.34	SÍ	53%	0.00
VIGA B	1179.66	1687.34	SÍ	50%	0.00
VIGA C	359.11	1687.34	SÍ	15%	0.00
VIGA D	1094.22	1687.34	SÍ	47%	0.00
VIGA E	1260.56	1687.34	SÍ	54%	0.00
VIGA F	320.91	1687.34	SÍ	14%	0.00
VIGA G	430.15	1687.34	SÍ	18%	0.00
VIGA H	487.97	1687.34	SÍ	21%	0.00
VIGA W	733.79	1687.34	SÍ	31%	0.00
VIGA I	418.45	1687.34	SÍ	18%	0.00
VIGA J	481.62	1687.34	SÍ	21%	0.00
VIGA X	718.42	1687.34	SÍ	31%	0.00
VIGA K	1189.41	1687.34	SÍ	51%	0.00
VIGA L	908.38	1687.34	SÍ	39%	0.00

ELEMENTO	ESFUERZO POR TENSIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	ESFUERZO DE FATIGA MÁXIMO (kg/cm ²)	¿CUMPLE? (FATIGA)	% esf. actuante vs esf. de fluencia	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
VIGA M	877.52	1687.34	SÍ	37%	0.00
VIGA N	308.09	1687.34	SÍ	13%	0.00
VIGA O	539.00	1687.34	SÍ	23%	0.00
VIGA P	502.27	1687.34	SÍ	21%	0.00
VIGA Q	1162.12	1687.34	SÍ	50%	0.00
VIGA R	910.01	1687.34	SÍ	39%	0.00
VIGA S	869.40	1687.34	SÍ	37%	0.00
VIGA T	308.49	1687.34	SÍ	13%	0.00
VIGA U	538.86	1687.34	SÍ	23%	0.00
VIGA V	495.06	1687.34	SÍ	21%	0.00

Fuente: Elaboración Propia

COMENTARIO:

Según los resultados obtenidos para la comprobación de la geometría de las secciones y su comportamiento frente a esfuerzos de compresión, tensión y fatiga, se observa que la mayoría de secciones y elementos funcionarían de un modo óptimo frente a las sollicitaciones producidas por un tren de carga “Cooper E-80” o similar magnitud, en tensión; sin embargo, para compresión, las secciones deberían ser reforzadas y en algunos casos el área requerida para continuar trabajando dentro de los parámetros estipulados como valores permisibles, es del doble de la existente. Debido a esto, se propone realizar el análisis de los esfuerzos, para respuestas ante cargas bajo las que el puente trabaja actualmente.

4.5.4.5. Esfuerzo de Compresión Axial para Carga Viva: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos:

Para efectuar el análisis, se extrae la mayor fuerza a la que está sometido un elemento, escogiéndose el valor más alto que se encuentre a lo largo de todo el perfil.

En cuanto a los esfuerzos máximos permitidos, se utiliza los que fueron especificados en la sección anterior.

Resultados del análisis de esfuerzos de compresión:

Se toma en cuenta todas las consideraciones explicadas previamente en cuanto al análisis con la resultante de fuerzas en elementos posterior y frontal.

Tabla 86: Fuerzas actuantes sobre elementos de columnas, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos –
Compresión (en tnf)

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN COMPRESIÓN FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN COMPRESIÓN POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
COLUMNA A	-66.92	-61.24	128.16
COLUMNA B	-106.3	-97.31	203.61
COLUMNA C	-96.92	-105.86	202.78
COLUMNA D	-60.62	-66.86	127.48
COLUMNA E	-65.13	-71.62	136.75
COLUMNA F	-97.08	-106.07	203.15
COLUMNA G	-104.73	-95.9	200.63
COLUMNA H	-73.59	-69.87	143.46

Fuente: Elaboración Propia

El esfuerzo que se produce en la sección transversal, obedece a la siguiente fórmula:

$$\sigma_c = \frac{F}{A}$$

Donde:

- σ_c = Esfuerzo a compresión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de compresión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa comprimiendo la sección compuesta.
- A = Área transversal de la sección compuesta.

Tabla 87: Diagnóstico de columnas bajo esfuerzos a compresión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

ELEMENTO	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m ²)	ESFUERZO POR COMPRESIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	¿CUMPLE?
COLUMNA A	1289.94	128.16	0.01144	1120.08	SÍ
COLUMNA B	1289.94	203.61	0.01605	1268.65	SÍ
COLUMNA C	1289.94	202.78	0.01605	1263.48	SÍ
COLUMNA D	1289.94	127.48	0.01144	1114.14	SÍ
COLUMNA E	1289.94	136.75	0.01144	1195.16	SÍ
COLUMNA F	1289.94	203.15	0.01605	1265.78	SÍ
COLUMNA G	1289.94	200.63	0.01605	1250.08	SÍ
COLUMNA H	1289.94	143.46	0.01144	1253.80	SÍ

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se deduce la sección mínima que debería tener el elemento para poder soportar los esfuerzos a compresión producidos por el tren de carga Locomotoras GT42 + 18 planos, sin ser sobre esforzado. Se utiliza esta fórmula:

$$A_{\min} = \frac{F}{\sigma_c}$$

Donde:

- σ_c = Esfuerzo a compresión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de compresión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa comprimiendo la sección compuesta.
- A = Área transversal de la sección compuesta.

Tabla 88: Comparación entre el esfuerzo a compresión, producido en columnas por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA	ÁREA GRUESA SECCIÓN (cm ²)	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
COLUMNA A	SÍ	1289.94	128.16	48%	114.42	0
COLUMNA B	SÍ	1289.94	203.61	54%	160.4934	0
COLUMNA C	SÍ	1289.94	202.78	54%	160.4934	0
COLUMNA D	SÍ	1289.94	127.48	48%	114.42	0
COLUMNA E	SÍ	1289.94	136.75	51%	114.42	0
COLUMNA F	SÍ	1289.94	203.15	54%	160.4934	0
COLUMNA G	SÍ	1289.94	200.63	53%	160.4934	0
COLUMNA H	SÍ	1289.94	143.46	53%	114.42	0

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 89: Fuerzas actuantes sobre elementos de arriostres, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos - Compresión (en tnf)

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN COMPRESIÓN FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN COMPRESIÓN POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
ARRIOSTRE 1	-13.27	-13	26.27
ARRIOSTRE 2	-12.06	-13.24	25.3
ARRIOSTRE 3	-11.42	-10.02	21.44
ARRIOSTRE 4	-10.04	-9.55	19.59
ARRIOSTRE 5	-15.26	-14.16	29.42
ARRIOSTRE 6	-13.06	-13.77	26.83
ARRIOSTRE 7	-10.07	-11.63	21.7
ARRIOSTRE 8	-9.79	-11.1	20.89
ARRIOSTRE 9	-23.26	-12.15	35.41
ARRIOSTRE 10	-22.17	-11.53	33.7
ARRIOSTRE 11	-25.29	-16.01	41.3

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN COMPRESIÓN FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN COMPRESIÓN POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
ARRIOSTRE 12	-25.01	-15.85	40.86
ARRIOSTRE 13	-21.53	-17.59	39.12
ARRIOSTRE 14	-21.1	-17.26	38.36
ARRIOSTRE 15	-8.28	-10.98	19.26
ARRIOSTRE 16	-9.25	-11.25	20.5
ARRIOSTRE 17	-5.16	-5.93	11.09
ARRIOSTRE 18	-5.6	-5.04	10.64
ARRIOSTRE 19	-4.36	-4.62	8.98
ARRIOSTRE 20	-4.53	-4.7	9.23
ARRIOSTRE 21	-3.53	-3.48	7.01
ARRIOSTRE 22	-3.6	-3.48	7.08
ARRIOSTRE 23	-12.44	-21.63	34.07
ARRIOSTRE 24	-12.19	-21.34	33.53
ARRIOSTRE 25	0	-0.36	0.36
ARRIOSTRE 26	0	0	0
ARRIOSTRE 27	-22.64	-11.87	34.51
ARRIOSTRE 28	-22.59	-11.83	34.42
ARRIOSTRE 29	-25.07	-15.91	40.98
ARRIOSTRE 30	-25.07	-15.86	40.93
ARRIOSTRE 31	-21.29	-17.47	38.76
ARRIOSTRE 32	-21.08	-17.31	38.39
ARRIOSTRE 33	-10.66	-8.5	19.16
ARRIOSTRE 34	-11.42	-8.75	20.17
ARRIOSTRE 35	-4.83	-5.37	10.2
ARRIOSTRE 36	-5.16	-5.29	10.45
ARRIOSTRE 37	-4.58	-4.37	8.95
ARRIOSTRE 38	-4.79	-4.48	9.27
ARRIOSTRE 39	-2.82	-4.24	7.06
ARRIOSTRE 40	-2.99	-4.39	7.38
ARRIOSTRE 41	-11.68	-20.76	32.44
ARRIOSTRE 42	-11.77	-20.64	32.41
ARRIOSTRE 43	-0.37	-2.8	3.17
ARRIOSTRE 44	0	0	0

Fuente: Elaboración Propia

El esfuerzo que se produce en la sección transversal, obedece a la siguiente fórmula:

$$\sigma_c = \frac{F}{A}$$

Donde:

- σ_c = Esfuerzo a compresión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de compresión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa comprimiendo la sección compuesta.
- A = Área transversal de la sección compuesta.

Tabla 90: Diagnóstico de arriostres bajo esfuerzos a compresión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

ELEMENTO	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m ²)	ESFUERZO POR COMPRESIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	¿CUMPLE?
ARRIOSTRE 1	1235.69	26.27	0.00270	971.52	SÍ
ARRIOSTRE 2	1235.69	25.30	0.00270	935.65	SÍ
ARRIOSTRE 3	1235.69	21.44	0.00270	792.90	SÍ
ARRIOSTRE 4	1235.69	19.59	0.00270	724.48	SÍ
ARRIOSTRE 5	1235.69	29.42	0.00270	1088.02	SÍ
ARRIOSTRE 6	1235.69	26.83	0.00270	992.23	SÍ
ARRIOSTRE 7	1235.69	21.70	0.00270	802.51	SÍ
ARRIOSTRE 8	1235.69	20.89	0.00270	772.56	SÍ
ARRIOSTRE 9	1235.69	35.41	0.00270	1309.54	NO
ARRIOSTRE 10	1235.69	33.70	0.00270	1246.30	NO
ARRIOSTRE 11	1235.69	41.30	0.00270	1527.37	NO
ARRIOSTRE 12	1235.69	40.86	0.00270	1511.09	NO
ARRIOSTRE 13	1235.69	39.12	0.00270	1446.75	NO
ARRIOSTRE 14	1235.69	38.36	0.00270	1418.64	NO
ARRIOSTRE 15	1235.69	19.26	0.00270	712.28	SÍ
ARRIOSTRE 16	1235.69	20.50	0.00270	758.14	SÍ
ARRIOSTRE 17	1235.69	11.09	0.00270	410.13	SÍ
ARRIOSTRE 18	1235.69	10.64	0.00270	393.49	SÍ
ARRIOSTRE 19	1235.69	8.98	0.00270	332.10	SÍ
ARRIOSTRE 20	1235.69	9.23	0.00270	341.35	SÍ
ARRIOSTRE 21	1235.69	7.01	0.00270	259.25	SÍ
ARRIOSTRE 22	1235.69	7.08	0.00270	261.83	SÍ

ELEMENTO	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m ²)	ESFUERZO POR COMPRESIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	¿CUMPLE?
ARRIOSTRE 23	1235.69	34.07	0.00270	1259.99	NO
ARRIOSTRE 24	1235.69	33.53	0.00270	1240.01	NO
ARRIOSTRE 25	1174.30	0.36	0.00212	16.98	SÍ
ARRIOSTRE 26	1174.30	0.00	0.00212	0.00	SÍ
ARRIOSTRE 27	1235.69	34.51	0.00270	1276.26	NO
ARRIOSTRE 28	1235.69	34.42	0.00270	1272.93	NO
ARRIOSTRE 29	1235.69	40.98	0.00270	1515.53	NO
ARRIOSTRE 30	1235.69	40.93	0.00270	1513.68	NO
ARRIOSTRE 31	1235.69	38.76	0.00270	1433.43	NO
ARRIOSTRE 32	1235.69	38.39	0.00270	1419.75	NO
ARRIOSTRE 33	1235.69	19.16	0.00270	708.58	SÍ
ARRIOSTRE 34	1235.69	20.17	0.00270	745.93	SÍ
ARRIOSTRE 35	1235.69	10.20	0.00270	377.22	SÍ
ARRIOSTRE 36	1235.69	10.45	0.00270	386.46	SÍ
ARRIOSTRE 37	1235.69	8.95	0.00270	330.99	SÍ
ARRIOSTRE 38	1235.69	9.27	0.00270	342.83	SÍ
ARRIOSTRE 39	1235.69	7.06	0.00270	261.09	SÍ
ARRIOSTRE 40	1235.69	7.38	0.00270	272.93	SÍ
ARRIOSTRE 41	1235.69	32.44	0.00270	1199.70	SÍ
ARRIOSTRE 42	1235.69	32.41	0.00270	1198.59	SÍ
ARRIOSTRE 43	1174.30	3.17	0.00212	149.53	SÍ
ARRIOSTRE 44	1174.30	0.00	0.00212	0.00	SÍ

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se deduce la sección mínima que debería tener el elemento para poder soportar los esfuerzos a compresión producidos por el tren de carga de 2 Locomotoras GT42 + 18 planos, sin ser sobre esforzado. Se utiliza esta fórmula:

$$A_{mín} = \frac{F}{\sigma_c}$$

Donde:

- σ_c = Esfuerzo a compresión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de compresión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa comprimiendo la sección compuesta.

- A = Área transversal de la sección compuesta.

Tabla 91: Comparación entre el esfuerzo a compresión en arriostres, producido por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA	ÁREA GRUESA SECCIÓN (cm ²)	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
ARRIOSTRE 1	SÍ	1235.69	26.27	41%	27.04	0
ARRIOSTRE 2	SÍ	1235.69	25.30	40%	27.04	0
ARRIOSTRE 3	SÍ	1235.69	21.44	34%	27.04	0
ARRIOSTRE 4	SÍ	1235.69	19.59	31%	27.04	0
ARRIOSTRE 5	SÍ	1235.69	29.42	46%	27.04	0
ARRIOSTRE 6	SÍ	1235.69	26.83	42%	27.04	0
ARRIOSTRE 7	SÍ	1235.69	21.70	34%	27.04	0
ARRIOSTRE 8	SÍ	1235.69	20.89	33%	27.04	0
ARRIOSTRE 9	NO	1235.69	35.41	56%	27.04	28.6559395
ARRIOSTRE 10	NO	1235.69	33.70	53%	27.04	27.2721028
ARRIOSTRE 11	NO	1235.69	41.30	65%	27.04	33.4224881
ARRIOSTRE 12	NO	1235.69	40.86	64%	27.04	33.0664131
ARRIOSTRE 13	NO	1235.69	39.12	62%	27.04	31.6582986
ARRIOSTRE 14	NO	1235.69	38.36	60%	27.04	31.0432601
ARRIOSTRE 15	SÍ	1235.69	19.26	30%	27.04	0
ARRIOSTRE 16	SÍ	1235.69	20.50	32%	27.04	0
ARRIOSTRE 17	SÍ	1235.69	11.09	17%	27.04	0
ARRIOSTRE 18	SÍ	1235.69	10.64	17%	27.04	0
ARRIOSTRE 19	SÍ	1235.69	8.98	14%	27.04	0
ARRIOSTRE 20	SÍ	1235.69	9.23	15%	27.04	0
ARRIOSTRE 21	SÍ	1235.69	7.01	11%	27.04	0
ARRIOSTRE 22	SÍ	1235.69	7.08	11%	27.04	0
ARRIOSTRE 23	NO	1235.69	34.07	54%	27.04	27.5715295
ARRIOSTRE 24	NO	1235.69	33.53	53%	27.04	27.1345284
ARRIOSTRE 25	SÍ	1174.30	0.36	1%	21.2	0
ARRIOSTRE 26	SÍ	1174.30	0.00	0%	21.2	0
ARRIOSTRE 27	NO	1235.69	34.51	54%	27.04	27.9276044
ARRIOSTRE 28	NO	1235.69	34.42	54%	27.04	27.8547709
ARRIOSTRE 29	NO	1235.69	40.98	65%	27.04	33.1635245
ARRIOSTRE 30	NO	1235.69	40.93	65%	27.04	33.1230614
ARRIOSTRE 31	NO	1235.69	38.76	61%	27.04	31.3669646
ARRIOSTRE 32	NO	1235.69	38.39	61%	27.04	31.0675379
ARRIOSTRE 33	SÍ	1235.69	19.16	30%	27.04	0
ARRIOSTRE 34	SÍ	1235.69	20.17	32%	27.04	0
ARRIOSTRE 35	SÍ	1235.69	10.20	16%	27.04	0
ARRIOSTRE 36	SÍ	1235.69	10.45	16%	27.04	0
ARRIOSTRE 37	SÍ	1235.69	8.95	14%	27.04	0
ARRIOSTRE 38	SÍ	1235.69	9.27	15%	27.04	0

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA	ÁREA GRUESA SECCIÓN (cm ²)	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
ARRIOSTRE 39	SÍ	1235.69	7.06	11%	27.04	0
ARRIOSTRE 40	SÍ	1235.69	7.38	12%	27.04	0
ARRIOSTRE 41	SÍ	1235.69	32.44	51%	27.04	0
ARRIOSTRE 42	SÍ	1235.69	32.41	51%	27.04	0
ARRIOSTRE 43	SÍ	1174.30	3.17	6%	21.2	0
ARRIOSTRE 44	SÍ	1174.30	0.00	0%	21.2	0

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 92: Fuerzas actuantes sobre elementos de vigas, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos - Compresión

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN COMPRESIÓN FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN COMPRESIÓN POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
VIGA A	-2.08	-2.48	4.56
VIGA B	0	0	0
VIGA C	-2.13	-2.2	4.33
VIGA D	-1.43	-1.27	2.7
VIGA E	0	0	0
VIGA F	-1.15	-1.33	2.48
VIGA G	0	0	0
VIGA H	0	0	0
VIGA W	-6.86	-6.54	13.4
VIGA I	-0.65	-0.55	1.2
VIGA J	-0.29	0	0.29
VIGA X	-6.86	-6.61	13.47
VIGA K	-2.21	-5.15	7.36
VIGA L	0	0	0
VIGA M	-1.34	-2.25	3.59
VIGA N	-2.06	-1.23	3.29
VIGA O	-7.87	-13.35	21.22
VIGA P	-3.67	-1.95	5.62
VIGA Q	-5.14	-3.7	8.84
VIGA R	-0.49	0	0.49
VIGA S	-2.15	-1.32	3.47
VIGA T	-1.23	-2.01	3.24
VIGA U	-8.27	-13.62	21.89
VIGA V	-1.35	-3.68	5.03

Fuente: Elaboración Propia

El esfuerzo que se produce en la sección transversal, obedece a la siguiente fórmula:

$$\sigma_c = \frac{F}{A}$$

Donde:

- σ_c = Esfuerzo a compresión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de compresión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa comprimiendo la sección compuesta.
- A = Área transversal de la sección compuesta.

Tabla 93: Diagnóstico de vigas bajo esfuerzos a compresión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

ELEMENTO	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m ²)	ESFUERZO POR COMPRESIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	¿CUMPLE?
VIGA A	1289.94	4.56	0.00308	148.15	SÍ
VIGA B	1289.94	0.00	0.00308	0.00	SÍ
VIGA C	1289.94	4.33	0.00749	57.83	SÍ
VIGA D	1289.94	2.70	0.00308	87.72	SÍ
VIGA E	1289.94	0.00	0.00308	0.00	SÍ
VIGA F	1289.94	2.48	0.00749	33.12	SÍ
VIGA G	1289.94	0.00	0.00598	0.00	SÍ
VIGA H	1289.94	0.00	0.00598	0.00	SÍ
VIGA W	1289.94	13.40	0.00598	223.93	SÍ
VIGA I	1289.94	1.20	0.00598	20.05	SÍ
VIGA J	1289.94	0.29	0.00598	4.85	SÍ
VIGA X	1289.94	13.47	0.00598	225.10	SÍ
VIGA K	1289.94	7.36	0.00308	239.12	SÍ
VIGA L	1289.94	0.00	0.00308	0.00	SÍ
VIGA M	1289.94	3.59	0.00308	116.63	SÍ
VIGA N	1289.94	3.29	0.00749	43.94	SÍ
VIGA O	1289.94	21.22	0.00749	283.39	SÍ
VIGA P	1289.94	5.62	0.00749	75.05	SÍ
VIGA Q	1289.94	8.84	0.00308	287.20	SÍ
VIGA R	1289.94	0.49	0.00308	15.92	SÍ
VIGA S	1289.94	3.47	0.00308	112.74	SÍ

ELEMENTO	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m ²)	ESFUERZO POR COMPRESIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	¿CUMPLE?
VIGA T	1289.94	3.24	0.00749	43.27	SÍ
VIGA U	1289.94	21.89	0.00749	292.33	SÍ
VIGA V	1289.94	5.03	0.00749	67.17	SÍ

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se deduce la sección mínima que debería tener el elemento para poder soportar los esfuerzos a compresión producidos por el tren de carga 2 Locomotoras GT42 + 18 planos, sin ser sobre esforzado. Se utiliza esta fórmula:

$$A_{\min} = \frac{F}{\sigma_c}$$

Donde:

- σ_c = Esfuerzo a compresión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de compresión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa comprimiendo la sección compuesta.
- A = Área transversal de la sección compuesta.

Tabla 94: Comparación entre el esfuerzo a compresión en vigas, producido por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA	ÁREA GRUESA SECCIÓN (cm ²)	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
VIGA A	SÍ	1289.94	4.56	6%	30.78	0.00
VIGA B	SÍ	1289.94	0.00	0%	30.78	0.00
VIGA C	SÍ	1289.94	4.33	2%	74.88	0.00
VIGA D	SÍ	1289.94	2.70	4%	30.78	0.00
VIGA E	SÍ	1289.94	0.00	0%	30.78	0.00
VIGA F	SÍ	1289.94	2.48	1%	74.88	0.00
VIGA G	SÍ	1289.94	0.00	0%	59.84	0.00
VIGA H	SÍ	1289.94	0.00	0%	59.84	0.00

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA	ÁREA GRUESA SECCIÓN (cm ²)	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
VIGA W	SÍ	1289.94	13.40	10%	59.84	0.00
VIGA I	SÍ	1289.94	1.20	1%	59.84	0.00
VIGA J	SÍ	1289.94	0.29	0%	59.84	0.00
VIGA X	SÍ	1289.94	13.47	10%	59.84	0.00
VIGA K	SÍ	1289.94	7.36	10%	30.78	0.00
VIGA L	SÍ	1289.94	0.00	0%	30.78	0.00
VIGA M	SÍ	1289.94	3.59	5%	30.78	0.00
VIGA N	SÍ	1289.94	3.29	2%	74.88	0.00
VIGA O	SÍ	1289.94	21.22	12%	74.88	0.00
VIGA P	SÍ	1289.94	5.62	3%	74.88	0.00
VIGA Q	SÍ	1289.94	8.84	12%	30.78	0.00
VIGA R	SÍ	1289.94	0.49	1%	30.78	0.00
VIGA S	SÍ	1289.94	3.47	5%	30.78	0.00
VIGA T	SÍ	1289.94	3.24	2%	74.88	0.00
VIGA U	SÍ	1289.94	21.89	12%	74.88	0.00
VIGA V	SÍ	1289.94	5.03	3%	74.88	0.00

Fuente: Elaboración Propia

COMENTARIO:

Se puede observar que, para columnas y vigas, las dimensiones del puente trabajan bien y no están resistiendo cargas mayores que impliquen un riesgo en su funcionamiento; sin embargo, los arriostres ubicados en la parte inferior del pilar central sí trabajan resistiendo un esfuerzo mayor al permitido, llegando a trabajar, en algunos casos hasta con el 60 % del esfuerzo de fluencia.

4.5.4.6. Esfuerzo de Tensión Axial para Carga Viva: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

Según AREMA, para la correcta evaluación de tensión axial en acero estructural, también debe efectuarse los cálculos haciendo uso del área gruesa de la sección transversal, y el esfuerzo no debe ser mayor a:

$$\sigma_t \leq 0.55 * f_y, \text{ (Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.4, T.15-1-11.)}$$

Donde:

- f_y = esfuerzo de fluencia del material del elemento
- σ_t = esfuerzo de tensión en el elemento

Desarrollando la fórmula, para los elementos de columnas, vigas y arriostres, se obtiene que el esfuerzo de tensión no debe ser mayor a:

$$\sigma_t \leq 0.55 * f_y$$

$$\sigma_t \leq 0.55 * 2345.31 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_t \leq 1289.92 \text{ kgf/cm}^2$$

Resultados del análisis de esfuerzos de tensión

Para efectuar el análisis, se extrae la mayor fuerza de tracción a la que está sometido un elemento, escogiéndose el valor más alto que se encuentre a lo largo de todo el perfil.

En cuanto a los esfuerzos máximos permitidos, la máxima tensión permitida será de:

$$\sigma_t \leq 1289.92 \text{ kgf/cm}^2.$$

Se toma en cuenta todas las consideraciones explicadas previamente en cuanto al análisis con la resultante de fuerzas en elementos posterior y frontal.

Tabla 95: Fuerzas actuantes sobre elementos de columnas, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos - Tensión

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
COLUMNA A	38.63	40.39	79.02
COLUMNA B	53.27	45	98.27
COLUMNA C	45.91	54.26	100.17
COLUMNA D	14.89	15.83	30.72
COLUMNA E	15.06	16.32	31.38
COLUMNA F	45.78	53.89	99.67
COLUMNA G	55.28	47.03	102.31
COLUMNA H	40.16	30.56	70.72

Fuente: Elaboración Propia

El esfuerzo de tensión de un elemento, que se produce en la sección transversal, se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$\sigma_t = \frac{F}{A}$$

$$\sigma_t = \frac{\text{Fuerza Axial de Tensión}}{\text{Área Gruesa}}$$

Donde:

- σ_c = Esfuerzo a compresión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de compresión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa comprimiendo la sección compuesta.
- A = Área transversal de la sección compuesta.

Tabla 96: Diagnóstico de columnas bajo esfuerzos de tensión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

ELEMENTO	ESFUERZO DE TENSIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m ²)	ESFUERZO POR TENSIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	¿CUMPLE?
COLUMNA A	1289.92	79.02	0.01144	690.61	SÍ
COLUMNA B	1289.92	98.27	0.01605	612.30	SÍ
COLUMNA C	1289.92	100.17	0.01605	624.14	SÍ
COLUMNA D	1289.92	30.72	0.01144	268.48	SÍ
COLUMNA E	1289.92	31.38	0.01144	274.25	SÍ
COLUMNA F	1289.92	99.67	0.01605	621.02	SÍ
COLUMNA G	1289.92	102.31	0.01605	637.47	SÍ
COLUMNA H	1289.92	70.72	0.01144	618.07	SÍ

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se deduce la sección mínima que debería tener el elemento para poder resistir la tensión que produce el tren de carga Cooper E-80, sin ser sobre esforzado. Se utiliza esta fórmula:

$$A_{\min} = \frac{F}{\sigma_t}$$

Donde:

- σ_c = Esfuerzo a compresión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de compresión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa comprimiendo la sección compuesta.
- A = Área transversal de la sección compuesta.

Tabla 97: Comparación entre el esfuerzo de tensión, producido en columnas por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE TENSIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA	ÁREA GRUESA SECCIÓN (cm ²)	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
COLUMNA A	SÍ	1289.92	79.02	29%	114.42	0.00
COLUMNA B	SÍ	1289.92	98.27	26%	160.4934	0.00
COLUMNA C	SÍ	1289.92	100.17	27%	160.4934	0.00
COLUMNA D	SÍ	1289.92	30.72	11%	114.42	0.00
COLUMNA E	SÍ	1289.92	31.38	12%	114.42	0.00
COLUMNA F	SÍ	1289.92	99.67	26%	160.4934	0.00
COLUMNA G	SÍ	1289.92	102.31	27%	160.4934	0.00
COLUMNA H	SÍ	1289.92	70.72	26%	114.42	0.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 98: Fuerzas actuantes sobre elementos de arriostres, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos - Tensión

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
ARRIOSTRE 1	3.82	3.93	7.75
ARRIOSTRE 2	3.9	4.29	8.19
ARRIOSTRE 3	2.92	3.73	6.65
ARRIOSTRE 4	3.19	3.21	6.4
ARRIOSTRE 5	1.98	1.68	3.66
ARRIOSTRE 6	2.78	2.22	5

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUST O (tnf)
ARRIOSTRE 7	1.31	1.69	3
ARRIOSTRE 8	1.92	2.03	3.95
ARRIOSTRE 9	20.27	9.68	29.95
ARRIOSTRE 10	20.55	9.67	30.22
ARRIOSTRE 11	18.73	9.83	28.56
ARRIOSTRE 12	18.62	9.6	28.22
ARRIOSTRE 13	14.38	11.6	25.98
ARRIOSTRE 14	14.2	11.43	25.63
ARRIOSTRE 15	1.87	2.96	4.83
ARRIOSTRE 16	1.05	3.08	4.13
ARRIOSTRE 17	1.08	0.52	1.6
ARRIOSTRE 18	0.76	0.66	1.42
ARRIOSTRE 19	1.68	1.85	3.53
ARRIOSTRE 20	1.41	1.79	3.2
ARRIOSTRE 21	1.37	0.34	1.71
ARRIOSTRE 22	1.24	0.27	1.51
ARRIOSTRE 23	7.51	19.54	27.05
ARRIOSTRE 24	7.56	19.41	26.97
ARRIOSTRE 25	0.21	0.73	0.94
ARRIOSTRE 26	5.12	43.55	48.67
ARRIOSTRE 27	19.94	9.55	29.49
ARRIOSTRE 28	21.1	10.02	31.12
ARRIOSTRE 29	18.82	9.85	28.67
ARRIOSTRE 30	18.7	9.92	28.62
ARRIOSTRE 31	14.55	11.67	26.22
ARRIOSTRE 32	14.32	11.53	25.85
ARRIOSTRE 33	3.67	1.58	5.25
ARRIOSTRE 34	2.41	1.19	3.6
ARRIOSTRE 35	0.88	0.97	1.85
ARRIOSTRE 36	0.4	0.78	1.18
ARRIOSTRE 37	1.95	1.56	3.51
ARRIOSTRE 38	1.75	1.41	3.16
ARRIOSTRE 39	0.36	1.31	1.67
ARRIOSTRE 40	0.24	1.26	1.5
ARRIOSTRE 41	8.02	18.92	26.94
ARRIOSTRE 42	7.9	18.8	26.7
ARRIOSTRE 43	0.66	0.29	0.95
ARRIOSTRE 44	5.07	40.97	46.04

Fuente: Elaboración Propia

El esfuerzo de tensión de un elemento, que se produce en la sección transversal, se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$\sigma_t = \frac{F}{A}$$

$$\sigma_t = \frac{\text{Fuerza Axial de Tensión}}{\text{Área Gruesa}}$$

Donde:

- σ_c = Esfuerzo a compresión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de compresión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa comprimiendo la sección compuesta.
- A = Área transversal de la sección compuesta.

Tabla 99: Diagnóstico de arriostres bajo esfuerzos de tensión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

ELEMENTO	ESFUERZO DE TENSIÓN PERMISIBLE (kg/cm2)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m2)	ESFUERZO POR TENSIÓN AXIAL (kg/cm2)	¿CUMPLE?
ARRIOSTRE 1	1289.92	7.75	0.00270	286.61	SÍ
ARRIOSTRE 2	1289.92	8.19	0.00270	302.88	SÍ
ARRIOSTRE 3	1289.92	6.65	0.00270	245.93	SÍ
ARRIOSTRE 4	1289.92	6.40	0.00270	236.69	SÍ
ARRIOSTRE 5	1289.92	3.66	0.00270	135.36	SÍ
ARRIOSTRE 6	1289.92	5.00	0.00270	184.91	SÍ
ARRIOSTRE 7	1289.92	3.00	0.00270	110.95	SÍ
ARRIOSTRE 8	1289.92	3.95	0.00270	146.08	SÍ
ARRIOSTRE 9	1289.92	29.95	0.00270	1107.62	SÍ
ARRIOSTRE 10	1289.92	30.22	0.00270	1117.60	SÍ
ARRIOSTRE 11	1289.92	28.56	0.00270	1056.21	SÍ
ARRIOSTRE 12	1289.92	28.22	0.00270	1043.64	SÍ
ARRIOSTRE 13	1289.92	25.98	0.00270	960.80	SÍ
ARRIOSTRE 14	1289.92	25.63	0.00270	947.86	SÍ
ARRIOSTRE 15	1289.92	4.83	0.00270	178.62	SÍ
ARRIOSTRE 16	1289.92	4.13	0.00270	152.74	SÍ
ARRIOSTRE 17	1289.92	1.60	0.00270	59.17	SÍ
ARRIOSTRE 18	1289.92	1.42	0.00270	52.51	SÍ

ELEMENTO	ESFUERZO DE TENSION PERMISIBLE (kg/cm2)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m2)	ESFUERZO POR TENSION AXIAL (kgf/cm2)	¿CUMPLE?
ARRIOSTRE 19	1289.92	3.53	0.00270	130.55	SÍ
ARRIOSTRE 20	1289.92	3.20	0.00270	118.34	SÍ
ARRIOSTRE 21	1289.92	1.71	0.00270	63.24	SÍ
ARRIOSTRE 22	1289.92	1.51	0.00270	55.84	SÍ
ARRIOSTRE 23	1289.92	27.05	0.00270	1000.37	SÍ
ARRIOSTRE 24	1289.92	26.97	0.00270	997.41	SÍ
ARRIOSTRE 25	1289.92	0.94	0.00212	44.34	SÍ
ARRIOSTRE 26	1289.92	48.67	0.00212	2295.75	NO
ARRIOSTRE 27	1289.92	29.49	0.00270	1090.61	SÍ
ARRIOSTRE 28	1289.92	31.12	0.00270	1150.89	SÍ
ARRIOSTRE 29	1289.92	28.67	0.00270	1060.28	SÍ
ARRIOSTRE 30	1289.92	28.62	0.00270	1058.43	SÍ
ARRIOSTRE 31	1289.92	26.22	0.00270	969.67	SÍ
ARRIOSTRE 32	1289.92	25.85	0.00270	955.99	SÍ
ARRIOSTRE 33	1289.92	5.25	0.00270	194.16	SÍ
ARRIOSTRE 34	1289.92	3.60	0.00270	133.14	SÍ
ARRIOSTRE 35	1289.92	1.85	0.00270	68.42	SÍ
ARRIOSTRE 36	1289.92	1.18	0.00270	43.64	SÍ
ARRIOSTRE 37	1289.92	3.51	0.00270	129.81	SÍ
ARRIOSTRE 38	1289.92	3.16	0.00270	116.86	SÍ
ARRIOSTRE 39	1289.92	1.67	0.00270	61.76	SÍ
ARRIOSTRE 40	1289.92	1.50	0.00270	55.47	SÍ
ARRIOSTRE 41	1289.92	26.94	0.00270	996.30	SÍ
ARRIOSTRE 42	1289.92	26.70	0.00270	987.43	SÍ
ARRIOSTRE 43	1289.92	0.95	0.00212	44.81	SÍ
ARRIOSTRE 44	1289.92	46.04	0.00212	2171.70	NO

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se deduce la sección mínima que debería tener el elemento para poder soportar los esfuerzos de tensión producidos por el tren de carga 2 Locomotoras GT42 + 18 planos, sin ser sobre esforzado. Se utiliza esta fórmula:

$$A_{min} = \frac{F}{\sigma_t}$$

Donde:

- σ_c = Esfuerzo a compresión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de compresión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa comprimiendo la sección compuesta.
- A = Área transversal de la sección compuesta.

Tabla 100: Comparación entre el esfuerzo de tensión en arriostres, producido por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE TENSION PERMISIBLE (kg/cm2)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA	ÁREA GRUESA SECCIÓN (cm2)	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm2) - necesita cambiarse
ARRIOSTRE 1	SÍ	1289.92	7.75	12%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 2	SÍ	1289.92	8.19	13%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 3	SÍ	1289.92	6.65	10%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 4	SÍ	1289.92	6.40	10%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 5	SÍ	1289.92	3.66	6%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 6	SÍ	1289.92	5.00	8%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 7	SÍ	1289.92	3.00	5%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 8	SÍ	1289.92	3.95	6%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 9	SÍ	1289.92	29.95	47%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 10	SÍ	1289.92	30.22	48%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 11	SÍ	1289.92	28.56	45%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 12	SÍ	1289.92	28.22	44%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 13	SÍ	1289.92	25.98	41%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 14	SÍ	1289.92	25.63	40%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 15	SÍ	1289.92	4.83	8%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 16	SÍ	1289.92	4.13	7%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 17	SÍ	1289.92	1.60	3%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 18	SÍ	1289.92	1.42	2%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 19	SÍ	1289.92	3.53	6%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 20	SÍ	1289.92	3.20	5%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 21	SÍ	1289.92	1.71	3%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 22	SÍ	1289.92	1.51	2%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 23	SÍ	1289.92	27.05	43%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 24	SÍ	1289.92	26.97	43%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 25	SÍ	1289.92	0.94	2%	21.2	0.00
ARRIOSTRE 26	NO	1289.92	48.67	98%	21.2	37.73

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE TENSIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA	ÁREA GRUESA SECCIÓN (cm ²)	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
ARRIOSTRE 27	SÍ	1289.92	29.49	47%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 28	SÍ	1289.92	31.12	49%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 29	SÍ	1289.92	28.67	45%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 30	SÍ	1289.92	28.62	45%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 31	SÍ	1289.92	26.22	41%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 32	SÍ	1289.92	25.85	41%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 33	SÍ	1289.92	5.25	8%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 34	SÍ	1289.92	3.60	6%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 35	SÍ	1289.92	1.85	3%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 36	SÍ	1289.92	1.18	2%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 37	SÍ	1289.92	3.51	6%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 38	SÍ	1289.92	3.16	5%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 39	SÍ	1289.92	1.67	3%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 40	SÍ	1289.92	1.50	2%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 41	SÍ	1289.92	26.94	42%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 42	SÍ	1289.92	26.70	42%	27.04	0.00
ARRIOSTRE 43	SÍ	1289.92	0.95	2%	21.2	0.00
ARRIOSTRE 44	NO	1289.92	46.04	93%	21.2	35.69

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 101: Fuerzas actuantes sobre elementos de vigas, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos - Tensión

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
VIGA A	8.55	9.21	17.76
VIGA B	8.37	8.2	16.57
VIGA C	6.65	6	12.65
VIGA D	8.46	7.51	15.97
VIGA E	8.73	9.03	17.76
VIGA F	5.32	6.02	11.34
VIGA G	6.38	6.54	12.92

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
VIGA H	7.57	7.91	15.48
VIGA W	10.79	10.97	21.76
VIGA I	6.16	6.18	12.34
VIGA J	7.45	7.92	15.37
VIGA X	10.62	10.83	21.45
VIGA K	8.22	9.7	17.92
VIGA L	6.47	7.21	13.68
VIGA M	6.45	6.75	13.2
VIGA N	5.94	4.99	10.93
VIGA O	10.56	9.89	20.45
VIGA P	10.76	10.06	20.82
VIGA Q	9.61	5.19	14.8
VIGA R	7.24	6.52	13.76
VIGA S	6.66	6.44	13.1
VIGA T	5	5.91	10.91
VIGA U	9.95	10.61	20.56
VIGA V	7.73	11.64	19.37

Fuente: Elaboración Propia

El esfuerzo de tensión de un elemento, que se produce en la sección transversal, se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$\sigma_t = \frac{F}{A}$$

$$\sigma_t = \frac{\text{Fuerza Axial de Tensión}}{\text{Área Gruesa}}$$

Donde:

- σ_c = Esfuerzo a compresión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de compresión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa comprimiendo la sección compuesta.
- A = Área transversal de la sección compuesta.

Tabla 102: Diagnóstico de vigas bajo esfuerzos de tensión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

ELEMENTO	ESFUERZO DE TENSION PERMISIBLE (kg/cm2)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m2)	ESFUERZO POR TENSION AXIAL (kgf/cm2)	¿CUMPLE?
VIGA A	1289.92	17.76	0.00308	577.00	SÍ
VIGA B	1289.92	16.57	0.00308	538.34	SÍ
VIGA C	1289.92	12.65	0.00749	168.94	SÍ
VIGA D	1289.92	15.97	0.00308	518.84	SÍ
VIGA E	1289.92	17.76	0.00308	577.00	SÍ
VIGA F	1289.92	11.34	0.00749	151.44	SÍ
VIGA G	1289.92	12.92	0.00598	215.91	SÍ
VIGA H	1289.92	15.48	0.00598	258.69	SÍ
VIGA W	1289.92	21.76	0.00598	363.64	SÍ
VIGA I	1289.92	12.34	0.00598	206.22	SÍ
VIGA J	1289.92	15.37	0.00598	256.85	SÍ
VIGA X	1289.92	21.45	0.00598	358.46	SÍ
VIGA K	1289.92	17.92	0.00308	582.20	SÍ
VIGA L	1289.92	13.68	0.00308	444.44	SÍ
VIGA M	1289.92	13.20	0.00308	428.85	SÍ
VIGA N	1289.92	10.93	0.00749	145.97	SÍ
VIGA O	1289.92	20.45	0.00749	273.10	SÍ
VIGA P	1289.92	20.82	0.00749	278.04	SÍ
VIGA Q	1289.92	14.80	0.00308	480.83	SÍ
VIGA R	1289.92	13.76	0.00308	447.04	SÍ
VIGA S	1289.92	13.10	0.00308	425.60	SÍ
VIGA T	1289.92	10.91	0.00749	145.70	SÍ
VIGA U	1289.92	20.56	0.00749	274.57	SÍ
VIGA V	1289.92	19.37	0.00749	258.68	SÍ

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se deduce la sección mínima que debería tener el elemento para poder soportar los esfuerzos de tensión producidos por el tren de carga de 2 Locomotoras GT42 + 18 planos, sin ser sobre esforzado. Se utiliza esta fórmula:

$$A_{mín} = \frac{F}{\sigma_t}$$

Donde:

- σ_c = Esfuerzo a compresión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de compresión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa comprimiendo la sección compuesta.
- A = Área transversal de la sección compuesta.

Tabla 103: Comparación entre el esfuerzo de tensión en vigas, producido por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas mínimas requeridas.

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE TENSIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA	ÁREA GRUESA SECCIÓN (cm ²)	ÁREA MÍNIMA DE SECCIÓN (cm ²) - necesita cambiarse
VIGA A	SÍ	1289.92	17.76	25%	30.78	0.00
VIGA B	SÍ	1289.92	16.57	23%	30.78	0.00
VIGA C	SÍ	1289.92	12.65	7%	74.88	0.00
VIGA D	SÍ	1289.92	15.97	22%	30.78	0.00
VIGA E	SÍ	1289.92	17.76	25%	30.78	0.00
VIGA F	SÍ	1289.92	11.34	6%	74.88	0.00
VIGA G	SÍ	1289.92	12.92	9%	59.84	0.00
VIGA H	SÍ	1289.92	15.48	11%	59.84	0.00
VIGA W	SÍ	1289.92	21.76	16%	59.84	0.00
VIGA I	SÍ	1289.92	12.34	9%	59.84	0.00
VIGA J	SÍ	1289.92	15.37	11%	59.84	0.00
VIGA X	SÍ	1289.92	21.45	15%	59.84	0.00
VIGA K	SÍ	1289.92	17.92	25%	30.78	0.00
VIGA L	SÍ	1289.92	13.68	19%	30.78	0.00
VIGA M	SÍ	1289.92	13.20	18%	30.78	0.00
VIGA N	SÍ	1289.92	10.93	6%	74.88	0.00
VIGA O	SÍ	1289.92	20.45	12%	74.88	0.00
VIGA P	SÍ	1289.92	20.82	12%	74.88	0.00
VIGA Q	SÍ	1289.92	14.80	21%	30.78	0.00
VIGA R	SÍ	1289.92	13.76	19%	30.78	0.00
VIGA S	SÍ	1289.92	13.10	18%	30.78	0.00
VIGA T	SÍ	1289.92	10.91	6%	74.88	0.00
VIGA U	SÍ	1289.92	20.56	12%	74.88	0.00
VIGA V	SÍ	1289.92	19.37	11%	74.88	0.00

Fuente: Elaboración Propia

4.5.4.7. Esfuerzo de fatiga para miembros sujetos a tensión axial para Carga Viva: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

Para fatiga en miembros que trabajan bajo esfuerzos de tensión axial en acero estructural, el esfuerzo no debe ser mayor a:

$$\sigma_t \leq 24 \text{ ksi}$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.4, T.15-1-11.)

Donde:

- σ_t = esfuerzo de fatiga, máximo permisible de tensión, para el elemento

$$\sigma_t \leq 24 \text{ ksi}$$

$$\sigma_t \leq 1687.34 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Para este análisis, es necesario utilizar los valores con los que se realizó el análisis de esfuerzos por tensión, desarrollado para la carga Cooper E80.

En cuanto a los esfuerzos máximos permitidos, la máxima tensión permitida será de $\sigma_t \leq 1687.34 \text{ kgf/cm}^2$. Se trabaja bajo las mismas consideraciones que en cálculos realizados anteriormente.

Tabla 104: Diagnóstico de columnas bajo esfuerzos de fatiga por tensión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

ELEMENTO	ESFUERZO POR TENSIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	ESFUERZO DE FATIGA MÁXIMO (kgf/cm ²)	¿CUMPLE? (FATIGA)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA
COLUMNA A	690.61	1687.34	SÍ	29%
COLUMNA B	612.30	1687.34	SÍ	26%
COLUMNA C	624.14	1687.34	SÍ	27%
COLUMNA D	268.48	1687.34	SÍ	11%
COLUMNA E	274.25	1687.34	SÍ	12%
COLUMNA F	621.02	1687.34	SÍ	26%
COLUMNA G	637.47	1687.34	SÍ	27%
COLUMNA H	618.07	1687.34	SÍ	26%

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 105: Diagnóstico de arriostres bajo esfuerzos fatiga por tensión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

ELEMENTO	ESFUERZO POR TENSION AXIAL (kgf/cm ²)	ESFUERZO DE FATIGA MÁXIMO (kgf/cm ²)	¿CUMPLE? (FATIGA)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA
ARRIOSTRE 1	286.61	1687.34	SÍ	12%
ARRIOSTRE 2	302.88	1687.34	SÍ	13%
ARRIOSTRE 3	245.93	1687.34	SÍ	10%
ARRIOSTRE 4	236.69	1687.34	SÍ	10%
ARRIOSTRE 5	135.36	1687.34	SÍ	6%
ARRIOSTRE 6	184.91	1687.34	SÍ	8%
ARRIOSTRE 7	110.95	1687.34	SÍ	5%
ARRIOSTRE 8	146.08	1687.34	SÍ	6%
ARRIOSTRE 9	1107.62	1687.34	SÍ	47%
ARRIOSTRE 10	1117.60	1687.34	SÍ	48%
ARRIOSTRE 11	1056.21	1687.34	SÍ	45%
ARRIOSTRE 12	1043.64	1687.34	SÍ	44%
ARRIOSTRE 13	960.80	1687.34	SÍ	41%
ARRIOSTRE 14	947.86	1687.34	SÍ	40%
ARRIOSTRE 15	178.62	1687.34	SÍ	8%
ARRIOSTRE 16	152.74	1687.34	SÍ	7%
ARRIOSTRE 17	59.17	1687.34	SÍ	3%
ARRIOSTRE 18	52.51	1687.34	SÍ	2%
ARRIOSTRE 19	130.55	1687.34	SÍ	6%
ARRIOSTRE 20	118.34	1687.34	SÍ	5%
ARRIOSTRE 21	63.24	1687.34	SÍ	3%
ARRIOSTRE 22	55.84	1687.34	SÍ	2%
ARRIOSTRE 23	1000.37	1687.34	SÍ	43%
ARRIOSTRE 24	997.41	1687.34	SÍ	43%
ARRIOSTRE 25	44.34	1687.34	SÍ	2%
ARRIOSTRE 26	2295.75	1687.34	NO	98%
ARRIOSTRE 27	1090.61	1687.34	SÍ	47%
ARRIOSTRE 28	1150.89	1687.34	SÍ	49%
ARRIOSTRE 29	1060.28	1687.34	SÍ	45%
ARRIOSTRE 30	1058.43	1687.34	SÍ	45%
ARRIOSTRE 31	969.67	1687.34	SÍ	41%
ARRIOSTRE 32	955.99	1687.34	SÍ	41%
ARRIOSTRE 33	194.16	1687.34	SÍ	8%

ELEMENTO	ESFUERZO POR TENSION AXIAL (kgf/cm ²)	ESFUERZO DE FATIGA MÁXIMO (kg/cm ²)	¿CUMPLE? (FATIGA)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA
ARRIOSTRE 34	133.14	1687.34	SÍ	6%
ARRIOSTRE 35	68.42	1687.34	SÍ	3%
ARRIOSTRE 36	43.64	1687.34	SÍ	2%
ARRIOSTRE 37	129.81	1687.34	SÍ	6%
ARRIOSTRE 38	116.86	1687.34	SÍ	5%
ARRIOSTRE 39	61.76	1687.34	SÍ	3%
ARRIOSTRE 40	55.47	1687.34	SÍ	2%
ARRIOSTRE 41	996.30	1687.34	SÍ	42%
ARRIOSTRE 42	987.43	1687.34	SÍ	42%
ARRIOSTRE 43	44.81	1687.34	SÍ	2%
ARRIOSTRE 44	2171.70	1687.34	NO	93%

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 106: Diagnóstico de vigas bajo esfuerzos fatiga por tensión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

ELEMENTO	ESFUERZO POR TENSION AXIAL (kgf/cm ²)	ESFUERZO DE FATIGA MÁXIMO (kg/cm ²)	¿CUMPLE? (FATIGA)	% esf. actuante vs esf. de fluencia
VIGA A	577.00	1687.34	SÍ	25%
VIGA B	538.34	1687.34	SÍ	23%
VIGA C	168.94	1687.34	SÍ	7%
VIGA D	518.84	1687.34	SÍ	22%
VIGA E	577.00	1687.34	SÍ	25%
VIGA F	151.44	1687.34	SÍ	6%
VIGA G	215.91	1687.34	SÍ	9%
VIGA H	258.69	1687.34	SÍ	11%
VIGA W	363.64	1687.34	SÍ	16%
VIGA I	206.22	1687.34	SÍ	9%
VIGA J	256.85	1687.34	SÍ	11%
VIGA X	358.46	1687.34	SÍ	15%
VIGA K	582.20	1687.34	SÍ	25%
VIGA L	444.44	1687.34	SÍ	19%
VIGA M	428.85	1687.34	SÍ	18%
VIGA N	145.97	1687.34	SÍ	6%
VIGA O	273.10	1687.34	SÍ	12%

ELEMENTO	ESFUERZO POR TENSION AXIAL (kgf/cm ²)	ESFUERZO DE FATIGA MÁXIMO (kg/cm ²)	¿CUMPLE? (FATIGA)	% esf. actuante vs esf. de fluencia
VIGA P	278.04	1687.34	SÍ	12%
VIGA Q	480.83	1687.34	SÍ	21%
VIGA R	447.04	1687.34	SÍ	19%
VIGA S	425.60	1687.34	SÍ	18%
VIGA T	145.70	1687.34	SÍ	6%
VIGA U	274.57	1687.34	SÍ	12%
VIGA V	258.68	1687.34	SÍ	11%

Fuente: Elaboración Propia

4.5.4.8. Gráficos de interpretación de resultados

A continuación, se muestra los gráficos de los elementos y su estado bajo cargas asociadas a un tren Cooper E-80, además se indica cuáles son aquellos que necesitarían un refuerzo.

a. Resultados de análisis para elementos que trabajan a compresión, para Cooper E-80

- Columnas no cumplen a compresión E-80
- Columnas no cumplen a tensión E-80
- Arriostres no cumplen a compresión E-80
- Arriostres no cumplen a tensión E-80

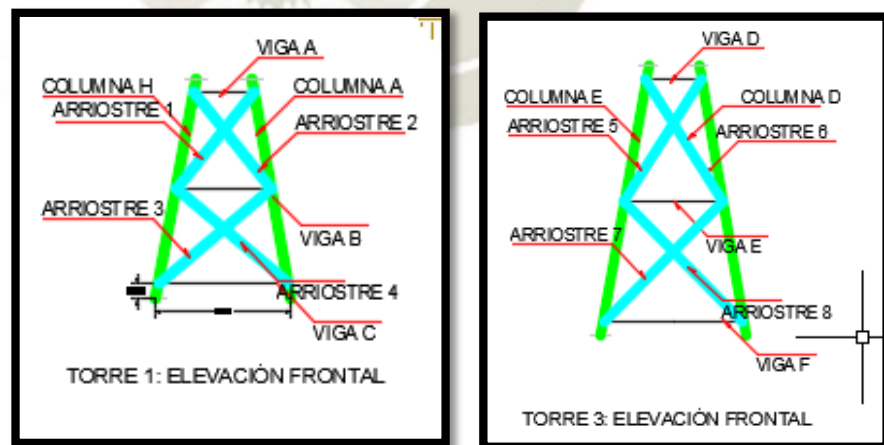


Figura 64: Columnas y arriostres de Torre 1 y Torre 3 que no cumplen a compresión bajo efectos de la envolvente con Cooper E-80.

Fuente: Elaboración Propia

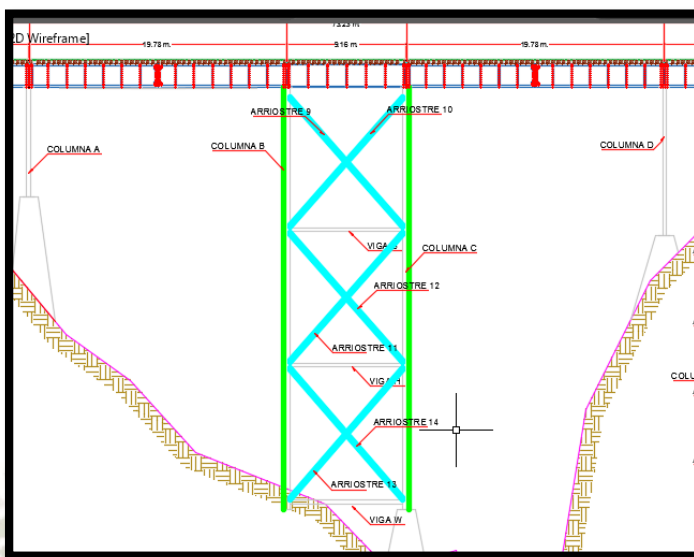


Figura 65: Columnas y arriostres de Torre 2 – Elevación lateral A. Arriba que no cumplen a compresión bajo efectos de la envoltante con Cooper E-80

Fuente: Elaboración Propia

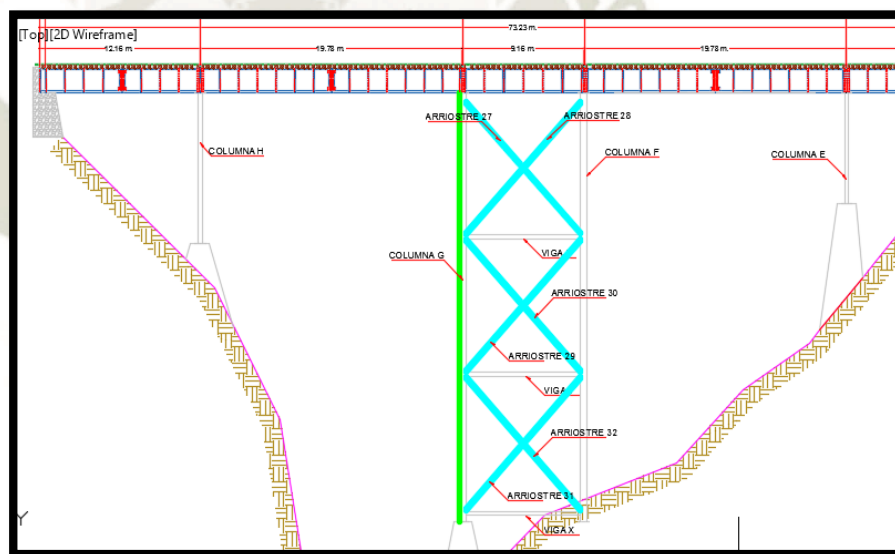


Figura 66: Columnas y arriostres de Torre 2 – Elevación lateral A. Abajo que no cumplen a compresión bajo efectos de la envoltante con Cooper E-80

Fuente: Elaboración Propia

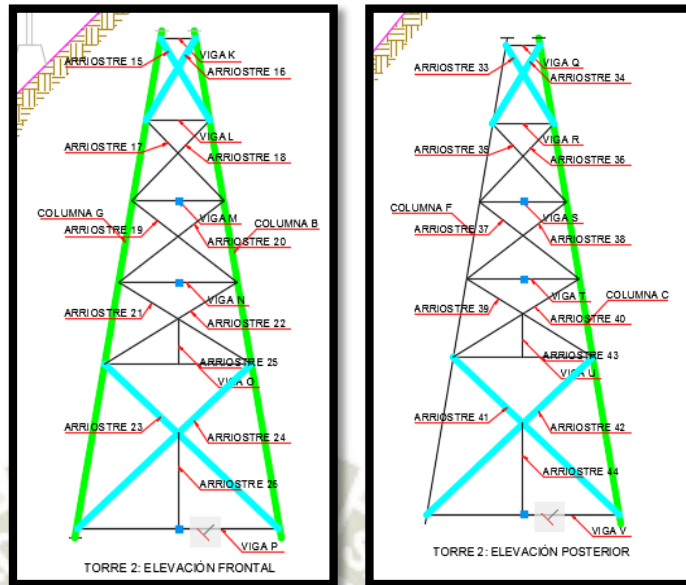


Figura 67: Columnas y arriostres de Torre 2 – Elevaciones frontal y posterior, que no cumplen a compresión bajo efectos de la envolvente con Cooper E-80

Fuente: Elaboración Propia

b. Resultados de análisis para elementos que trabajan a tracción, para Cooper E-80

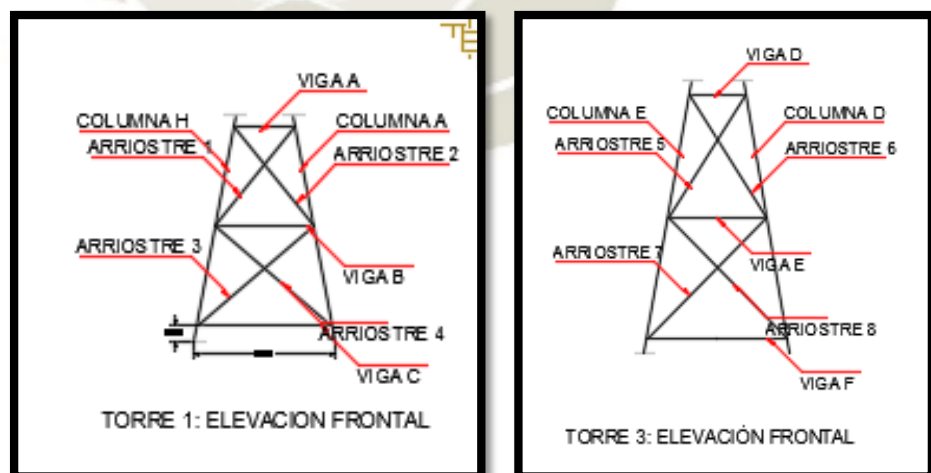
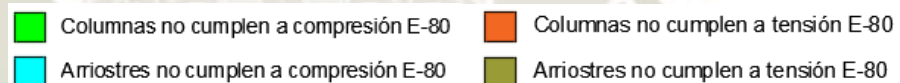


Figura 68: Columnas y arriostres de Torre 1 y Torre 3 que no cumplen a tensión bajo efectos de la envolvente con Cooper E-80.

Fuente: Elaboración Propia

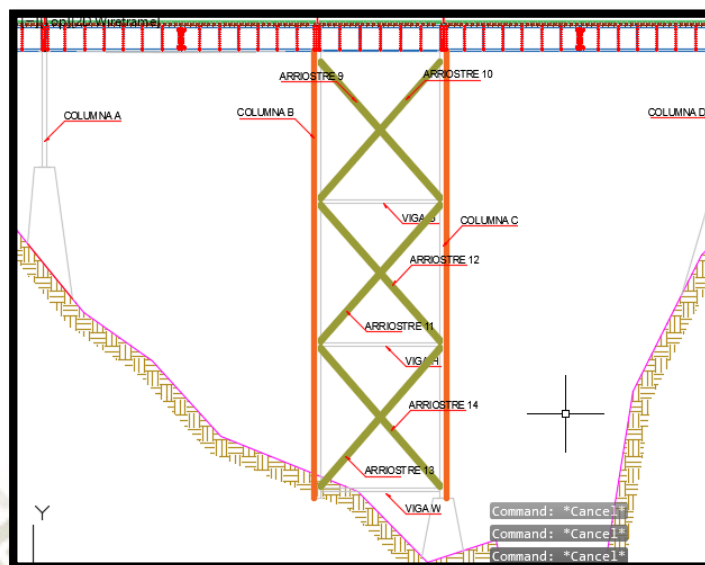


Figura 69: Columnas y arriostres de Torre 2 – Elevación lateral A. Arriba que no cumplen a tensión bajo efectos de la envolvente con Cooper E-80

Fuente: Elaboración propia

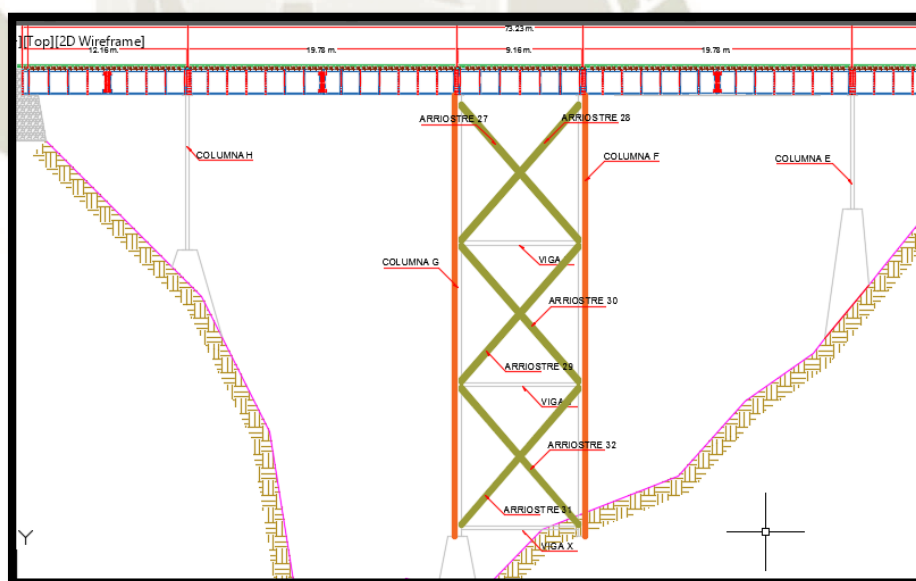


Figura 70: Columnas y arriostres de Torre 2 – Elevación lateral A. Abajo que no cumplen a tensión bajo efectos de la envolvente con Cooper E-80

Fuente: Elaboración propia

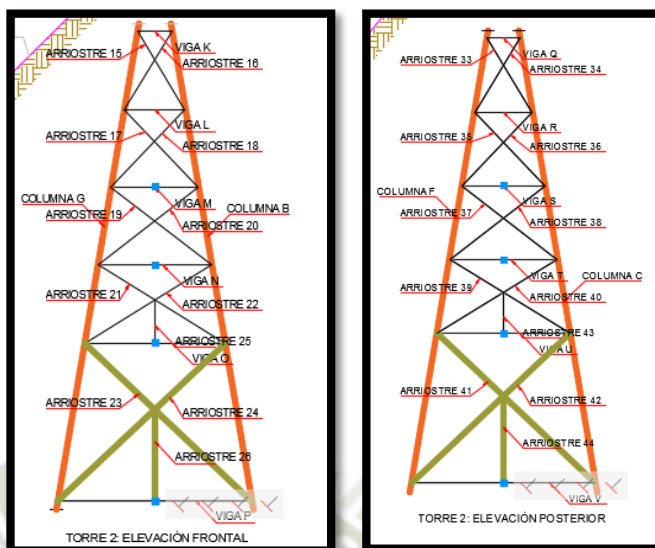


Figura 71: Columnas y arriostres de Torre 2 – Elevaciones frontal y posterior, que no cumplen a tensión bajo efectos de la envolvente con Cooper E-80

Fuente: Elaboración Propia

En la siguiente sección, se muestra los gráficos de los elementos y su estado bajo cargas asociadas a un tren de 2 Locomotoras GT42 + 18 planos; además se indica cuáles son los elementos que necesitarán ser reforzados.

c. Resultados de análisis para elementos que trabajan a compresión para Carga Viva: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

- | | |
|---|---|
| ■ Columnas no cumplen a compresión E-80 | ■ Columnas no cumplen a tensión E-80 |
| ■ Arriostres no cumplen a compresión E-80 | ■ Arriostres no cumplen a tensión E-80 |

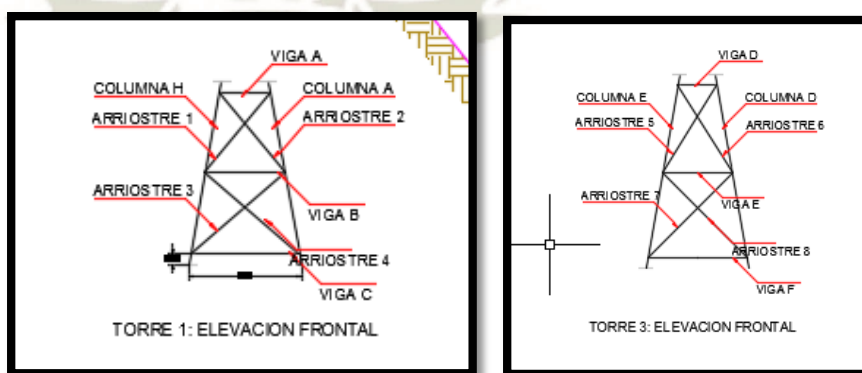


Figura 72: Columnas y arriostres de Torre 1 y Torre 3 que no cumplen a compresión bajo efectos de la envolvente con 2 locomotoras GT42 y 18 planos. (Elaboración propia).

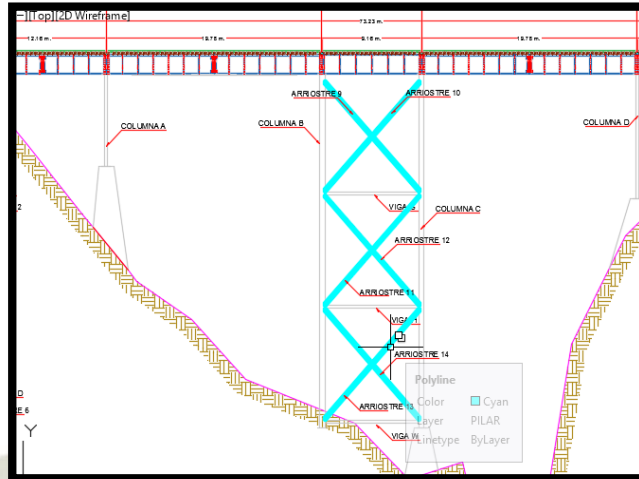


Figura 73: Columnas y arriostres de Torre 2 – Elevación lateral A. Arriba que no cumplen a compresión bajo efectos de la envolvente con 2 locomotoras GT42 y 18 planos.

Fuente: Elaboración propia

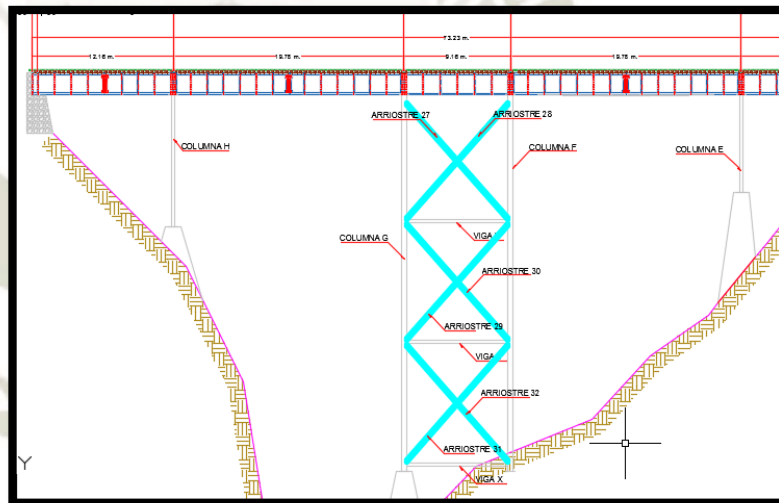


Figura 74: Columnas y arriostres de Torre 2 – Elevación lateral A. Abajo que no cumplen a compresión bajo efectos de la envolvente con 2 locomotoras GT42 y 18 planos.

Fuente: Elaboración propia

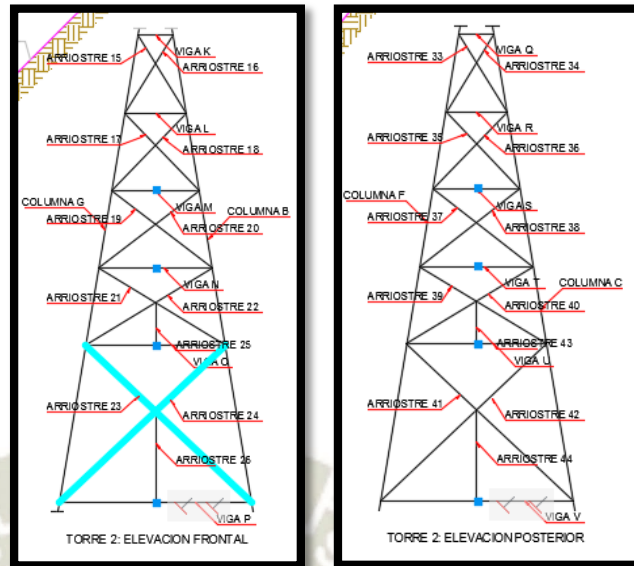


Figura 75: Columnas y arriostres de Torre 2 – Elevaciones frontal y posterior, que no cumplen a compresión bajo efectos de la envolvente con 2 locomotoras GT42 y 18 planos.

Fuente: Elaboración Propia

d. Resultados de análisis para elementos que trabajan a compresión para Carga Viva: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

- | | |
|---|---|
| ■ Columnas no cumplen a compresión E-80 | ■ Columnas no cumplen a tensión E-80 |
| ■ Arriostres no cumplen a compresión E-80 | ■ Arriostres no cumplen a tensión E-80 |

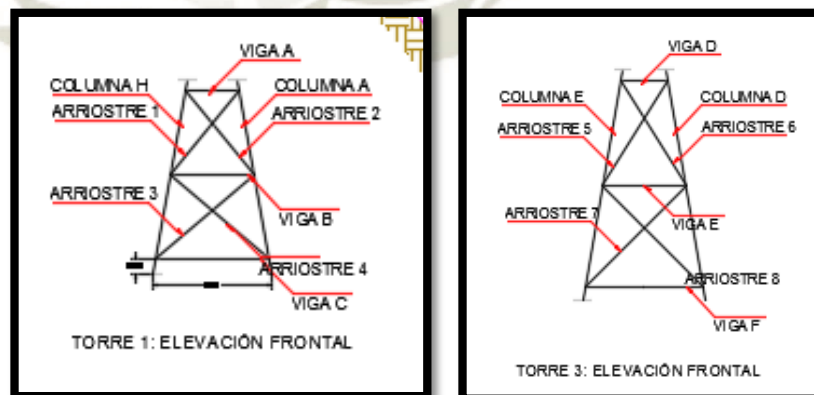


Figura 76: Columnas y arriostres de Torre 1 y Torre 3 que no cumplen a tensión bajo efectos de la envolvente con 2 locomotoras GT42 y 18 planos.

Fuente: Elaboración Propia

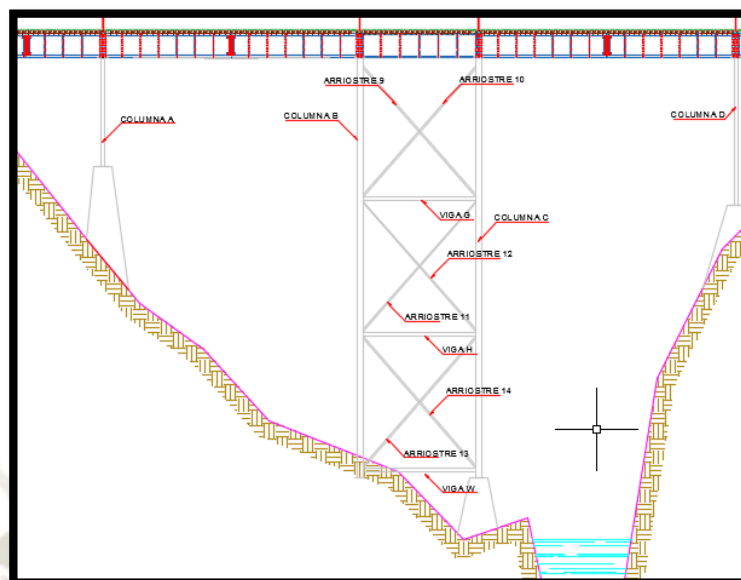


Figura 77: Columnas y arriostres de Torre 2 – Elevación lateral A. Arriba que no cumplen a tensión bajo efectos de la envolvente con 2 locomotoras GT42 y 18 planos.

Fuente: Elaboración Propia

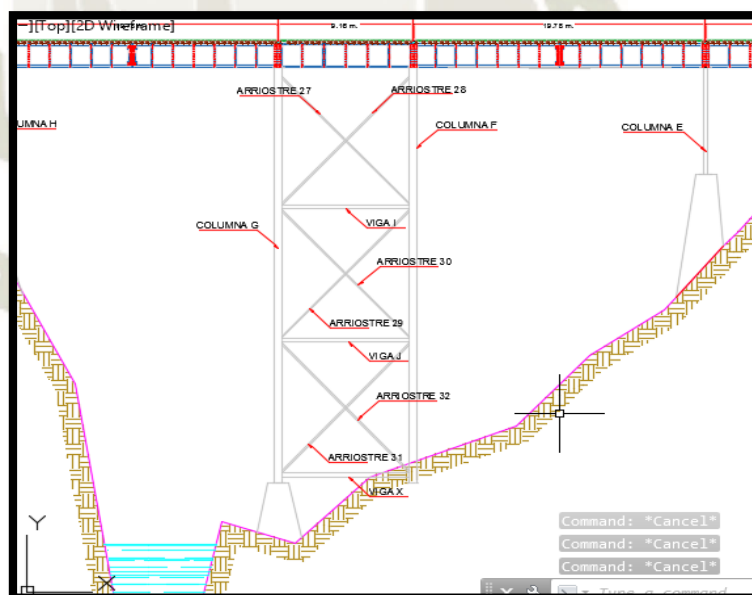


Figura 78: Columnas y arriostres de Torre 2 – Elevación lateral A. Abajo que no cumplen a tensión bajo efectos de la envolvente con 2 locomotoras GT42 y 18 planos.

Fuente: Elaboración Propia

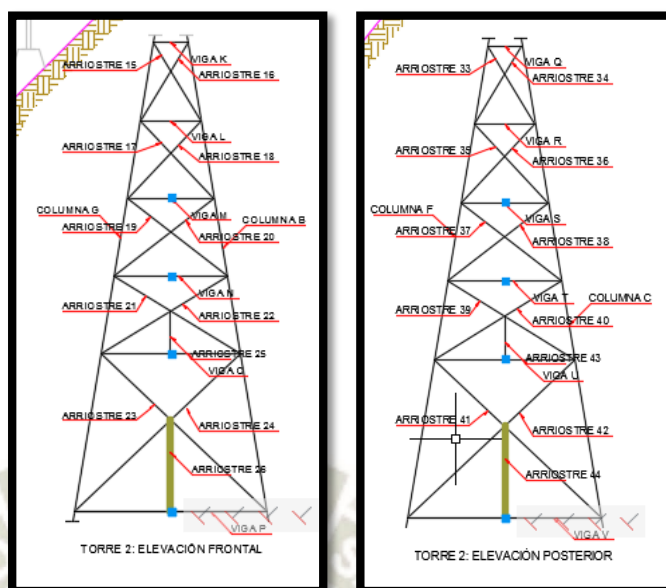


Figura 79: Columnas y arriostres de Torre 2 – Elevaciones frontal y posterior, que no cumplen a tensión bajo efectos de la envolvente con 2 locomotoras GT42 y 18 planos.

Fuente: Elaboración Propia

4.6. Evaluación de Conexiones

El análisis del estado de las conexiones depende del tipo de conexión utilizada. Si esta es capaz de resistir esfuerzos mayores a los provocados por las fuerzas axiales actuantes en los elementos conectados, esta es correcta.

Tal como se describe en la sección 3.4.2. “Revisión de las conexiones”; se asume que la conexión remachada está compuesta por remaches ASTM A502 Grado 1, el cual posee una resistencia nominal al cortante de 25 ksi. Todos los remaches de las conexiones son de 1” según los planos proporcionados.

A modo de ejemplificar, se trabajará con la conexión de los elementos más esforzados a tensión, obtenidos en la sección 4.5.4. “Desarrollo de Evaluación de la Subestructura” para determinar si conexión planteada no supera los límites admisibles por la metodología ASD especificada en el manual del AISC (American Institute of Steel Construction) en su tercera edición; ya que la más reciente ya no incluye especificaciones para el cálculo de conexiones remachadas.

Para evaluar la conexión en su estado actual, se trabajará con las fuerzas obtenidas en el análisis bajo la carga viva del tren que transita actualmente (2 Locomotoras GT42 + 18 planos).

4.6.1. Identificación de los elementos sometidos a mayor esfuerzo de tracción

En la sección 4.5.4. “Desarrollo de Evaluación de la Subestructura”, se observó que los arriostres 26 y 44 eran los elementos que presentaban mayores fuerzas a tracción (para ver la tabla completa, dirigirse a la Tabla 99):

Tabla 107: Arriostres más esforzados por fuerzas en tensión

ELEMENTO	TIPO DE SECCIÓN	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
ARRIOSTRE 26	COMPUESTA C7 (2L77x63.5x8 mm)	5.12	43.55	48.67
ARRIOSTRE 44	COMPUESTA C7 (2L77x63.5x8 mm)	5.07	40.97	46.04

Fuente: Elaboración propia

La conexión en este tipo de elementos tiene las siguientes características (consultar plano PS-09 ubicado en el Anexo 1):

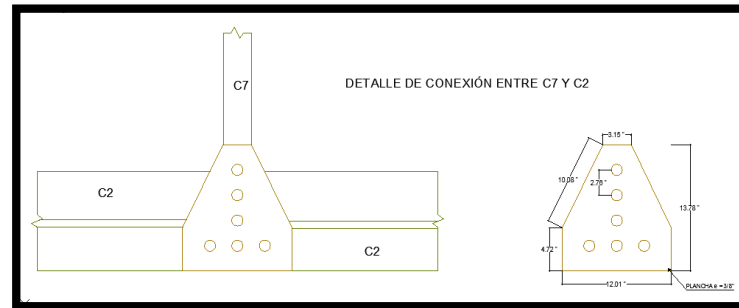


Figura 80: Conexión para arriostres 26 y 44

Fuente: Elaboración propia

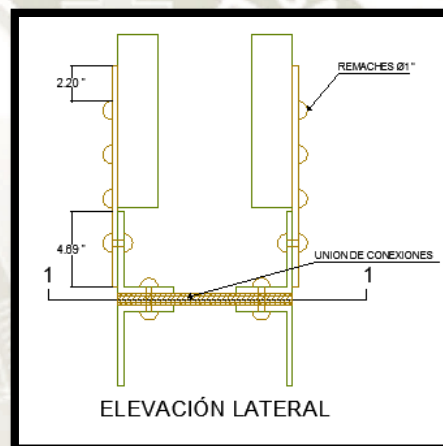


Figura 81: Elevación lateral de detalle de conexión

Fuente: Elaboración propia

Como los elementos trabajan en conjunto, se realiza el análisis utilizando la sección compuesta (para determinar los esfuerzos en tensión). Sin embargo, para analizar la conexión, se debe utilizar la sección simple. Y al observar las fuerzas obtenidas para cada elemento, se puede apreciar que no existe una distribución equitativa. Ya que el elemento trabaja en conjunto, se realiza una distribución equitativa para cada arrioste:

Tabla 108: Distribución de fuerzas axiales a cada arriostre

ELEMENTO	TIPO DE SECCIÓN	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO SIMPLE (klb)
ARRIOSTRE 26	C7 (2L77x63.5x8 mm)	43.55	107.30
ARRIOSTRE 44	C7 (2L77x63.5x8 mm)	40.97	101.50

Fuente: Elaboración propia

Se trabajará con la conexión al elemento que resiste la mayor carga axial: ARRIOSTRE 26.

4.6.2. Datos de la conexión

- **Material:** Acero “dulce” (tanto para la placa como para los remaches)

<u>ESFUERZO DE FLUENCIA</u>		
fy =	33.36	ksi
fy =	2345.31	kgf/cm2
<u>ESFUERZO ÚLTIMO</u>		
fu =	52.21	ksi
fu =	3670.91	kgf/cm2
<u>MÓDULO DE ELASTICIDAD</u>		
E =	20305.28	ksi
E =	1427577.05	kgf/cm2
<u>MÓDULO DE POISSON</u>		
u =	0.3	

- **Tipo de conexión:** Conexión remachada
- **Diámetro de remaches:** 1”, sin embargo, debe considerase aumentar el diámetro en 1/8” para realizar los cálculos.
- **Espesor de conexión:** 0.31”

4.6.3. Determinación de la resistencia de diseño a la tensión (fluencia por tensión)

La resistencia de diseño de una conexión remachada a la fluencia por tensión está determinada por:

$$P_n = F_y * A_g$$

Resistencia de diseño:

$$\frac{P_n}{\Omega}$$

(“Diseño de Estructuras de Acero” – Jack Mc Cormac, Cap. 13)

Donde:

- P_n = Resistencia nominal
- F_y = esfuerzo de fluencia
- A_g = Área gruesa de la sección
- Ω = factor de seguridad ASD para fluencia a la tensión
- $\Omega = 1.67$

El área gruesa de la sección C7 es de 1.61 plg². Por lo tanto,

$$P_n = (33.36 \text{ ksi}) * (1.61 \text{ plg}^2)$$

$$P_n = 53.71 \text{ klb}$$

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{53.71}{1.61}$$

$$\frac{P_n}{\Omega} = 32.16 \text{ klb}$$

4.6.4. Determinación de la resistencia de diseño por fractura a la tensión

La resistencia de diseño de una conexión remachada por fractura de la conexión está determinada por:

$$P_n = F_u * A_e$$

Resistencia de diseño:

$$\frac{P_n}{\Omega}$$

(*“Diseño de Estructuras de Acero” – Jack Mc Cormac, Cap. 13*)

Donde:

- P_n = Resistencia nominal
- F_u = esfuerzo de fluencia último
- A_e = Área neta efectiva de la sección
- Ω = factor de seguridad ASD por fractura a la tensión
- $\Omega = 2.00$

Para obtener el área neta efectiva:

$$A_e = U * A_n$$

(*“Diseño de Estructuras de Acero” – Jack Mc Cormac, Cap. 13*)

Donde:

- A_e = Área neta efectiva
- U = factor de reducción
- A_n = Área neta de la sección

El área neta de la sección es igual a la diferencia entre el área gruesa y el área de los agujeros de las conexiones:

$$A_n = A_g - A_t$$

$$A_t = e * (d + 1/8")$$

Donde:

- A_n = Área neta de la sección
- A_t = Área de los tornillos/pernos/remaches
- e = espesor de la conexión

- d = diámetro del remache

Se muestra la sección del elemento conectado a la placa de conexión (visto en planta) y la ubicación del remache de 1", por lo tanto, el área neta es igual a:

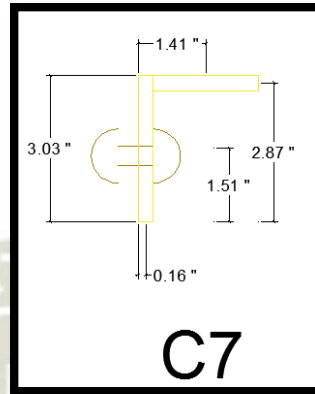


Figura 82: Dimensiones de la sección C7

Fuente: Elaboración propia

$A_g =$	1.610	plg2
A_t (área de remache) =	0.349	plg2
e (espesor de la conexión) =	0.31	plg
#remaches en sección =	1	(en el sentido de la conexión con C7)
Área 1 remache (incluye 1/8") =	0.349	plg2
$A_n =$	1.261	plg2

Para obtener el factor de reducción, se utiliza la siguiente fórmula:

$$U = 1 - \frac{x}{L}$$

(“Diseño de Estructuras de Acero” – Jack Mc Cormac, Cap. 13)

Donde:

- U = factor de reducción
- x = distancia del centroide de la sección a la conexión
- L = longitud de la conexión

La sección (vista en planta) es un ángulo L, cuyo centroide se muestra a continuación:

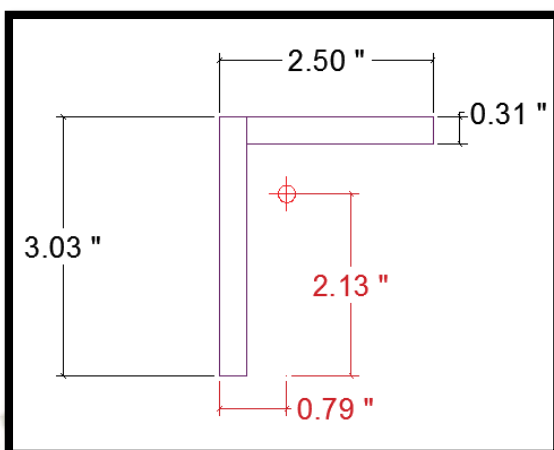


Figura 83: Centroide de la sección C7

Fuente: Elaboración propia

Se muestra el valor de x (distancia a la conexión) = 0.79"

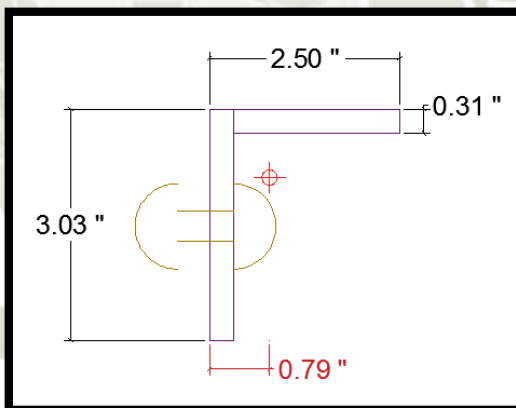


Figura 84: Distancia del centroide a la conexión

Fuente: Elaboración propia

La longitud de la línea de conexión, por la elevación lateral, es igual a $L = 5.52$ "

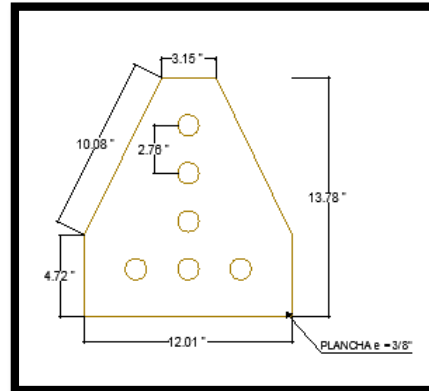


Figura 85: Distancia entre remaches en la línea de conexión

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, U es igual a:

$$U = 1 - \frac{0.79''}{5.52''}$$

$$U = 0.86$$

Y el área neta efectiva es igual a:

$$Ae = 0.86 * 1.261$$

$$Ae = 1.081 \text{ plg}^2$$

Resolviendo la ecuación para obtener la resistencia de diseño:

$$Pn = (52.21 \text{ klb}) * (1.081 \text{ plg}^2)$$

$$Pn = 56.43 \text{ klb}$$

✓ Resistencia de diseño:

$$\frac{Pn}{\Omega} = \frac{56.43}{2}$$

$$\frac{Pn}{\Omega} = 28.21 \text{ klb}$$

4.6.5. Determinación de la resistencia de diseño al cortante simple

La resistencia de diseño de una conexión remachada por bloque de cortante está determinada por:

$$P_n = F_{nt} * A_b$$

Resistencia de diseño:

$$\frac{P_n}{\Omega}$$

(“Diseño de Estructuras de Acero” – Jack Mc Cormac, Cap. 13)

Donde:

- F_{nt} = resistencia nominal del conector (para remaches, esta es igual a 25 ksi)
- A_b = área del remache (del agujero)
- Ω = factor de seguridad ASD por cortante
- $\Omega = 2.00$

Al tener un remache de 1” (en este caso, no se considera el diámetro adicional de 1/8”), el área del agujero es igual a:

$$A_b = \#remaches * (\text{área de 1 agujero})$$

Se consideran 3 remaches en la conexión:

$$A_b = 3 * \pi * (0.5^2)$$

$$A_b = 2.356 \text{ plg}^2$$

Por lo tanto:

$$P_n = (25 \text{ ksi}) * (2.356 \text{ plg}^2)$$

$$P_n = 58.90 \text{ ksi}$$

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{58.90}{2}$$

$$\frac{P_n}{\Omega} = 29.45 \text{ klb}$$

4.6.6. Determinación de la resistencia de diseño al aplastamiento

Para determinar la resistencia al aplastamiento, se supone que los esfuerzos alrededor del agujero varían de manera uniforme sobre un área rectangular (espesor de la placa por el diámetro del remache). Se escoge la menor entre:

$$P_n = 1.2 * L_c * t * F_u * \#remaches$$

$$Y \quad P_n = 2.4 * d * t * F_u * \#remaches$$

Resistencia de diseño:

$$\frac{P_n}{\Omega}$$

(“Diseño de Estructuras de Acero” – Jack Mc Cormac, Cap. 13)

Donde:

- L_c = Distancia libre a los bordes de la placa conectora
- t = espesor de la conexión (0.31”)
- F_u = esfuerzo de fluencia último
- d = diámetro del remache (1”, no se considera el aumento de diámetro)
- $\#remaches$ = número de remaches de la conexión

La distancia libre a los bordes se puede apreciar en la siguiente figura:

$$L_c = 2.20''$$

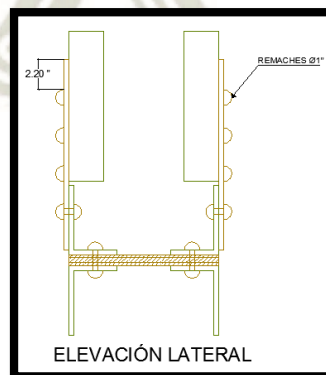


Figura 86: Distancia libre al borde
Fuente: Elaboración propia

Entonces:

$$P_n = 1.2 * 2.20" * 0.31" * 52.21ksi * 3$$

$$P_n = 128.19 \text{ klb}$$

$$P_n = 2.4 * 1" * 0.31" * 52.213$$

$$P_n = 116.54 \text{ klb (se escoge la menor)}$$

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{116.54 \text{ klb}}{2}$$

$$\frac{P_n}{\Omega} = 58.27 \text{ klb}$$

4.6.7. Comparación de la resistencia de diseño con la carga axial del análisis

Se determina la resistencia de diseño final:

Tabla 109: Resumen de resistencia de la conexión a cada caso

ITEM	RESUMEN	P _n /Ω (klb)
I.	RESISTENCIA DE DISEÑO A LA TENSIÓN	32.16
II.	RESISTENCIA DE DISEÑO POR FRACTURA A TENSIÓN	28.21
III.	RESISTENCIA AL CORTANTE SIMPLE	29.45
IV.	RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO	58.27

Fuente: Elaboración propia

La resistencia de diseño de la conexión es la menor de los 4 casos.

$$\frac{P_n}{\Omega} = 28.21 \text{ klb}$$

A su vez, se compara con la carga axial del elemento más esforzado en tensión:

$$P_n/\Omega = 28.21 \text{ klb}$$

(EL MENOR RIGE)

$$P \text{ nominal (obtenido del análisis)} = 53.65 \text{ klb}$$

$$\frac{P_n}{\Omega} \geq P_{\text{nominal}}$$

28.21 klb < 53.35 klb → LA SECCIÓN DE LA CONEXIÓN ES INSUFICIENTE

COMENTARIO:

Se puede observar que la sección planteada genera mayor carga a la conexión a comparación de la que puede resistir. Es un comportamiento esperado si se considera que la sección existente tampoco cumple con lo especificado en cuanto a los límites admisibles por esfuerzos de tensión. Por lo tanto, se debe plantear una sección nueva capaz de tener una mayor resistencia de diseño.

4.7. Evaluación de Desempeño de Placa Base

En los textos de diseño en acero, se puede encontrar varios procedimientos para realizar el cálculo de dimensiones de una placa base. Entre las reacciones que se requiere que una placa base desarrolle para que soporte las solicitaciones bajo las que la columna trabaja, encontramos que la fuerza cortante, la fuerza axial y el momento que llegan a la base tienen un papel crucial.

En general, es muy poco probable que una placa base o una columna trabajen soportando esfuerzos perfectamente axiales, es, incluso, muy probable que los mismos procedimientos constructivos tiendan a generar cierta excentricidad accidental.

Para las consideraciones que debe tenerse en cuenta, se sabe que los cimientos deben soportar un momento, una fuerza axial, y una fuerza cortante actuantes, extraídos del software de análisis estructural. La relación entre las magnitudes de estos, es la que determinará bajo qué criterios ha de diseñarse una placa base, o en caso de ser un proyecto de reforzamiento, bajo qué criterios sus dimensiones deben corroborarse.

Básicamente, cuando se trata de este tipo de elementos, las consideraciones tomadas, dependen del criterio del proyectista o evaluador.

Los pernos de anclaje, que sirven para fijar la placa base al concreto de los pedestales sobre los cuales descansa cada columna, poseen un diámetro de $1 \frac{3}{4}$ ".

Los valores que se revisará a continuación, son las dimensiones en planta de la placa base, el espesor de la placa, que el esfuerzo redistribuido en la placa para llegar al pedestal, no exceda la capacidad portante que este posee y la resistencia al esfuerzo cortante que pueden soportar los pernos de anclaje sea mayor a la actuante.

Para tener una idea del desempeño de estas placas en la actualidad, se opta por evaluar la placa base ubicada debajo de la columna que recibe mayor carga axial, como respuesta a la carga viva del tren

que transita actualmente (2 Locomotoras GT42 + 18 planos). Estos resultados pueden obtenerse de la tabla 91. La evaluación de la placa base se efectúa, además, para la columna que descansa en uno de los pedestales que cuentan con menor dimensión. Este análisis se basa en los valores más críticos.

4.7.1. Consideraciones específicas

- Se analiza la placa base, para las columnas más cargadas axialmente del pilar central
- El AISC no especifica un método específico para el diseño de placas base (Mc Cormac, 2012). Se utiliza el criterio empleado por Mc Cormac para el desarrollo del análisis.
- Las placas base se apoyan en pedestales de concreto. Los datos de la resistencia a la compresión fueron proporcionados por ensayo de esclerometría del estudio que se realizó previamente al puente.
- Se realiza el cálculo de valores máximos que puede soportar según las dimensiones de la estructura existente en caso de no cumplir las especificaciones mínimas, se reforzará las zonas que lo requieran o se propondrá su reemplazo, según sea conveniente.
- Los casos para análisis de placa base; Para determinar en qué caso se encuentra el nudo analizado, se debe consultar los valores de la relación entre el momento y la carga en la base, esta relación se denomina excentricidad y tiene un papel muy importante en cuanto al comportamiento que adoptará la placa base.
 1. Placas sometidas a cargas axiales, compresión y corte sin presencia de momento.
 2. Placas sometidas a cargas axiales, compresión y corte con presencia de momento de pequeña magnitud.
 3. Placas sometidas a cargas axiales, compresión y corte con presencia de momento considerable.

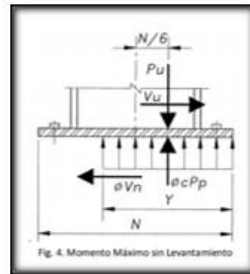
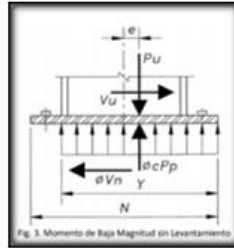
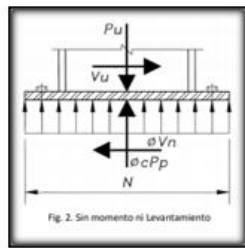


Figura 87: Sin momento de levantamiento - (Espinoza, 2010)

Figura 88: Momento de baja magnitud, sin levantamiento - (Espinoza, 2010)

Figura 89 : Momento máximo sin levantamiento - (Espinoza, 2010)

4.7.2. Identificación de columna y pedestal a evaluar

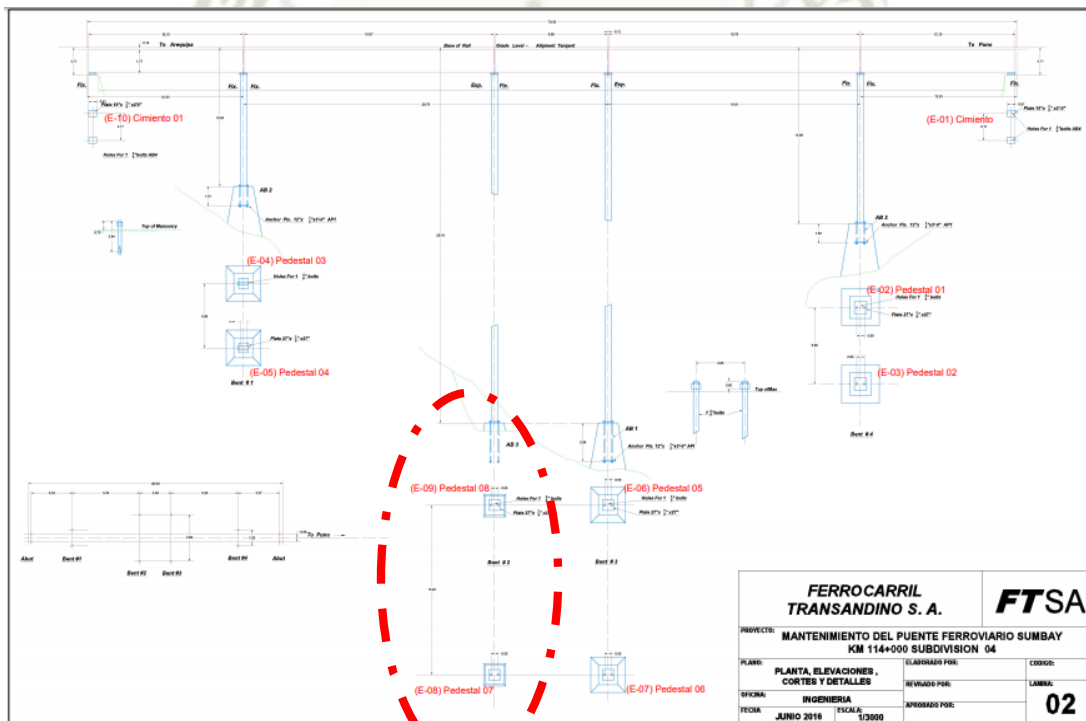


Figura 90: Pedestal 07

Fuente: Ferrocarril Transandino S.A.

Haciéndose uso de la misma numeración proporcionada por el estudio previo; se eligió el pedestal N°7, que es uno de los cuatro que soportan las columnas del pilar central. La placa base en la que se apoya la columna "B".

Esta columna fue seleccionada por transmitir los mayores valores de compresión axial a su pedestal. Además, los pedestales alejados del río tienen cuentan con menores dimensiones en planta, lo que disminuye su capacidad de confinamiento.

4.7.3. Esquema de placa base

La conexión en este tipo de elementos tiene las siguientes características (consultar plano PS-09 ubicado en el Anexo 1):

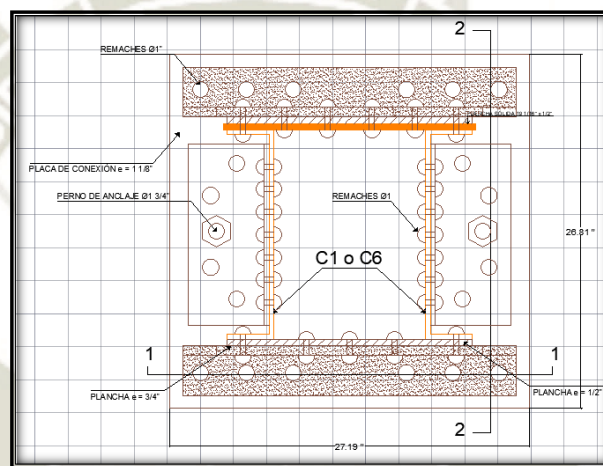


Figura 91: Detalle en planta, conexión de placa base

Fuente: Elaboración propia

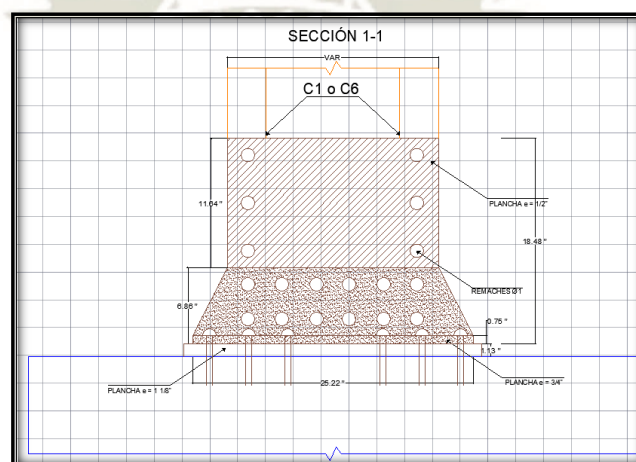


Figura 92: Elevaciones laterales de detalle de conexión de placa base

Fuente: Elaboración propia

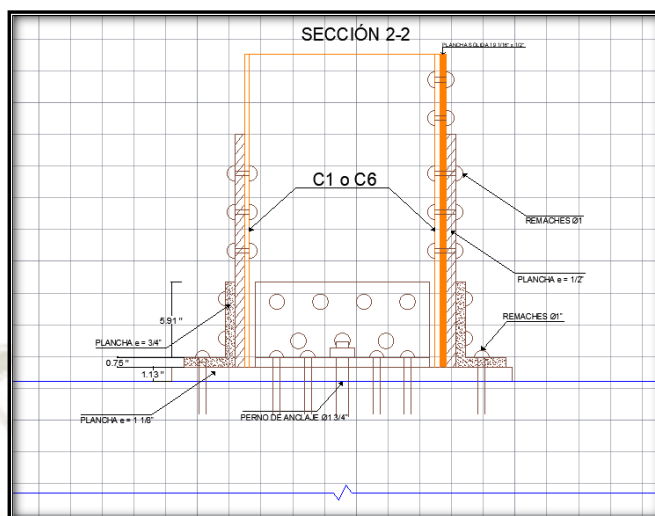
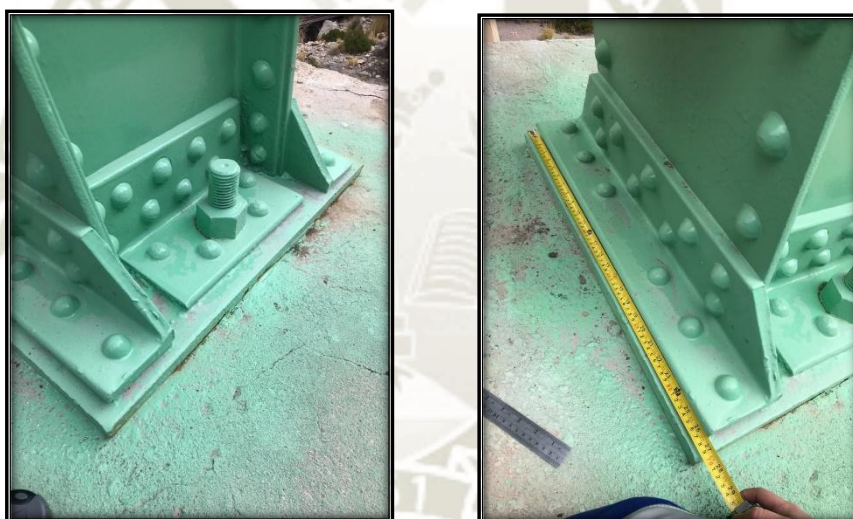


Figura 93: Detalle en planta de columna C1 que llega al pedestal N°07
Fuente: Elaboración propia



Fotografía 22: Pedestal N° 7, placa base, estado actual

Fuente: Elaboración propia



Fotografía 23: Pedestal N° 7, nudo cerca a la placa base y columna “B”, estado actual

Fuente: Elaboración propia

4.7.4. Combinación de cargas

Análisis de cargas por tren compuesto por dos locomotoras GT42 + 18 Planos: Envolvente
Carga Viva – Viento – Frenado:

E) $D + L + I$

F) $D + WU$

G) $D + L + I + 0.5WU + WL$

H) $D + L + I + LF$

a) Perfiles:

Los perfiles que forman la columna, se encuentran cargados axialmente a compresión por las fuerzas la fuerza obtenida del análisis. Se considera que, al tener que transmitirse la fuerza total a la cimentación, se deberá trabajar con la resultante de ambas.

ELEMENTO	SECCIÓN	FUERZA AXIAL EN COMPRESIÓN (tnf)	FUERZA AXIAL EN COMPRESIÓN (klb)	FUERZA ACTUANTE "Pa" (klb)
COLUMNA B - PERFIL "C" FRONTAL (LADO SUR)	COMPUESTA C1 (2C390x89x9 mm)	106.30	234.39	448.96
COLUMNA B - PERFIL "C" POSTERIOR (LADO NORTE)	COMPUESTA C1 (2C390x89x9 mm)	97.31	214.57	

b) Datos:

FUERZA ACTUANTE: Pa = 448.96 klb

PLACA BASE:

ESPEJOR (t) = 1.13 in

DIMENSIÓN DE PLACA BASE (B) = 26.81 in

DIMENSIÓN DE PLACA BASE (N) = 27.19 in

MATERIAL = ACERO DULCE – Mild Steel A33.

ESFUERZO DE FLUENCIA

fy = 33.361 ksi

fy = 2345.31 kgf/cm²

ESFUERZO ÚLTIMO

fu = 52.21 ksi

fu = 3670.91 kgf/cm²

MÓDULO DE ELASTICIDAD

E = 20305.28 ksi

E = 1427577.05 kgf/cm²

MÓDULO DE POISSON

u = 0.3

CONEXIÓN:

▪ COLUMNA A PLACA BASE

TIPO = ÁNGULOS FIJADOS CON REMACHES ASTM A502 GRADO 1 (se asume considerando la antigüedad de la estructura)

MATERIAL = ACERO DULCE

DIÁMETRO DE REMACHES = 1 in

ESPESOR DE CONEXIÓN = 0.75 in

▪ PLACA BASE A PEDESTAL

Número de pernos de anclaje = 2

Diámetro de pernos de anclaje = 1.75 in

Profundidad de anclaje de pernos = 2.95 mts.

Profundidad de anclaje de pernos = 116.14 in

a) PEDESTAL

MATERIAL = CONCRETO

ESFUERZO RESISTENTE A LA COMPRESIÓN

$f'_c = 400 \text{ kgf/cm}^2$

$f'_c = 5.69 \text{ ksi}$

DIMENSIÓN DE PEDESTAL EN CONTACTO CON PLACA BASE = 1.4 m.

DIMENSIÓN DE PEDESTAL EN CONTACTO CON PLACA BASE = 55.12 in

ÁREA PEDESTAL EN CONTACTO CON PLACA BASE = 3038.01 in²

4.7.5. Resolución

De la geometría en planta, podemos obtener los siguientes datos, cuyos valores serán comprobados posteriormente por las fórmulas y se corroborará si el diseño actual de la placa base

Tabla 110: Datos de geometría en planta de la columna “B” y placa base de pedestal N° 7

B	= Dimensión de placa, dirección perpendicular al momento	26.81	in
N	= Dimensión de placa, dirección paralela al momento	27.19	in
bf	= Ancho de ala del perfil	15.35	in
d	= Peralte del perfil	18.50	in
f	= distancia de centroide a perno de anclaje, en dirección paralela al momento	10.83	in
m	= tramo en voladizo, paralela al momento	4.80	in
n	= tramo en voladizo, perpendicular al momento	7.27	in
x	= dist. Entre eje del ala y perno de anclaje, en dirección paralela al momento	4.14	in
tf	= Espesor del ala del perfil	0.35	in

Fuente: Elaboración Propia

El procedimiento mostrado a continuación, es el que, por criterio propio, se definió como conveniente, acorde a las condiciones actuales de la placa base en cuestión:

Área mínima de la placa base:

El área mínima que debe tener cualquier placa base, es aquella cuyas dimensiones Ancho “N” y Profundidad “B”, no sean menores que el peralte “d” y el ancho total de ala “bf”, respectivamente. Lo que se pretende, es que por lo menos el perfil encaje en su totalidad dentro de la placa base.

Por lo tanto,

$$A_{mín} \geq bf \times d$$

Donde:

- $A1_{mín}$ = Área mínima requerida de placa base (in^2)
- bf = Ancho de ala del perfil (in)
- d = Peralte del perfil (in)

Entonces, utilizando los valores que se muestran en la Tabla 110:

$$A_{mín} \geq 15.35 \times 18.50$$

$$A_{mín} \geq 283.975 in^2$$

Sabemos que:

$$A1_{real} = B \times N$$

Donde:

- $A1_{real}$ = Área real de placa base (in^2)
- B = Dimensión de placa, dirección perpendicular al momento (in)
- N = Dimensión de placa, dirección paralela al momento (in)

$$A1_{real} = 26.81 \times 27.19$$

$$A1_{real} = 728.96 in^2$$

Corroborando:

$$A1_{real} \gg A1_{mín}$$

$$728.96 \gg 283.98 \quad \dots \text{Cumple}$$

Identificación de Caso:

Para poder verificar si las condiciones actuales, en las que se encuentra la placa base son apropiadas, es primordial determinar en caso en que se encuentra. Así será posible saber si la placa base solamente recibe cargas axiales, o si el momento que llega a ella es de una magnitud considerable; lo que implicaría que las anclas de un lado, o en este caso, el ancla, trabaje a tracción.

Del Software de análisis se obtuvo los siguientes datos, para cada sección que compone la columna B. Cargas y momentos, fueron extraídos tomando en cuenta el mayor valor cercano al nudo más próximo a la base.

Tabla 111: Datos de fuerzas axial y cortante y momentos en base de columna

Datos de CSI Bridge		
A) Perfil Norte		
Axial	24.33	tnf
	-73.58	tnf
V2	0.41	tnf
	-1.66	tnf
M3	0.25	tnf.m
	-1.01	tnf.m
V3	8.76	tnf
	-11.59	tnf
M2	5.33	tnf.m
	-7.05	tnf.m
Datos de CSI Bridge		
B) Perfil Sur		
Axial	54.20	tnf
	-102.31	tnf
V2	0.69	tnf
	-0.17	tnf
M3	0.42	tnf.m
	-0.11	tnf.m
V3	7.70	tnf
	-6.08	tnf
M2	4.68	tnf.m
	-3.70	tnf.m

Fuente: Elaboración Propia

Para determinar si el momento que llega a la base es un momento considerable, se debe corroborar si:

$$e \geq e_{crít}$$

Donde:

- e = Excentricidad generada (in)
- $e_{crít}$ = Excentricidad crítica (in)

La excentricidad crítica, establece la medida máxima a la cual, la carga axial transmitida por la columna, puede actuar, tomada desde el eje centroidal; esta distancia define el “Núcleo Central”. Para términos simplificados, queda definida así:

$$e_{crít} = \frac{N}{6}$$

Siendo:

- N = Ancho de Placa Base (in)

$$e_{crít} = \frac{27.19}{6}$$

$$e_{crít} = 4.53 \text{ in}$$

Para la excentricidad real,

$$e = \frac{Ma}{Pa}$$

Donde:

- e = Excentricidad {m}
- Ma = Momento máximo actuante en la base (tonf.m)
- Pa = Carga axial máxima actuante en la base (tonf)

Para “ Ma ” se toma el mayor valor del momento de cada elemento; los datos a considerar, se pueden ver en la Tabla 111.

$$Ma = 4.68 + 7.05$$

$$Ma = 11.73 \text{ tnf.m}$$

El dato de “Pa” se obtiene de las tablas de fuerza axial a compresión en columnas, de la tabla 88:

$$Pa = 102.91 + 87.95$$

$$Pa = 190.86 \text{ tnf}$$

De modo que:

$$e = \frac{11.73}{190.86}$$

$$e = 0.06146 \text{ m}$$

$$e = 6.146 \text{ cm}$$

$$e = 2.42 \text{ in}$$

Corroborando:

$$e < e_{crit}$$

$$2.42 \text{ in} < 4.53 \text{ in}$$

... Cumple

COMENTARIO: La carga actúa dentro del núcleo central, El momento es de pequeña magnitud, toda la placa actúa a compresión.

Carga Admisible del concreto:

La carga máxima que el pedestal de concreto podría resistir, se calcula con la carga axial que llega a la placa base y el área, obteniéndose así, un valor de esfuerzo distribuido y transferido bajo la misma; sin embargo, su resistencia también se ve afectada por las dimensiones del pedestal en contacto con la placa base y la resistencia característica del concreto.

$$Padm = \frac{Pp}{\Omega c} = \frac{0.85 \times f'c \times A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}{\Omega c}$$

Donde:

- Padm = Carga admisible máxima (klb)
- f'c = Resistencia del concreto a la compresión (ksi)
- A₁ = Área de placa base (in²)

- $\Omega_c =$ Factor de seguridad ASD por aplastamiento (2.31)
- $A_2 =$ Área de pedestal en contacto con la placa base (in²)

Pero:

La relación entre las áreas en contacto deberá ser menor o igual a 2.

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$$\sqrt{\frac{3038.01}{728.96}} \leq 2$$

$$4.17 \text{ No} \leq 2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2 \dots \text{Valor a aplicar por diferencia entre áreas en contacto}$$

Luego:

$$P_{adm} = \frac{P_p}{\Omega_c} = \frac{0.85 \times 5.69 \times 728.96 \times 2}{2.31}$$

$$P_{adm} = 3052.66 \text{ klb}$$

$$P_{adm} = 1384.43 \text{ tnf}$$

Corroborando:

$$P_{actuante} < P_{admisible}$$

$$448.96 \text{ klb} < 3052.66 \text{ klb}$$

... Cumple

Espesor mínimo de la placa base:

Según los autores McCormac y Csernak, la consideración para hallar el espesor de la placa base, toma en cuenta, en este caso, que esta es flexible y que, a partir de los límites de la sección de la columna, hacia los bordes de la placa base, esta actúa en voladizo. Lo que se pretende, es comprobar si las propiedades de la chapa son adecuadas para tal efecto.

$$t_{requerido} = l \times \sqrt{\frac{3.33 \times Pa}{F_y \times B \times N}}$$

Donde:

- P_a = Carga de diseño (klb)
- $t_{requerido}$ = Espesor mínimo requerido de placa base (in)
- l = Máximo valor entre "m" y "n"(in)
- m = Tramo en voladizo, paralela al momento (in)
- n = Tramo en voladizo, perpendicular al momento (in)
- F_y = Esfuerzo de fluencia (33.36 ksi)

$$l = \max(m; n)$$

$$l = \max(4.80; 7.27)$$

$$l = 7.27 \text{ in.}$$

$$t_{requerido} = l \times \sqrt{\frac{3.33 \times P_a}{F_y \times B \times N}}$$

$$t_{requerido} = 7.27 \times \sqrt{\frac{3.33 \times 448.96}{33.36 \times 26.81 \times 27.19}}$$

$$t_{requerido} = 1.80 \text{ in}$$

Corroborando:

$$¿ t_{actual} > t_{requerido} ?$$

$$¿ 1.13 \text{ in} > 1.80 \text{ in} ? \quad \dots \text{ Espesor Insuficiente}$$

Sin embargo, si no cumple con el espesor mínimo, es probable que se tenga que tomar otras consideraciones. Por ejemplo, la placa no resiste sola el momento, básicamente actúa en conjunto con los ángulos de unión entre placa base y columna. Dicha consideración tiene dos posibles efectos:

- a) Disminuir la longitud efectiva que se encuentra trabajando en voladizo.
- b) Incrementar el espesor actual que se compara con el espesor mínimo requerido que se ha calculado.

El tramo en voladizo es menor porque el perfil de conexión remachada incrementa su rigidez.

Para esto, se opta por tomar un promedio entre $d1$ = la distancia del voladizo que realmente es soportado sólo por la placa base (distancia entre el final del ángulo de unión y borde de la placa) y $d2$ = la distancia considerada para el voladizo en el primer cálculo.

Para tener una idea, $d1$ es aproximadamente el valor del ancho del flexómetro.

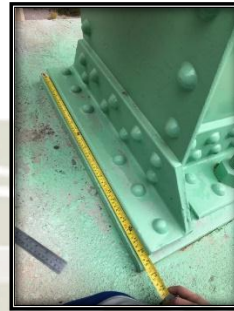


Figura 94: Distancia considerada para placa base en voladizo

Fuente: Fotografía propia

$$m_{actual} = 4.80 \text{ in}$$

$$m_2 = 0.99 \text{ in}$$

$$n_{actual} = 7.27 \text{ in}$$

$$n_2 = 0.99 \text{ in}$$

Entonces:

$$m = \frac{4.80 + 0.99}{2} = 2.90 \text{ in}$$

$$n = \frac{7.27 + 0.99}{2} = 4.13 \text{ in}$$

Recalculando:

$$l = \text{máx}(m; n)$$

$$l = \text{máx}(2.90; 4.13)$$

$$l = 4.13 \text{ in.}$$

$$t_{requerido} = l \times \sqrt{\frac{3.33 \times Pa}{F_y \times B \times N}}$$

$$t_{requerido} = 4.13 \times \sqrt{\frac{3.33 \times 448.96}{33.36 \times 26.81 \times 27.19}}$$

$$t_{requerido} = 1.02 \text{ in}$$

Corroborando:

$$\text{¿ } t_{actual} > t_{requerido}?$$

$$\text{¿ } 1.13 \text{ in} > 1.02 \text{ in?} \quad \dots \text{ Cumple}$$

La sección tiene espesor adicional por placa de unión remachada

Se considera que el incremento del espesor de la placa es igual al espesor del ángulo de unión.

$$t_{adicional} = 0.75 \text{ in}$$

Recalculando:

$$t_{real2} = t_{actual} + t_{adicional}$$

$$t_{real2} = 1.13 + 0.75$$

$$t_{real2} = 1.88 \text{ in}$$

Corroborando:

$$\text{¿ } t_{real2} > t_{requerido}?$$

$$\text{¿ } 1.88 \text{ in} > 1.80 \text{ in?} \quad \dots \text{ Cumple}$$

Fuerza Cortante:

El Cortante en la base es resistido por una combinación entre la fricción entre placa base y pedestal, proporcionada por la carga axial que ha de ser transmitida a la cimentación, esfuerzo por cortante proporcionado por los pernos de anclaje y otros mecanismos como llaves de corte, que no se aplican en este caso.

$$F_{vf} = Pa \times \mu$$

Donde:

- F_{vf} = Fuerza resistente al cortante, por fricción entre placa base y concreto de pedestal (klb)

- $P_a =$ Carga axial de diseño {klb}
- $\mu =$ Coeficiente de rozamiento

$$\mu_{PlacaBase-Mortero} = 0.20$$

$$\mu_{PlacaBase-Concreto} = 0.30$$

Entonces:

$$F_{vf} = 448.96 \times 0.30$$

$$F_{vf} = 134.69 \text{ klb}$$

$$F_{vf} = \mathbf{61.08 \text{ tnf}}$$

Para verificar:

$$¿V_a < F_{vf}?$$

Donde:

- $V_a =$ Fuerza cortante actuante

Para determinar la fuerza máxima de cortante en la base, se toma la sumatoria del valor absoluto máximo de la tabla 111 de cada sección, para obtener el cortante máximo.

$$V_a = |-11.59| + 4.68$$

$$V_a = \mathbf{16.27 \text{ tnf}}$$

Corroborando:

$$\mathbf{16.27 \text{ tnf} < 61.08 \text{ tnf} \dots \text{Cumple}}$$

COMENTARIO:

Para el análisis considerado en voladizo, el espesor es insuficiente, sin embargo, la consideración no ha sido tomada correctamente, debido a que los ángulos fijados con remaches, que hacen las veces de una soldadura para fijar la columna a la placa base, aportan de manera que la dimensión de “m” o “n”, indicadas previamente, no tienen el mismo valor, para la aplicación, pues debe considerarse que el espesor real de la placa es la sumatoria del espesor del ángulo de fijación y el de la placa base o que las dimensiones de la placa que actúan en voladizo, son reducidas.

4.8. Conclusiones del Capítulo

- A través de la evaluación de las vigas principales del tablero, se concluye en que el tipo de carga viva de diseño utilizada pertenece a un tren de cargas Cooper E40; el cual corresponde al primer tipo de carga introducido por T. Cooper en 1894.
- Al evaluar el puente bajo el tren de cargas propuesto por el manual de AREMA (Cooper E80), en el caso del tránsito de esta carga, el puente se encontraría altamente esforzado en tensión y compresión; por lo cual se debe realizar una propuesta de refuerzo del área de la sección.
- Al evaluar el puente bajo el tren de cargas que transita actualmente (2 Locomotoras GT42 + 18 planos), se puede ver que los esfuerzos que generan las cargas no superan los admisibles del manual. Sin embargo, en el tramo 3 se presenta un margen mínimo superior al esfuerzo admisible en tensión (al tener una sección con menor área que el resto de la estructura); por lo cual se debe realizar una propuesta de refuerzo para este tramo.
- Sin embargo, al analizar el pandeo local del ala en compresión, se puede notar que en las zonas donde no se incluyeron platabandas para engrosar la sección de las alas, no cumple con lo especificado en el manual; por ende, es propenso a tener pandeo local en esta zona del elemento. Dada esta circunstancia, se debe plantear el refuerzo de las alas en la viga principal para los tramos 1,3 y 5; además de las zonas sin platabandas de los tramos 2 y 4.
- Para los pilares, al encontrarse arriostrados cada 40 o 60 cm, se cumple con las relaciones de esbeltez, lo que acerca el comportamiento de los elementos de la armadura a la idealización que sugiere que estos solamente trabajan a tensión o compresión, esfuerzos debido a cargas axiales. Y los momentos flectores, que ocasionan pandeo o esfuerzos por flexión, son despreciables.
- Se puede observar, que en la mayoría de casos de columnas y arriostres, el esfuerzo actuante por la Cooper E-80 es prácticamente un poco más del doble del esfuerzo permisible, plantear un reforzamiento para incrementar las secciones, sería poco viable y tal vez innecesario, teniendo en cuenta que las cargas máximas que por ahí transitan, tienen un efecto similar al que produciría una Cooper E-40, una locomotora con efectos de la mitad de la magnitud de este análisis.

- A modo de comparación con los resultados del último estudio, se puede apreciar que los elementos de los pilares que superan los esfuerzos admisibles no son todos los planteados en la anterior evaluación del puente (el cual, según la sección 3.2. del Capítulo III, indicaba que todos los arriostres diagonales se encontraban sobreesforzados). Según la investigación presentada en esta tesis, se necesita reforzar el tablero y los arriostres inferiores de las 3 torres mostrados anteriormente.
- Se ejemplifica un caso de revisión de conexiones, utilizando la conexión donde se generan las mayores fuerzas axiales en tensión (para los arriostres 26 y 44). Se revisa el detalle de conexión y se puede observar que, a comparación de la carga axial que debe resistir, la sección actual es insuficiente. Este comportamiento se esperaba si se considera que la sección también es insuficiente para resistir esfuerzos en tensión sin superar los límites admisibles. Se concluye que se debe plantear una sección que sea capaz de generar menores esfuerzos en tensión.
- Del análisis de la conexión de la placa base, puede concluirse que esta no necesita ser reforzada, sin embargo, deberá tenerse en cuenta las consideraciones del aporte de los ángulos de fijación, para la evaluación del espesor, de otro modo, se indica que este es insuficiente y la placa y los sectores que actúan en voladizo, no cumplen con la norma.
- En análisis de la placa ubicada en la parte inferior de los pernos de anclaje y el empotramiento del sistema en general, queda fuera del alcance de este estudio, sin embargo, se recomienda su evaluación, además de la realización de estudios de esclerometría, debido a la dispersión que hay entre resultados de diferentes pedestales.

V. PROPUESTA DE REFUERZO Y VERIFICACIÓN

5.1. Consideraciones Generales

El refuerzo de un puente metálico amplía la vida útil del mismo entre 20-40 años. No necesariamente significa crear un puente nuevo; por lo cual se debe analizar la viabilidad de colocar refuerzo a proponer la construcción de un nuevo puente.

Según las conclusiones del capítulo anterior; tanto para superestructura como para la subestructura se debe proponer una alternativa de refuerzo. En base a la viabilidad de la ejecución de la misma, la propuesta principal será acorde al incremento estimado de resistencia a esfuerzos admisibles actuales del tren compuesto por 2 locomotoras GT42 y 18 planos (vagones); el cual es el tren que circula trasladando mineral proveniente de la minera Las Bambas. Sin embargo, en cuanto al tablero, se ha desarrollado la propuesta de refuerzo para el tren de diseño Cooper E-80.

5.2. Propuesta de refuerzo para la superestructura

Para aumentar el área gruesa de la sección de la viga principal, se propone adosar platabandas a las alas. Dependiendo del tramo, se coloca una platabanda superior e inferior con ancho y espesor variables.

Se utilizan platabandas de refuerzo de acero A36; sin embargo, en las verificaciones se asume que las platabandas tienen las mismas características que el material original del puente a modo de brindar seguridad.

Las platabandas de refuerzo propuestas tienen las siguientes características comerciales:

Tabla 112: Planchas de espesores comerciales

Dimensiones nominales (mm)														
Ancho	Espesor													Longitud
	6,0	6,4	8,0	9,0	9,5	12,0	12,5	16,0	20,0	25,0	32,0	38,0	50,0	
1220	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
1520	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	2400 ⁽¹⁾
1800	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
2000	-	-	-	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	6000
2400	-	-	-	-	-	x	x	x	x	x	x	x	x	12000

(1) Longitud solo en calidad comercial.
 Nota 1.- Se fabrican otras dimensiones previa consulta
 Nota 2.- Se suministran bobinas en calidad comercial y estructural en ancho 1220 y espesor 6.0 mm

Fuente: Siderperú

Por lo tanto, se está trabajando con platabandas de espesores de 6, 12.50 y 25 mm por una longitud de 2400 mm y ancho variable a pedido. Para más detalle, consultar los planos PS-12, PS-13, PS-14 y PS-15 para la propuesta con la carga viva Cooper E80 (a modo de análisis de propuesta de refuerzo para el vehículo de diseño actual propuesto por AREMA) y los planos PS-16, PS-17, PS-18 y PS-19 para la propuesta con el tren actual.

Se debe considerar el aumento de la carga muerta por las platabandas de refuerzo utilizadas; traducidas en carga por unidad de longitud, se debe añadir:

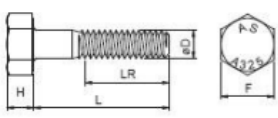
- $q7 = \text{Peso de platabandas para Tramos 1 y 5} = 0.1626 \text{ tnf/m}$ (a lo largo de los tramos 1 y 5)
- $q8 = \text{Peso de platabandas para Tramos 2 y 4} = 0.1566 \text{ tnf/m}$ (a lo largo de los tramos 2 y 4)
- $q9 = \text{Peso de platabandas para Tramo 3} = 0.03627 \text{ tnf/m}$ (a lo largo del tramo 3)

Para la conexión se debe utilizar pernos de alta resistencia A325 (ASTM); ya que la técnica de remachado en caliente se ha discontinuado. Las características de este tipo de pernos son:

- Se fabrican con acero de medio carbono templado y revenido.
- Se utilizan para conexiones de alta resistencia a la tracción y corte, especialmente para juntas estructurales solicitadas mecánicamente.

Estas uniones son más prácticas para trabajos in situ; ya que el control de calidad, inspección y supervisión de trabajo es más fácil de realizar a comparación de uniones soldadas.

- Existe una amplia gama de dimensiones y resistencia.
- No se necesita una especial capacitación y no exige un ambiente especial para el montaje.
- Simplifica los procesos de reciclado de los elementos.



ø D	1/2	5/8	3/4	7/8	1
H Min	7,67	9,60	11,56	13,49	15,01
F Max	22,23	26,97	31,75	36,53	41,28
LR Min	25,40	31,75	35,05	38,10	44,45

Figura 95: Medidas comerciales de pernos ASTM325

Las propiedades mecánicas son:

Tabla 113: Propiedades mecánicas de acero con diferentes cantidades de carbono

NUMERO DE GRADO	MATERIAL	CARGA DE PRUEBA (KPSI)	ESFUERZO DE RUPTURA (KPSI)
A307	Acero de bajo carbono	55 - 33	74 - 60
A325 tipo 1	Acero al carbono, templado y revenido	85 - 74	120 - 105
A325 tipo 2	Acero de bajo carbono martensítico, templado y revenido	85 - 74	120 - 105
A325 tipo 3	Acero recubierto templado y revenido	85 - 74	120 - 105
A354 grado BC	Acero aleado, templado y revenido		
A354 grado BD	Acero aleado, templado y revenido	120	150
A449	Acero aleado, templado y revenido	85 - 74 - 55	102 - 105 - 90
A490 tipo 1	Acero aleado, templado y revenido	120	150
A490 tipo 3	Acero aleado, templado y revenido		

Fuente: ASTM

Los pernos A325 tipo 2 fueron discontinuados en 1991. Se sugiere implementar pernos de alta resistencia tipo 3 para asegurar las conexiones.

En este caso no se plantea conexiones soldadas, aunque cabe la posibilidad. Esto se debe a que, para realizar conexiones soldadas, se debe tener en cuenta lo siguiente (Instituto Técnico de la Estructura de Acero):

- *La fundición no se puede soldar; excepto algunos pequeños accesorios que soportan los elementos no estructurales y que pueden soldarse usando electrodos con porcentaje de níquel muy grande.*
- *El hierro pudelado se puede soldar; los electrodos deben ser bajos en hidrógeno y secarse según las recomendaciones del fabricante (aproximadamente 350 C). Las secciones superiores a 25 mm tendrán que precalentarse con el fin de reducir la velocidad de enfriamiento.*
- *Los aceros dulces pueden soldarse usando electrodos que sean compatibles (generalmente, electrodos bajos en hidrógeno). Puede requerirse un análisis minucioso para determinar si el acero es de bajo o alto contenido en carbono. En el primer caso se requiere un precalentamiento para perfiles cuyo grosor sea superior a 25 mm. Los aceros ricos en carbono generalmente se elaboraron en el período comprendido entre 1910 y 1930 y requieren precalentamiento para todos los grosores.*

Al no tener la certeza del material real del puente por falta de pruebas y datos, recomendar una conexión soldada conlleva al riesgo de no obtener una conexión firme. Por lo tanto, se desarrolla la propuesta de refuerzo en torno a una conexión emperrada.

Se presenta la propuesta para el tren de cargas Cooper E80 y la propuesta optimizada para el tren que transita actualmente:

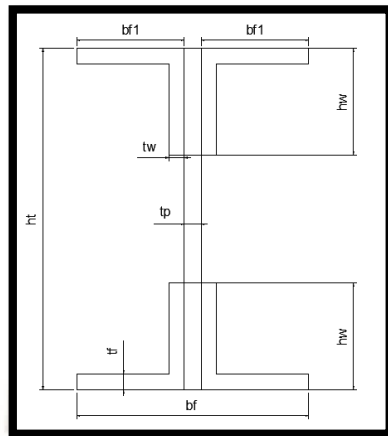


Figura 96: Refuerzo en tramos sin platabandas

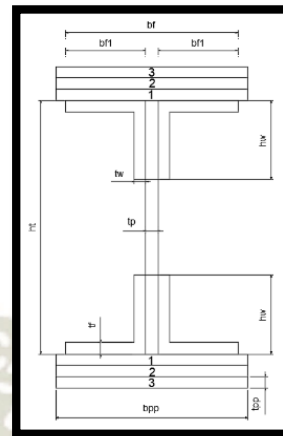


Figura 97: Refuerzo en tramos con platabandas

5.2.1. Propuesta para la superestructura – Carga viva: Cooper E-80

Para reforzar las vigas principales en cada tramo, se propone colocar platabandas en los tramos 1, 3 y 5; además de en las zonas 2 y 4 donde no hay más de 2 platabandas. También se propone quitar la tercera platabanda en estos tramos y reemplazarla por una de mayor espesor encima (o debajo si se refiere a la parte inferior) de la segunda platabanda, tal como se muestra en las figuras siguientes.

Tabla 114: Propiedades Geométricas de las Secciones Reforzadas

TIPO DE SECCIÓN	bf (mm)	bf1 (mm)	hw (mm)	ht (mm)	tf (mm)	tw (mm)	tp (mm)
REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	322.30	156.00	155.00	1842.00	12.70	12.70	10.30
REFORZADA CON 1 PLATABANDA	322.30	156.00	157.00	1842.00	15.50	15.50	10.30
REFORZADA CON 2 PLATABANDAS	322.30	156.00	157.00	1842.00	15.50	15.50	10.30
REFORZADA TÍPICA TRAMO 3	314.70	152.00	102.00	1842.00	10.20	10.20	10.70
REFORZADA TÍPICA TRAMOS 2 Y 4	322.30	156.00	157.00	1842.00	15.50	15.50	10.30

Fuente: Elaboración propia

Tabla 115: Propiedades Geométricas de las Secciones Reforzadas

TIPO DE SECCIÓN	bpp1 (mm)	tpp1 (mm)	bpp2 (mm)	tpp2 (mm)	bpp3 (mm)	Tpp3 (mm)
REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	400.00	12.50	N/E	N/E	N/E	N/E
REFORZADA CON 1 PLATABANDA	406.00	15.00	500.00	25.00	N/E	N/E
REFORZADA CON 2 PLATABANDAS	406.00	15.00	406.00	15.00	500.00	25.00
REFORZADA TÍPICA TRAMO 3	400.00	6.00	N/E	N/E	N/E	N/E
REFORZADA TÍPICA TRAMOS 2 Y 4	N/E	N/E	N/E	N/E	N/E	N/E

Fuente: Elaboración propia

Tabla 116: Propiedades Geométricas de las Secciones Reforzadas

TIPO DE SECCIÓN	ÁREA GRUESA (m ²)	INERCIA EN EL EJE Y (I _y)(m ⁴)	RADIO DE GIRO EN EL EJE Y (R _y) (m)	DISTANCIA A LA FIBRA MÁS LEJANA (m)	MÓDULO DE SECCIÓN (S) (m ³)	PERALTE DE VIGA (d) (m)
REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	0.043	0.025	0.760	0.934	0.026	1.867
REFORZADA CON 1 PLATABANDA	0.075	0.053	0.839	0.961	0.055	1.922
REFORZADA CON 2 PLATABANDAS	0.087	0.064	0.860	0.976	0.066	1.952
REFORZADA TÍPICA TRAMO 3	0.034	0.017	0.720	0.927	0.019	1.854
REFORZADA TÍPICA TRAMOS 2 Y 4	0.037	0.020	0.723	0.921	0.021	1.842

Fuente: Elaboración propia

Tabla 117: Propiedades Geométricas de las Secciones Reforzadas

TIPO DE SECCIÓN	ÁREA DE TORNILLOS (m ²)	ÁREA NETA (m ²)	FACTOR DE REDUCCIÓN (U)	ÁREA NETA EFECTIVA (m ²)
REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	0.018	0.024	0.600	0.015
REFORZADA CON 1 PLATABANDA	0.029	0.045	0.600	0.027
REFORZADA CON 2 PLATABANDAS	0.043	0.044	0.600	0.026
REFORZADA TÍPICA TRAMO 3	0.014	0.019	0.600	0.012
REFORZADA TÍPICA TRAMOS 2 Y 4	0.014	0.023	0.600	0.014

Fuente: Elaboración propia

Tabla 118: Propiedades Geométricas de las Secciones Reforzadas

TIPO DE SECCIÓN	ÁREA GRUESA ALA (m ²)	ÁREA DE TORNILLOS ALA (m ²)	ÁREA NETA ALA (m ²)	ÁREA NETA EFECTIVA ALA (m ²)	ANCHO DEL ALA (bf) (m)	ESPESOR DEL ALA (tf) (m)	ÁREA GRUESA ALMA (m ²)
REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	0.009	0.003	0.006	0.004	0.322	0.025	0.025
REFORZADA CON 1 PLATABANDA	0.024	0.000	0.024	0.014	0.322	0.056	0.027
REFORZADA CON 2 PLATABANDAS	0.030	0.000	0.030	0.018	0.322	0.071	0.027
REFORZADA TÍPICA TRAMO 3	0.006	0.003	0.003	0.002	0.315	0.016	0.023
REFORZADA TÍPICA TRAMOS 2 Y 4	0.005	0.003	0.002	0.001	0.322	0.016	0.027

Fuente: Elaboración propia

5.2.2. Propuesta para la superestructura – Carga viva: 2 locomotoras GT42 + 18 planos

Para esta carga viva, no se requiere reforzar los tramos 2 y 4 (en cuanto a resistencia de esfuerzos admisibles); sin embargo, se realiza el refuerzo de todas maneras para minimizar el rango de esfuerzos de fatiga. Para en los tramos 1, 3 y 5 se requiere reforzar las alas por pandeo local en compresión y exclusivamente en el tramo 3, aumentar la sección para resistir esfuerzos de tensión. Por lo tanto:

Tabla 119: Propiedades Geométricas de las Secciones Reforzadas

TIPO DE SECCIÓN	bf (mm)	bf1 (mm)	hw (mm)	ht (mm)	tf (mm)	tw (mm)	tp (mm)
REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	322.30	156.00	155.00	1842.00	12.70	12.70	10.30
CON 1 PLATABANDA	322.30	156.00	157.00	1842.00	15.50	15.50	10.30
CON 2 PLATABANDAS	322.30	156.00	157.00	1842.00	15.50	15.50	10.30
REFORZADA TÍPICA TRAMO 3	314.70	152.00	102.00	1842.00	10.20	10.20	10.70
REFORZADA TÍPICA TRAMOS 2 Y 4	322.30	156.00	157.00	1842.00	15.50	15.50	10.30

Fuente: Elaboración propia

Tabla 120: Propiedades Geométricas de las Secciones Reforzadas

TIPO DE SECCIÓN	bpp1 (mm)	tpp1 (mm)	bpp2 (mm)	tpp2 (mm)	bpp3 (mm)	Tpp3 (mm)
REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	400.00	6.00	N/E	N/E	N/E	N/E
CON 1 PLATABANDA	406.00	15.00	N/E	N/E	N/E	N/E
REFORZADA CON 2 PLATABANDAS	406.00	15.00	406.00	15.00	500.00	25.00
REFORZADA TÍPICA TRAMO 3	400.00	12.50	N/E	N/E	N/E	N/E
REFORZADA TÍPICA TRAMOS 2 Y 4	N/E	N/E	N/E	N/E	N/E	N/E

Fuente: Elaboración propia

Tabla 121: Propiedades Geométricas de las Secciones Reforzadas

TIPO DE SECCIÓN	ÁREA GRUESA (m ²)	INERCIA EN EL EJE Y (I _y)(m ⁴)	RADIO DE GIRO EN EL EJE Y (R _y) (m)	DISTANCIA A LA FIBRA MÁS LEJANA (m)	MÓDULO DE SECCIÓN (S) (m ³)	PERALTE DE VIGA (d) (m)
REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	0.038	0.734	0.927	0.022	1.854	0.734
CON 1 PLATABANDA	0.050	0.779	0.936	0.032	1.872	0.779
REFORZADA CON 2 PLATABANDAS	0.087	0.860	0.976	0.066	1.952	0.860
REFORZADA TÍPICA TRAMO 3	0.039	0.751	0.934	0.024	1.867	0.751
TÍPICA TRAMOS 2 Y 4	0.037	0.723	0.921	0.021	1.842	0.723

Fuente: Elaboración propia

Tabla 122: Propiedades Geométricas de las Secciones Reforzadas

TIPO DE SECCIÓN	ÁREA DE TORNILLOS (m ²)	ÁREA NETA (m ²)	FACTOR DE REDUCCIÓN (U)	ÁREA NETA EFECTIVA (m ²)
REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	0.016	0.022	0.600	0.013
CON 1 PLATABANDA	0.013	0.037	0.600	0.022
REFORZADA CON 2 PLATABANDAS	0.043	0.044	0.600	0.026
REFORZADA TÍPICA TRAMO 3	0.025	0.014	0.600	0.009
TÍPICA TRAMOS 2 Y 4	0.014	0.023	0.600	0.014

Fuente: Elaboración propia

Tabla 123: Propiedades Geométricas de las Secciones Reforzadas

TIPO DE SECCIÓN	ÁREA GRUESA ALA (m ²)	ÁREA DE TORNILLOS ALA (m ²)	ÁREA NETA ALA (m ²)	ÁREA NETA EFECTIVA ALA (m ²)	ANCHO DEL ALA (bf) (m)	ESPESOR DEL ALA (tf) (m)	ÁREA GRUESA ALMA (m ²)
REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	0.006	0.003	0.004	0.002	0.322	0.019	0.026
CON 1 PLATABANDA	0.011	0.002	0.009	0.005	0.406	0.031	0.027
REFORZADA CON 2 PLATABANDAS	0.030	0.007	0.023	0.014	0.322	0.071	0.027
REFORZADA TÍPICA TRAMO 3	0.008	0.004	0.004	0.003	0.315	0.023	0.023
TÍPICA TRAMOS 2 Y 4	0.005	0.003	0.002	0.001	0.322	0.016	0.027

Fuente: Elaboración propia

5.2.3. Verificación del refuerzo propuesto para la superestructura

Se presentan las verificaciones realizadas con la misma metodología que se utilizó para la evaluación inicial para el tren de diseño del manual (Cooper E-80) y para el tren que circula actualmente (2 locomotoras GT42 + 18 planos). Se trabaja bajo la misma metodología presentada en la sección 4.5.1. “Metodología de Evaluación de la Superestructura”:

5.2.3.1. Esfuerzos de Tensión:

Se presentan los mayores esfuerzos de tensión obtenidos bajo la mayor combinación de cargas. Los momentos flectores y los diagramas de esfuerzos correspondientes se pueden encontrar en el Anexo 3.

A) CARGA VIVA = COOPER E80

Tabla 124: Esfuerzos de Tensión en cada tramo para Carga Cooper E80

TRAMO	ESFUERZO MÁXIMO DE TENSIÓN (kg/cm ²)	UBICACIÓN (m)	SECCIÓN
TRAMO 1	1015.79	5.86	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5
TRAMO 2	1032.15	18.33	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 3	752.94	34.77	REFORZADA TÍPICA TRAMO 3
TRAMO 4	1031.32	53.97	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 5	1029.02	66.44	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5

Fuente: Elaboración propia

Al compararlo con el esfuerzo de tensión permisible ($0.45 \cdot f_y$, donde $f_y = 2345.31$ kg/cm²), el cual es igual a 1055.39 kg/cm², se obtiene:

Tabla 125: Esfuerzos de Tensión en cada tramo para Carga Cooper E80

<u>TRAMO</u>	<u>ESFUERZO MÁXIMO DE TENSIÓN (kg/cm²)</u>	<u>% EL ESFUERZO DE FLUENCIA</u>	<u>SITUACIÓN</u>
TRAMO 1	1015.79	43.31%	CUMPLE
TRAMO 2	1032.15	44.01%	CUMPLE
TRAMO 3	752.94	32.10%	CUMPLE
TRAMO 4	1031.32	43.97%	CUMPLE
TRAMO 5	1029.02	43.88%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: El refuerzo planteado cumple con la sollicitación de esfuerzos de tensión. En el caso del tramo 3, por amplio margen. Se debe a que se necesita cumplir con la relación máxima permisible en el ala en compresión de la sección (que se verá más adelante).

B) CARGA VIVA = 2 LOCOMOTORAS GT42 + 18 PLANOS

Tabla 126: Esfuerzos de Tensión en cada tramo para tren compuesto de 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

<u>TRAMO</u>	<u>ESFUERZO MÁXIMO DE TENSIÓN (kg/cm²)</u>	<u>UBICACIÓN (m)</u>	<u>SECCIÓN</u>
TRAMO 1	734.18	5.86	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5
TRAMO 2	605.50	18.33	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 3	687.57	34.77	REFORZADA TÍPICA TRAMO 3
TRAMO 4	602.06	53.97	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 5	736.10	66.44	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5

Fuente: Elaboración propia

Al compararlo con el esfuerzo de tensión permisible ($0.45 \cdot f_y$, donde $f_y = 2345.31$ kg/cm²), el cual es igual a 1055.39 kg/cm², se obtiene:

Tabla 127: Diagnóstico de esfuerzos de Tensión en cada tramo para tren compuesto de 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

<u>TRAMO</u>	<u>ESFUERZO MÁXIMO DE TENSIÓN (kg/cm²)</u>	<u>% EL ESFUERZO DE FLUENCIA</u>	<u>SITUACIÓN</u>
TRAMO 1	734.18	31.30%	CUMPLE
TRAMO 2	605.50	25.82%	CUMPLE
TRAMO 3	687.57	29.32%	CUMPLE
TRAMO 4	602.06	25.67%	CUMPLE
TRAMO 5	736.10	31.39%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: El refuerzo planteado cumple con la solicitud de esfuerzos de tensión (considerando que de por sí ya se cumplía en este punto en todos los tramos menos el tercero); por amplio margen. Se debe a que se necesita cumplir con la relación máxima permisible en el ala en compresión de la sección; además de disminuir el rango de esfuerzos de fatiga permisible (que se verá más adelante).

5.2.3.2. Esfuerzos de Compresión:

Se presentan los mayores esfuerzos de tensión obtenidos bajo la mayor combinación de cargas. Los momentos flectores y los diagramas de esfuerzos correspondientes se pueden encontrar en el Anexo 3.

A) CARGA VIVA = COOPER E80

Tabla 128: Esfuerzos de Compresión en cada tramo para Carga Cooper E80

<u>TRAMO</u>	<u>ESFUERZO MÁXIMO DE COMPRESIÓN (kg/cm²)</u>	<u>UBICACIÓN (m)</u>	<u>SECCIÓN</u>
TRAMO 1	1015.79	5.86	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5
TRAMO 2	1032.15	18.33	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 3	752.94	34.77	REFORZADA TÍPICA TRAMO 3
TRAMO 4	1031.32	53.97	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 5	1029.02	66.44	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 129: Diagnóstico de esfuerzos de Compresión en cada tramo para Carga Cooper E80

TRAMO	ESFUERZO MÁXIMO DE COMPRESIÓN (kg/cm ²)	% DEL ESFUERZO DE FLUENCIA	FÓRMULA a) (kg/cm ²)	FÓRMULA b) (kg/cm ²)	ESFUERZO DE COMPRESIÓN LÍMITE (kg/cm ²)	% DEL ESFUERZO DE FLUENCIA	SITUACIÓN
TRAMO 1	1015.79	43.31%	1281.82	83.21	1281.82	54.65%	CUMPLE
TRAMO 2	1032.15	44.01%	1271.79	237.09	1271.79	54.23%	CUMPLE
TRAMO 3	752.94	32.10%	1284.35	52.83	1284.35	54.76%	CUMPLE
TRAMO 4	1031.32	43.97%	1271.79	237.09	1271.79	54.23%	CUMPLE
TRAMO 5	1029.02	43.88%	1281.82	83.21	1281.82	54.65%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: El refuerzo planteado cumple con la solicitud de esfuerzos de tensión. En el caso del Tramo 3, por amplio margen. Se debe a que se necesita cumplir con la relación máxima permisible en el ala en compresión de la sección (que se verá más adelante).

B) CARGA VIVA = 2 LOCOMOTORAS GT 42 + 18 PLANOS

Tabla 130: Esfuerzos de Compresión en cada tramo para tren compuesto de 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

TRAMO	ESFUERZO MÁXIMO DE COMPRESIÓN (kg/cm ²)	UBICACIÓN (m)	SECCIÓN
TRAMO 1	734.18	5.86	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5
TRAMO 2	605.50	18.33	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 3	687.57	34.77	REFORZADA TÍPICA TRAMO 3
TRAMO 4	602.06	53.97	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 5	736.10	66.44	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 131: Diagnóstico de esfuerzos de Compresión en cada tramo para tren compuesto de 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

TRAMO	ESFUERZO MÁXIMO DE COMPRESIÓN (kg/cm ²)	% DEL ESFUERZO DE FLUENCIA	FÓRMULA a) (kg/cm ²)	FÓRMULA b) (kg/cm ²)	ESFUERZO DE COMPRESIÓN LÍMITE (kg/cm ²)	% DEL ESFUERZO DE FLUENCIA	SITUACIÓN
TRAMO 1	734.18	31.30%	1281.82	83.21	1281.82	54.65%	CUMPLE
TRAMO 2	605.50	25.82%	1271.79	237.09	1271.79	54.23%	CUMPLE
TRAMO 3	687.57	29.32%	1284.35	52.83	1284.35	54.76%	CUMPLE
TRAMO 4	602.06	25.67%	1271.79	237.09	1271.79	54.23%	CUMPLE
TRAMO 5	736.10	31.39%	1281.82	83.21	1281.82	54.65%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: El refuerzo planteado cumple con la solicitud de esfuerzos de compresión por amplio margen (considerando que de por sí ya se cumplía en este punto en todos los tramos). Se debe a que se necesita cumplir con la relación máxima permisible en el ala en compresión de la sección y se debe disminuir el rango de esfuerzos de fatiga permisible (que se verá más adelante).

5.2.3.3. Esfuerzos por efectos de Fuerzas Cortantes:

Se presentan las mayores fuerzas cortantes obtenidas bajo la mayor combinación de cargas. Los momentos flectores y los diagramas de esfuerzos correspondientes se pueden encontrar en el Anexo 3.

A) CARGA VIVA = COOPER E80

Tabla 132: Fuerzas Cortantes Máximas para cada tramo para Carga Cooper E80

<u>TRAMO</u>	<u>FUERZA CORTANTE MAYOR (tnf)</u>	<u>UBICACIÓN (m)</u>	<u>SECCIÓN</u>
TRAMO 1	95.64	11.26	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5
TRAMO 2	147.97	31.09	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 3	74.83	40.29	REFORZADA TÍPICA TRAMO 3
TRAMO 4	147.97	60.12	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 5	95.98	72.295	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 133: Diagnóstico de fuerzas Cortantes Máximas para cada tramo para Carga Cooper E80

<u>TRAMO</u>	<u>FUERZAS CORTANTES MAYORES (tnf)</u>	<u>FÓRMULA a) (kg/cm2)</u>	<u>FÓRMULA b) (kg/cm2)</u>	<u>% EL ESFUERZO DE FLUENCIA</u>	<u>SITUACIÓN</u>
TRAMO 1	95.64	820.86	389.21	16.60%	CUMPLE
TRAMO 2	147.97	820.86	539.53	23.00%	CUMPLE
TRAMO 3	74.83	820.86	331.93	14.15%	CUMPLE
TRAMO 4	147.97	820.86	539.52	23.00%	CUMPLE
TRAMO 5	95.98	820.86	390.56	16.65%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Se puede observar que el área del alma no permite mayores esfuerzos al 35% (que comprometerían a la sección); por lo cual la nueva sección es correcta.

B) CARGA VIVA = 2 LOCOMOTORAS GT 42 + 18 PLANOS

Tabla 134: Fuerzas Cortantes Máximas para cada tramo para tren compuesto por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

<u>TRAMO</u>	<u>FUERZA CORTANTE MAYOR (tnf)</u>	<u>UBICACIÓN (m)</u>	<u>SECCIÓN</u>
TRAMO 1	27.27	11.26	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5
TRAMO 2	58.23	31.09	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 3	6.33	40.29	REFORZADA TÍPICA TRAMO 3
TRAMO 4	58.22	60.12	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS
TRAMO 5	27.16	72.295	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 135: Fuerzas Cortantes Máximas para cada tramo para tren compuesto por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

<u>TRAMO</u>	<u>FUERZAS CORTANTES MAYORES (tnf)</u>	<u>FÓRMULA a) (kg/cm²)</u>	<u>FÓRMULA b) (kg/cm²)</u>	<u>% EL ESFUERZO DE FLUENCIA</u>	<u>SITUACIÓN</u>
TRAMO 1	27.27	820.86	105.14	4.48%	CUMPLE
TRAMO 2	58.23	820.86	212.31	9.05%	CUMPLE
TRAMO 3	6.33	820.86	28.073	1.20%	CUMPLE
TRAMO 4	58.22	820.86	212.30	9.05%	CUMPLE
TRAMO 5	27.16	820.86	104.73	4.47%	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Se puede observar que el área del alma no permite mayores esfuerzos al 35% (que comprometerían a la sección); por lo cual la nueva sección es correcta.

5.2.3.4. Pandeo Local del Ala en Compresión:

A) CARGA VIVA = COOPER E80

Tabla 136: Diagnóstico de Pandeo local del ala para cada tramo para tren compuesto por Cooper E-80

<u>TRAMO</u>	<u>SECCIÓN</u>	<u>ANCHO DEL ALA (cm)</u>	<u>ESPESOR DEL ALA (cm)</u>	<u>RELACIÓN ANCHO - ESPESOR</u>	<u>RELACIÓN LÍMITE</u>	<u>SITUACIÓN</u>
TRAMO 1	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	32.23	2.52	6.395	10.609	CUMPLE
TRAMO 2	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS	32.23	7.05	2.286	10.609	CUMPLE
TRAMO 3	REFORZADA TÍPICA TRAMO 3	31.40	1.62	9.713	10.609	CUMPLE
TRAMO 4	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS	32.23	7.05	2.286	10.609	CUMPLE
TRAMO 5	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	32.23	2.52	6.395	10.609	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Cabe resaltar que se prueba la sección sometida a mayores sollicitaciones por carga.

Se puede observar la relación ancho-espesor se ha reducido considerablemente. Se tomó esta opción teniendo en cuenta la reducción de esfuerzos admisibles en tensión, compresión y fuerzas cortantes obtenida por el aumento del área.

B) CARGA VIVA = 2 LOCOMOTORAS GT 42 + 18 PLANOS

Tabla 137: Diagnóstico de Pandeo local del ala para cada tramo para tren compuesto por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

<u>TRAMO</u>	<u>SECCIÓN</u>	<u>ANCHO DEL ALA (cm)</u>	<u>ESPESOR DEL ALA (cm)</u>	<u>RELACIÓN ANCHO - ESPESOR</u>	<u>RELACIÓN LÍMITE</u>	<u>SITUACIÓN</u>
TRAMO 1	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	32.23	1.87	8.618	10.609	CUMPLE
TRAMO 2	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS	32.23	7.05	2.286	10.609	CUMPLE
TRAMO 3	REFORZADA TÍPICA TRAMO 3	31.40	2.27	6.932	10.609	CUMPLE
TRAMO 4	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS	32.23	7.05	2.286	10.609	CUMPLE
TRAMO 5	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	32.23	2.52	8.618	10.609	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Cabe resaltar que se prueba la sección sometida a mayores solicitaciones por carga.

Se puede observar la relación ancho-espesor se ha reducido considerablemente. El aumento del área mediante platabandas es necesario para la reducción del rango de esfuerzos por fatiga.

5.2.3.5. Pandeo Torsional del Elemento en Compresión:

A) CARGA VIVA = COOPER E80

Tabla 138: Diagnóstico de Pandeo torsional del ala para cada tramo para tren compuesto por Cooper E-80

<u>TRAMO</u>	<u>SECCIÓN</u>	<u>LONGITUD DEL TRAMO (cm)</u>	<u>RADIO DE GIRO EN EL EJE Y (cm)</u>	<u>RELACIÓN LONGITUD – RADIO DE GIRO</u>	<u>RELACIÓN LÍMITE</u>	<u>SITUACIÓN</u>
TRAMO 1	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	1172.00	76.00	15.417	136.928	CUMPLE
TRAMO 2	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS	1982.50	86.00	23.065	136.928	CUMPLE
TRAMO 3	REFORZADA TÍPICA TRAMO 3	920.50	72.00	12.786	136.928	CUMPLE
TRAMO 4	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS	1982.50	86.00	23.065	136.928	CUMPLE
TRAMO 5	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	1172.00	76.00	15.417	136.928	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

B) CARGA VIVA = 2 LOCOMOTORAS GT 42 + 18 PLANOS

Tabla 139: Diagnóstico de Pandeo torsional del ala para cada tramo para tren compuesto por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

<u>TRAMO</u>	<u>SECCIÓN</u>	<u>LONGITUD DEL TRAMO (cm)</u>	<u>RADIO DE GIRO EN EL EJE Y (cm)</u>	<u>RELACIÓN LONGITUD – RADIO DE GIRO</u>	<u>RELACIÓN LÍMITE</u>	<u>SITUACIÓN</u>
TRAMO 1	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	1172.00	73.40	15.977	136.928	CUMPLE
TRAMO 2	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS	1982.50	86.00	23.065	136.928	CUMPLE
TRAMO 3	REFORZADA TÍPICA TRAMO 3	920.50	75.10	12.250	136.928	CUMPLE
TRAMO 4	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS	1982.50	86.00	23.065	136.928	CUMPLE
TRAMO 5	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	1172.00	73.40	15.977	136.928	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: La sección del elemento en cada tramo no es susceptible a este tipo de pandeo por un amplio margen para ambas propuestas de refuerzo.

5.2.3.6. Rango de esfuerzos de fatiga:

Como se ha mencionado anteriormente, el rango de esfuerzos de fatiga límite (S_{RFAT}) es igual a 7 ksi (492.14 kg/cm²). Se muestra a continuación el rango de fatiga obtenido bajo cada caso de carga viva.

$$S_R = \sigma_{MAX} - \sigma_{MIN}$$

Tabla 140: Verificación de Rangos de Esfuerzo de Fatiga para cada tipo de carga viva.

<u>CASO DE CARGA</u>	<u>ESFUERZO DE FATIGA MÁXIMO</u> (kg/cm ²)	<u>ESFUERZO DE FATIGA MÍNIMO</u> (kg/cm ²)	<u>RANGO DE ESFUERZOS DE FATIGA (Sr)</u> (kg/cm ²)	<u>RANGO DE FATIGA LÍMITE</u> (kg/cm ²)	<u>SITUACIÓN</u>
VIVA – E80	819.51	152.66	666.85	492.14	NO CUMPLE
VIVA – GT42	577.45	152.66	424.79	492.14	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Como se menciona en el capítulo anterior, el refuerzo para disminuir el rango de esfuerzos de fatiga para la carga Cooper E80 incluiría un mayor aumento de área. Desde el punto de vista de la viabilidad de la construcción del refuerzo, el comprobar que el refuerzo propuesto para el tren que transita actualmente es suficiente para asegurar que el diseño es el adecuado.

Se puede observar que, comparando el refuerzo planteado para el tren conformado por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos con el realizado para el tren de cargas Cooper E-80, el aumentar el espesor de la platabanda en el tramo 3 permite disminuir el mayor rango de esfuerzos de fatiga presentados en el puente (el cual, en base a la carga propuesta, se da en el tramo 3); logrando cumplir con lo recomendado por AREMA.

5.2.3.7. Control de deflexiones:

Se debe comparar la deflexión máxima ($L/640$) con:

$$\Delta = \frac{0.104 * M_{m\acute{a}x} * L^2}{EI}$$

Donde:

- Δ = deflexión máxima (m)
- $M_{m\acute{a}x}$ = momento máximo bajo la mayor combinación de cargas (tnf.m)
- L = longitud del tramo (m)
- E = módulo de elasticidad (tnf/m²)
- I = inercia de la sección (m⁴)

Se analiza la sección sometida a mayor carga en flexión:

A) CARGA VIVA = COOPER E80

Tabla 141: Deflexiones para Carga Cooper E80

TRAMO	TIPO DE SECCIÓN	LONGITUD (m)	$L/640$ (m)	$L/640$ (cm)	INERCIA EN EL EJE Y (I _y)(m ⁴)	$M_{m\acute{a}x}$ (tnf.m)	Δ (m)	Δ (cm)	¿CUMPLE?
TRAMO 1	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	11.72	0.0183	1.83	0.0247	268.89	0.0109	1.09	SÍ
TRAMO 2	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS	19.83	0.0310	3.10	0.0641	678.01	0.0303	3.03	SÍ
TRAMO 3	REFORZADA TÍPICA TRAMO 3	9.21	0.0144	1.44	0.0175	142.12	0.0050	0.50	SÍ
TRAMO 4	REFORZADA CON 2 PLATABANDAS	19.83	0.0310	3.10	0.0641	677.46	0.0303	3.03	SÍ
TRAMO 5	REFORZADA TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	11.72	0.0183	1.83	0.0247	272.40	0.0110	1.10	SÍ

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Se logró disminuir la deflexión en la viga principal de los tramos de mayor longitud.

B) CARGA VIVA = 2 LOCOMOTORAS GT 42 + 18 PLANOS

Tabla 142: Deflexiones para Tren: 2 locomotoras + 18 planos

TRAMO	TIPO DE SECCIÓN	LONGITUD (m)	L/640 (m)	L/640 (cm)	INERCIA EN EL EJE Y (I _y)(m ⁴)	M _{máx} (tnf.m)	Δ (m)	Δ (cm)	¿CUMPLE?
TRAMO 1	REFORZADA - TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	11.72	0.0183	1.83	0.0202	160.056	0.0079	0.79	SÍ
TRAMO 2	REFORZADA - CON 2 PLATABANDAS	19.83	0.0310	3.10	0.0641	397.744	0.0178	1.78	SÍ
TRAMO 3	REFORZADA - TÍPICA TRAMO 3	9.21	0.0144	1.44	0.0220	162.002	0.0046	0.46	SÍ
TRAMO 4	REFORZADA - CON 2 PLATABANDAS	19.83	0.0310	3.10	0.0641	395.484	0.0177	1.77	SÍ
TRAMO 5	REFORZADA - TÍPICA TRAMOS 1 Y 5	11.72	0.0183	1.83	0.0202	160.475	0.0079	0.79	SÍ

Fuente: Elaboración propia

COMENTARIO: Se logró disminuir la deflexión en la viga principal de los tramos de mayor longitud.

5.3. Propuesta de refuerzo para la subestructura

Basando la propuesta en los resultados obtenidos en el capítulo anterior, y la viabilidad del proyecto de reforzamiento, se propone determinar las nuevas secciones de acuerdo a los esfuerzos a causa del tren que actualmente pasa por el puente y no para el de la norma, debido a que la adaptación del puente para resistir la carga de este último, demandaría el incremento del área de las secciones hasta valores muy altos y posiblemente no necesarios para el tránsito que se da en la actualidad. Se debe tener la certeza de que la carga máxima que transitará por el puente será la de 2 Locomotoras GT42 + 18 planos.

Las secciones actuales de los arriostres que deben ser reforzados ante el paso del tren de cargas actual están conformadas por los perfiles “C4” y “C7”, compuestas. Las áreas de sección transversal son:

- La sección C4 - Compuesta: Formada por dos ángulos L4"x3"x5/16" de acero dulce A33.

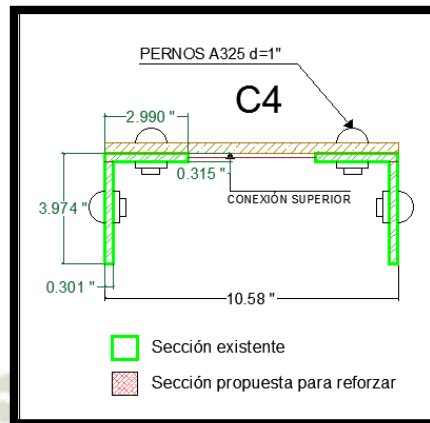


Figura 98: Sección C4 – Compuesta, sin modificar

Fuente: Elaboración propia

Que posee un área real de 4.138 in^2

$$\text{Área real} = 0.002704 \text{ m}^2$$

- La sección C7 - Compuesta: Formada por dos ángulos L3"x2 1/2"x5/16" de acero dulce A33.

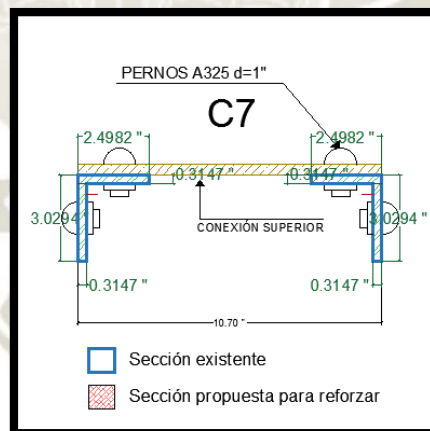


Figura 99: Sección C7 – Compuesta, sin modificar

Fuente: Elaboración propia

Que posee un área real de 3.2814 in^2

$$\text{Área real} = 0.00212 \text{ m}^2$$

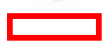
La opción más sencilla para plantear el reforzamiento de los arriostres con mayor carga, es determinada por el mínimo de área que se necesita para cumplir con lo estipulado en la norma y también, teniéndose en cuenta las secciones más comerciales.

Para ello, se selecciona algún perfil de la siguiente tabla:

Tabla 143: Tabla de dimensiones y pesos por metro lineal para perfiles comerciales

DIMENSIONES (pulg)	PESO NOMINAL		
	Lb/pie	Kg/m	Kg/6m
1 1/2 x 1 1/2 x 3/32	0.929	1.382	8.292
1 1/2 x 1 1/2 x 1/8	1.230	1.830	10.983
1 1/2 x 1 1/2 x 3/16	1.800	2.679	16.072
1 1/2 x 1 1/2 x 1/4	2.340	3.482	20.894
2 x 2 x 1/8	1.650	2.455	14.733
2 x 2 x 3/16	2.440	3.631	21.787
2 x 2 x 1/4	3.190	4.747	28.483
2 x 2 x 5/16	3.920	5.834	35.002
2 x 2 x 3/8	4.700	6.994	41.966
2 1/2 x 2 1/2 x 3/16	3.070	4.569	27.412
2 1/2 x 2 1/2 x 1/4	4.100	6.101	36.609
2 1/2 x 2 1/2 x 5/16	5.000	7.441	44.645
2 1/2 x 2 1/2 x 3/8	5.900	8.780	52.681
3 x 3 x 1/4	4.900	7.292	43.752
3 x 3 x 5/16	6.100	9.078	54.467
3 x 3 x 3/8	7.200	10.715	64.289
3 x 3 x 1/2	9.400	13.989	83.932
4 x 4 x 1/4	6.600	9.822	58.932
4 x 4 x 5/16	8.200	12.203	73.218
4 x 4 x 3/8	9.800	14.584	87.504
4 x 4 x 1/2	12.80	19.048	114.288

Fuente: Aceros Arequipa

 Sección utilizada para reforzar los elementos con sección" C7" compuesta.

 Sección utilizada para reforzar los elementos con sección" C4" compuesta.

5.3.1. Secciones Reforzadas

Una vez seleccionado el perfil de refuerzo para cada sección, entonces la geometría del área transversal reforzada es:

- Para sección C4 - Compuesta: Se propone utilizar dos ángulos L3"x3"x1/4" de acero estructural A36.

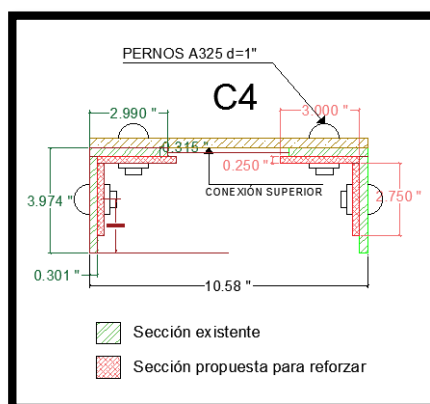


Figura 100: Secciones para reforzamiento de C4 – Compuesta. Arriostre

Fuente: Elaboración propia

El área del refuerzo es de 2.875 in^2

Área adicional: 0.001852 m^2

- Para sección C7 - Compuesta: Se propone utilizar dos ángulos L2 1/2"x 2 1/2" x 5/16" de acero estructural A36.

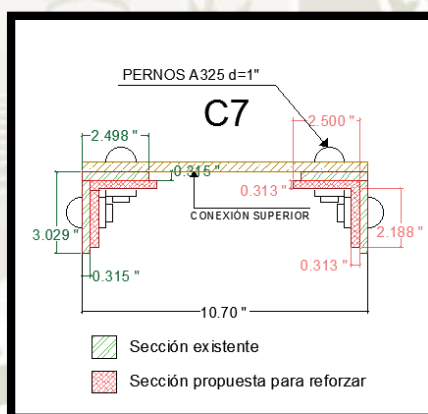


Figura 101: Secciones para reforzamiento de C7 – Compuesta. Arriostre

Fuente: Elaboración propia

El área del refuerzo es de 2.93 in^2

Área adicional: 0.00189 m^2

Ambos perfiles se pueden obtener del catálogo de productos de Aceros Arequipa. Las características de los mismos se muestran a continuación:

PROPIEDADES MECÁNICAS:

• Límite de Fluencia mínimo	= 2,530 Kg/cm ² .
• Resistencia a la Tracción	= 4,080 - 5,620 Kg/cm ² (*).
• Alargamiento en 200 mm	
2,0 mm, 2,5 mm, 3,0 mm, 1/8", 3/32",	
4,5 mm y 3/16"	= 15,0% mínimo.
6,0 mm	= 17,0% mínimo.
1/4"	= 17,5% mínimo.
5/16", 3/8" y 1/2"	= 20,0% mínimo.
(*) Para los espesores de 2,0 mm a 2,5 mm, la resistencia a la tracción mínima es de 3,500 kg/cm ² .	
• Soldabilidad	= Buena.

Fuente: Aceros Arequipa

Los perfiles se comercializan en longitudes de 6 metros y en paquetes de 1 TM.

Las secciones finales de los arriostres ya reforzados, están conformadas por los perfiles "C4" y "C7", compuestas. Las nuevas áreas de sección transversal son:

- La sección C4 - Compuesta: Formada por dos ángulos L4"x3"x5/16" de acero dulce A33. Y dos ángulos L3"x3"x1/4" de acero estructural A36.

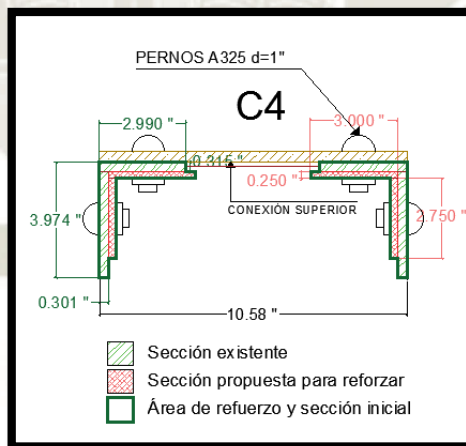


Figura 102: Sección de perfil real más perfil de reforzamiento de C4 – Compuesta. Arriostre

Fuente: Elaboración propia

Área Total después de reforzar: 7.06 in²

Área Total después de reforzar: 0.004556 m²

Área Total después de reforzar: 45.56 cm²

- La sección C7 - Compuesta: Formada por dos ángulos L3"x2 1/2"x5/16" de acero dulce A33. Y dos ángulos L2 1/2"x 2 1/2" x 5/16" de acero estructural A36.

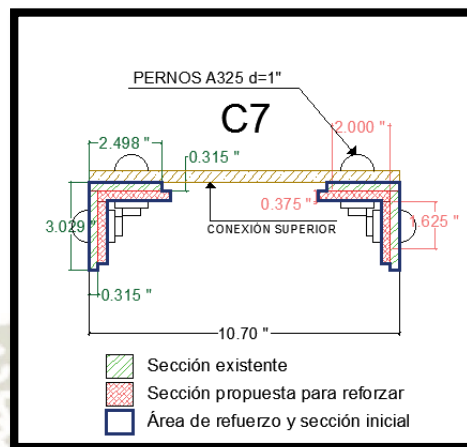


Figura 103: Sección de perfil real más perfil de reforzamiento de C7 – Compuesta. Arriostre

Fuente: Elaboración propia

Área Total después de reforzar: 6.211 in^2

Área Total después de reforzar: 0.004007 m^2

Área Total después de reforzar: 40.071 cm^2

- Refuerzo para sección C4
- Refuerzo para sección C7
- Refuerzo para sección C4 - para mantener la simetría.
- Refuerzo para sección C7 - para mantener la simetría.

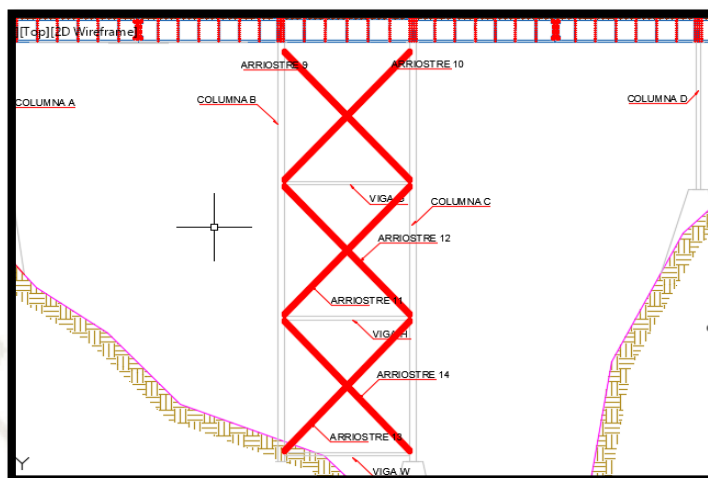


Figura 104: Columnas y arriostres de Torre 2 – Elevación lateral hacia A.
Arriba a reforzar.

Fuente: Elaboración propia

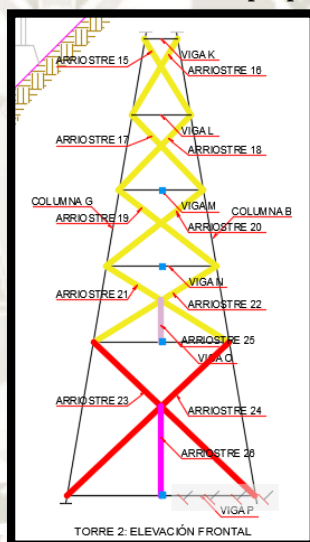


Figura 105: Columnas y arriostres de Torre 2 – frontal a reforzar.

Fuente: Elaboración propia

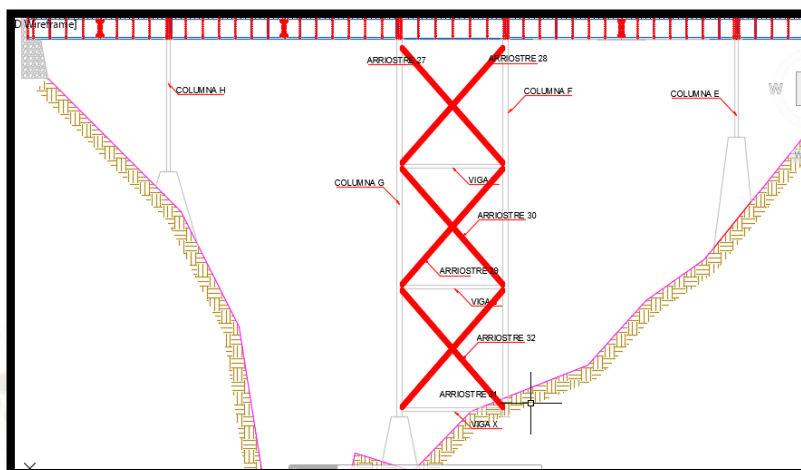


Figura 106: Columnas y arriostres de Torre 2 – Elevación lateral hacia A. Abajo a reforzar.

Fuente: Elaboración propia

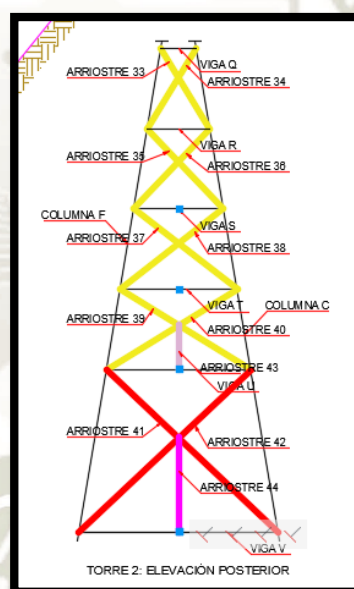


Figura 107: Columnas y arriostres de Torre 2 – posterior a reforzar.

Fuente: Elaboración propia

5.3.2. Verificación de desempeño de secciones reforzadas, bajo efectos de compresión, tensión y fatiga

5.3.2.1. Datos y propiedades geométricas para secciones reforzadas:

Se presenta la propuesta de refuerzo para los arriostres tipo C4 y C7, junto a sus propiedades geométricas. Se asume que el material del refuerzo tendrá las mismas características que el perfil original; a pesar de ser de acero A36 (comercial).

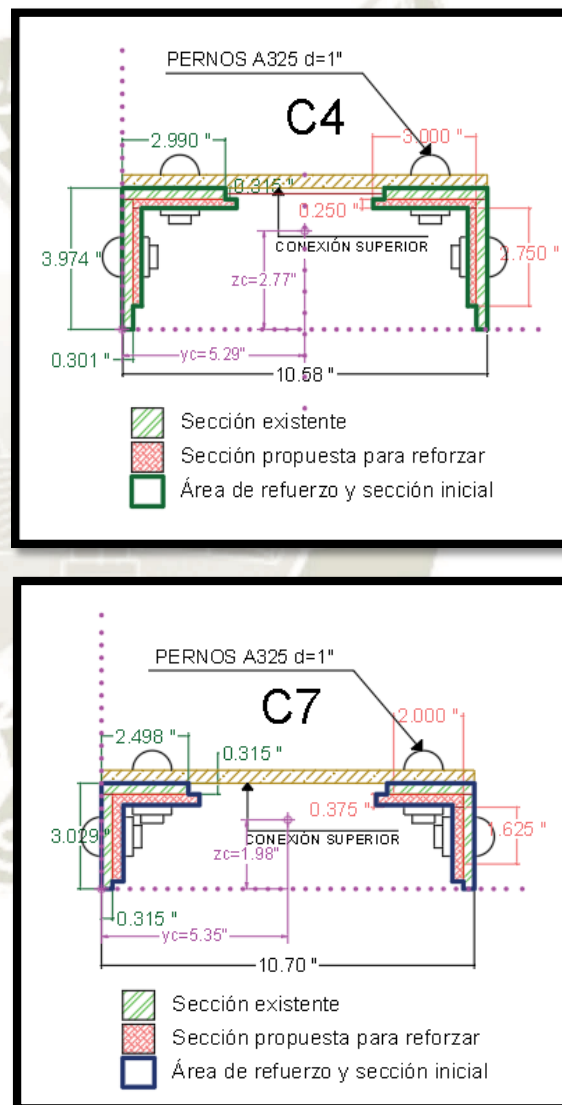


Figura 108: Geometría de secciones compuestas, reforzadas.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 144: Propiedades geométricas a considerar para análisis de secciones reforzadas

DATO/ SECCIÓN →	C4 – COMPUESTA REFORZADA	C7 – COMPUESTA REFORZADA
Área gruesa	44.912	38.488
Área de tornillos (cm ²)	6.604	6.604
Área neta (cm ²)	38.308	31.884
Factor de reducción (u)	0.600	0.600
Área neta efectiva (cm ²)	22.985	19.131
Inercia en el eje y (iy)(cm ⁴)	373.702	151.37
Radio de giro en el eje y (ry) (cm)	2.885	1.983
Distancia a la fibra más lejana (cm)	7.048	5.029
Módulo de sección (s) (cm ³)	53.026	30.098
Peralte de viga (d) (cm)	10.093	7.694
Ancho del ala (bf) (cm)	16.839	14.299
Espesor del ala (tf) (cm)	1.434	1.593
Área gruesa del ala (tf) (cm ²)	18.721	16.419
Área de tornillos del ala (cm ²)	6.60	6.60
Área neta del ala (cm ²)	12.12	9.82
Factor de reducción (u)	0.60	0.60
Área neta efectiva del ala (cm ²)	7.27	5.89

Fuente: Elaboración propia

5.3.2.2. Secciones reforzadas - Esfuerzo de Compresión Axial:

Para efectuar el análisis, se utiliza la misma información con la que se analizó los esfuerzos sobre secciones originales. Los cálculos son realizados con la fuerza más crítica a la que está sometido el elemento, escogiéndose el valor más alto que se encuentre a lo largo de todo el perfil.

En cuanto a los esfuerzos máximos permitidos, se utiliza los que fueron especificados en la sección anterior.

Se toma en cuenta todas las consideraciones explicadas previamente en cuanto al análisis con la resultante de fuerzas en elementos posterior y frontal; ya vistos en la sección 4.5.4. “Desarrollo de Evaluación de la Subestructura”.

Tabla 145: Fuerzas actuantes sobre elementos de arriostres, por la carga de 2 Locomotoras GT42 + 18 planos - Compresión

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN COMPRESIÓN FRONTAL (tmf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN COMPRESIÓN POSTERIOR (tmf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tmf)
ARRIOSTRE 1	-13.27	-13	26.27
ARRIOSTRE 2	-12.06	-13.24	25.3
ARRIOSTRE 3	-11.42	-10.02	21.44
ARRIOSTRE 4	-10.04	-9.55	19.59
ARRIOSTRE 5	-15.26	-14.16	29.42
ARRIOSTRE 6	-13.06	-13.77	26.83
ARRIOSTRE 7	-10.07	-11.63	21.7
ARRIOSTRE 8	-9.79	-11.1	20.89
ARRIOSTRE 9	-23.26	-12.15	35.41
ARRIOSTRE 10	-22.17	-11.53	33.7
ARRIOSTRE 11	-25.29	-16.01	41.3
ARRIOSTRE 12	-25.01	-15.85	40.86
ARRIOSTRE 13	-21.53	-17.59	39.12
ARRIOSTRE 14	-21.1	-17.26	38.36
ARRIOSTRE 15	-8.28	-10.98	19.26
ARRIOSTRE 16	-9.25	-11.25	20.5
ARRIOSTRE 17	-5.16	-5.93	11.09
ARRIOSTRE 18	-5.6	-5.04	10.64
ARRIOSTRE 19	-4.36	-4.62	8.98
ARRIOSTRE 20	-4.53	-4.7	9.23

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN COMPRESIÓN FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN COMPRESIÓN POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
ARRIOSTRE 21	-3.53	-3.48	7.01
ARRIOSTRE 22	-3.6	-3.48	7.08
ARRIOSTRE 23	-12.44	-21.63	34.07
ARRIOSTRE 24	-12.19	-21.34	33.53
ARRIOSTRE 25	0	-0.36	0.36
ARRIOSTRE 26	0	0	0
ARRIOSTRE 27	-22.64	-11.87	34.51
ARRIOSTRE 28	-22.59	-11.83	34.42
ARRIOSTRE 29	-25.07	-15.91	40.98
ARRIOSTRE 30	-25.07	-15.86	40.93
ARRIOSTRE 31	-21.29	-17.47	38.76
ARRIOSTRE 32	-21.08	-17.31	38.39
ARRIOSTRE 33	-10.66	-8.5	19.16
ARRIOSTRE 34	-11.42	-8.75	20.17
ARRIOSTRE 35	-4.83	-5.37	10.2
ARRIOSTRE 36	-5.16	-5.29	10.45
ARRIOSTRE 37	-4.58	-4.37	8.95
ARRIOSTRE 38	-4.79	-4.48	9.27
ARRIOSTRE 39	-2.82	-4.24	7.06
ARRIOSTRE 40	-2.99	-4.39	7.38
ARRIOSTRE 41	-11.68	-20.76	32.44
ARRIOSTRE 42	-11.77	-20.64	32.41
ARRIOSTRE 43	-0.37	-2.8	3.17
ARRIOSTRE 44	0	0	0

Fuente: Elaboración Propia

El esfuerzo que se produce en la sección transversal, obedece a la siguiente fórmula:

$$\sigma_c = \frac{F}{A}$$

Donde:

- σ_c = Esfuerzo a compresión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de compresión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que actúa comprimiendo la sección compuesta.
- A = Área transversal de la sección compuesta.

Tabla 146: Diagnóstico de arriostres bajo esfuerzos a compresión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

ELEMENTO	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m ²)	ESFUERZO POR COMPRESIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	¿CUMPLE?
ARRIOSTRE 1	1212.80	26.27	0.00449	584.92	SÍ
ARRIOSTRE 2	1212.80	25.30	0.00449	563.32	SÍ
ARRIOSTRE 3	1212.80	21.44	0.00449	477.37	SÍ
ARRIOSTRE 4	1212.80	19.59	0.00449	436.18	SÍ
ARRIOSTRE 5	1212.80	29.42	0.00449	655.05	SÍ
ARRIOSTRE 6	1212.80	26.83	0.00449	597.39	SÍ
ARRIOSTRE 7	1212.80	21.70	0.00449	483.16	SÍ
ARRIOSTRE 8	1212.80	20.89	0.00449	465.13	SÍ
ARRIOSTRE 9	1212.80	35.41	0.00449	788.43	SÍ
ARRIOSTRE 10	1212.80	33.70	0.00449	750.35	SÍ
ARRIOSTRE 11	1212.80	41.30	0.00449	919.57	SÍ
ARRIOSTRE 12	1212.80	40.86	0.00449	909.77	SÍ
ARRIOSTRE 13	1212.80	39.12	0.00449	871.03	SÍ
ARRIOSTRE 14	1212.80	38.36	0.00449	854.11	SÍ

ELEMENTO	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (mf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m ²)	ESFUERZO POR COMPRESIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	¿CUMPLE?
ARRIOSTRE 15	1212.80	19.26	0.00449	428.84	SÍ
ARRIOSTRE 16	1212.80	20.50	0.00449	456.45	SÍ
ARRIOSTRE 17	1212.80	11.09	0.00449	246.93	SÍ
ARRIOSTRE 18	1212.80	10.64	0.00449	236.91	SÍ
ARRIOSTRE 19	1212.80	8.98	0.00449	199.95	SÍ
ARRIOSTRE 20	1212.80	9.23	0.00449	205.51	SÍ
ARRIOSTRE 21	1212.80	7.01	0.00449	156.08	SÍ
ARRIOSTRE 22	1212.80	7.08	0.00449	157.64	SÍ
ARRIOSTRE 23	1212.80	34.07	0.00449	758.59	SÍ
ARRIOSTRE 24	1212.80	33.53	0.00449	746.57	SÍ
ARRIOSTRE 25	1124.43	0.36	0.00385	9.35	SÍ
ARRIOSTRE 26	1124.43	0.00	0.00385	0.00	SÍ
ARRIOSTRE 27	1212.80	34.51	0.00449	768.39	SÍ
ARRIOSTRE 28	1212.80	34.42	0.00449	766.38	SÍ
ARRIOSTRE 29	1212.80	40.98	0.00449	912.45	SÍ
ARRIOSTRE 30	1212.80	40.93	0.00449	911.33	SÍ
ARRIOSTRE 31	1212.80	38.76	0.00449	863.02	SÍ
ARRIOSTRE 32	1212.80	38.39	0.00449	854.78	SÍ
ARRIOSTRE 33	1212.80	19.16	0.00449	426.61	SÍ
ARRIOSTRE 34	1212.80	20.17	0.00449	449.10	SÍ
ARRIOSTRE 35	1212.80	10.20	0.00449	227.11	SÍ
ARRIOSTRE 36	1212.80	10.45	0.00449	232.68	SÍ
ARRIOSTRE 37	1212.80	8.95	0.00449	199.28	SÍ
ARRIOSTRE 38	1212.80	9.27	0.00449	206.40	SÍ
ARRIOSTRE 39	1212.80	7.06	0.00449	157.20	SÍ
ARRIOSTRE 40	1212.80	7.38	0.00449	164.32	SÍ

ELEMENTO	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m ²)	ESFUERZO POR COMPRESIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	¿CUMPLE?
ARRIOSTRE 41	1212.80	32.44	0.00449	722.30	SÍ
ARRIOSTRE 42	1212.80	32.41	0.00449	721.63	SÍ
ARRIOSTRE 43	1124.43	3.17	0.00385	82.36	SÍ
ARRIOSTRE 44	1124.43	0.00	0.00385	0.00	SÍ

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se muestra el porcentaje del esfuerzo de reacción en cada arriostre, bajo las solicitaciones impartidas por el paso del tren que actualmente hace uso del puente.

Tabla 147: Comparación entre el esfuerzo a compresión en arriostres, producido por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas reforzadas

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA
ARRIOSTRE 1	SÍ	1212.80	26.27	25%
ARRIOSTRE 2	SÍ	1212.80	25.30	24%
ARRIOSTRE 3	SÍ	1212.80	21.44	20%
ARRIOSTRE 4	SÍ	1212.80	19.59	19%
ARRIOSTRE 5	SÍ	1212.80	29.42	28%
ARRIOSTRE 6	SÍ	1212.80	26.83	25%
ARRIOSTRE 7	SÍ	1212.80	21.70	21%

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA
ARRIOSTRE 8	SÍ	1212.80	20.89	20%
ARRIOSTRE 9	SÍ	1212.80	35.41	34%
ARRIOSTRE 10	SÍ	1212.80	33.70	32%
ARRIOSTRE 11	SÍ	1212.80	41.30	39%
ARRIOSTRE 12	SÍ	1212.80	40.86	39%
ARRIOSTRE 13	SÍ	1212.80	39.12	37%
ARRIOSTRE 14	SÍ	1212.80	38.36	36%
ARRIOSTRE 15	SÍ	1212.80	19.26	18%
ARRIOSTRE 16	SÍ	1212.80	20.50	19%
ARRIOSTRE 17	SÍ	1212.80	11.09	11%
ARRIOSTRE 18	SÍ	1212.80	10.64	10%
ARRIOSTRE 19	SÍ	1212.80	8.98	9%
ARRIOSTRE 20	SÍ	1212.80	9.23	9%
ARRIOSTRE 21	SÍ	1212.80	7.01	7%
ARRIOSTRE 22	SÍ	1212.80	7.08	7%
ARRIOSTRE 23	SÍ	1212.80	34.07	32%
ARRIOSTRE 24	SÍ	1212.80	33.53	32%
ARRIOSTRE 25	SÍ	1124.43	0.36	0%
ARRIOSTRE 26	SÍ	1124.43	0.00	0%
ARRIOSTRE 27	SÍ	1212.80	34.51	33%
ARRIOSTRE 28	SÍ	1212.80	34.42	33%
ARRIOSTRE 29	SÍ	1212.80	40.98	39%
ARRIOSTRE 30	SÍ	1212.80	40.93	39%
ARRIOSTRE 31	SÍ	1212.80	38.76	37%
ARRIOSTRE 32	SÍ	1212.80	38.39	36%
ARRIOSTRE 33	SÍ	1212.80	19.16	18%
ARRIOSTRE 34	SÍ	1212.80	20.17	19%
ARRIOSTRE 35	SÍ	1212.80	10.20	10%
ARRIOSTRE 36	SÍ	1212.80	10.45	10%
ARRIOSTRE 37	SÍ	1212.80	8.95	8%
ARRIOSTRE 38	SÍ	1212.80	9.27	9%
ARRIOSTRE 39	SÍ	1212.80	7.06	7%
ARRIOSTRE 40	SÍ	1212.80	7.38	7%
ARRIOSTRE 41	SÍ	1212.80	32.44	31%
ARRIOSTRE 42	SÍ	1212.80	32.41	31%
ARRIOSTRE 43	SÍ	1124.43	3.17	4%
ARRIOSTRE 44	SÍ	1124.43	0.00	0%

Fuente: Elaboración Propia

COMENTARIO: Las dimensiones seleccionadas para el refuerzo proporcionan a las secciones existentes, las propiedades de los arriostres para que tengan un comportamiento satisfactorio ante la demanda de capacidad correspondiente al paso del tren de Las Bambas.

5.3.2.3. Secciones reforzadas - Esfuerzo de Tensión Axial:

Para análisis de miembros expuestos a tensión axial, debe efectuarse los cálculos haciendo uso del área gruesa de la sección transversal y, como se indicó en la sección 4.5.4. “Desarrollo de Evaluación de la Subestructura”, el esfuerzo no debe ser mayor a:

$$\sigma_t \leq 0.55 * f_y$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.4, T.15-1-11.)

Donde:

f_y = esfuerzo de fluencia del material del elemento

σ_t = esfuerzo de tensión en el elemento

Desarrollando la fórmula, para los componentes de arriostres, se obtiene que el esfuerzo de tensión no debe ser mayor a:

$$\sigma_t \leq 0.55 * f_y$$

$$\sigma_t \leq 0.55 * 2345.31 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_t \leq 1289.92 \text{ kgf/cm}^2$$

Tomándose en cuenta las consideraciones expuestas en análisis previamente expuestos, se mantiene el formato de cálculos con la resultante de fuerzas en elementos posterior y frontal. Extrayéndose la fuerza más crítica de tracción a la que está sometida la sección, información proporcionada por el software de análisis.

En cuanto a los esfuerzos máximos permitidos, la máxima tensión permitida será de $\sigma_t \leq 1289.92 \text{ kgf/cm}^2$.

Tabla 148: Fuerzas actuantes sobre elementos de arriostres, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos - Tensión.

Áreas reforzadas

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSIÓN POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
ARRIOSTRE 1	3.82	3.93	7.75
ARRIOSTRE 2	3.9	4.29	8.19
ARRIOSTRE 3	2.92	3.73	6.65
ARRIOSTRE 4	3.19	3.21	6.4
ARRIOSTRE 5	1.98	1.68	3.66
ARRIOSTRE 6	2.78	2.22	5
ARRIOSTRE 7	1.31	1.69	3
ARRIOSTRE 8	1.92	2.03	3.95
ARRIOSTRE 9	20.27	9.68	29.95
ARRIOSTRE 10	20.55	9.67	30.22
ARRIOSTRE 11	18.73	9.83	28.56
ARRIOSTRE 12	18.62	9.6	28.22
ARRIOSTRE 13	14.38	11.6	25.98
ARRIOSTRE 14	14.2	11.43	25.63
ARRIOSTRE 15	1.87	2.96	4.83
ARRIOSTRE 16	1.05	3.08	4.13
ARRIOSTRE 17	1.08	0.52	1.6
ARRIOSTRE 18	0.76	0.66	1.42
ARRIOSTRE 19	1.68	1.85	3.53
ARRIOSTRE 20	1.41	1.79	3.2
ARRIOSTRE 21	1.37	0.34	1.71
ARRIOSTRE 22	1.24	0.27	1.51
ARRIOSTRE 23	7.51	19.54	27.05
ARRIOSTRE 24	7.56	19.41	26.97
ARRIOSTRE 25	0.21	0.73	0.94
ARRIOSTRE 26	5.12	43.55	48.67
ARRIOSTRE 27	19.94	9.55	29.49
ARRIOSTRE 28	21.1	10.02	31.12
ARRIOSTRE 29	18.82	9.85	28.67
ARRIOSTRE 30	18.7	9.92	28.62
ARRIOSTRE 31	14.55	11.67	26.22
ARRIOSTRE 32	14.32	11.53	25.85

ELEMENTO	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSION FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSION POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
ARRIOSTRE 33	3.67	1.58	5.25
ARRIOSTRE 34	2.41	1.19	3.6
ARRIOSTRE 35	0.88	0.97	1.85
ARRIOSTRE 36	0.4	0.78	1.18
ARRIOSTRE 37	1.95	1.56	3.51
ARRIOSTRE 38	1.75	1.41	3.16
ARRIOSTRE 39	0.36	1.31	1.67
ARRIOSTRE 40	0.24	1.26	1.5
ARRIOSTRE 41	8.02	18.92	26.94
ARRIOSTRE 42	7.9	18.8	26.7
ARRIOSTRE 43	0.66	0.29	0.95
ARRIOSTRE 44	5.07	40.97	46.04

Fuente: Elaboración Propia

El esfuerzo de tensión de un elemento, que se produce en la sección transversal, se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$\sigma_t = \frac{F}{A}$$

$$\sigma_t = \frac{\text{Fuerza Axial de Tensión}}{\text{Área Gruesa}}$$

Donde:

- σ_t = Esfuerzo de tensión al que está sujeto el elemento.
- F = Sumatoria de fuerzas de tensión de los elementos frontal y posterior, fuerza total que hace que la sección compuesta actúe a tracción.
- A = Área transversal de la sección compuesta.

Tabla 149: Diagnóstico de arriostres reforzados bajo esfuerzos de tensión, 2 Locomotoras GT42 + 18
planos

ELEMENTO	ESFUERZO DE TENSION PERMISIBLE (kg/cm2)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m2)	ESFUERZO POR TENSION AXIAL (kgf/cm2)	¿CUMPLE?
ARRIOSTRE 1	1289.92	7.75	0.00449	172.56	SÍ
ARRIOSTRE 2	1289.92	8.19	0.00449	182.36	SÍ
ARRIOSTRE 3	1289.92	6.65	0.00449	148.07	SÍ
ARRIOSTRE 4	1289.92	6.40	0.00449	142.50	SÍ
ARRIOSTRE 5	1289.92	3.66	0.00449	81.49	SÍ
ARRIOSTRE 6	1289.92	5.00	0.00449	111.33	SÍ
ARRIOSTRE 7	1289.92	3.00	0.00449	66.80	SÍ
ARRIOSTRE 8	1289.92	3.95	0.00449	87.95	SÍ
ARRIOSTRE 9	1289.92	29.95	0.00449	666.86	SÍ
ARRIOSTRE 10	1289.92	30.22	0.00449	672.87	SÍ
ARRIOSTRE 11	1289.92	28.56	0.00449	635.91	SÍ
ARRIOSTRE 12	1289.92	28.22	0.00449	628.34	SÍ
ARRIOSTRE 13	1289.92	25.98	0.00449	578.46	SÍ
ARRIOSTRE 14	1289.92	25.63	0.00449	570.67	SÍ
ARRIOSTRE 15	1289.92	4.83	0.00449	107.54	SÍ
ARRIOSTRE 16	1289.92	4.13	0.00449	91.96	SÍ
ARRIOSTRE 17	1289.92	1.60	0.00449	35.62	SÍ
ARRIOSTRE 18	1289.92	1.42	0.00449	31.62	SÍ
ARRIOSTRE 19	1289.92	3.53	0.00449	78.60	SÍ
ARRIOSTRE 20	1289.92	3.20	0.00449	71.25	SÍ
ARRIOSTRE 21	1289.92	1.71	0.00449	38.07	SÍ
ARRIOSTRE 22	1289.92	1.51	0.00449	33.62	SÍ
ARRIOSTRE 23	1289.92	27.05	0.00449	602.29	SÍ
ARRIOSTRE 24	1289.92	26.97	0.00449	600.50	SÍ
ARRIOSTRE 25	1289.92	0.94	0.00385	24.42	SÍ
ARRIOSTRE 26	1289.92	48.67	0.00385	1264.54	SÍ
ARRIOSTRE 27	1289.92	29.49	0.00449	656.61	SÍ
ARRIOSTRE 28	1289.92	31.12	0.00449	692.91	SÍ
ARRIOSTRE 29	1289.92	28.67	0.00449	638.36	SÍ
ARRIOSTRE 30	1289.92	28.62	0.00449	637.24	SÍ
ARRIOSTRE 31	1289.92	26.22	0.00449	583.80	SÍ
ARRIOSTRE 32	1289.92	25.85	0.00449	575.57	SÍ
ARRIOSTRE 33	1289.92	5.25	0.00449	116.89	SÍ
ARRIOSTRE 34	1289.92	3.60	0.00449	80.16	SÍ
ARRIOSTRE 35	1289.92	1.85	0.00449	41.19	SÍ
ARRIOSTRE 36	1289.92	1.18	0.00449	26.27	SÍ
ARRIOSTRE 37	1289.92	3.51	0.00449	78.15	SÍ

ELEMENTO	ESFUERZO DE TENSIÓN PERMISIBLE E (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO O (tnf)	ÁREA GRUESA SECCIÓN (m ²)	ESFUERZO POR TENSIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	¿CUMPLE?
ARRIOSTRE 38	1289.92	3.16	0.00449	70.36	SÍ
ARRIOSTRE 39	1289.92	1.67	0.00449	37.18	SÍ
ARRIOSTRE 40	1289.92	1.50	0.00449	33.40	SÍ
ARRIOSTRE 41	1289.92	26.94	0.00449	599.84	SÍ
ARRIOSTRE 42	1289.92	26.70	0.00449	594.49	SÍ
ARRIOSTRE 43	1289.92	0.95	0.00385	24.68	SÍ
ARRIOSTRE 44	1289.92	46.04	0.00385	1196.20	SÍ

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se muestra el porcentaje del esfuerzo de reacción en cada arriostre, bajo las sollicitaciones impartidas por el paso del tren que actualmente hace uso del puente:

Tabla 150: Comparación entre el esfuerzo de tensión en arriostres, producido por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos, y el esfuerzo de fluencia del material. Áreas reforzadas.

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE TENSIÓN PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA
ARRIOSTRE 1	SÍ	1289.92	7.75	7%
ARRIOSTRE 2	SÍ	1289.92	8.19	8%
ARRIOSTRE 3	SÍ	1289.92	6.65	6%
ARRIOSTRE 4	SÍ	1289.92	6.40	6%
ARRIOSTRE 5	SÍ	1289.92	3.66	3%
ARRIOSTRE 6	SÍ	1289.92	5.00	5%
ARRIOSTRE 7	SÍ	1289.92	3.00	3%
ARRIOSTRE 8	SÍ	1289.92	3.95	4%
ARRIOSTRE 9	SÍ	1289.92	29.95	28%
ARRIOSTRE 10	SÍ	1289.92	30.22	29%
ARRIOSTRE 11	SÍ	1289.92	28.56	27%
ARRIOSTRE 12	SÍ	1289.92	28.22	27%
ARRIOSTRE 13	SÍ	1289.92	25.98	25%
ARRIOSTRE 14	SÍ	1289.92	25.63	24%
ARRIOSTRE 15	SÍ	1289.92	4.83	5%
ARRIOSTRE 16	SÍ	1289.92	4.13	4%
ARRIOSTRE 17	SÍ	1289.92	1.60	2%

ELEMENTO	¿CUMPLE?	ESFUERZO DE TENSION PERMISIBLE (kg/cm ²)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA
ARRIOSTRE 18	SÍ	1289.92	1.42	1%
ARRIOSTRE 19	SÍ	1289.92	3.53	3%
ARRIOSTRE 20	SÍ	1289.92	3.20	3%
ARRIOSTRE 21	SÍ	1289.92	1.71	2%
ARRIOSTRE 22	SÍ	1289.92	1.51	1%
ARRIOSTRE 23	SÍ	1289.92	27.05	26%
ARRIOSTRE 24	SÍ	1289.92	26.97	26%
ARRIOSTRE 25	SÍ	1289.92	0.94	1%
ARRIOSTRE 26	SÍ	1289.92	48.67	54%
ARRIOSTRE 27	SÍ	1289.92	29.49	28%
ARRIOSTRE 28	SÍ	1289.92	31.12	30%
ARRIOSTRE 29	SÍ	1289.92	28.67	27%
ARRIOSTRE 30	SÍ	1289.92	28.62	27%
ARRIOSTRE 31	SÍ	1289.92	26.22	25%
ARRIOSTRE 32	SÍ	1289.92	25.85	25%
ARRIOSTRE 33	SÍ	1289.92	5.25	5%
ARRIOSTRE 34	SÍ	1289.92	3.60	3%
ARRIOSTRE 35	SÍ	1289.92	1.85	2%
ARRIOSTRE 36	SÍ	1289.92	1.18	1%
ARRIOSTRE 37	SÍ	1289.92	3.51	3%
ARRIOSTRE 38	SÍ	1289.92	3.16	3%
ARRIOSTRE 39	SÍ	1289.92	1.67	2%
ARRIOSTRE 40	SÍ	1289.92	1.50	1%
ARRIOSTRE 41	SÍ	1289.92	26.94	26%
ARRIOSTRE 42	SÍ	1289.92	26.70	25%
ARRIOSTRE 43	SÍ	1289.92	0.95	1%
ARRIOSTRE 44	SÍ	1289.92	46.04	51%

Fuente: Elaboración Propia

5.3.2.4. Esfuerzo de fatiga para miembros sujetos a tensión axial:

Para fatiga en miembros que trabajan bajo esfuerzos de tensión axial en acero estructural, el esfuerzo no debe ser mayor a:

$$\sigma_t \leq 24 \text{ ksi}$$

(Manual for Railway Engineering, C.15, S.1.4, T.15-1-11.)

Donde:

σ_t = esfuerzo de fatiga, máximo permisible de tensión, para el elemento

$$\sigma_t \leq 24 \text{ ksi}$$

$$\sigma_t \leq 1687.34 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Para evaluar si la fatiga por tensión a la que están sometidos los elementos tiene un efecto crítico en las secciones de los arriostres reforzados, se toma las fuerzas actuantes utilizadas para el cálculo de esfuerzos por tracción, presentadas en la última tabla.

En cuanto a los esfuerzos máximos permitidos, la máxima tensión permitida será de $\sigma_t \leq 1687.34 \text{ kgf/cm}^2$.

Tabla 151: Diagnóstico de arriostres bajo esfuerzos fatiga por tensión, 2 Locomotoras GT42 + 18 planos – Áreas reforzadas.

ELEMENTO	ESFUERZO POR TENSIÓN AXIAL (kgf/cm ²)	ESFUERZO DE FATIGA MÁXIMO (kg/cm ²)	¿CUMPLE? (FATIGA)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA
ARRIOSTRE 1	172.56	1687.34	SÍ	7%
ARRIOSTRE 2	182.36	1687.34	SÍ	8%
ARRIOSTRE 3	148.07	1687.34	SÍ	6%
ARRIOSTRE 4	142.50	1687.34	SÍ	6%
ARRIOSTRE 5	81.49	1687.34	SÍ	3%
ARRIOSTRE 6	111.33	1687.34	SÍ	5%
ARRIOSTRE 7	66.80	1687.34	SÍ	3%
ARRIOSTRE 8	87.95	1687.34	SÍ	4%
ARRIOSTRE 9	666.86	1687.34	SÍ	28%
ARRIOSTRE 10	672.87	1687.34	SÍ	29%
ARRIOSTRE 11	635.91	1687.34	SÍ	27%
ARRIOSTRE 12	628.34	1687.34	SÍ	27%
ARRIOSTRE 13	578.46	1687.34	SÍ	25%
ARRIOSTRE 14	570.67	1687.34	SÍ	24%
ARRIOSTRE 15	107.54	1687.34	SÍ	5%
ARRIOSTRE 16	91.96	1687.34	SÍ	4%
ARRIOSTRE 17	35.62	1687.34	SÍ	2%
ARRIOSTRE 18	31.62	1687.34	SÍ	1%

ELEMENTO	ESFUERZO POR TENSION AXIAL (kgf/cm ²)	ESFUERZO DE FATIGA MÁXIMO (kg/cm ²)	¿CUMPLE? (FATIGA)	% ESF. ACTUANTE VS ESF. DE FLUENCIA
ARRIOSTRE 19	78.60	1687.34	SÍ	3%
ARRIOSTRE 20	71.25	1687.34	SÍ	3%
ARRIOSTRE 21	38.07	1687.34	SÍ	2%
ARRIOSTRE 22	33.62	1687.34	SÍ	1%
ARRIOSTRE 23	602.29	1687.34	SÍ	26%
ARRIOSTRE 24	600.50	1687.34	SÍ	26%
ARRIOSTRE 25	24.42	1687.34	SÍ	1%
ARRIOSTRE 26	1264.54	1687.34	SÍ	54%
ARRIOSTRE 27	656.61	1687.34	SÍ	28%
ARRIOSTRE 28	692.91	1687.34	SÍ	30%
ARRIOSTRE 29	638.36	1687.34	SÍ	27%
ARRIOSTRE 30	637.24	1687.34	SÍ	27%
ARRIOSTRE 31	583.80	1687.34	SÍ	25%
ARRIOSTRE 32	575.57	1687.34	SÍ	25%
ARRIOSTRE 33	116.89	1687.34	SÍ	5%
ARRIOSTRE 34	80.16	1687.34	SÍ	3%
ARRIOSTRE 35	41.19	1687.34	SÍ	2%
ARRIOSTRE 36	26.27	1687.34	SÍ	1%
ARRIOSTRE 37	78.15	1687.34	SÍ	3%
ARRIOSTRE 38	70.36	1687.34	SÍ	3%
ARRIOSTRE 39	37.18	1687.34	SÍ	2%
ARRIOSTRE 40	33.40	1687.34	SÍ	1%
ARRIOSTRE 41	599.84	1687.34	SÍ	26%
ARRIOSTRE 42	594.49	1687.34	SÍ	25%
ARRIOSTRE 43	24.68	1687.34	SÍ	1%
ARRIOSTRE 44	1196.20	1687.34	SÍ	51%

Fuente: Elaboración Propia

5.4. Evaluación de conexiones esforzadas con refuerzo propuesto

Según lo observado en la sección 4.6. “Evaluación de Conexiones”; el ejemplo desarrollado muestra que, ante una sección insuficiente para no sobrepasar los límites admisibles de esfuerzos de tensión, la conexión también se vería afectada. Por lo tanto, en esta sección se desarrollará la evaluación de la conexión en el caso de reforzar la sección estresada y cómo sería su comportamiento.

Según la sección 4.6., los elementos que cargaban con las cargas axiales en tensión mayores eran las siguientes:

(de la) **Tabla 107:** Arriostres más esforzados por fuerzas en tensión

ELEMENTO	TIPO DE SECCIÓN	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSION FRONTAL (tnf)	FUERZA AXIAL MÁXIMA EN TENSION POSTERIOR (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)
ARRIOSTRE 26	COMPUESTA C7 (2L77x63.5x8 mm)	5.12	43.55	48.67
ARRIOSTRE 44	COMPUESTA C7 (2L77x63.5x8 mm)	5.07	40.97	46.04

Fuente: Elaboración propia

Y tal como se explicó en la misma sección, las fuerzas axiales en cada sección simple son las mostradas a continuación:

(de la) **Tabla 108:** Distribución de fuerzas axiales a cada arriostre

ELEMENTO	TIPO DE SECCIÓN	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO COMPUESTO (tnf)	FUERZA AXIAL DE ELEMENTO SIMPLE (klb)
ARRIOSTRE 26	C7 REFORZADA	43.55	107.30
ARRIOSTRE 44	C7 REFORZADA	40.97	101.50

Fuente: Elaboración propia

La sección planteada para reforzar las secciones tipo C7 es adosar un ángulo L2 1/2”x2 1/2”x5/16” mediante pernos A325 de alta resistencia hasta la zona de conexión; por lo cual la nueva sección de análisis es (para mayor detalle, consultar el plano P-20, en el Anexo 3):

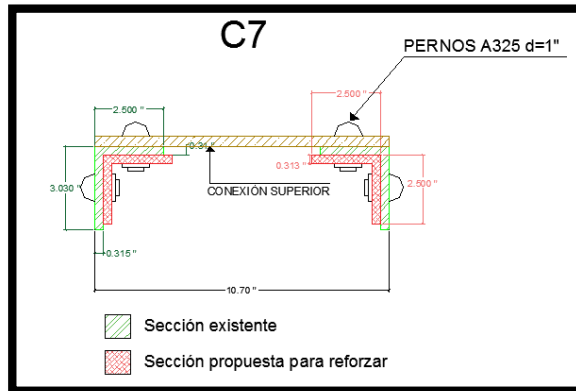


Figura 109: Sección C7 reforzada

Fuente: Elaboración propia

La placa de conexión se conserva, pero el tipo de conexión se reemplaza por pernos de alta resistencia; ya que, en la actualidad, no se utiliza conexiones remachadas:

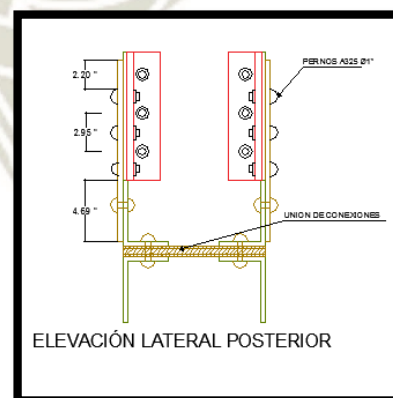
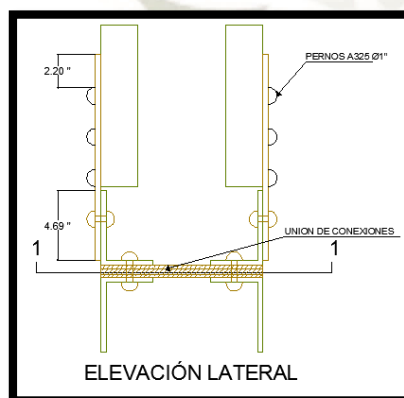
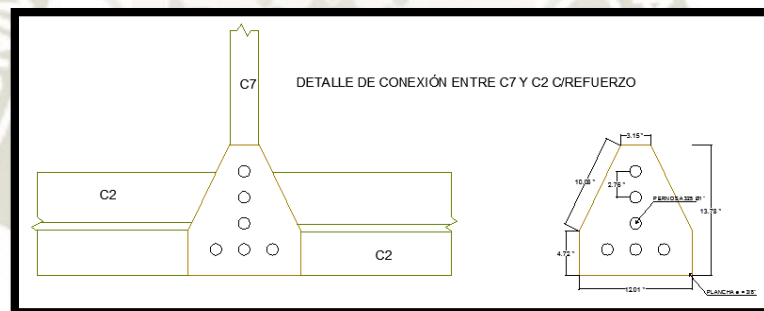


Figura 110: Detalle de conexión de secciones C7 c/refuerzo

Fuente: Elaboración propia

Al igual que en la evaluación con los elementos sin reforzar, se trabajará con la conexión al elemento que resiste la mayor carga axial: ARRIOSTRE 26.

5.4.1. Datos de la conexión

- **Material de la placa de conexión:** Acero “dulce”

<u>ESFUERZO DE FLUENCIA</u>		
$f_y =$	33.36	ksi
$f_y =$	2345.31	kgf/cm ²
<u>ESFUERZO ÚLTIMO</u>		
$f_u =$	52.21	ksi
$f_u =$	3670.91	kgf/cm ²
<u>MÓDULO DE ELASTICIDAD</u>		
$E =$	20305.28	ksi
$E =$	1427577.05	kgf/cm ²
<u>MÓDULO DE POISSON</u>		
$u =$	0.3	

- **Material de elemento conectado:** Para el cálculo, se asume que la sección compuesta es de acero “dulce”, a pesar de que el refuerzo es una sección combinada con secciones de acero A36.
- **Tipo de conexión:** Pernos de alta resistencia A325 tipo 3 (cuyas características se detallan en la sección 4.2. “Refuerzo de la superestructura”)
- **Diámetro de pernos:** 1”, sin embargo, debe considerarse aumentar el diámetro en 1/8” para realizar los cálculos.
- **Espesor de conexión:** 0.63”

5.4.2. Determinación de la resistencia de diseño a la tensión (fluencia por tensión)

La resistencia de diseño de una conexión empernada a la fluencia por tensión está determinada por:

$$P_n = F_y * A_g$$

➤ Resistencia de diseño:

$$\frac{P_n}{\Omega}$$

(“Diseño de Estructuras de Acero” – Jack Mc Cormac, Cap. 13)

Donde:

- P_n = Resistencia nominal
- F_y = esfuerzo de fluencia
- A_g = Área gruesa de la sección
- Ω = factor de seguridad ASD para fluencia a la tensión
- $\Omega = 1.67$

El área gruesa de la sección C7 REFORZADA es de 3.1 plg². Por lo tanto,

$$P_n = (33.36 \text{ ksi}) * (3.11 \text{ plg}^2)$$

$$P_n = 103.75 \text{ klb}$$

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{103.75}{1.61}$$

$$\frac{P_n}{\Omega} = 62.12 \text{ klb}$$

5.4.3. Determinación de la resistencia de diseño por fractura a la tensión

La resistencia de diseño de una conexión empernada por fractura de la conexión está determinada por:

$$P_n = F_u * A_e$$

- Resistencia de diseño:

$$\frac{P_n}{\Omega}$$

(*“Diseño de Estructuras de Acero” – Jack Mc Cormac, Cap. 13*)

Donde:

- P_n = Resistencia nominal
- F_u = esfuerzo de fluencia último
- A_e = Área neta efectiva de la sección
- Ω = factor de seguridad ASD por fractura a la tensión
- $\Omega = 2.00$

- Para obtener el área neta efectiva:

$$A_e = U * A_n$$

(*“Diseño de Estructuras de Acero” – Jack Mc Cormac, Cap. 13*)

Donde:

- A_e = Área neta efectiva
- U = factor de reducción
- A_n = Área neta de la sección

- El área neta de la sección es igual a la diferencia entre el área gruesa y el área de los agujeros de las conexiones:

$$A_n = A_g - A_t$$

$$A_t = e * (d + 1/8")$$

Donde:

- A_n = Área neta de la sección
- A_t = Área de los tornillos
- e = espesor de la conexión

- d = diámetro del perno

Se muestra la sección del elemento compuesto conectado a la placa de conexión (visto en planta) y la ubicación del perno. Se considera, además, que los pernos de conexión a la placa no deben coincidir en un mismo corte con los pernos de conexión al perfil adosado, evitando reducir el área neta de la sección:

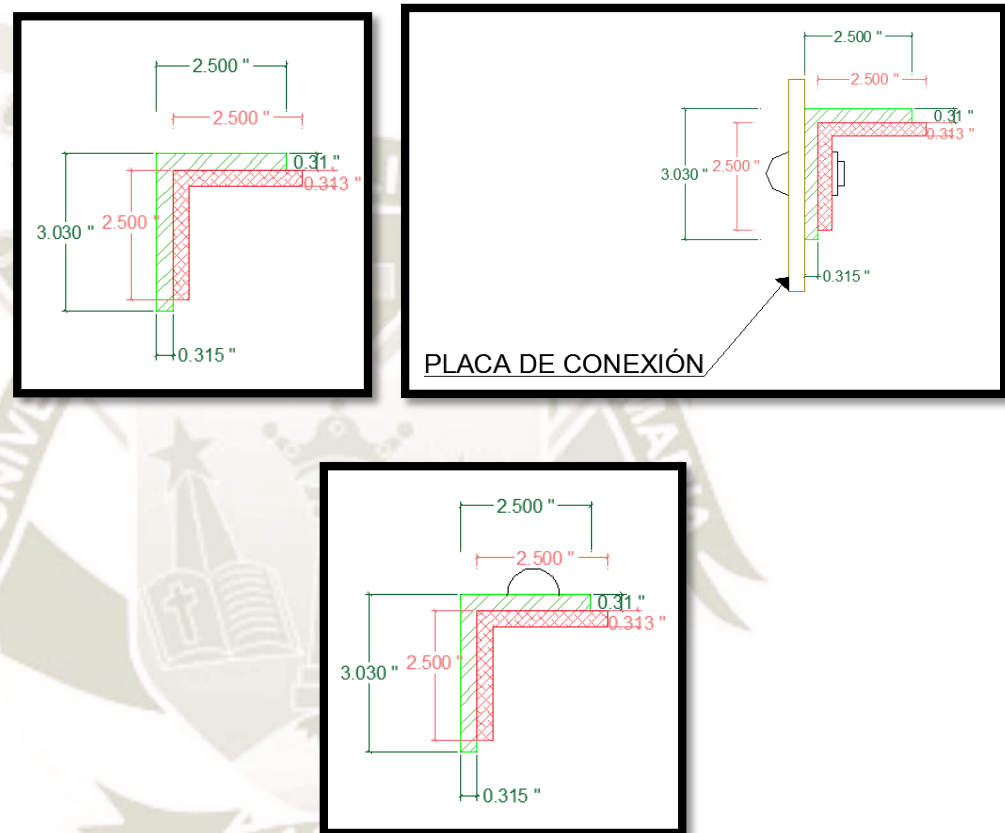


Figura 111: Sección compuesta y ubicación de pernos de conexión

Fuente: Elaboración propia

➤ Por lo tanto, el área neta de la sección es:

$A_g =$	3.11	plg2
A_t (área de tornillos) =	0.71	plg2
e (espesor de la conexión) =	0.63	plg
#pernos en sección =	1	(un perno en corte de conexión)
Área 1 perno (incluye 1/8") =	0.71	plg2
$A_n =$	2.401	plg2

Para obtener el factor de reducción, se utiliza la siguiente fórmula:

$$U = 1 - \frac{x}{L}$$

(“Diseño de Estructuras de Acero” – Jack Mc Cormac, Cap. 13)

Donde:

- U = factor de reducción
- x = distancia del centroide de la sección a la conexión
- L = longitud de la conexión

Ya que se adosa un perfil L2 1/2”x2 ½ ”x5/16” (simétrico y del mismo espesor), el centroide de la figura no varía con respecto a la original.

x (distancia a la conexión) = 0.79”

La longitud de la línea de conexión es L = 5.52” (igual al caso de la conexión original)

➤ Por lo tanto, U es igual a:

$$U = 1 - \frac{0.79''}{5.52''}$$

$$U = 0.86$$

➤ Y el área neta efectiva es igual a:

$$Ae = 0.86 * 2.401$$

$$Ae = 2.056 \text{ plg}^2$$

Resolviendo la ecuación para obtener la resistencia de diseño por fractura:

$$Pn = (52.21 \text{ klb}) * (2.056 \text{ plg}^2)$$

$$Pn = 107.76 \text{ klb}$$

➤ Resistencia de diseño:

$$\frac{Pn}{\Omega} = \frac{107.76}{2}$$

$$\frac{Pn}{\Omega} = 53.68 \text{ klb}$$

5.4.4. Determinación de la resistencia de diseño al cortante simple

La resistencia de diseño de una conexión emperrada por bloque de cortante está determinada por:

$$P_n = F_{nt} * A_b$$

➤ Resistencia de diseño:

$$\frac{P_n}{\Omega}$$

(*“Diseño de Estructuras de Acero” – Jack Mc Cormac, Cap. 13*)

Donde:

- F_{nt} = resistencia nominal del conector (*para pernos de conexión es 90 ksi – Mc Cormac; “Diseño de Estructuras de Acero” – T.12.15*)
- A_b = área del perno (del agujero)
- Ω = factor de seguridad ASD por cortante
- $\Omega = 2.00$

A pesar de tener 2 planos de cortante (por adosar una sección más), la sección adosada y la original trabajan como una sola. Por lo tanto, solo existe un plano de cortante a considerar.

Al tener un perno de 1” (en este caso, no se considera el diámetro adicional de 1/8”), el área del agujero es igual a:

$$A_b = \#pernos * (\text{área de 1 agujero})$$

➤ Se consideran 3 remaches en la conexión:

$$A_b = 3 * \pi * (0.5^2)$$

$$A_b = 2.356 \text{ plg}^2$$

➤ Por lo tanto:

$$P_n = (90 \text{ ksi}) * (2.356 \text{ plg}^2)$$

$$P_n = 212.06 \text{ ksi}$$

$$\frac{Pn}{\Omega} = \frac{212.06}{2}$$

$$\frac{Pn}{\Omega} = 106.03 \text{ klb}$$

5.4.5. Determinación de la resistencia de diseño al aplastamiento

Para determinar la resistencia al aplastamiento, se supone que los esfuerzos alrededor del agujero varían de manera uniforme sobre un área rectangular (espesor de la placa por el diámetro del perno). Se escoge la menor entre:

$$Pn = 1.2 * Lc * t * Fu * \#pernos$$

y

$$Pn = 2.4 * d * t * Fu * \#pernos$$

➤ Resistencia de diseño:

$$\frac{Pn}{\Omega}$$

(“Diseño de Estructuras de Acero” – Jack Mc Cormac, Cap. 13)

Donde:

- Lc = Distancia libre a los bordes de la placa conectora
- t = espesor de la conexión (0.63”)
- Fu = esfuerzo de fluencia último
- d = diámetro del perno (1”, no se considera el aumento de diámetro)
- #pernos = número de pernos de la conexión
- La distancia libre a los bordes es igual que en el caso anterior:
- Lc = 2.20”

Entonces:

$$Pn = 1.2 * 2.20" * 0.63" * 52.21ksi * 3$$

$$Pn = 260.52 \text{ klb}$$

$$Pn = 2.4 * 1" * 0.63" * 52.213$$

$$Pn = 236.84 \text{ klb (se escoge la menor)}$$

$$\frac{Pn}{\Omega} = \frac{236.84 \text{ klb}}{2}$$

$$\frac{Pn}{\Omega} = 118.42 \text{ klb}$$

5.4.6. Comparación de la resistencia de diseño con la carga axial del análisis

Se determina la resistencia de diseño final:

Tabla 152: Resumen de resistencia de la conexión a cada caso

ITEM	RESUMEN	Pn/Ω (klb)
I.	RESISTENCIA DE DISEÑO A LA TENSIÓN	62.12
II.	RESISTENCIA DE DISEÑO POR FRACTURA A TENSIÓN	53.68
III.	RESISTENCIA AL CORTANTE SIMPLE	106.03
IV.	RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO	118.42

Fuente: Elaboración propia

La resistencia de diseño de la conexión es la menor de los 4 casos.

$$\frac{Pn}{\Omega} = 53.68 \text{ klb}$$

A su vez, se compara con la carga axial del elemento más esforzado en tensión:

$$Pn/\Omega = 53.68 \text{ klb}$$

(EL MENOR RIGE)

$$P \text{ nominal (obtenido del análisis)} = 53.65 \text{ klb}$$

$$\frac{Pn}{\Omega} \geq P_{\text{nominal}}$$

$$53.68 \text{ klb} > 53.35 \text{ klb} \longrightarrow \text{LA SECCIÓN PLANTEADA CUMPLE}$$

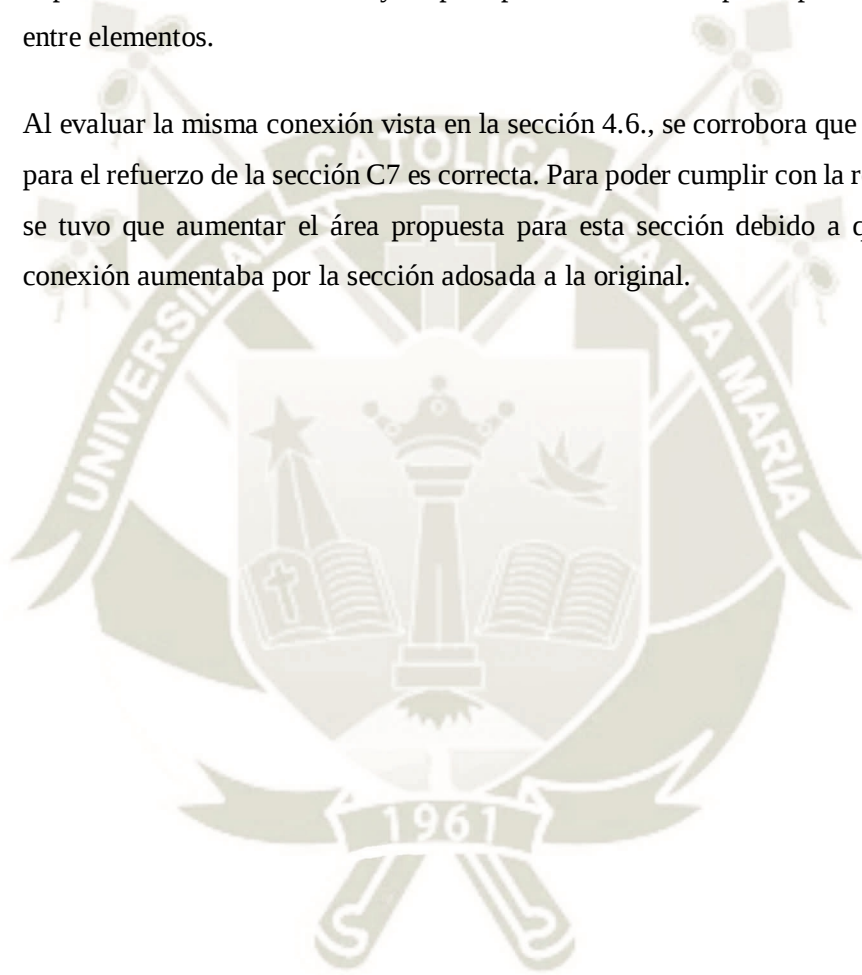
COMENTARIO: Se puede observar que, al aumentar el área gruesa de la sección, se consigue asegurar la resistencia de la conexión ante las cargas axiales obtenidas bajo el tren de cargas actual; corroborando así que la sección de refuerzo planteada es correcta.

5.5. Conclusiones del Capítulo

- Para la superestructura y bajo el tren de cargas Cooper E80, se propone el uso de platabandas de 400x12.5 mm en los tramos 1 y 5 (actualmente no cuentan con estos elementos), platabandas de 400x6 mm en el tramo 3; y el cambio de la platabanda de menor longitud por una de mayor espesor y longitud equivalente a la segunda platabanda más larga (de 500x25 mm).
- Con este refuerzo, la sección no supera los límites admisibles en esfuerzos de tensión, compresión (en los cuales se encontraba fuera del límite para los tramos 1,2,4 y 5) y cortante. El espesor de platabanda propuesto es el necesario para cumplir con la relación ancho – espesor límite para evitar el pandeo local del ala en compresión (en especial para el tramo 3, el cual no requería ser reforzado superar esfuerzos admisibles en tensión y compresión).
- Para la superestructura y bajo el tren de cargas que transita actualmente (2 Locomotoras GT42 + 18 planos); se propone el uso de platabandas de 400x6 mm en los tramos 1 y 5 (actualmente no cuentan con estos elementos), platabandas de 400x12.5 mm en el tramo 3; y el cambio de la platabanda de menor longitud por una de mayor espesor y longitud equivalente a la segunda platabanda más larga (de 500x25 mm).
- Con este refuerzo, se busca cumplir con la relación ancho – espesor límite para evitar el pandeo local del ala en compresión (en especial para los tramos 1, 2, 4 y 5, los cuales no requería ser reforzado por superar esfuerzos admisibles en tensión y compresión).
- En cuanto al rango de esfuerzos de fatiga, reforzar la sección para una carga Cooper E80 supone engrosar la sección de manera que el rango disminuya aproximadamente en un 50% para no superar el esfuerzo máximo admisible. En cambio, al analizar bajo el tren de cargas actual, se requeriría la reducción del rango en un 29.5%; lo cual es posible con el aumento del área gruesa de las alas para cumplir con el pandeo local del ala en compresión. Por lo tanto, se realizará la propuesta de refuerzo más viable y acorde con la situación actual de la estructura analizada, a manera de garantizar la seguridad del tránsito de trenes.
- Los arriostres que deben ser reforzados porque actualmente no cumplen con los valores máximos permisibles, son los arriostres: 9, 10, 11, 12, 13, 14, 23, 24, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 41, 42 y 44. Los demás, coloreados de manera más tenue (arriostres 15, 16, 17, 18, 19,

20, 21, 22, 25, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40 y 43), son aquellos que debería reforzarse sólo por conservar la simetría entre elementos. Esta consideración queda a criterio de la empresa.

- Al reforzar algunos elementos sólo para mantener la simetría, se puede observar que quedan sobredimensionados; por lo tanto, es recomendable que se revise la viabilidad del proyecto y la redistribución de esfuerzos al colocar solamente una parte del refuerzo, en las zonas cuya implementación sea necesaria y después plantear uno más óptimo para conservar la simetría entre elementos.
- Al evaluar la misma conexión vista en la sección 4.6., se corrobora que la sección planteada para el refuerzo de la sección C7 es correcta. Para poder cumplir con la resistencia de diseño, se tuvo que aumentar el área propuesta para esta sección debido a que el espesor de la conexión aumentaba por la sección adosada a la original.



VI. CONCLUSIONES FINALES Y RECOMENDACIONES

1. Se concluye que el puente bajo el tránsito del tren de cargas actual (tren compuesto por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos) sí requiere ser reforzado, tanto en la superestructura como en la subestructura.
2. Se realizó la propuesta de refuerzo más adecuada para la carga de diseño de la norma (Cooper E80) y la del tren que transita actualmente (2 Locomotoras GT42 + 18 planos) tomando en cuenta no superar los límites de esfuerzos admisibles a tensión, compresión, por efectos de fuerzas cortantes y, en el caso de la carga que transita sobre el tren actualmente, la reducción del rango de esfuerzos de fatiga.
3. Para la superestructura y bajo el tren de cargas que transita actualmente, se propone el uso de platabandas en los tramos 1, 3 y 5 (actualmente no cuentan con estos elementos) y el cambio de la platabanda de menor longitud por una de mayor espesor y longitud equivalente a la segunda platabanda más larga. Con esta alternativa se disminuyen los esfuerzos de tensión y compresión; además de aumentar el grosor de las alas, evitando así el pandeo local y torsional de la sección. También, al reducir los esfuerzos de compresión, se reduce el rango de esfuerzo de fatiga hasta ser inferior al permisible.
4. También se realizó una propuesta de refuerzo para el caso del tránsito de un tren de cargas Cooper E-80, el cual es el tren de diseño actual según AREMA. Al implementar platabandas de la misma forma que en el caso anterior (aunque de mayor espesor), se pudo observar que aún no se podía reducir los esfuerzos de compresión de la viga principal, superando el límite permisible de esfuerzos de fatiga. Se concluye que el refuerzo para esta carga tiende a ser inviable. Una mejor alternativa es prohibir el paso de este tipo de trenes por seguridad.
5. A través de la evaluación de las vigas principales del tablero, se concluye en que el tipo de carga viva de diseño utilizada pertenece a un tren de cargas Cooper E40; el cual corresponde al primer tipo de carga introducido por T. Cooper en 1894; ya que, para esta carga, no se supera los esfuerzos permisibles. Se puede apreciar que el único chequeo que no cumple es la evaluación del pandeo local del ala en compresión, la cual obedece a la geometría de la sección. Al no contar con los planos originales del proyecto, se sugiere validar los datos proporcionados con el fin de corroborar medidas.

6. Al evaluar los resultados obtenidos en la subestructura para un tren de cargas E-80, se pudo observar que las fuerzas axiales derivan esfuerzos prácticamente el doble de los esfuerzos permisibles. Al igual que en el caso de la superestructura, es más viable prohibir el paso de este tipo de trenes que realizar el refuerzo de la estructura para su tránsito.
7. Para el desarrollo de la propuesta de refuerzo de los pilares bajo el tren de cargas actual, se propone adosar a la sección original de los arriostres: 9, 10, 11, 12, 13, 14, 23, 24, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 41, 42 y 44 ángulos L comerciales de 3"x3"x1/2" y 2"x2"x3/8" (dependiendo de la sección del arriostre), con el fin de disminuir los esfuerzos provocados por las fuerzas axiales en tensión y compresión.
8. Algunos arriostres no requieren refuerzo según los resultados del análisis. Sin embargo, para mantener la simetría entre secciones, se sugiere implementar el mismo refuerzo según el tipo de sección. Estos son los arriostres 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 25, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40 y 43. Esta consideración queda a criterio de la empresa.
9. El uso de conexiones empernadas de alta resistencia A325 como reemplazo de los remaches es ideal para uniones de estructuras importantes (a comparación de los tornillos A307), se puede desarrollar in situ y permite aprovechar las perforaciones ya realizadas con el proceso constructivo adecuado; por lo cual fue una condición importante a la hora de proponer el tipo de conexión en el refuerzo.
10. Al comparar la propuesta de refuerzo planteada en esta investigación con la realizada en el año 2017, se puede notar que, bajo la metodología ASD, se necesita reforzar el tablero y los arriostres inferiores del Pilar 2 mostrados anteriormente. Con la metodología AASHTO-LRFD (del Manual de Puentes de MTC) desarrollada en el estudio anterior, todos los arriostres en diagonal están sobreforzados y se les debe adosar un perfil L4"x3"x3/8". Se puede apreciar que ambas propuestas tienen el refuerzo de los arriostres como conclusión en común, aunque no de todos los elementos ni las mismas dimensiones para el refuerzo.
11. Se ejemplifica la evaluación de una conexión de elementos donde se presenta la mayor carga axial en tensión de todos los elementos de los pilares bajo las combinaciones de carga utilizadas para el análisis de los pilares con el tren de cargas compuesto por 2 Locomotoras GT42 + 18 planos: conexión C7 con C2 (detalle en plano PS-09); ya que, en la evaluación de los elementos de los

pilares, las secciones C7 estaban sobreesforzadas en tensión. Se comprobó que la conexión no tenía la resistencia requerida para la carga axial presentada.

12. Al reforzar la sección, se evaluó nuevamente la conexión presentada en la sección 4.7. “Evaluación de Conexiones”; corroborando que, al aumentar el área gruesa de la sección C7, la conexión es la adecuada para las cargas axiales en tensión a resistir. A pesar de que el área de la sección reforzada está sobredimensionada para los esfuerzos en tensión; es la adecuada para poder asegurar la resistencia de la conexión.
13. Algunos limitantes para el desarrollo de esta investigación, como la falta de información sobre el proyecto original (planos de detalles, materiales utilizados, memorias de cálculo) llevaron a asumir algunas de estas propiedades en base a documentos sobre estudio de puentes existentes, toma de datos, visitas a campo, entre otros. Se recomienda la realización de ensayos a materiales y compatibilización de planos existentes con datos obtenidos en campo para afinar el modelo propuesto; y, por lo tanto, la propuesta de refuerzo.
14. A nivel general y para la carga que transita actualmente, el puente presenta un desempeño aceptable con pocas modificaciones a realizar. Se debe considerar la evaluación de transporte de carga y pasajeros a futuro para determinar si se incrementará la carga a pasar por el puente y así, realizar un análisis costo-beneficio entre reforzar o construir un puente nuevo.

BIBLIOGRAFIA

- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2014). *LRFD Bridge Design Specifications, 7th Edition*. Washington D.C: U.S. Customary Units.
- American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association. (2007). *Manual for Railway Engineering*.
- Atlas Copco. (2018, Setiembre 10). *Los fallos más comunes en las conexiones remachadas y cómo solucionarlos*. Retrieved from Atlas Copco: <https://www.atlascopco.com/es-mx/itba/expert-hub/articles/most-common-faults>
- B&H Cárdenas para Ferrocarril Transandino. (2017). *Mantenimiento Ferroviario del Puente Sumbay KM 114+000 Subdivisión 04*. Arequipa.
- Candela, J. (2008, Agosto). *Ferrocarriles en Perú*. Retrieved enero 16, 2011, from Crónicas de Perú: Blog sobre los principales hechos de la historia del Perú: <http://cronicasdeperu.blogspot.com>
- (n.d.). *Criterios para el refuerzo de estructuras metálicas: Rehabilitación del "Círculo de Bellas Artes" y la "Casa Encendida"*. - Jesús Hierro Antonio Aznar^{1**}, José I. Hernando Juan F. de la Torre Jesús Ortiz (* Universidad Europea de Madrid. ESPAÑA; *.
- Cruzado Medina, E. (2011). *El Sistema Ferroviario Peruano y sus Planes*. Lima.
- E. Meiggs. (1876). *Los Ferrocarriles del Perú (Vol. 1)*. Lima: Imprenta del Estado.
- Espinoza, I. C. (2010). *Diseño de placas base para columnas metálicas*. Carabobo, Venezuela.
- Galessio, E. (2007). *Breve Reseña Histórica de los Ferrocarriles en el Perú*.
- Gerdau Corsa. (n.d.). Elección del tipo de acero para estructuras. *El Acero Hoy*, 16.
- Grattesat, G. (1983). *Vida Útil de Puentes*. París.
- Hierro, J., Aznar, A., Hernando, J., De La Torre, J., & Ortiz, J. (n.d.). *Criterios para el refuerzo de estructuras metálicas: Rehabilitación del "Círculo de Bellas Artes" y la "Casa Encendida"*. Madrid: Universidad Europea de Madrid, Universidad Politécnica de Madrid.
- Instituto Geofísico del Perú. (2014). *Reevaluación del Peligro Sísmico Probabilístico para el Perú*. Lima.
- Instituto Técnico de la Estructura de Acero. (n.d.). *Sistemas estructurales: Rehabilitación y reparación*.
- Mc Cormac, J. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero (5ta ed.)*. México: Alfaomega.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). *Manual de Puentes*. Lima.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones Perú. (2015). *Plan Nacional de Desarrollo Ferroviario*. Lima.
- Mora López, M. Á. (2014). *Revisión Estructural del Tramo Metálico Levadizo de un Puente*. México Distrito Federal: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Muñoz Díaz, E. E. (2012). *Ingeniería de Puentes: Reseña histórica, tipología, diagnóstico y recuperación*. Bogotá: Editorial Pontifica Universidad Javeriana.

Polimeni, M. E. (n.d.). *Rehabilitación Estructural de Puentes Ferroviarios*. Buenos Aires.

Ponce Delgado, A. (n.d.). *Ensanche y Refuerzo de Puentes*.

Puentes Ferroviarios vs. Puentes Carreteros. (2013). Retrieved 2018, from <https://construblogspain.wordpress.com/2013/10/21/puentes-ferroviarios-vs-carreteros/>

Restrepo Albarello , F. J., & Restrepo Huelgos, H. (2016). *Análisis comparativo del diseño de edificaciones mediante el método de los esfuerzos de trabajo (Allowable Stress Desing Method), y el método de la resistencia ultima (Load Resistance Factor Design) de acuerdo a lo establecido en el reglamento colombiano*. Ibagué: Universidad del Tolima.

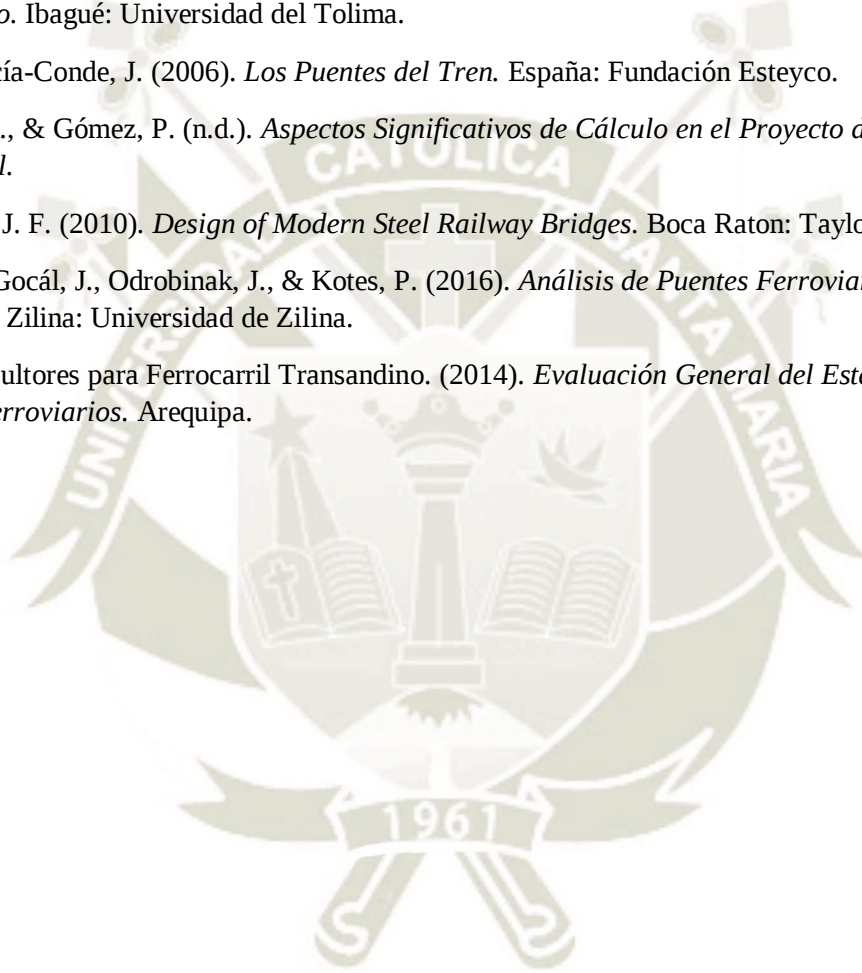
Serna García-Conde, J. (2006). *Los Puentes del Tren*. España: Fundación Esteyco.

Sobrinho, A., & Gómez, P. (n.d.). *Aspectos Significativos de Cálculo en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril*.

Unsworth, J. F. (2010). *Design of Modern Steel Railway Bridges*. Boca Raton: Taylor & Francis Group.

Vican, J., Gocál, J., Odrobinak, J., & Kotes, P. (2016). *Análisis de Puentes Ferroviarios de Acero Existentes*. Zilina: Universidad de Zilina.

VyM Consultores para Ferrocarril Transandino. (2014). *Evaluación General del Estado Actual de Tres Puentes Ferroviarios*. Arequipa.



Universidad Católica de Santa María
Facultad de Arquitectura e Ingenierías Civil y del
Ambiente
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**“EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y PROPUESTA DE REFUERZO DEL PUENTE
FERROVIARIO SUMBAY – DISTRITO DE SUMBAY, AREQUIPA-PERÚ”**

Tesis presentada por las Bachilleres:

Cano Mac Dowall, Andrea Patricia

Vizcarra Escalante, Andrea Carolina

Para optar por el Título Profesional de:

Ingeniero Civil.

Asesor:

Ing. Chávez Vega, Óscar Félix

TOMO II

AREQUIPA – PERÚ

2018

ANEXOS

1. PLANOS DEL PROYECTO ACTUAL

2. DIAGRAMAS DE ENVOLVENTES PARA LA SUPERESTRUCTURA

2.1. MOMENTOS FLECTORES

- 2.1.1. COOPER E-80
- 2.1.2. COOPER E-60
- 2.1.3. COOPER E-40
- 2.1.4. 2 LOCOMOTORAS + 18 PLANOS

2.2. FUERZAS CORTANTES

- 2.2.1. COOPER E-80
- 2.2.2. COOPER E-60
- 2.2.3. COOPER E-40
- 2.2.4. 2 LOCOMOTORAS GT42 + 18 PLANOS

2.3. ESFUERZOS

- 2.3.1. COOPER E-80
 - 2.3.1.1. POR MOMENTOS FLECTORES
 - 2.3.1.2. POR FUERZAS CORTANTES
- 2.3.2. COOPER E-60
 - 2.3.2.1. POR MOMENTOS FLECTORES
 - 2.3.2.2. POR FUERZAS CORTANTES
- 2.3.3. COOPER E-40
 - 2.3.3.1. POR MOMENTOS FLECTORES
 - 2.3.3.2. POR FUERZAS CORTANTES
- 2.3.4. 2 LOCOMOTORAS GT42 + 18 PLANOS
 - 2.3.4.1. POR MOMENTOS FLECTORES
 - 2.3.4.2. POR FUERZAS CORTANTES

3. PLANOS DE PROPUESTA DE REFUERZO

4. DIAGRAMAS DE ENVOLVENTES PARA LA SUPERESTRUCTURA REFORZADA

4.1. MOMENTOS FLECTORES

4.1.1. COOPER E-80

4.1.2. 2 LOCOMOTORAS GT42 + 18 PLANOS

4.2. FUERZAS CORTANTES

4.2.1. COOPER E-80

4.2.2. 2 LOCOMOTORAS GT42 + 18 PLANOS

4.3. ESFUERZOS

4.3.1. COOPER E-80

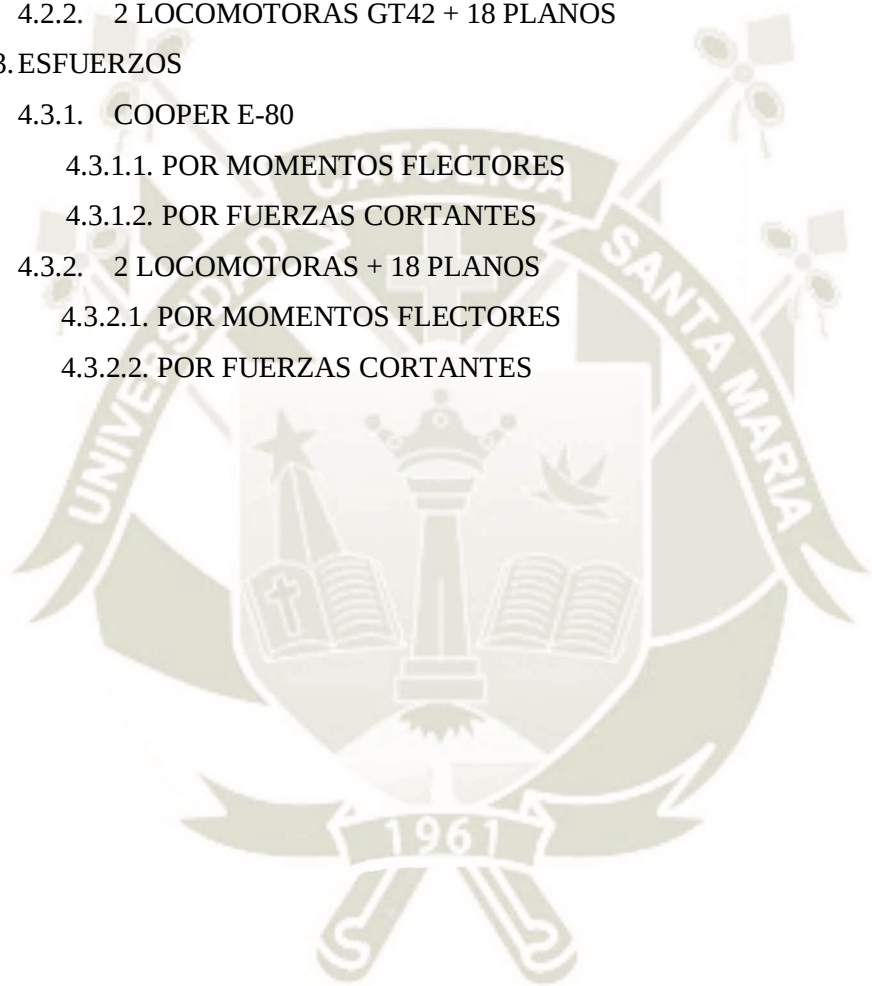
4.3.1.1. POR MOMENTOS FLECTORES

4.3.1.2. POR FUERZAS CORTANTES

4.3.2. 2 LOCOMOTORAS + 18 PLANOS

4.3.2.1. POR MOMENTOS FLECTORES

4.3.2.2. POR FUERZAS CORTANTES



1. PLANOS DEL PROYECTO ACTUAL



PS-01: ELEVACIÓN PRINCIPAL

PS-02: TRAMOS 1 Y 5 PLANTA Y DETALLES

PS-03: TRAMOS 2 Y 4 PLANTA

PS-04: TRAMOS 2 Y 4 DETALLES

PS-05: TRAMOS 3 PLANTA Y DETALLES

PS-06: ELEVACIÓN LATERAL AGUAS ARRIBA – CODIFICACIÓN DE ELEMENTOS

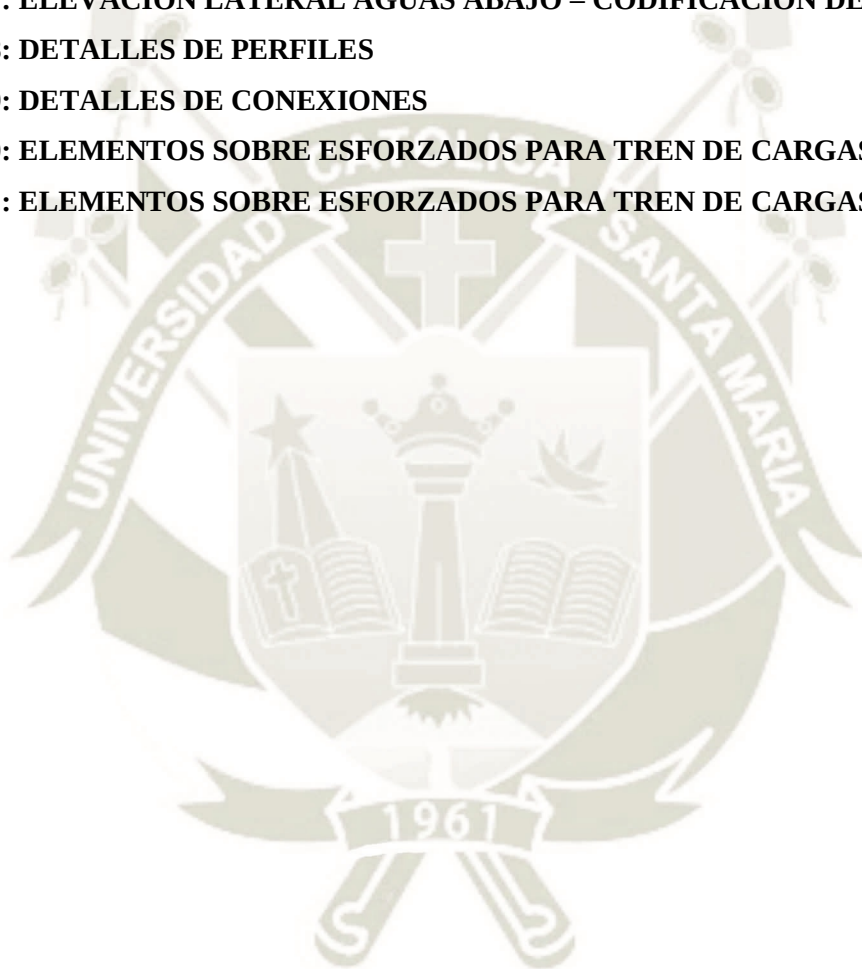
PS-07: ELEVACIÓN LATERAL AGUAS ABAJO – CODIFICACIÓN DE ELEMENTOS

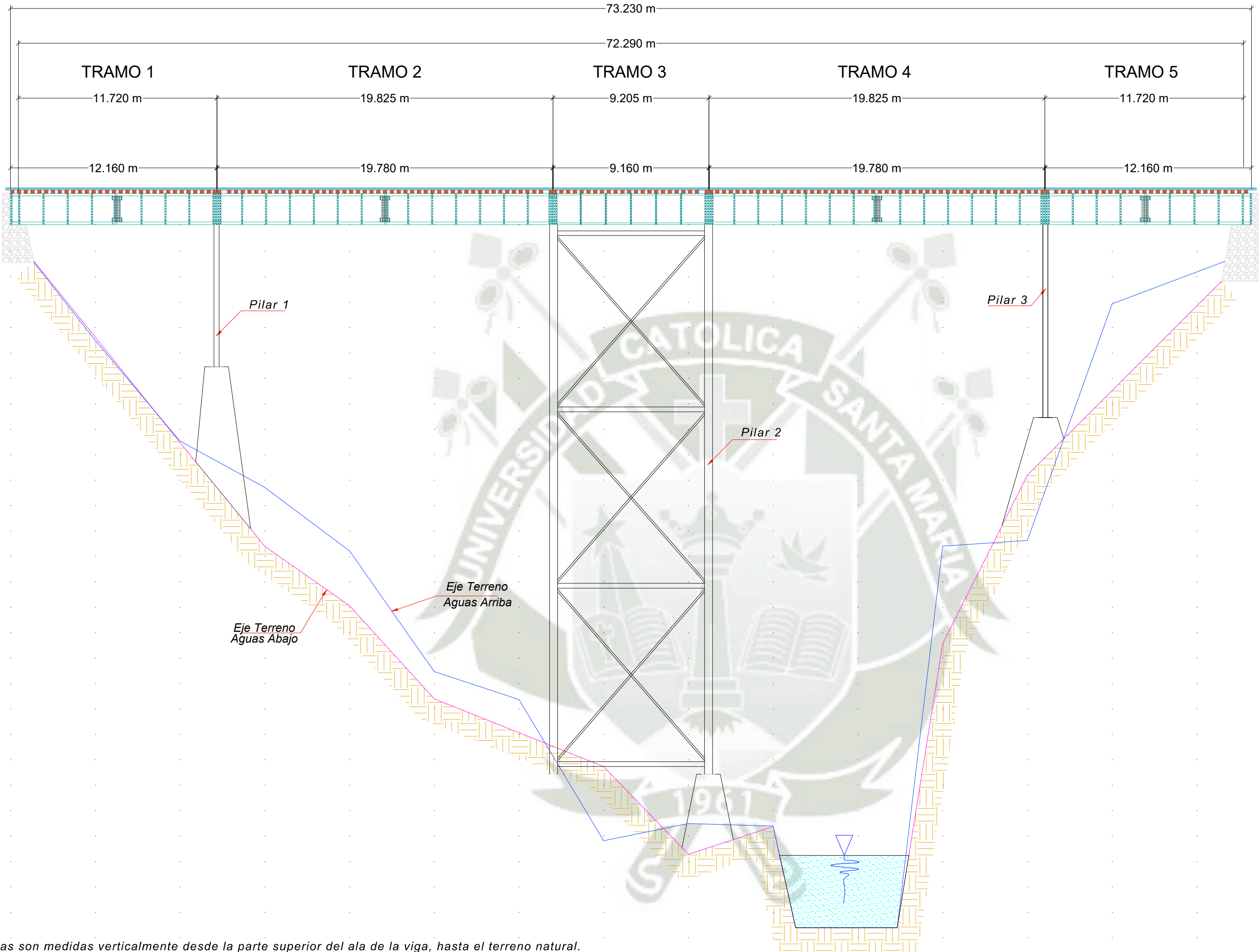
PS-08: DETALLES DE PERFILES

PS-09: DETALLES DE CONEXIONES

PS-10: ELEMENTOS SOBRE ESFORZADOS PARA TREN DE CARGAS COOPER - E80

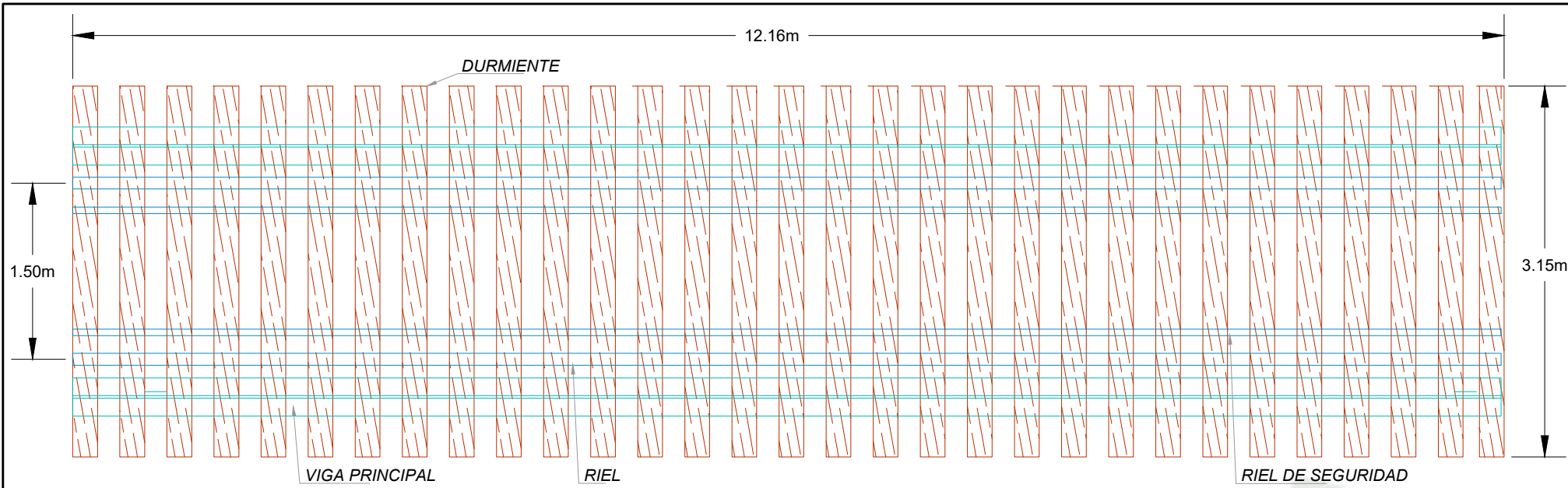
PS-11: ELEMENTOS SOBRE ESFORZADOS PARA TREN DE CARGAS GT42



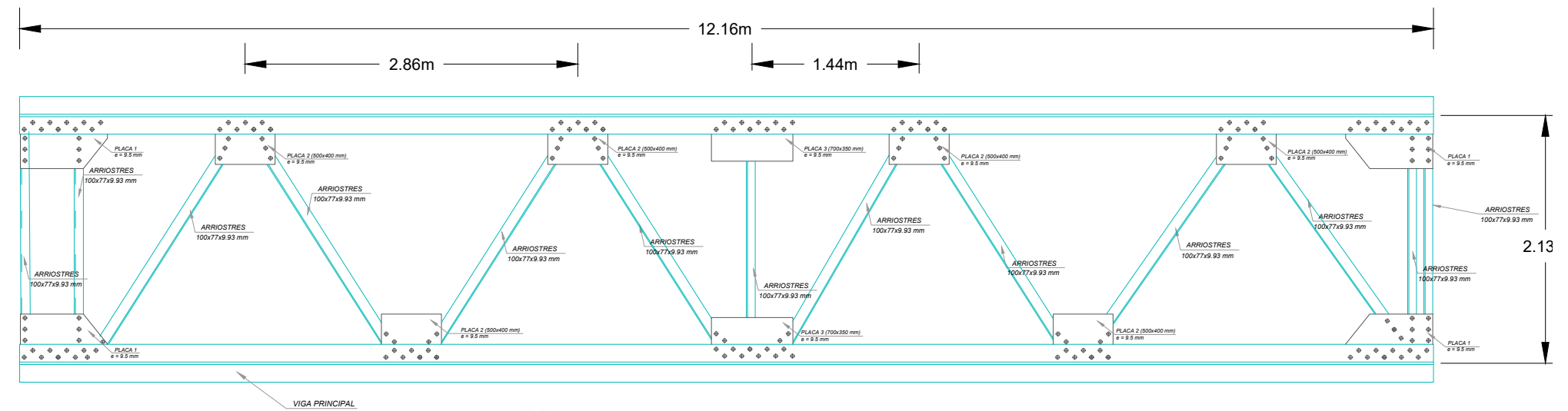


(*) Las distancias son medidas verticalmente desde la parte superior del ala de la viga, hasta el terreno natural.

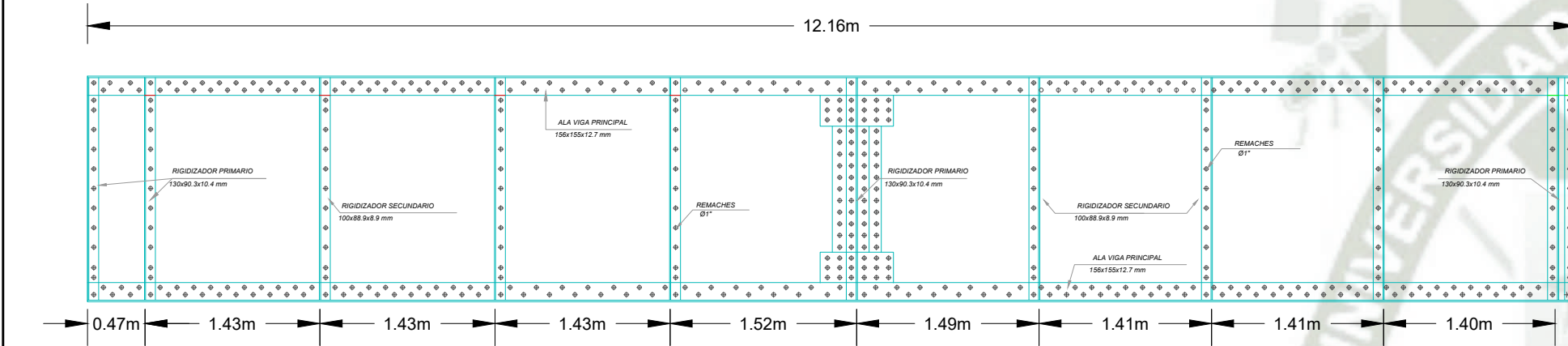
	X (m)																
		0.00	5.00	10.0	15.0	20.0	25.0	30.0	35.0	40.0	45.0	50.0	55.0	60.0	65.0		
Aguas Arriba	Cotas	4094.00	4084.99	4079.07	4076.33	4072.58	4065.46	4063.81	4055.48	4056.50	4056.35		4072.68	4073.19	4087.15		
	Distancia (Y)		9.01	14.93	17.67	21.42	28.54	30.19	38.52	37.50	37.65	Nivel de Agua	21.14	20.81	6.85		
Aguas Abajo	Cotas	4094.00	4040.19	4078.98	4072.86	4069.34	4063.85	4061.88	4059.86	4054.69	4056.32		4067.11	4077.05	4082.04		
	Distancia (Y)		8.81	15.02	21.14	24.66	30.15	32.12	34.14	39.31	37.68		26.89	16.95	11.96		
																6.62	4087.38 24.61 4089.39 65.0



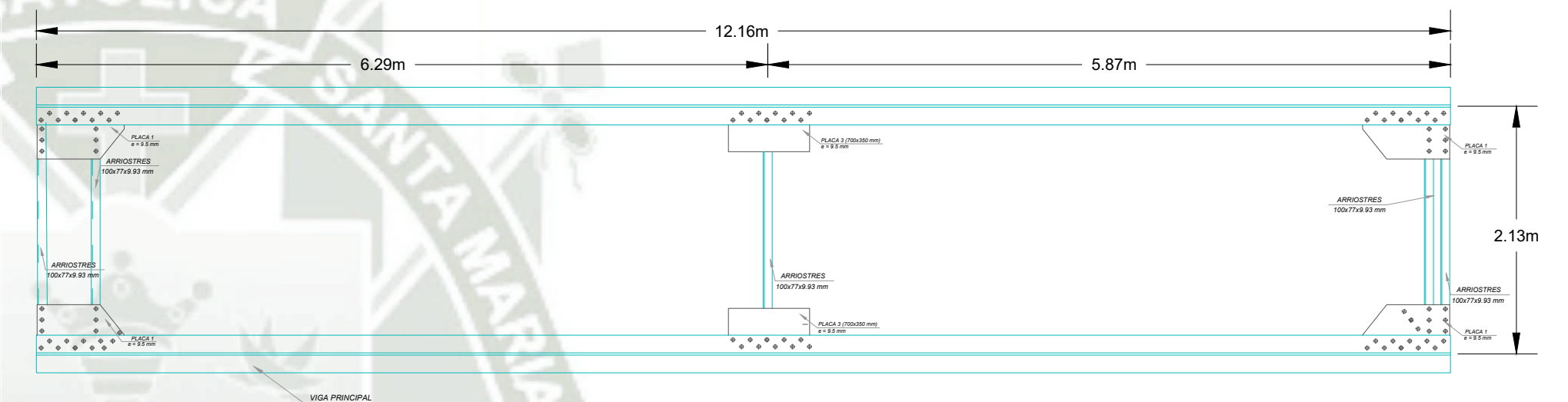
PLANTA TRAMOS 1 Y 5
VÍA FÉRREA
ESC: 1/50



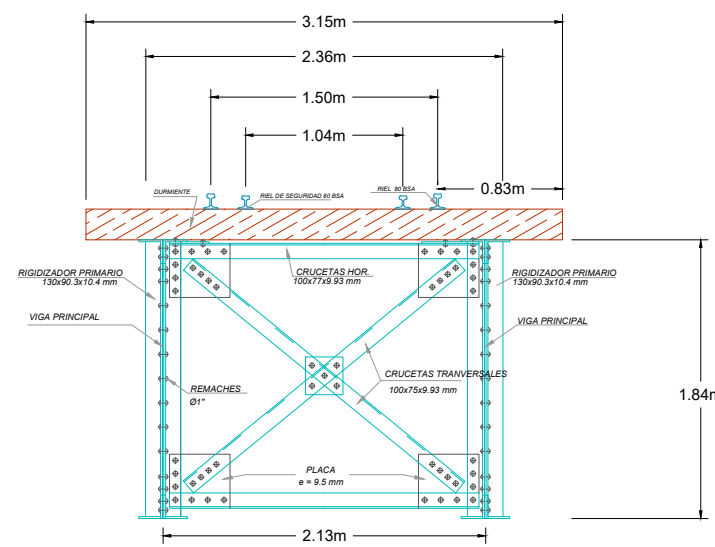
PLANTA TRAMOS 1 Y 5
ESTRUCTURA SUPERIOR
ESC: 1/50



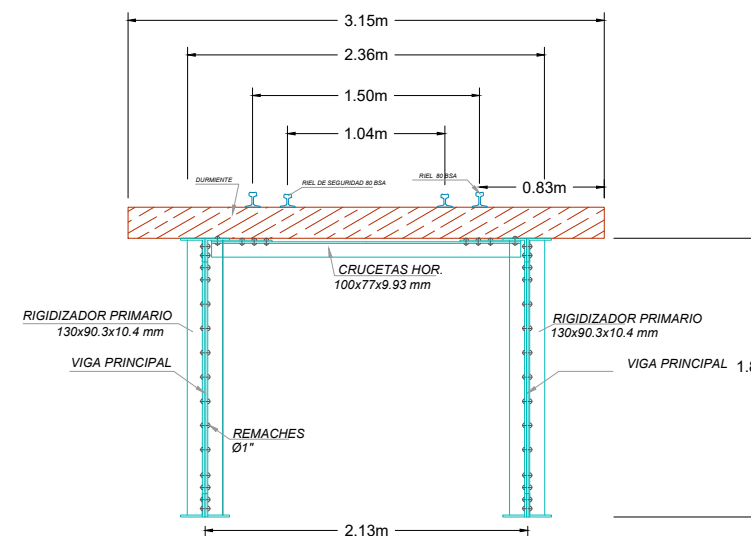
ELEVACIÓN TRAMOS 1 Y 5
ESC: 1/50



PLANTA TRAMOS 1 Y 5
ESTRUCTURA INFERIOR
ESC: 1/50

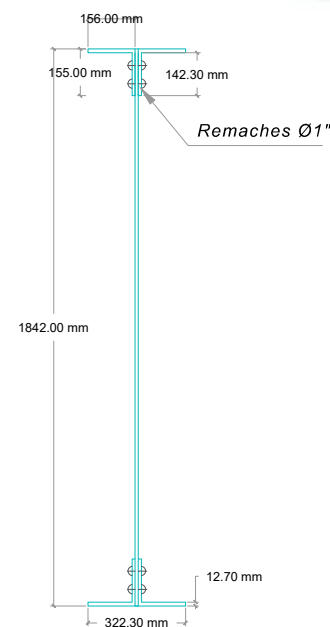
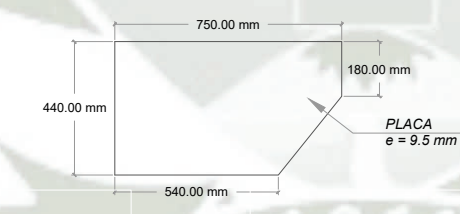


DIAFRAGMAS TRAMOS 1 Y 5
ESC: 1/50

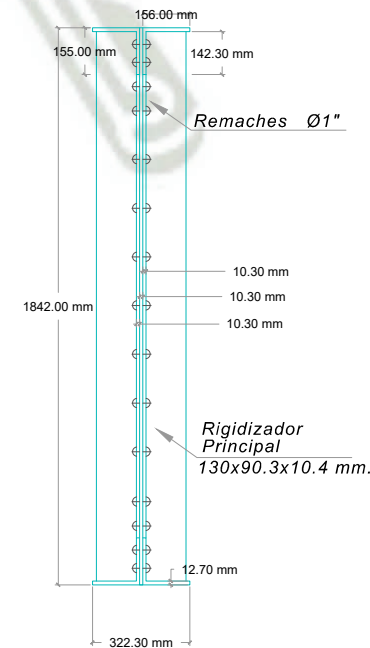


SECCIÓN TÍPICA TRAMOS 1 Y 5
ESC: 1/50

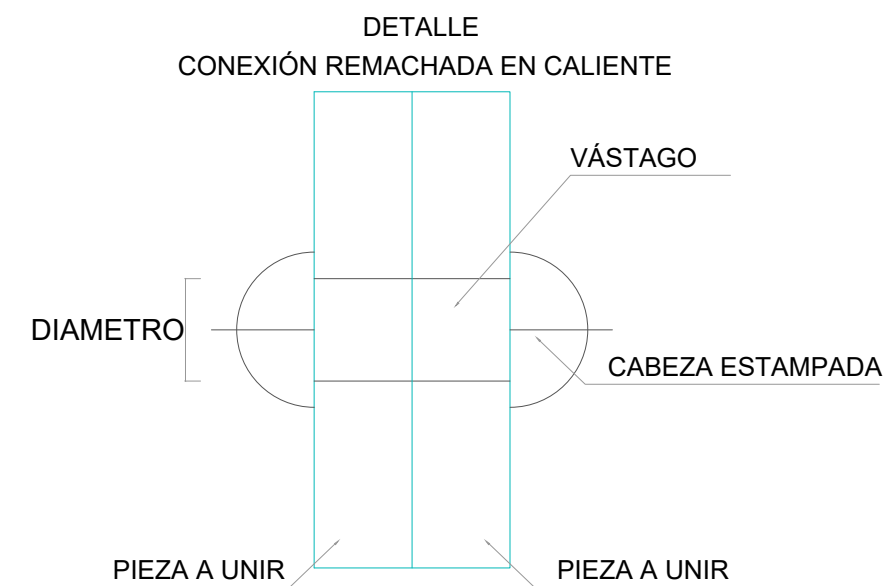
DETALLE PLACA DE CONEXIÓN
PLACA 1



SECCIÓN TÍPICA VIGA
TRAMOS 1 Y 5
ESC: 1/25



SECCIÓN VIGA EN APOYOS
TRAMOS 1 Y 5
ESC: 1/25



ESPECIFICACIONES

ESTRUCTURAS PRINCIPALES:

MATERIAL: ACERO DULCE

ESFUERZO DE FLUENCIA: 2,345.31 KG/CM²

MÓDULO DE ELASTICIDAD: 1,427,577.05 KG/CM²

ELEMENTOS DE CONEXIÓN:

MATERIAL: ACERO DULCE

TIPO DE CONEXIÓN: REMACHES DE ACERO

PS-02

LAMINA

Setiembre - 2018

TESIS:
"Evaluación, análisis y propuesta
de refuerzo del Puente Ferroviario Sumbay"

PROPIETARIO
Ferrocaril
Transandino S.A

UBICACIÓN:
KM 115 + 758 (SD-04)
Ferrocaril del Sur

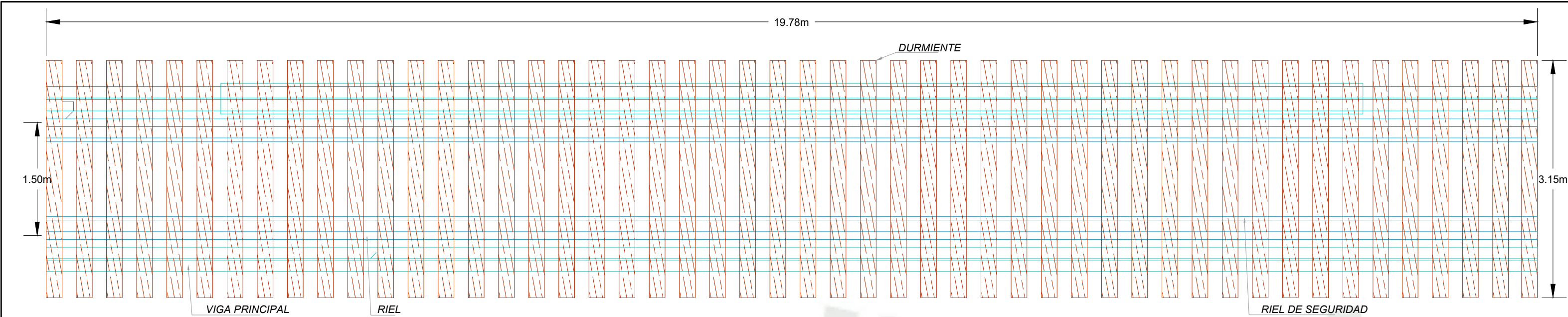
TESISTAS:
CANO MAC DOWALL
ANDREA PATRICIA
VIZCARRA ESCALANTE
ANDREA CAROLINA

PLANO:

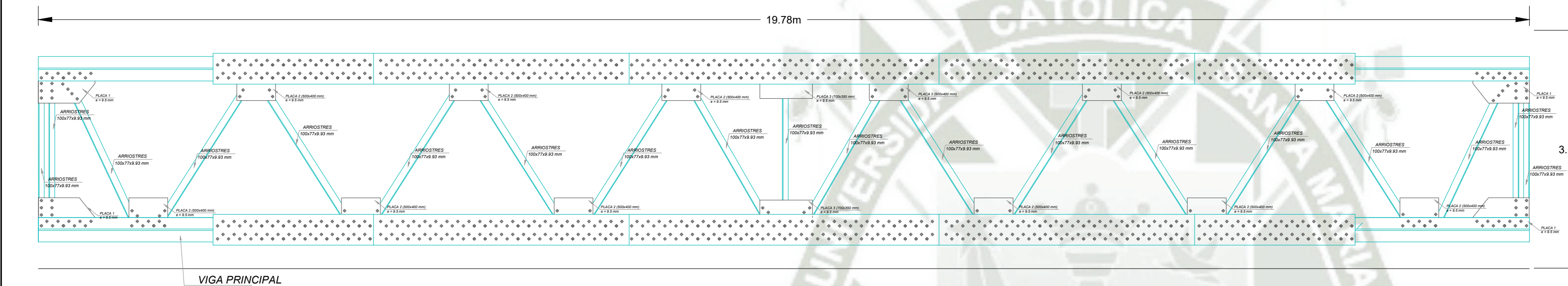
TRAMOS 1 Y 5

PLANTA Y
DETALLES

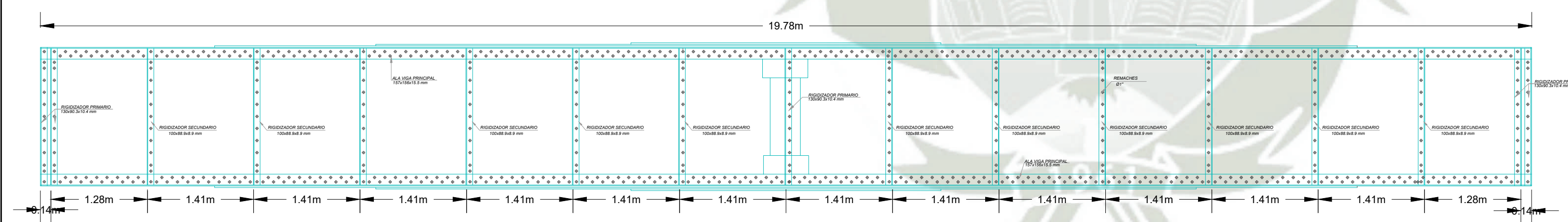
ESC:
INDICADA



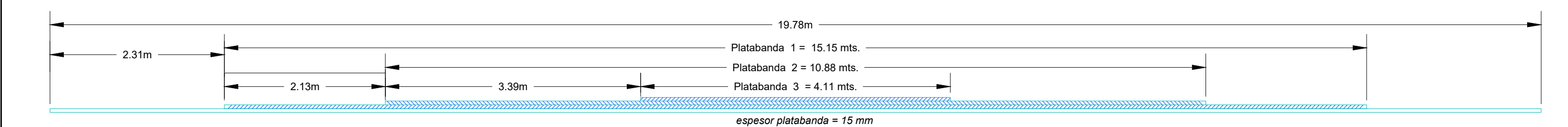
PLANTA TRAMOS 2 Y 4
VÍA FÉRREA
ESC: 1/50



PLANTA TRAMOS 2 Y 4
ESTRUCTURA SUPERIOR E INFERIOR
ESC: 1/50

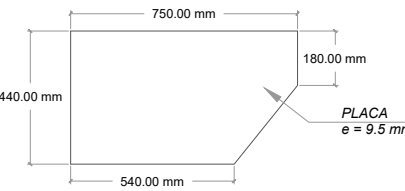


ELEVACIÓN TRAMOS 2 Y 4
ESC: 1/50

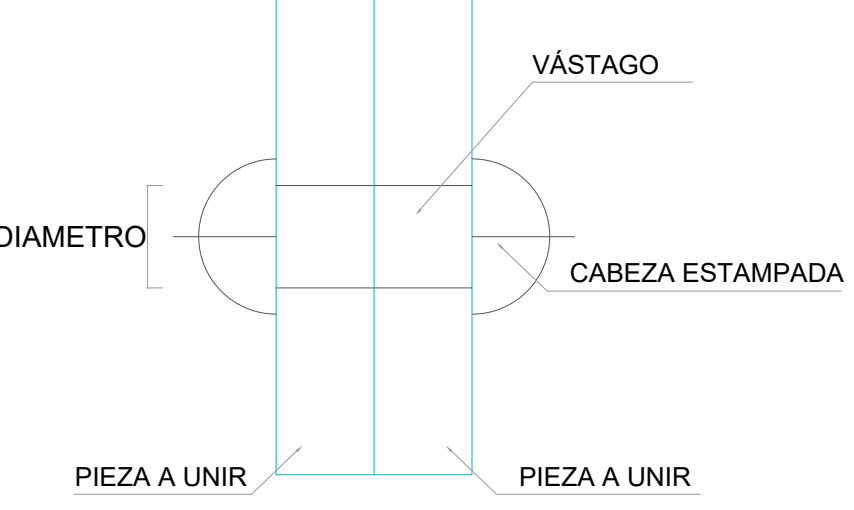


DISTRIBUCIÓN DE PLATABANDAS EN TRAMOS 2 Y 4
ESC: 1/50

DETALLE PLACA DE CONEXIÓN
PLACA 1



DETALLE
CONEXIÓN REMACHADA EN CALIENTE



ESPECIFICACIONES

ESTRUCTURAS PRINCIPALES:

MATERIAL: ACERO DULCE

ESFUERZO DE FLUENCIA: 2,345.31 KG/CM2

MÓDULO DE ELASTICIDAD: 1,427,577.05 KG/CM2

ELEMENTOS DE CONEXIÓN:

MATERIAL: ACERO DULCE

TIPO DE CONEXIÓN: REMACHES DE ACERO

PS-03

LAMINA

Setiembre - 2018

TESIS:
"Evaluación, análisis y propuesta
de refuerzo del Puente Ferroviario Sumbay"

PROPIETARIO
Ferrocaril
Transandino S.A

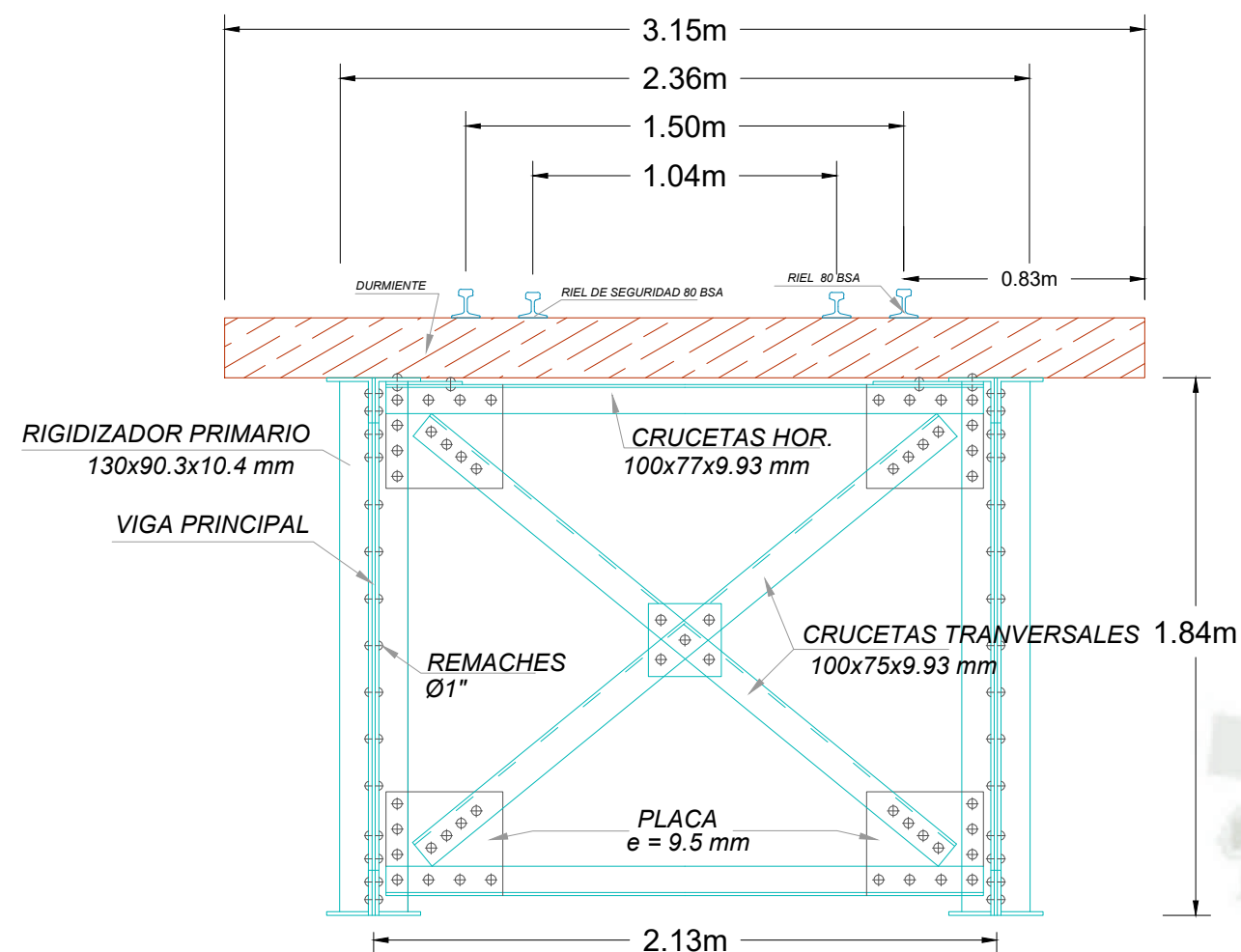
UBICACIÓN:
KM 115 + 758 (SD-04)
Ferrocaril del Sur

TESISTAS:
CANO MAC DOWALL
ANDREA PATRICIA
VIZCARRA ESCALANTE
ANDREA CAROLINA

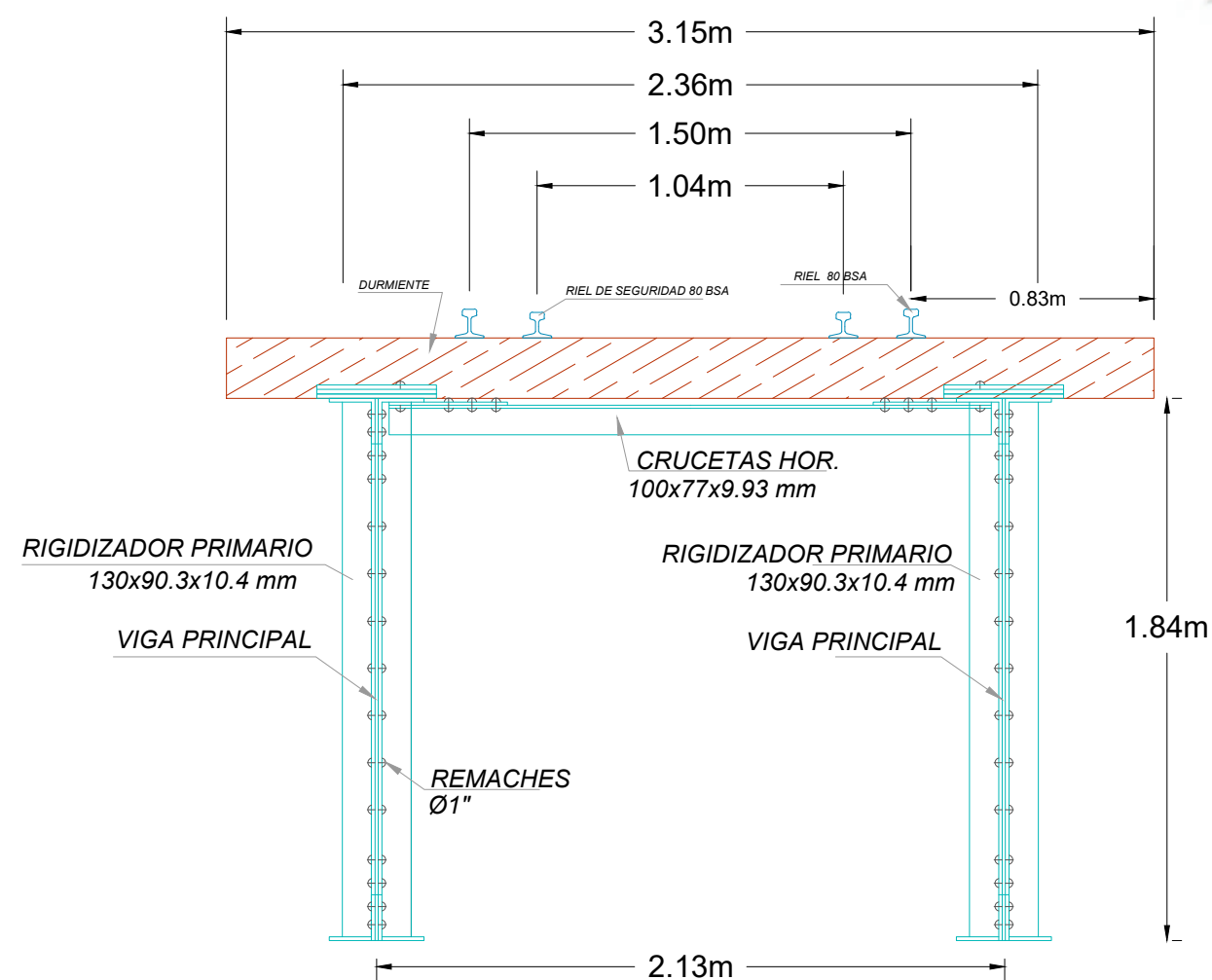
PLANO:

TRAMOS 2 Y 4
PLANTA

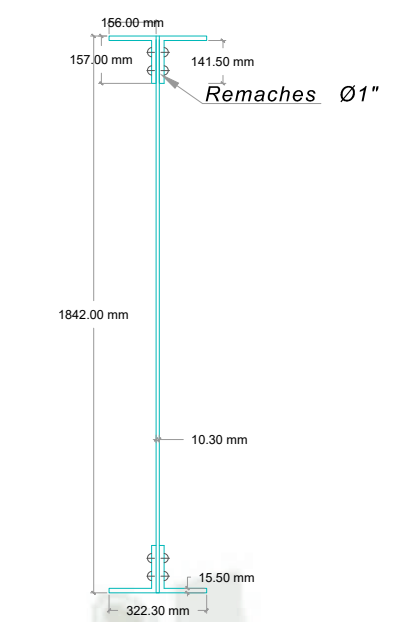
ESC:
INDICADA



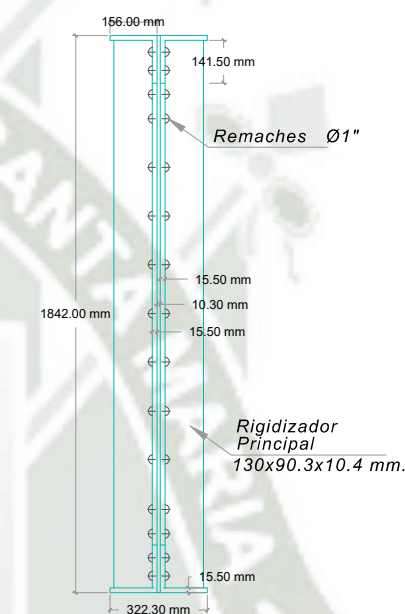
DIAFRAGMAS TRAMOS 2 Y 4
ESC: 1/25



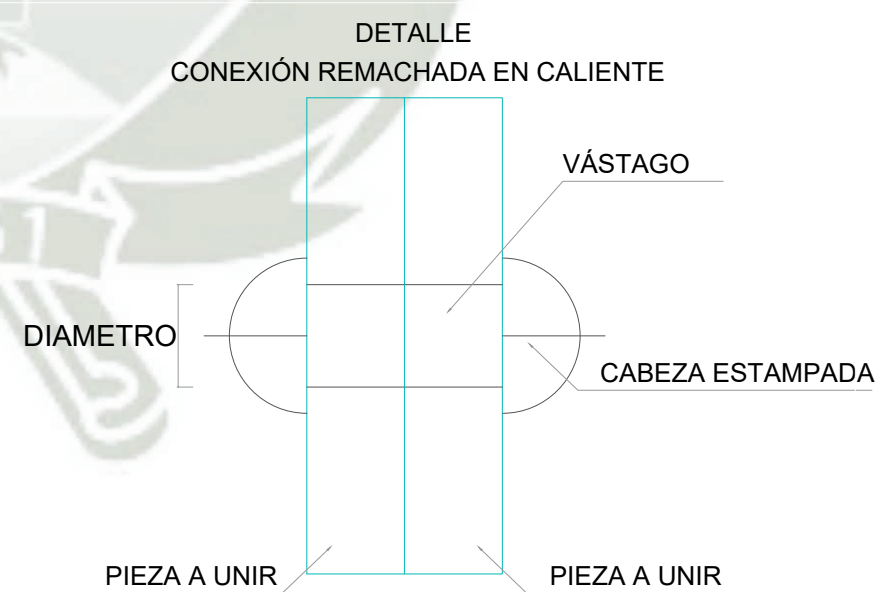
SECCIÓN TÍPICA TRAMOS 2 Y 4
ESC: 1/25



SECCIÓN TÍPICA VIGA
TRAMOS 2 Y 4
ESC: 1/25



SECCIÓN VIGA EN APOYOS
TRAMOS 2 Y 4
ESC: 1/25



ESPECIFICACIONES

ESTRUCTURAS PRINCIPALES:

MATERIAL: ACERO DULCE

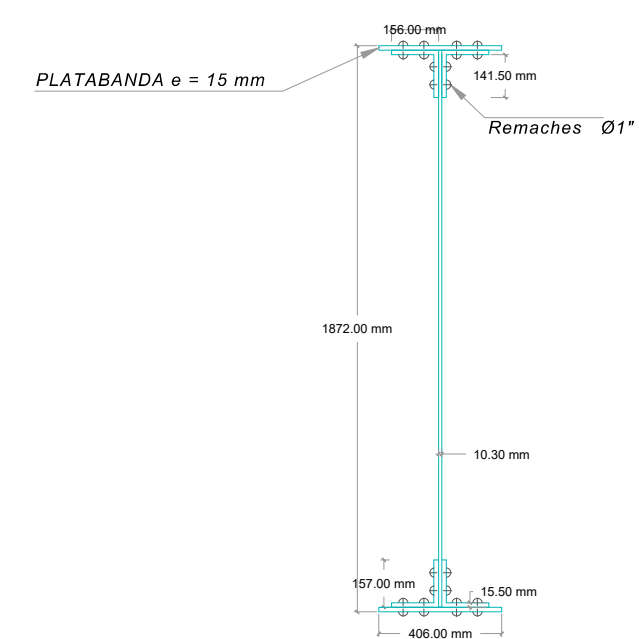
ESFUERZO DE FLUENCIA: 2,345.31 KG/CM²

MÓDULO DE ELASTICIDAD: 1,427,577.05 KG/CM²

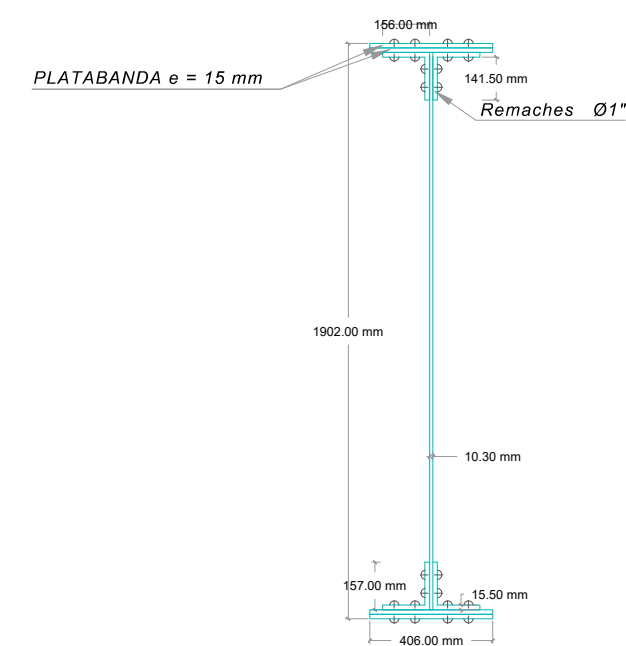
ELEMENTOS DE CONEXIÓN:

MATERIAL: ACERO DULCE

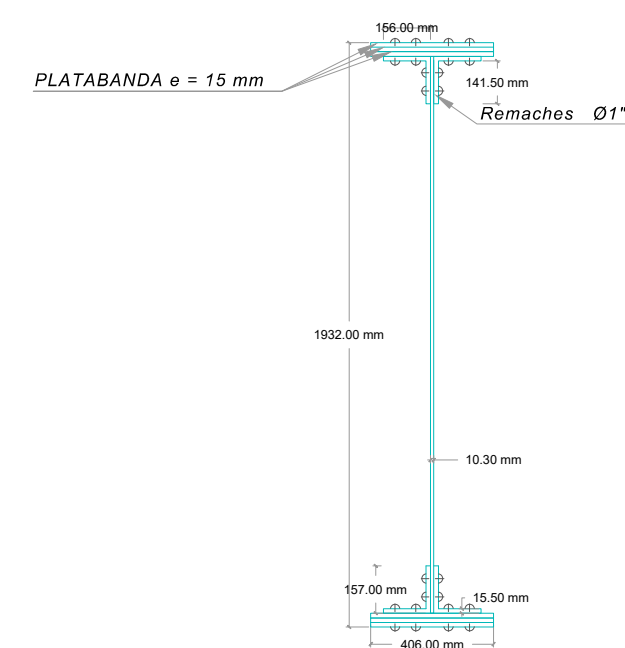
TIPO DE CONEXIÓN: REMACHES DE ACERO



SECCIÓN C/1 PLAT. VIGA
TRAMOS 2 Y 4
ESC: 1/25



SECCIÓN C/2 PLAT. VIGA
TRAMOS 2 Y 4
ESC: 1/25



SECCIÓN C/3 PLAT. VIGA
TRAMOS 2 Y 4
ESC: 1/25

PS-04

LAMINA

Setiembre - 2018

TESIS:

"Evaluación, análisis y propuesta
de refuerzo del Puente Ferroviario Sumbay"

PROPIETARIO

Ferrocarril
Transandino S.A

UBICACIÓN:

KM 115 + 758 (SD-04)
Ferrocarril del Sur

TESISTAS:

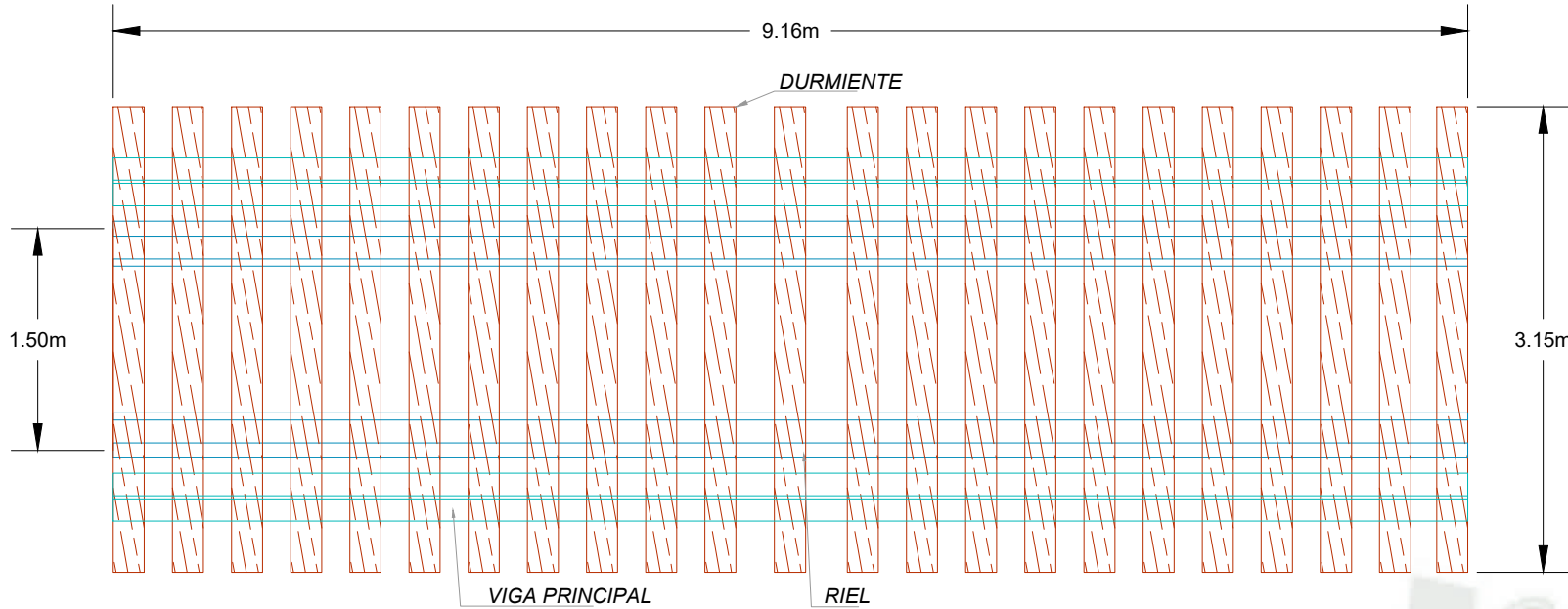
CANO MAC DOWALL
ANDREA PATRICIA
VIZCARRA ESCALANTE
ANDREA CAROLINA

PLANO:

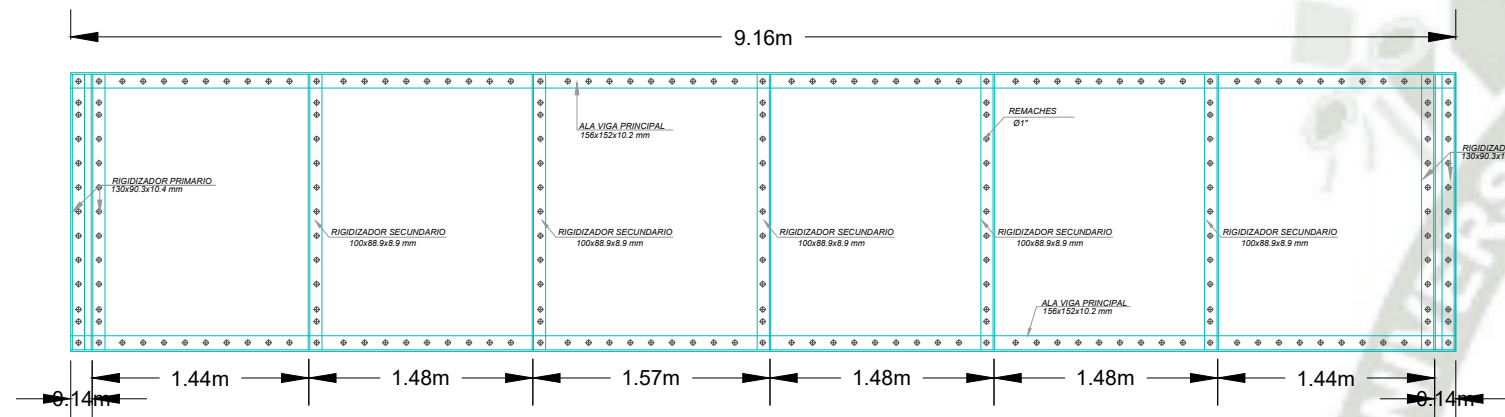
TRAMOS 2 Y 4

DETALLES

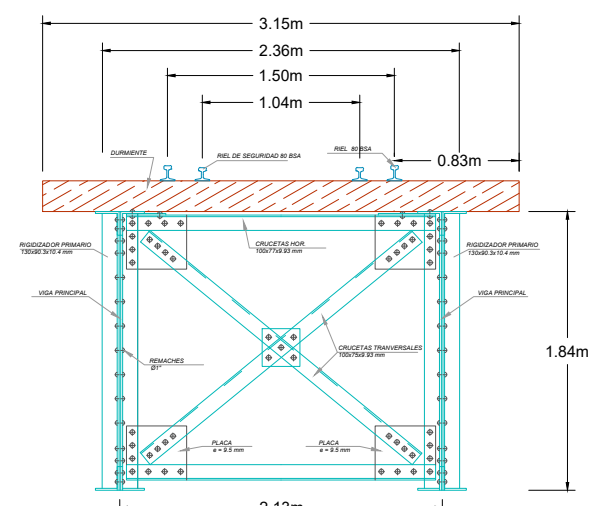
ESC:
INDICADA



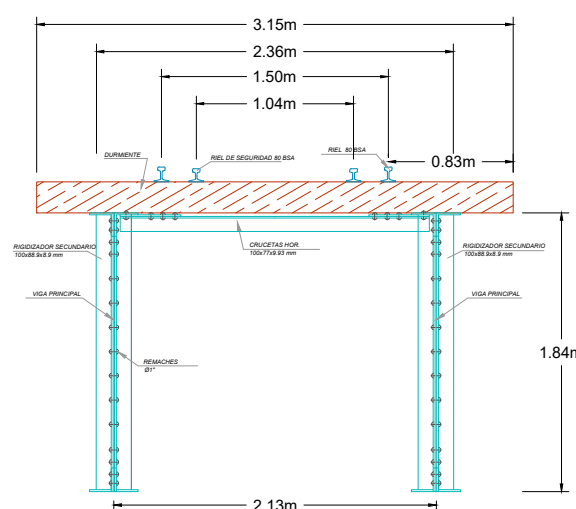
PLANTA TRAMO 3
VIA FÉRREA
ESC: 1/50



ELEVACIÓN TRAMO 3
ESC: 1/50

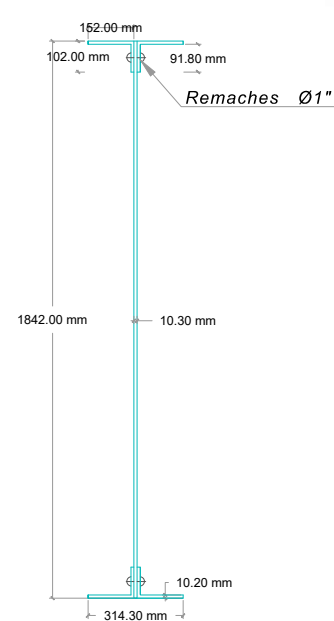
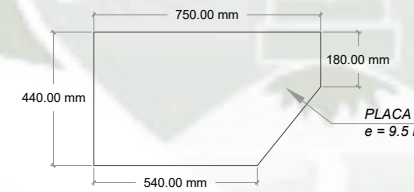


DIAFRAGMAS TRAMO 3
ESC: 1/50

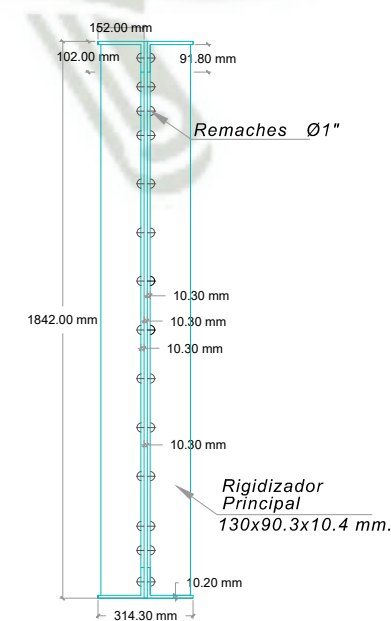


DIAFRAGMAS TRAMO 3
ESC: 1/50

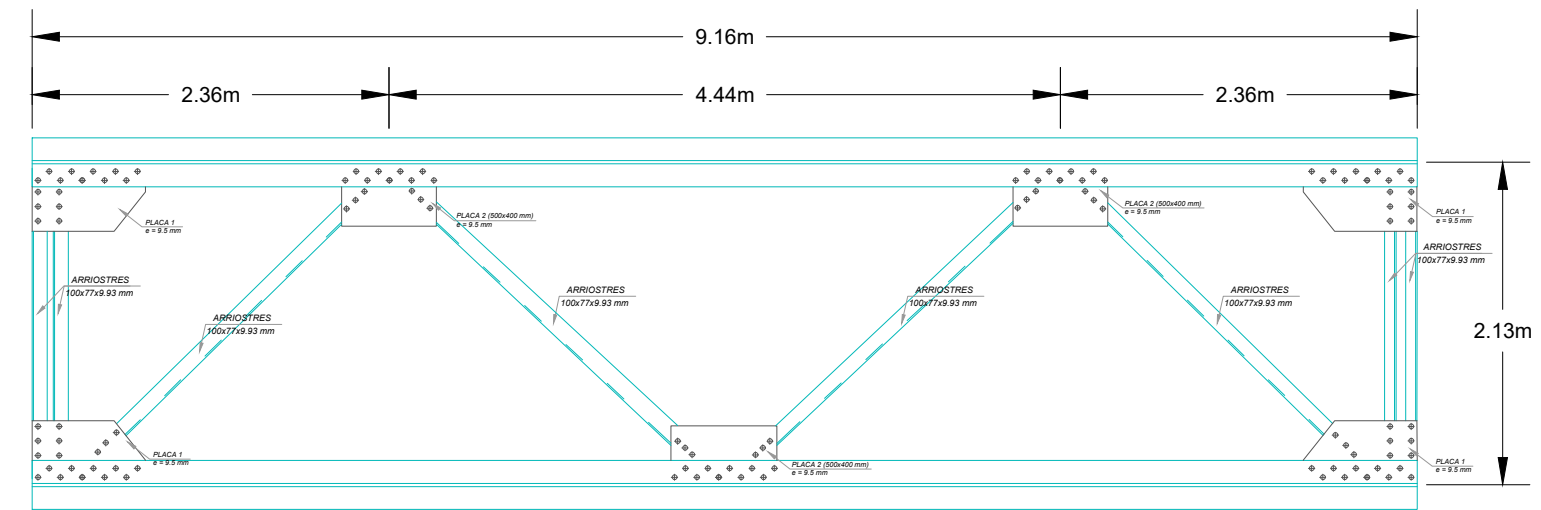
DETALLE PLACA DE CONEXIÓN
PLACA 1



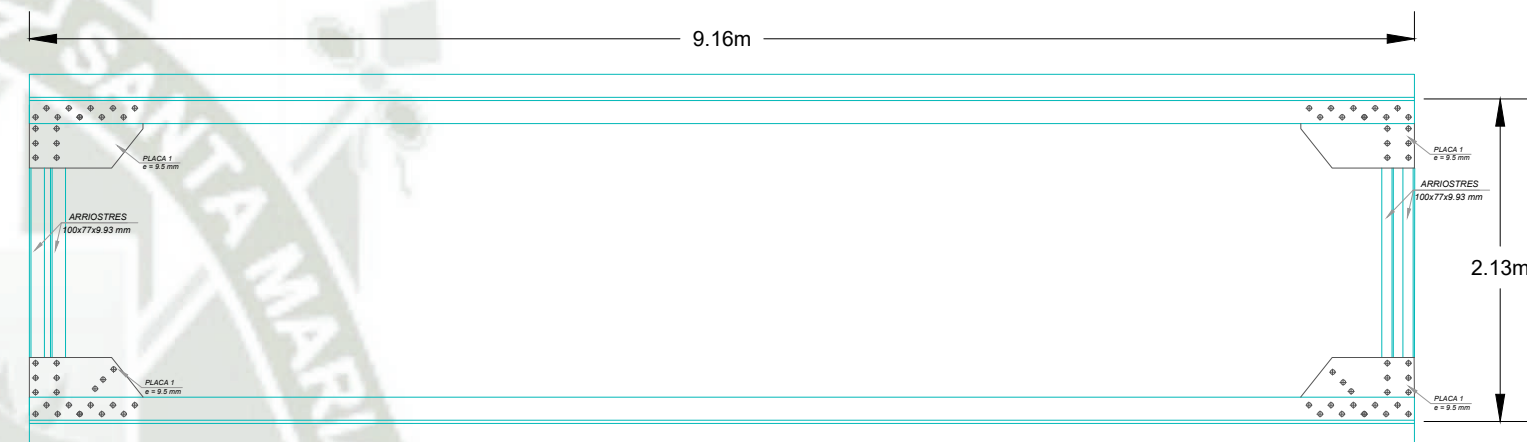
SECCIÓN TÍPICA VIGA
TRAMO 3
ESC: 1/25



SECCIÓN VIGA EN APOYOS
TRAMO 3
ESC: 1/25

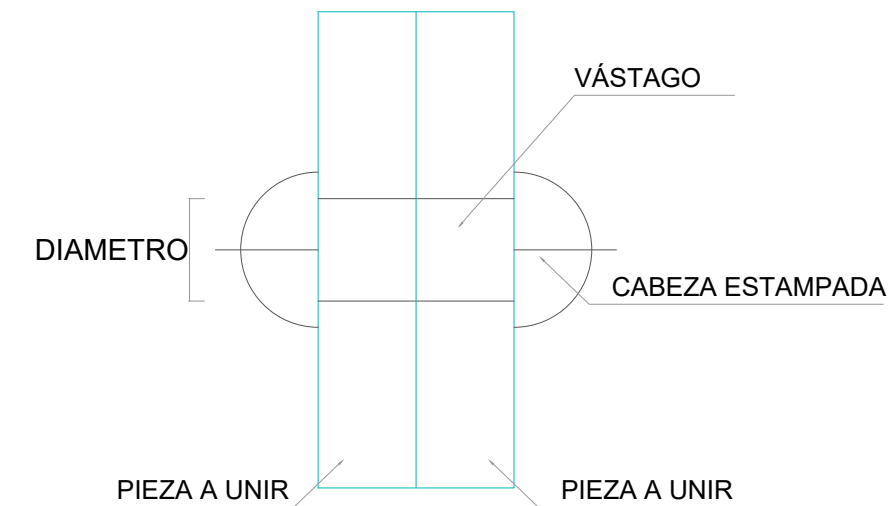


PLANTA TRAMO 3
ESTRUCTURA SUPERIOR
ESC: 1/50



PLANTA TRAMO 3
ESTRUCTURA INFERIOR
ESC: 1/50

DETALLE
CONEXIÓN REMACHADA EN CALIENTE



ESPECIFICACIONES

ESTRUCTURAS PRINCIPALES:

MATERIAL: ACERO DULCE

ESFUERZO DE FLUENCIA: 2,345.31 KG/CM2

MÓDULO DE ELASTICIDAD: 1,427,577.05 KG/CM2

ELEMENTOS DE CONEXIÓN:

MATERIAL: ACERO DULCE

TIPO DE CONEXIÓN: REMACHES DE ACERO

PS-05

LAMINA

Setiembre - 2018

TESIS:
"Evaluación, análisis y propuesta
de refuerzo del Puente Ferroviario Sumbay"

PROPIETARIO
Ferrocarril
Transandino S.A

UBICACIÓN:
KM 115 + 758 (SD-04)
Ferrocarril del Sur

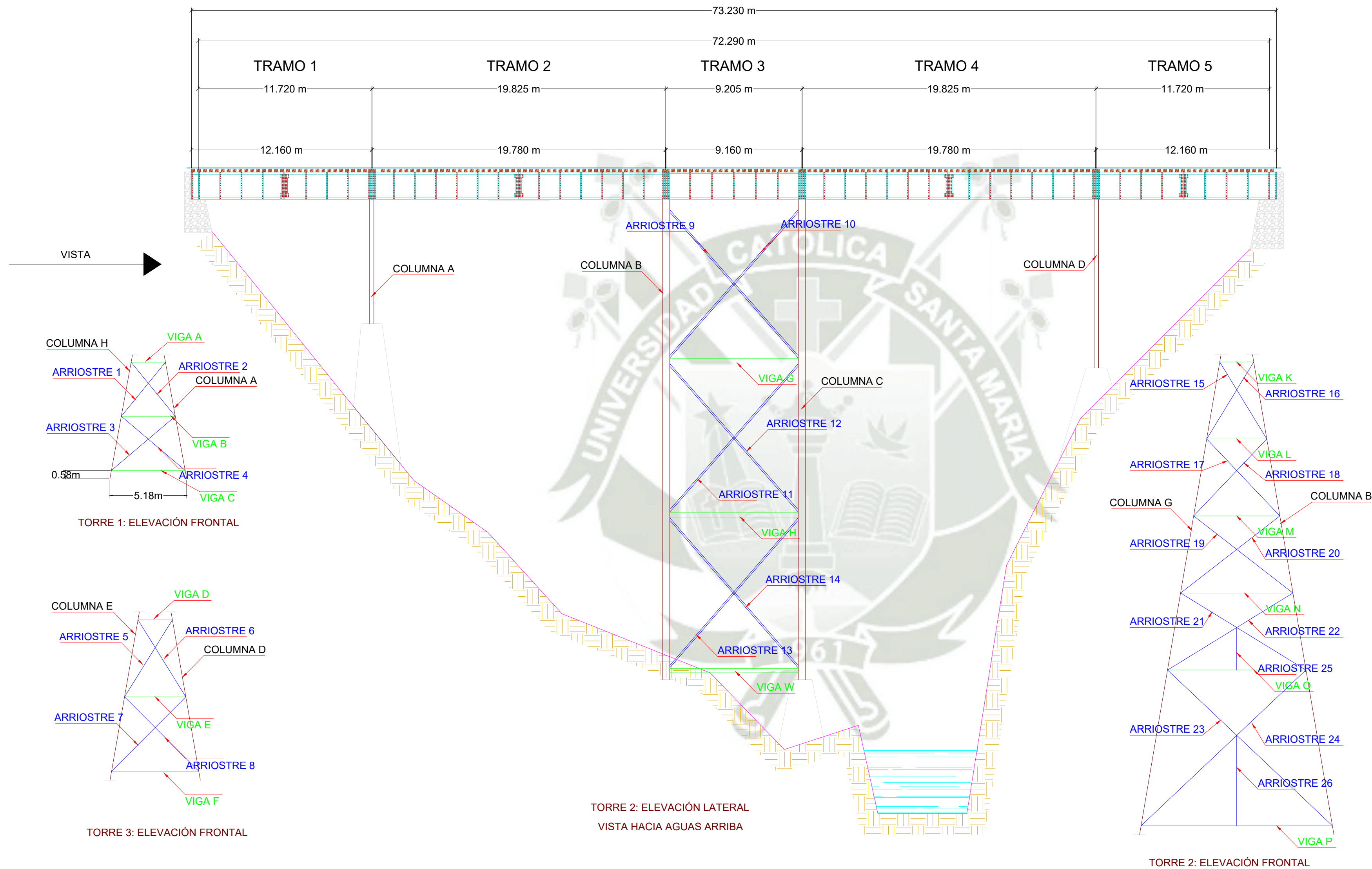
TESISTAS:
CANO MAC DOWALL
ANDREA PATRICIA
VIZCARRA ESCALANTE
ANDREA CAROLINA

PLANO:

TRAMO 3

PLANTA Y
DETALLES

ESC:
INDICADA



TESIS:
"Evaluación, análisis y propuesta
de refuerzo del Puente Ferroviario Sumbay"

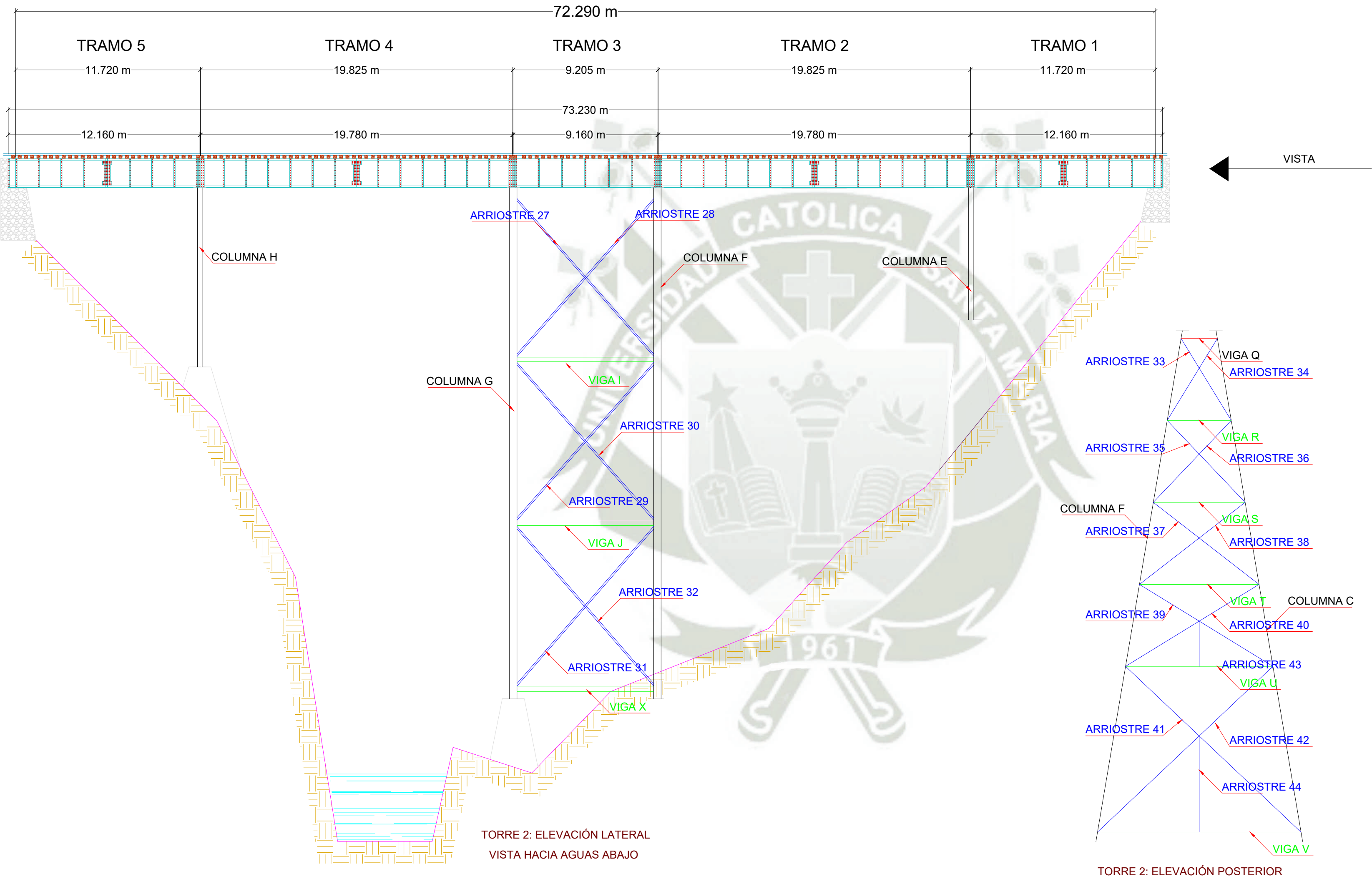
PROPIETARIO
Ferrocaril
Transandino S.A

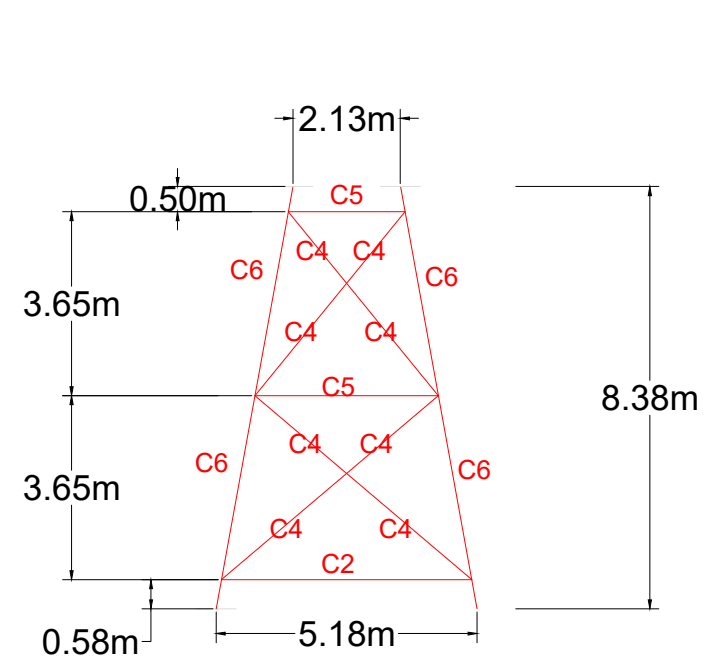
UBICACIÓN:
KM 115 + 758 (SD-04)
Ferrocaril del Sur

TESISTAS:
CANO MAC DOWALL
ANDREA PATRICIA
VIZCARRA ESCALANTE
ANDREA CAROLINA

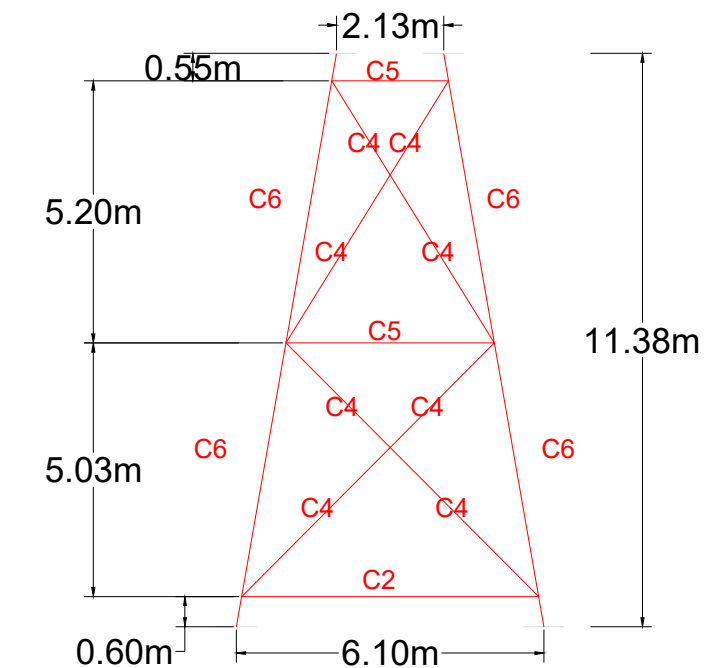
PLANO:
**ELEVACIÓN
LATERAL
AGUAS
ABAJO -
CODIFICACIÓN
DE
ELEMENTOS**

ESC: 1/200

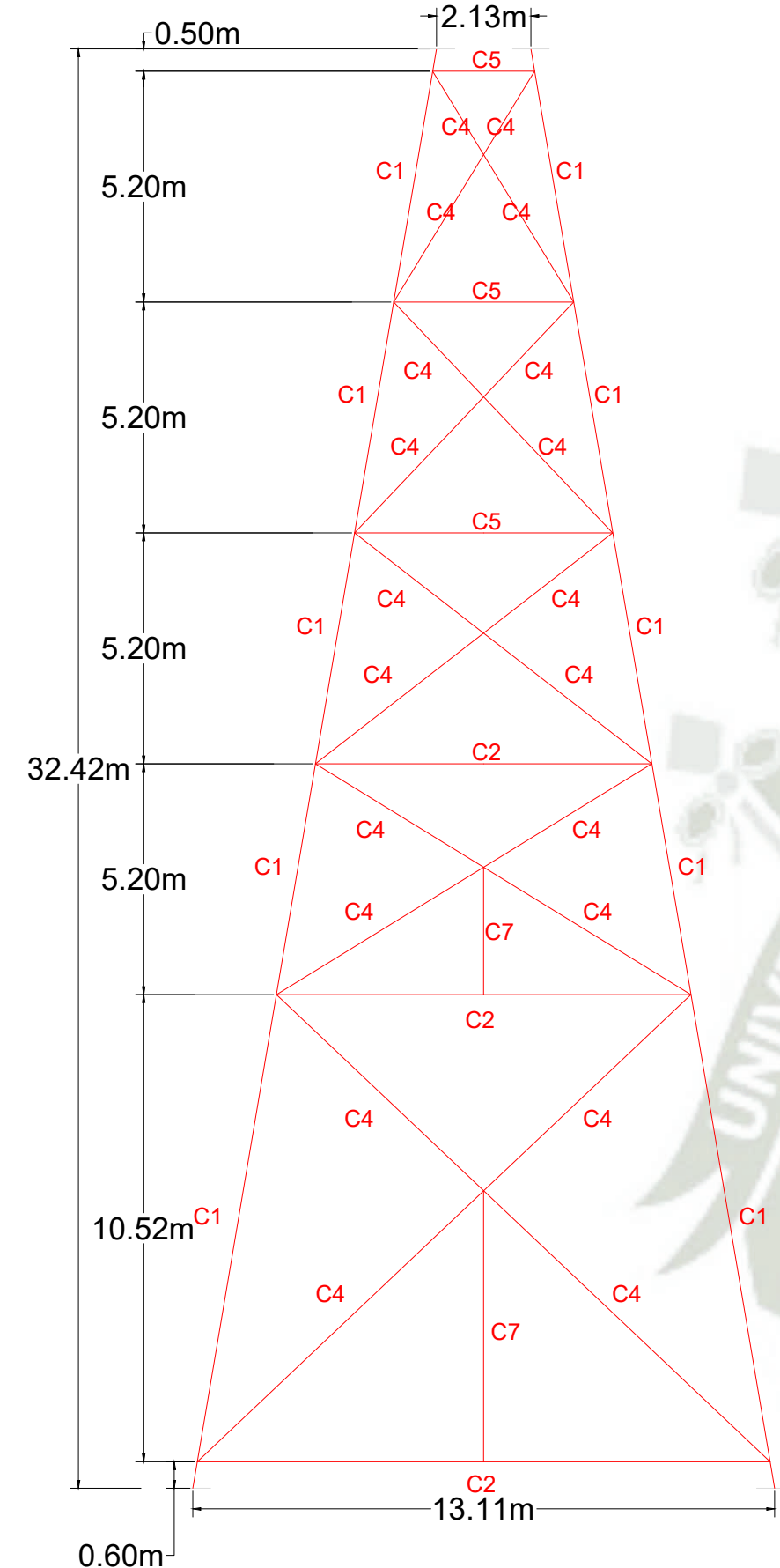




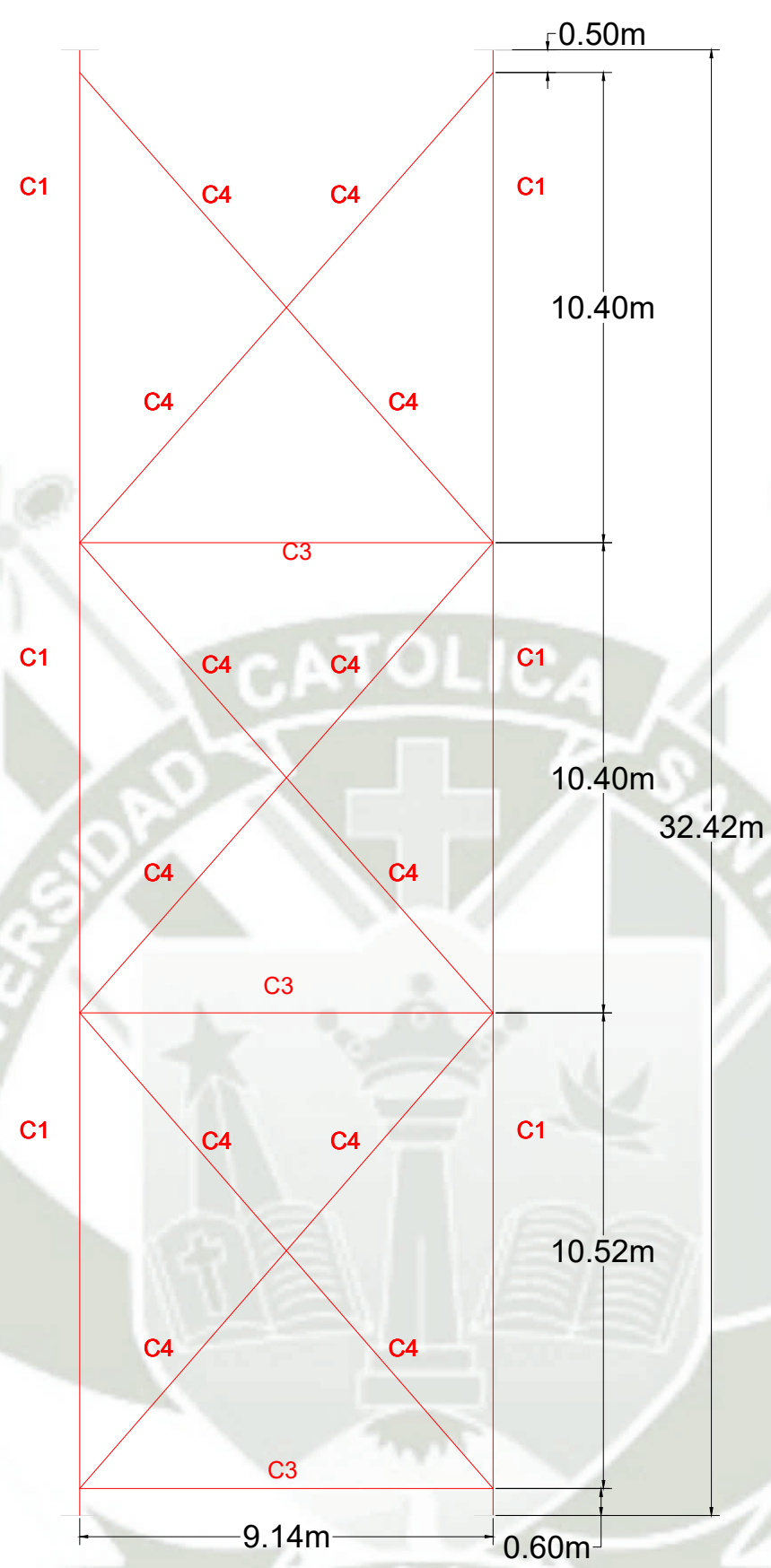
TORRE 1: ELEVACIÓN FRONTAL
ESC: 1/150



TORRE 3: ELEVACIÓN FRONTAL
ESC: 1/150

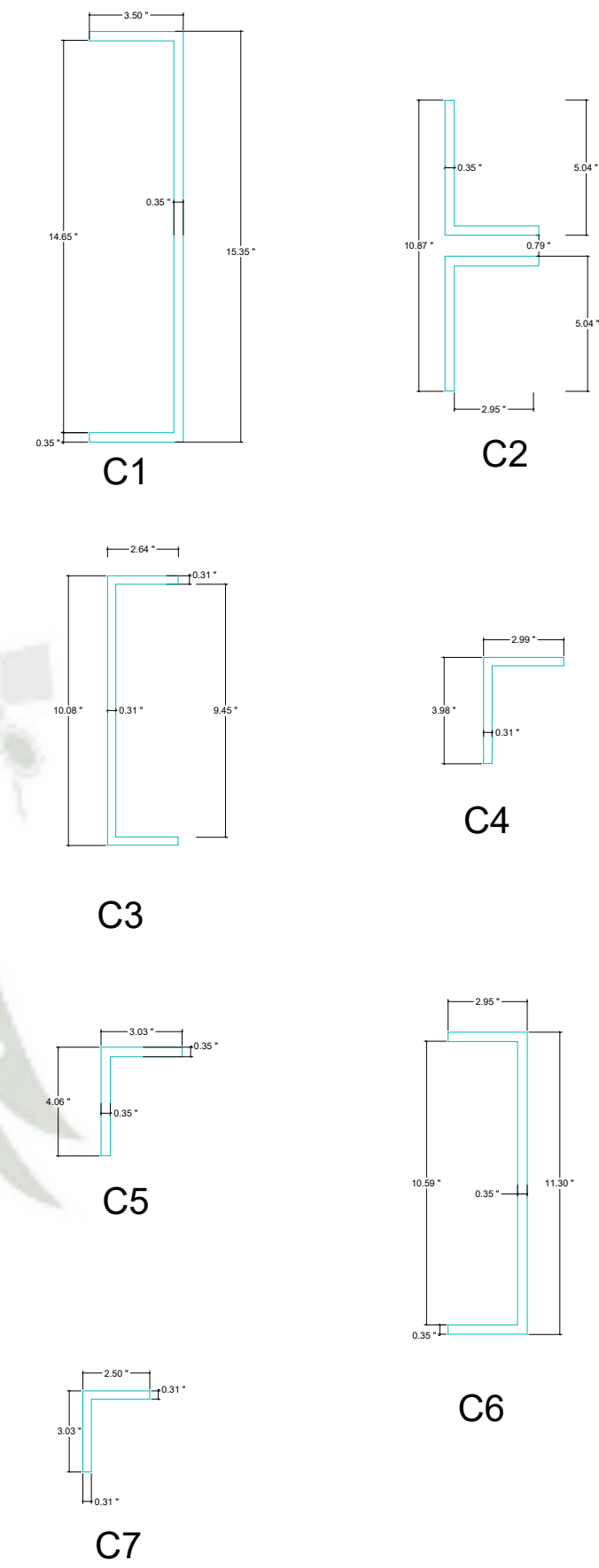


TORRE 2: ELEVACIÓN FRONTAL
ESC: 1/150

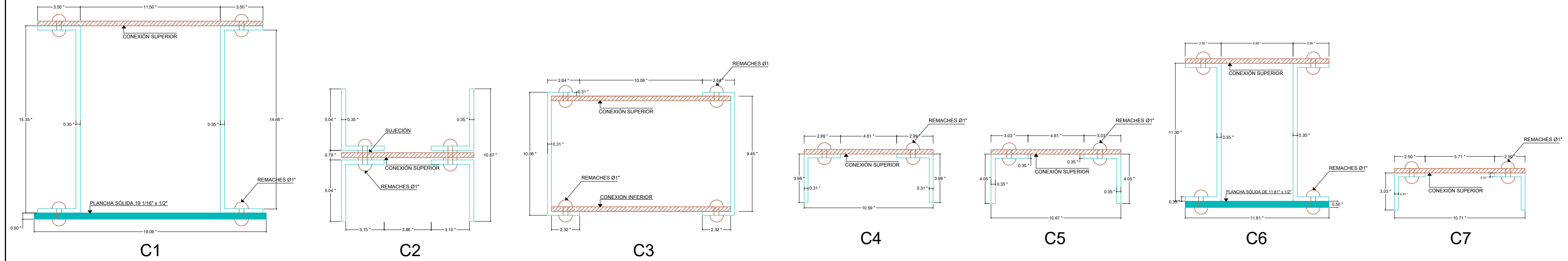


TORRE 2: ELEVACIÓN LATERAL
ESC: 1/150

DETALLES SECCIONES SIMPLES



DETALLES SECCIONES COMPUESTAS



PS-08

LAMINA

Setiembre - 2018

TESIS:
"Evaluación, análisis y propuesta
de refuerzo del Puente Ferroviario Sumbay"

PROPIETARIO
Ferrocaril
Transandino S.A

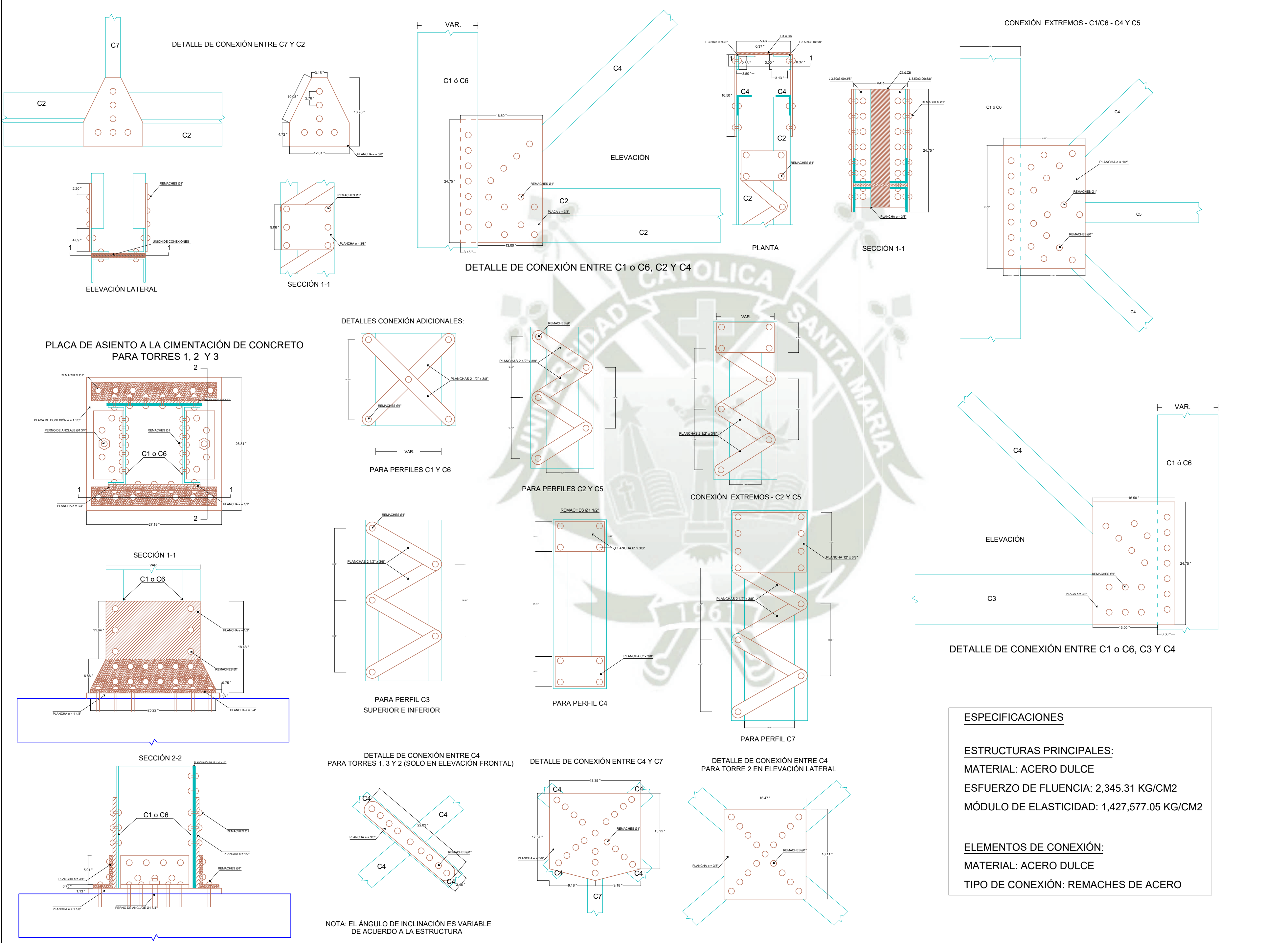
UBICACIÓN:
KM 115 + 758 (SD-04)
Ferrocaril del Sur

TESISTAS:
CANO MAC DOWALL
ANDREA PATRICIA
VIZCARRA ESCALANTE
ANDREA CAROLINA

PLANO:

DETALLES
DE
PERFILES

ESC:
INDICADA



PS-09

LAMINA

Setiembre - 2018

TESIS:
"Evaluación, análisis y propuesta
de refuerzo del Puente Ferroviario Sumbay"

PROPIETARIO
Ferrocaril
Transandino S.A

UBICACIÓN:
KM 115 + 758 (SD-04)
Ferrocaril del Sur

TESISTAS:
CANO MAC DOWALL
ANDREA PATRICIA
VIZCARRA ESCALANTE
ANDREA CAROLINA

PLANO:

DETALLES
DE
CONEXIONES

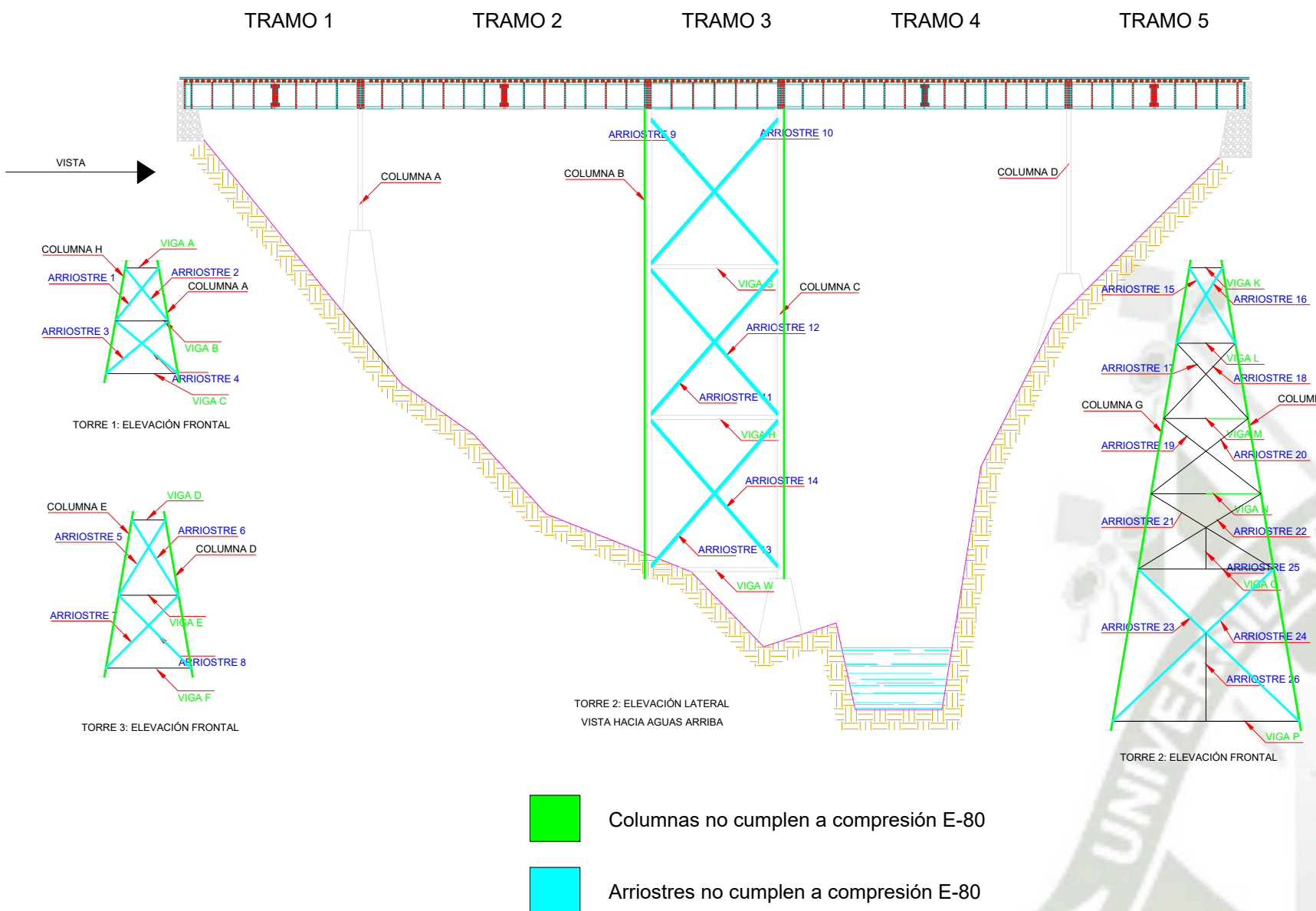
ESPECIFICACIONES

ESTRUCTURAS PRINCIPALES:
MATERIAL: ACERO DULCE
ESFUERZO DE FLUENCIA: 2,345.31 KG/CM2
MÓDULO DE ELASTICIDAD: 1,427,577.05 KG/CM2

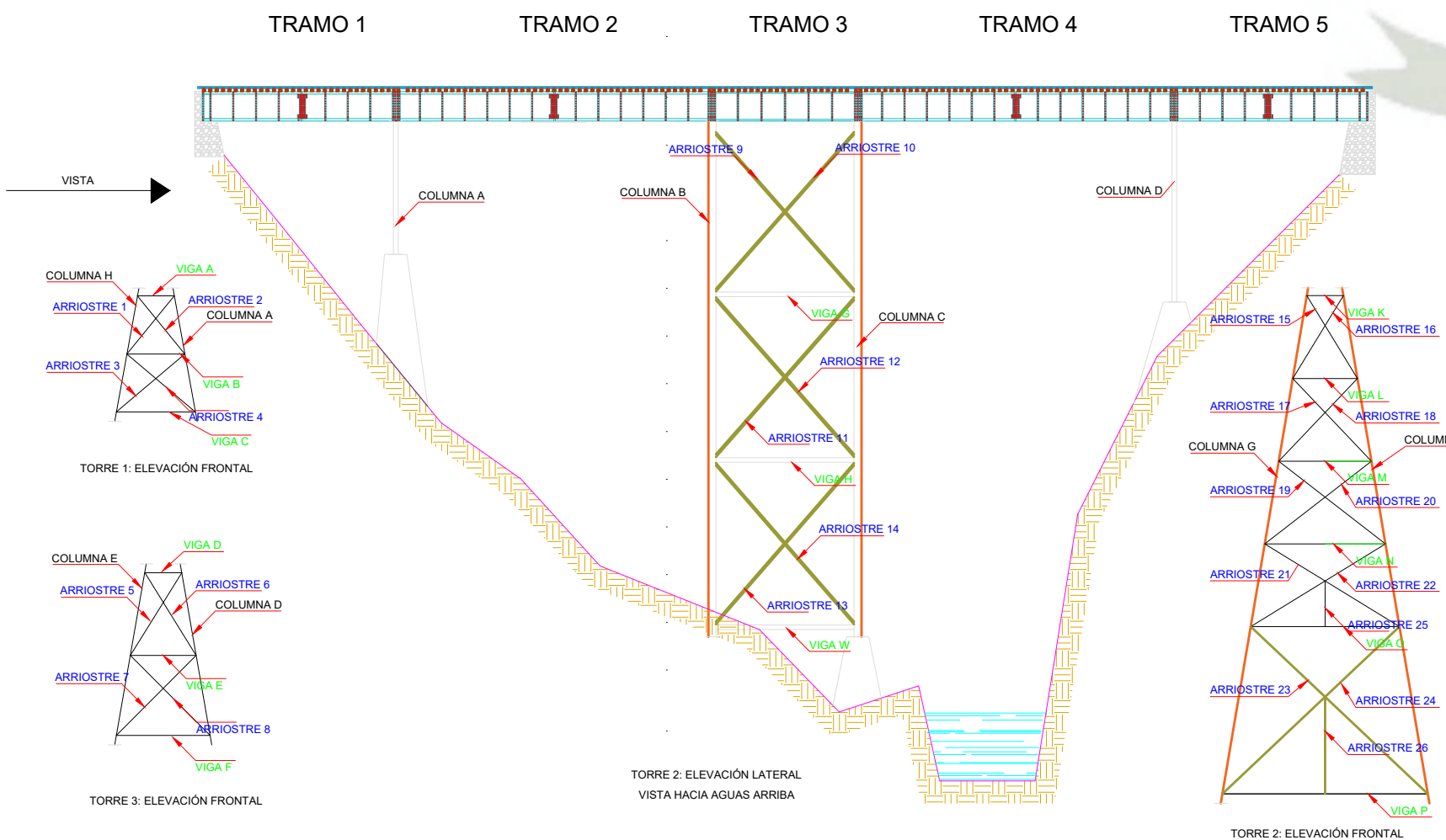
ELEMENTOS DE CONEXIÓN:
MATERIAL: ACERO DULCE
TIPO DE CONEXIÓN: REMACHES DE ACERO

ESC:
INDICADA

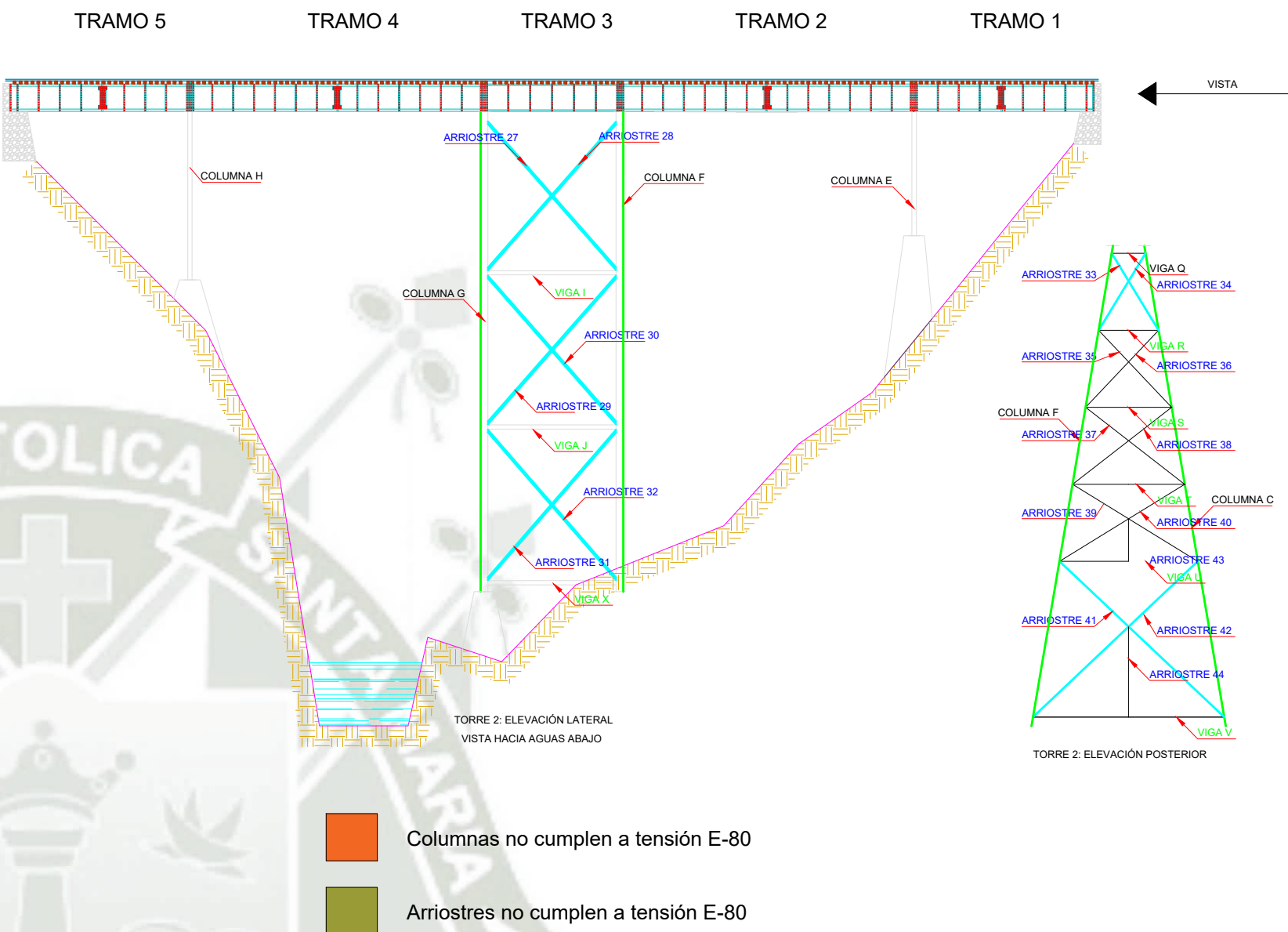
ELEVACIÓN LATERAL HACIA AGUAS ARRIBA
ELEVACIONES FRONTALES PARA TORRES 1, 2 Y 3
COMPRESIÓN - COOPER E-80



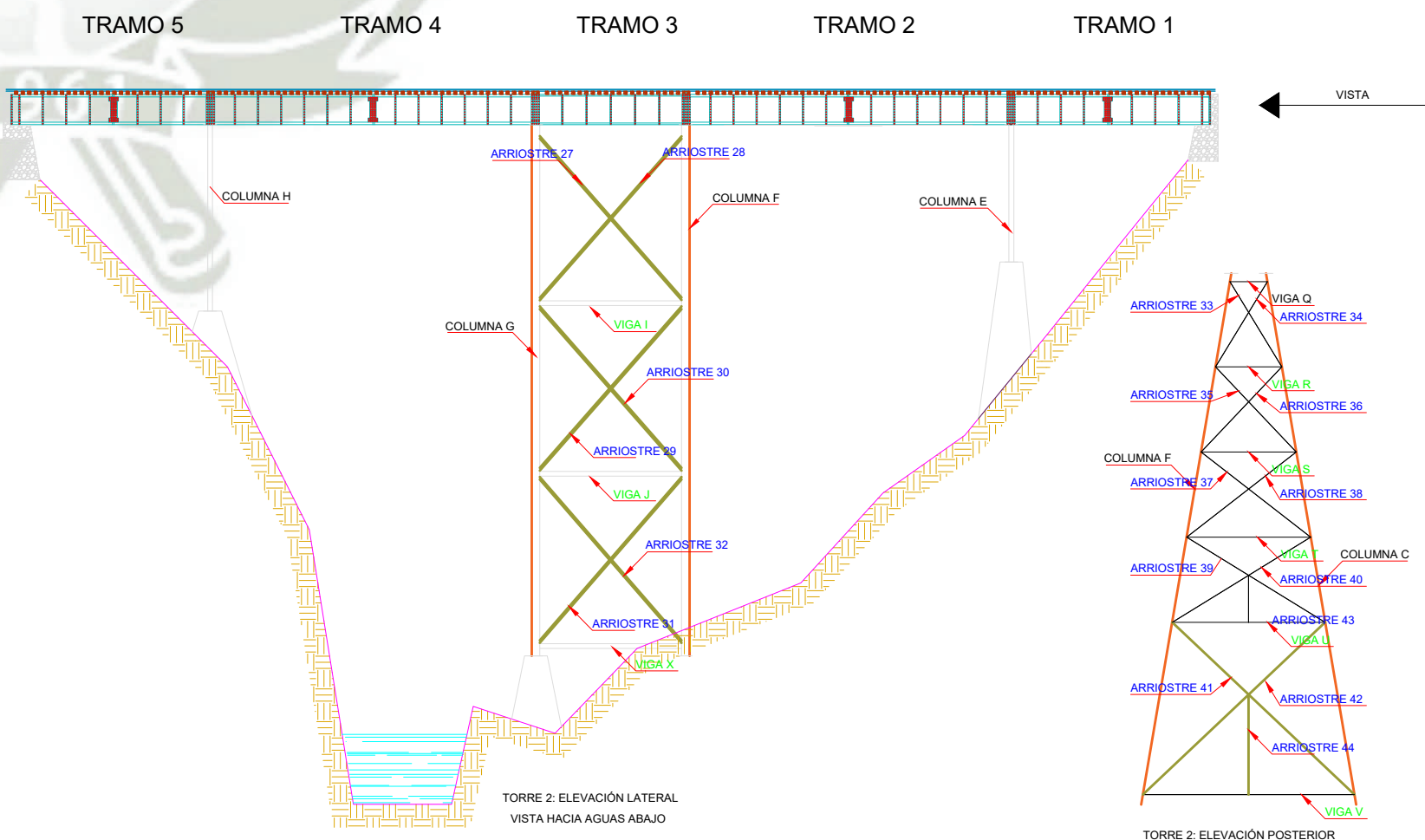
ELEVACIÓN LATERAL HACIA AGUAS ARRIBA
ELEVACIONES FRONTALES PARA TORRES 1, 2 Y 3
TENSION - COOPER E-80



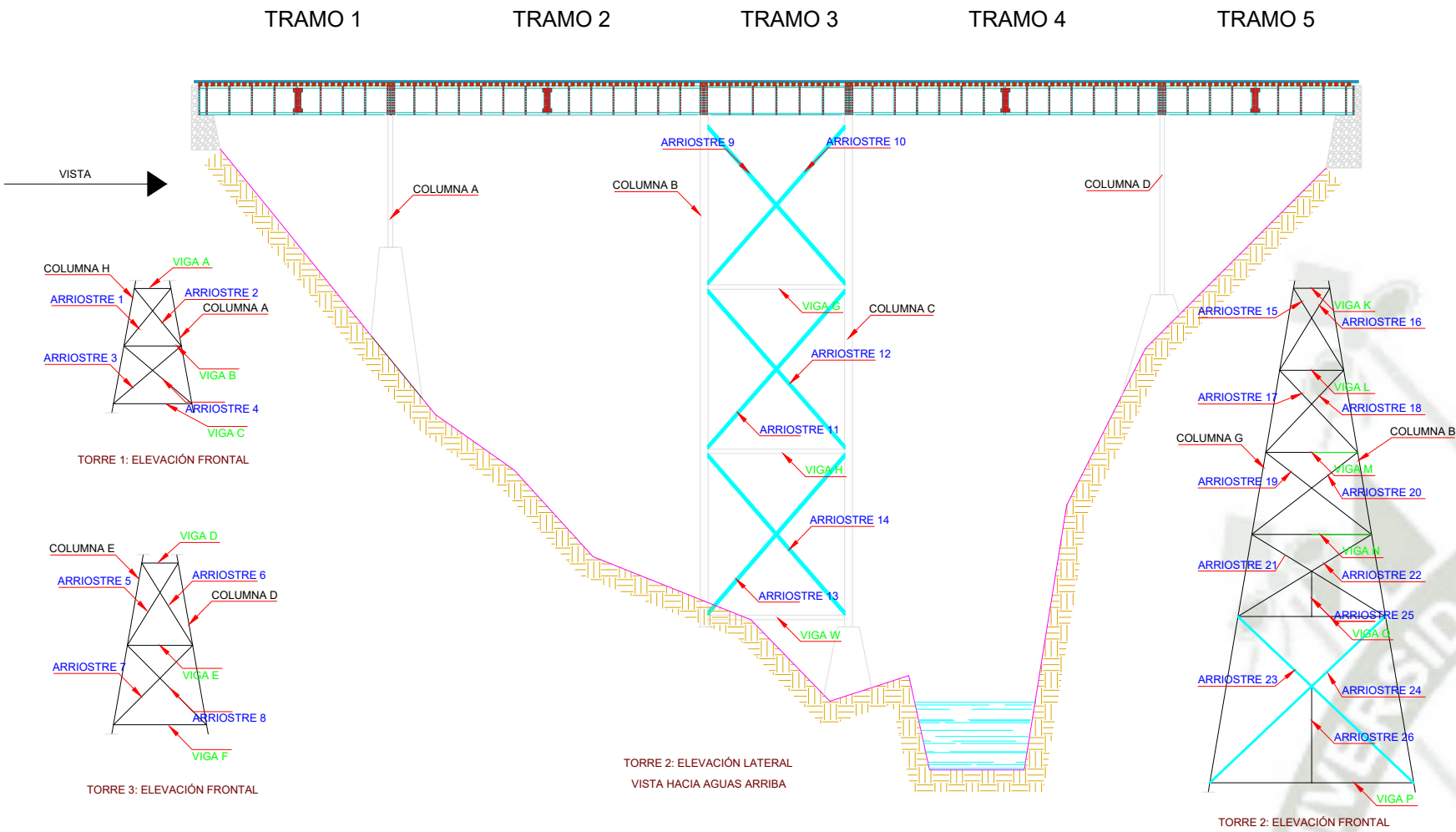
ELEVACIÓN LATERAL HACIA AGUAS ABAJO
ELEVACIÓN POSTERIOR PARA TORRE 2
COMPRESIÓN - COOPER E-80



ELEVACIÓN LATERAL HACIA AGUAS ABAJO
ELEVACIÓN POSTERIOR PARA TORRE 2
TENSION - COOPER E-80

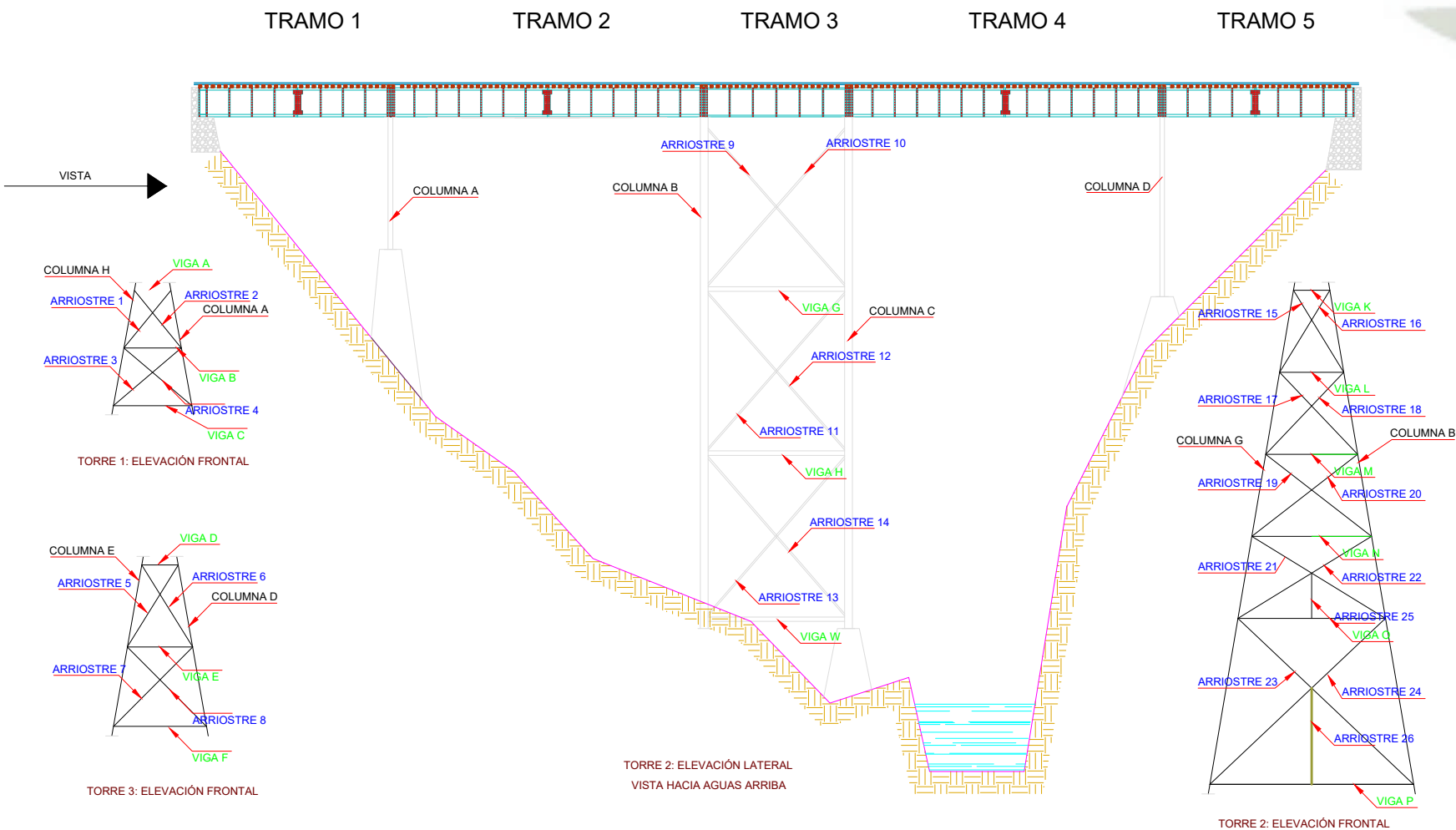


ELEVACIÓN LATERAL HACIA AGUAS ARRIBA
ELEVACIONES FRONTALES PARA TORRES 1, 2 Y 3
COMPRESIÓN - GT42

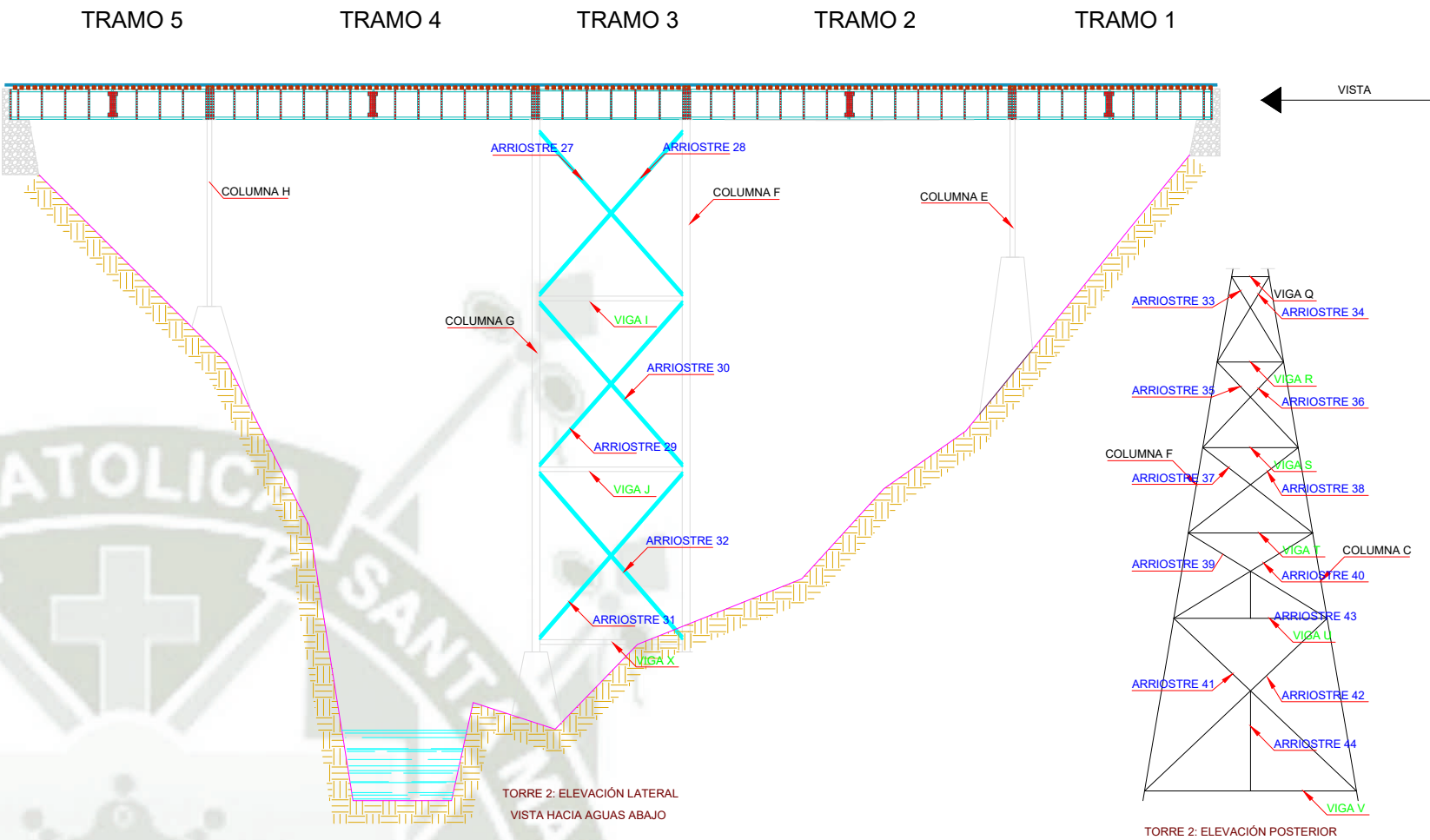


Columnas no cumplen a compresión BAMBAS
Arriostres no cumplen a compresión BAMBAS

ELEVACIÓN LATERAL HACIA AGUAS ARRIBA
ELEVACIONES FRONTALES PARA TORRES 1, 2 Y 3
TENSIÓN - GT42

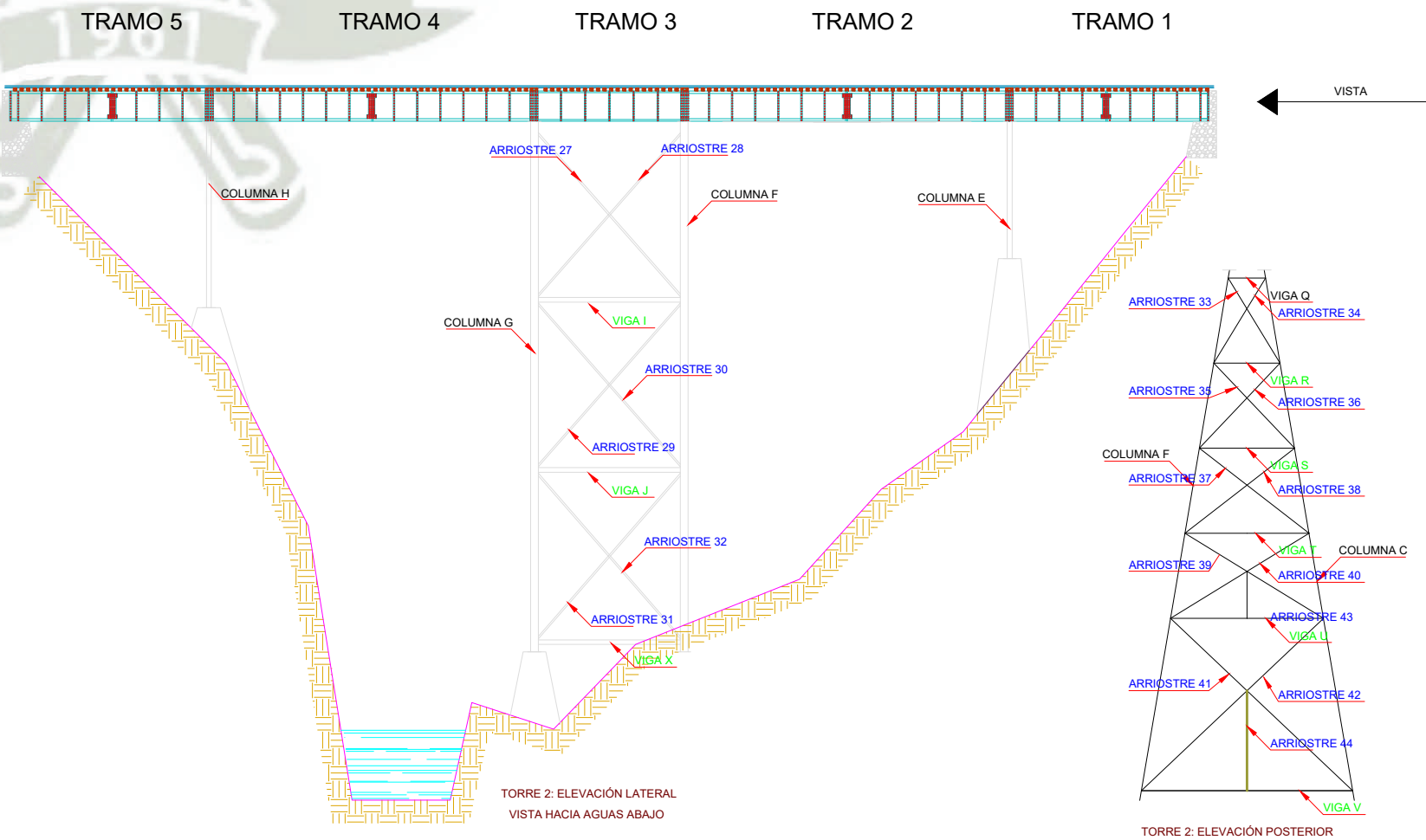


ELEVACIÓN LATERAL HACIA AGUAS ABAJO
ELEVACIÓN POSTERIOR PARA TORRE 2
COMPRESIÓN - GT42



Columnas no cumplen a tensión BAMBAS
Arriostres no cumplen a tensión BAMBAS

ELEVACIÓN LATERAL HACIA AGUAS ABAJO
ELEVACIÓN POSTERIOR PARA TORRE 2
TENSIÓN - GT42



2. DIAGRAMAS DE FUERZAS, MOMENTOS Y ESFUERZOS PARA LA SUPERESTRUCTURA

2.1 MOMENTOS FLECTORES

2.1.1 COOPER E-80

Gráfico 1: Diagrama de Momentos Flectores para Carga Viva Cooper E80

Gráfico 2: Envolverte de Momentos Flectores para Carga Viva Cooper E80

2.1.2 COOPER E-60

Gráfico 3: Diagrama de Momentos Flectores para Carga Viva Cooper E60

Gráfico 4: Envolverte de Momentos Flectores para Carga Viva Cooper E60

2.1.3 COOPER E-40

Gráfico 5: Diagrama de Momentos Flectores para Carga Viva Cooper E40

Gráfico 6: Envolverte de Momentos Flectores para Carga Viva Cooper E40

2.1.4 2 LOCOMOTORAS GT42 + 18 PLANOS

Gráfico 7: Diagrama de Momentos Flectores para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

Gráfico 8: Envolverte de Momentos Flectores para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

2.2 FUERZAS CORTANTES

2.2.1 COOPER E-80

Gráfico 9: Diagramas de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E60

Gráfico 10: Envolverte de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E60

2.2.2 COOPER E-60

Gráfico 11: Diagramas de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E60

Gráfico 12: Envolverte de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E60

2.2.3 COOPER E-40

Gráfico 13: Diagrama de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E40

Gráfico 14: Envolverte de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E40

2.2.4 2 LOCOMOTORAS GT42 + 18 PLANOS

Gráfico 15: Diagrama de Fuerzas Cortantes para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

Gráfico 16: Envolverte de Fuerzas Cortantes para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

2.3 ESFUERZOS

2.3.1.1 COOPER E-80 – MOMENTOS FLECTORES: EN TENSION Y COMPRESIÓN

2.3.1.2 COOPER E-80 – FUERZAS CORTANTES

Gráfico 17: Esfuerzos por Tensión para Carga Viva Cooper E80

Gráfico 18: Esfuerzos en Compresión para Carga Viva Cooper E80

Gráfico 19: Esfuerzos de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E80

2.3.2.1 COOPER E-60 – MOMENTOS FLECTORES: EN TENSION Y COMPRESIÓN

2.3.2.2 COOPER E-60 – FUERZAS CORTANTES

Gráfico 20: Esfuerzos por Tensión para Carga Viva Cooper E60

Gráfico 21: Esfuerzos de Compresión para Carga Viva Cooper E60

Gráfico 22: Esfuerzos de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E60

2.3.3.1 COOPER E-40 – MOMENTOS FLECTORES: EN TENSION Y COMPRESIÓN

2.3.3.2 COOPER E-40 – FUERZAS CORTANTES

Gráfico 23: Esfuerzos de Tensión para Carga Viva Cooper E40

Gráfico 24: Esfuerzos de Compresión para Carga Viva Cooper E40

Gráfico 25: Esfuerzos de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E40

2.3.4.1 2 LOCOMOTORAS GT42 + 18 PLANOS – MOMENTOS FLECTORES: EN TENSION Y COMPRESIÓN

2.3.4.2 2 LOCOMOTORAS GT42 + 18 PLANOS – FUERZAS CORTANTES

Gráfico 26: Esfuerzos de Tensión para Tren: 2 Locomotoras + 18 planos

Gráfico 27: Esfuerzos de Compresión para Tren: 2 Locomotoras + 18 planos

Gráfico 28: Esfuerzos de Fuerzas Cortantes para Tren: 2 Locomotoras + 18 planos



Gráfico 1: Diagramas de Momentos Flectores para Carga Viva Cooper E80

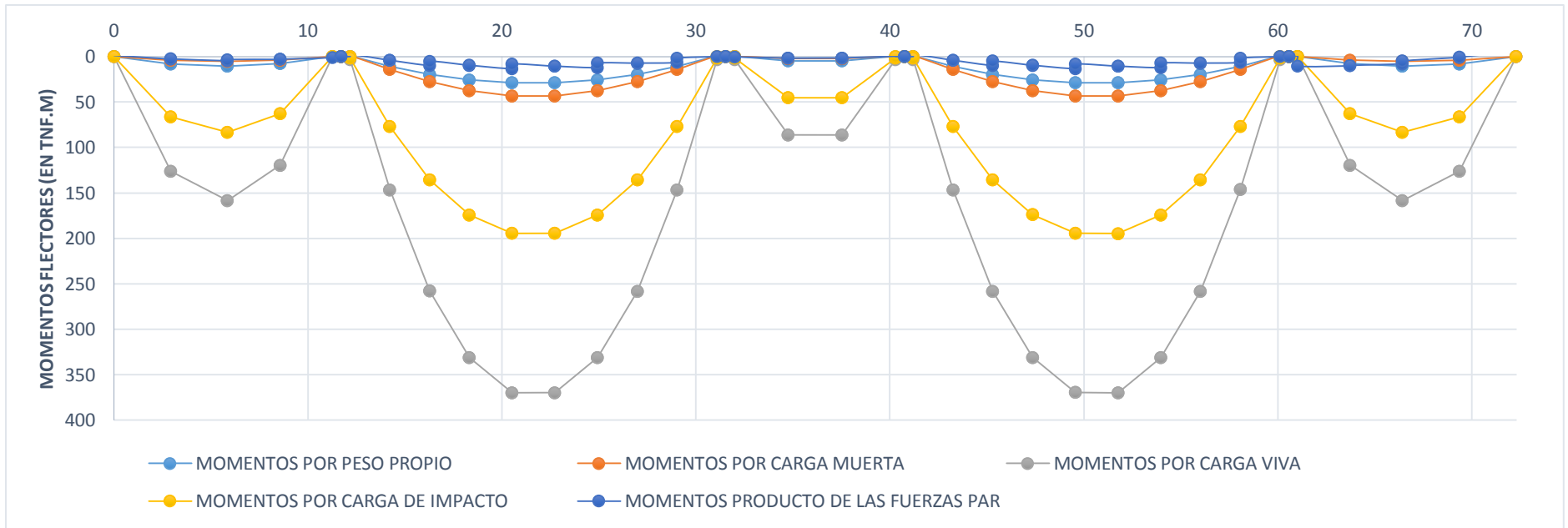


Gráfico 2: Envolve de Momentos Flectores para Carga Viva Cooper E80

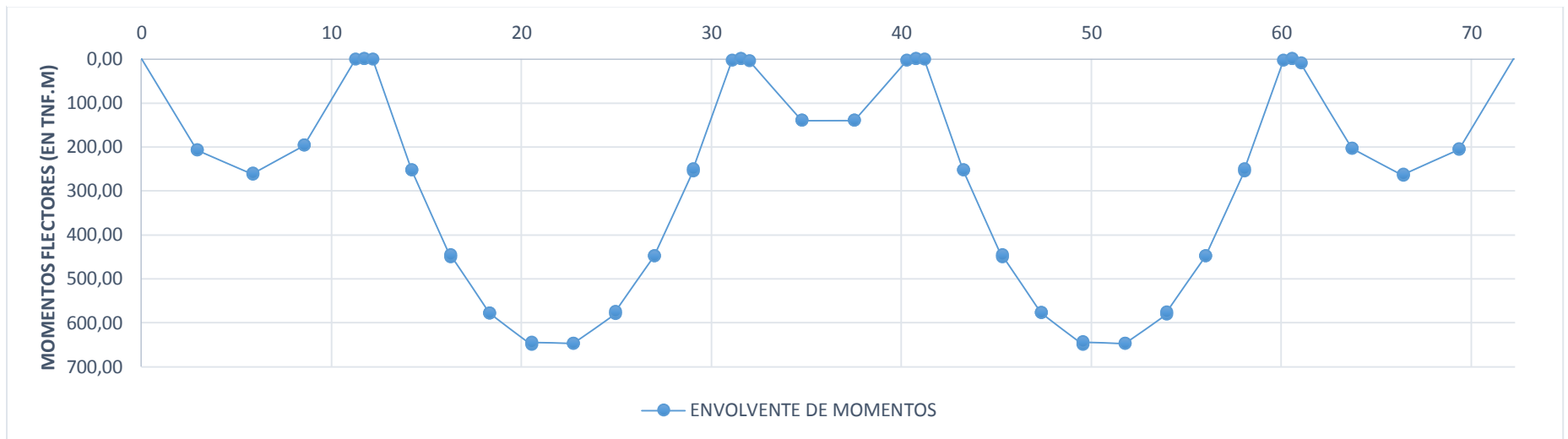


Gráfico 3: Diagramas de Momentos Flectores para Carga Viva Cooper E60

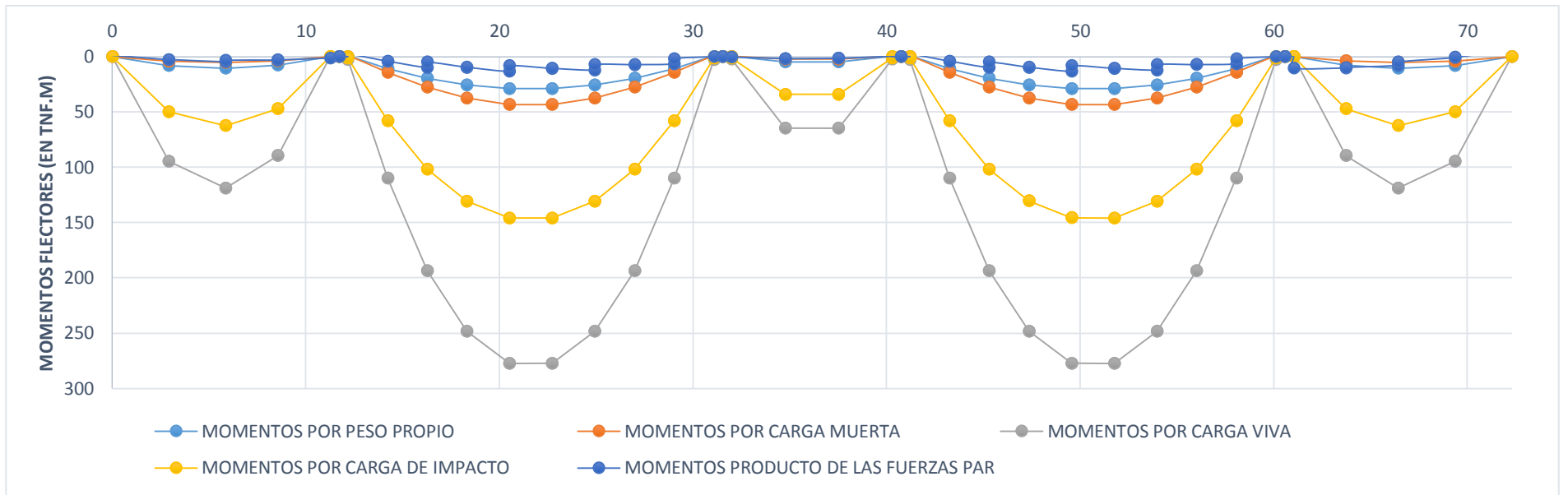


Gráfico 4: Envolve de Momentos Flectores para Carga Viva Cooper E60



Gráfico 5: Diagramas de Momentos Flectores para Carga Viva Cooper E40

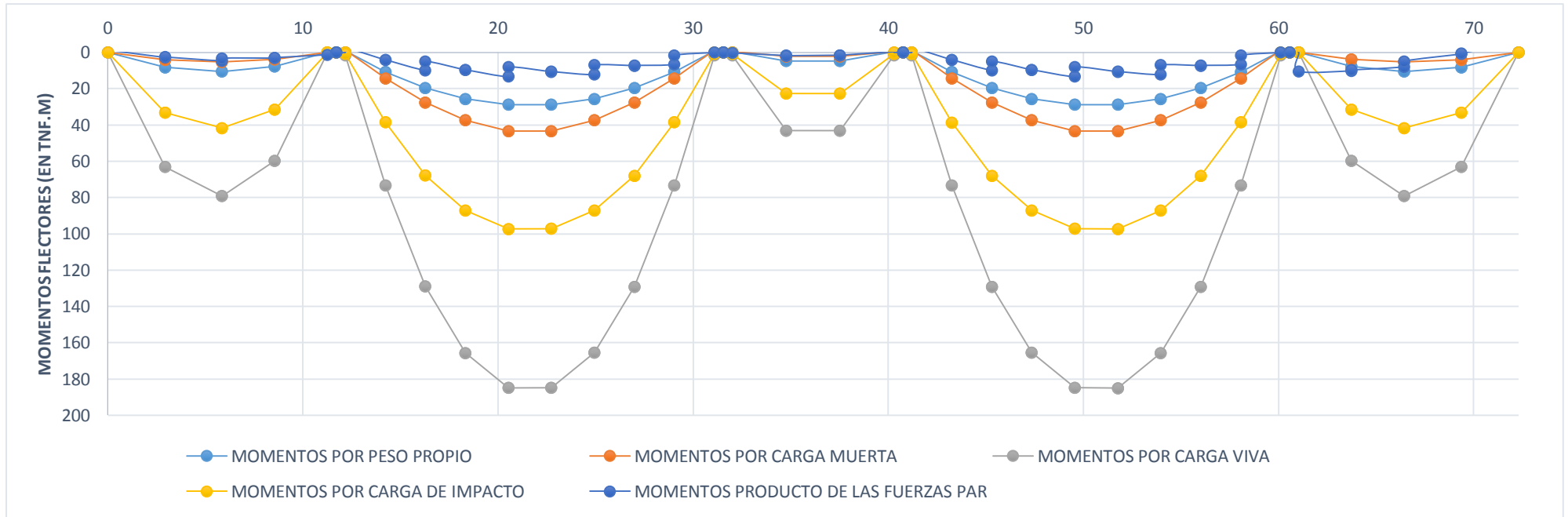


Gráfico 6: Envolvente de Momentos Flectores para Carga Viva Cooper E40

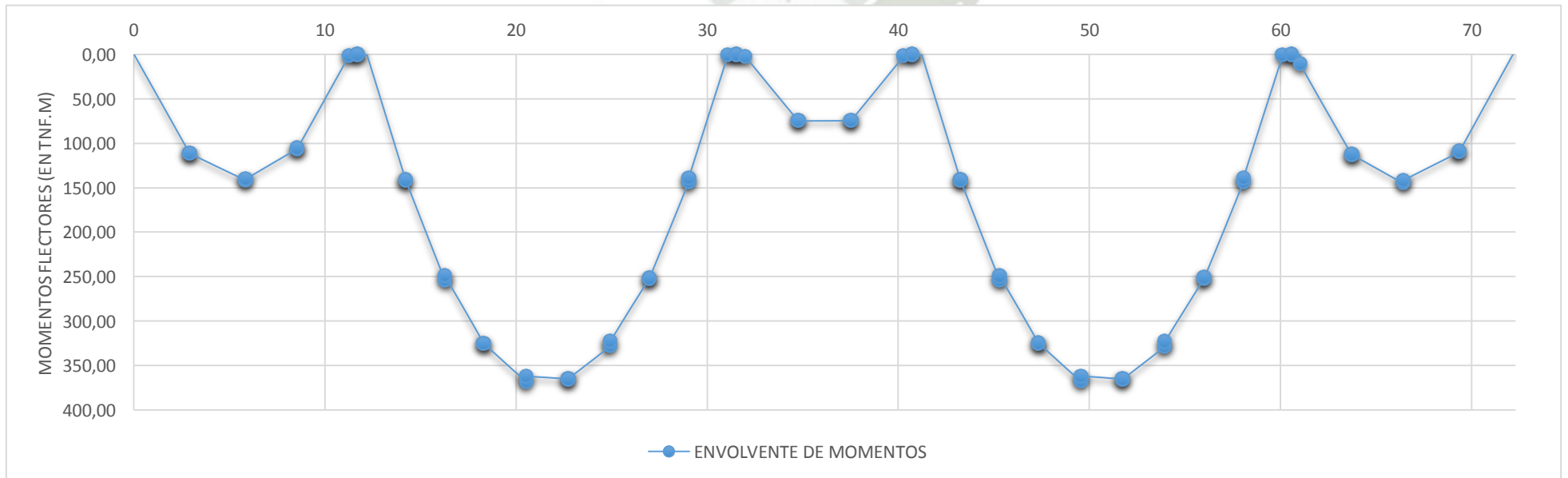


Gráfico 7: Diagramas de Momentos Flectores para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

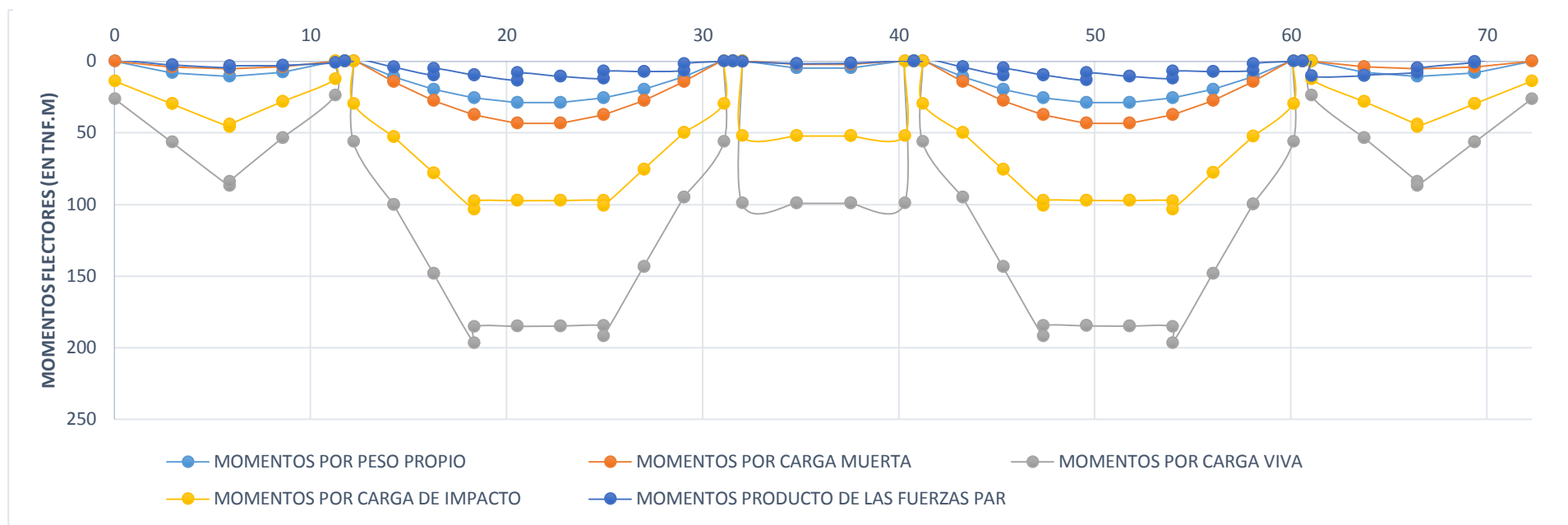


Gráfico 8: Envolve de Momentos Flectores para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

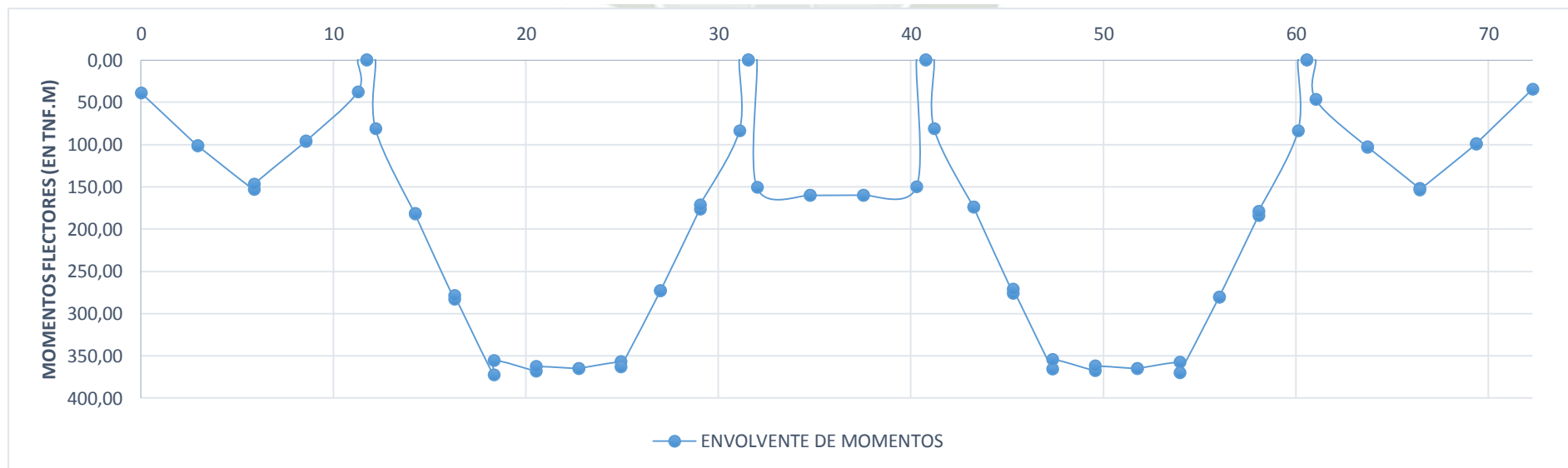


Gráfico 9: Diagramas de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E60

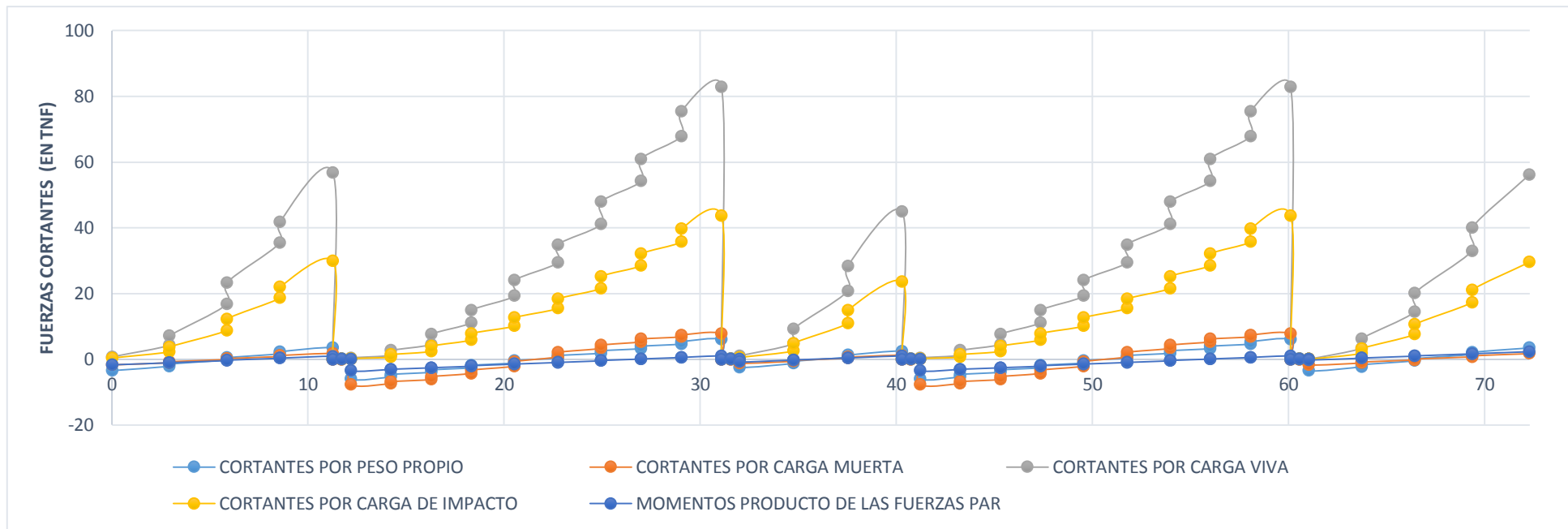


Gráfico 10: Envolverte de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E60

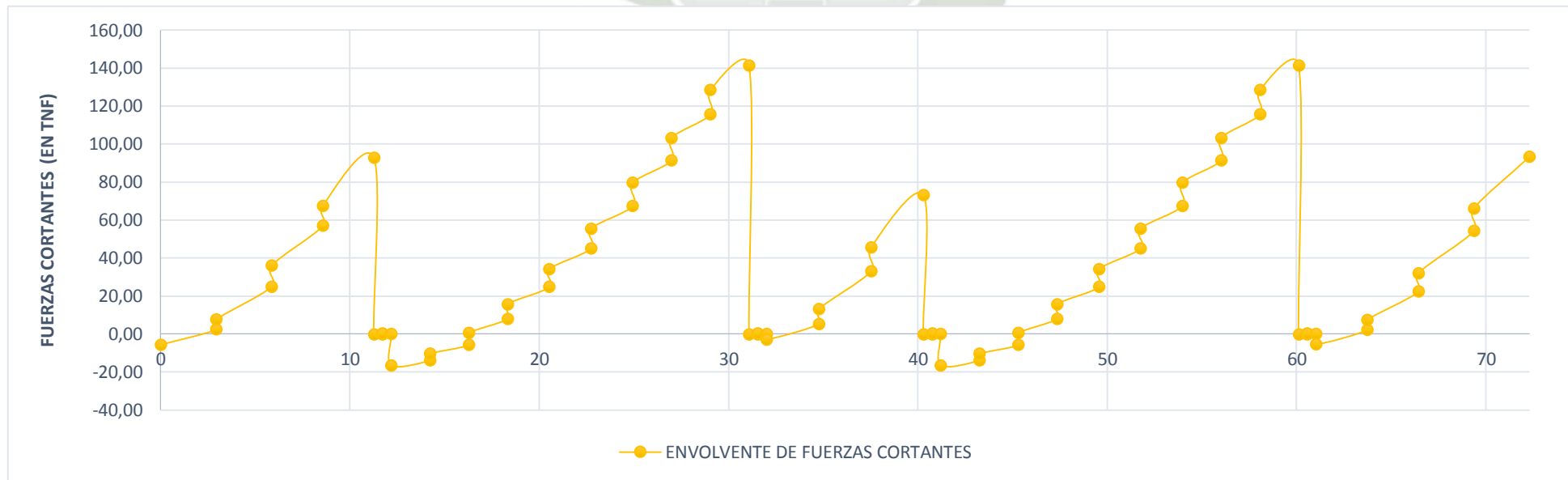


Gráfico 11: Diagramas de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E60

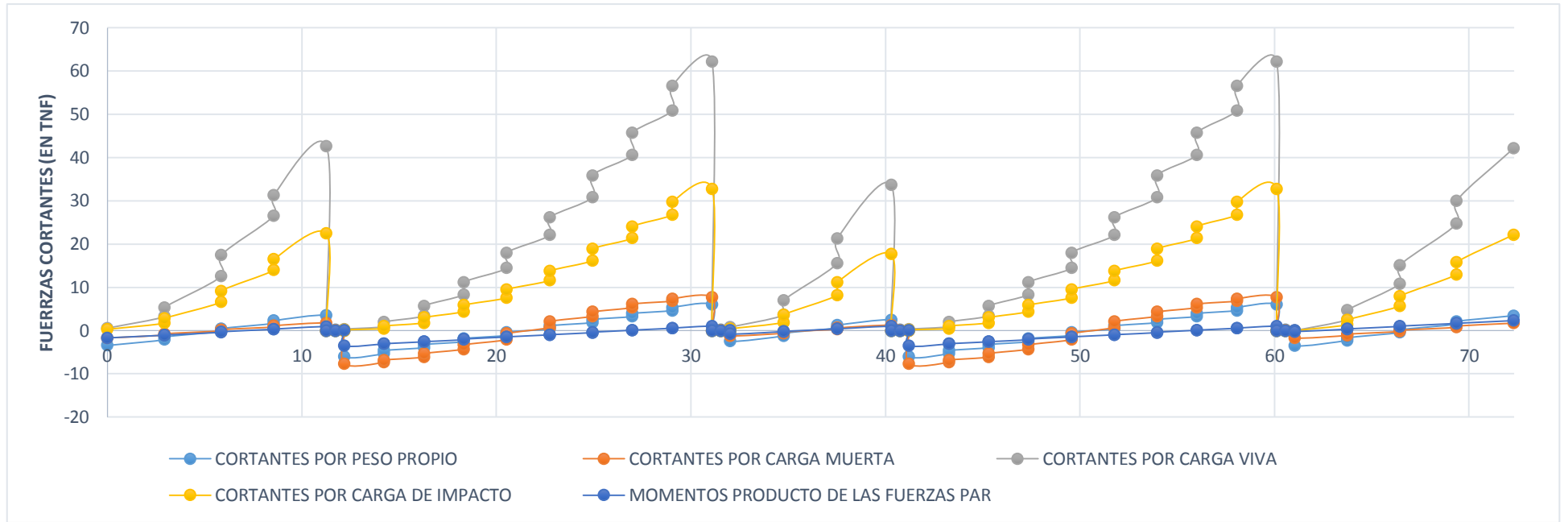


Gráfico 12: Envolverte de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E60

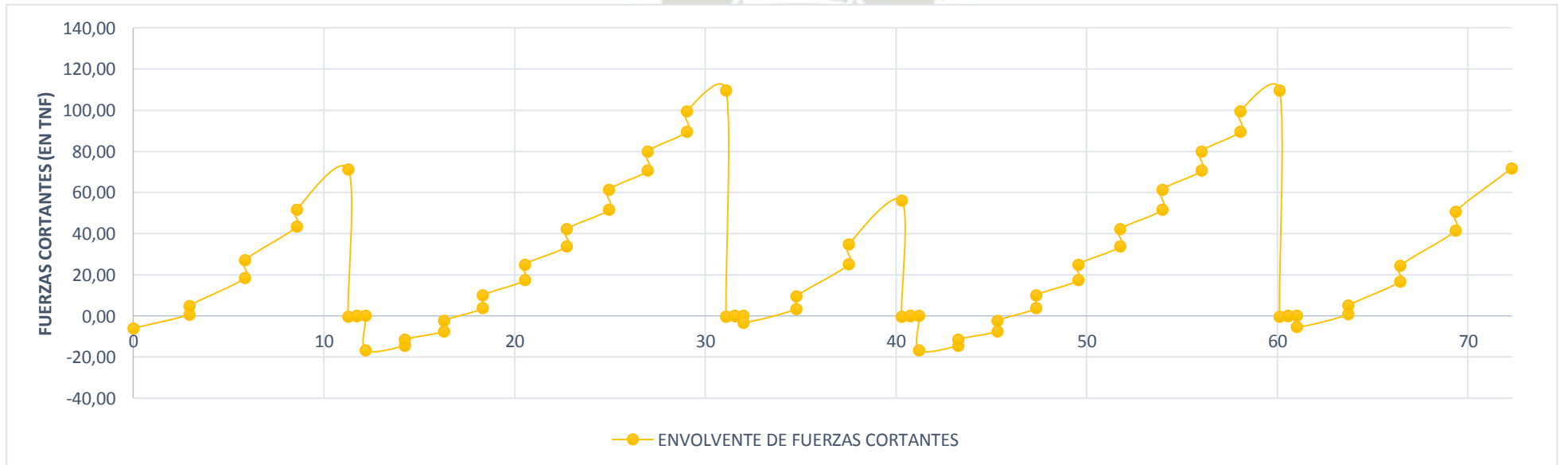


Gráfico 13: Diagrama de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E40

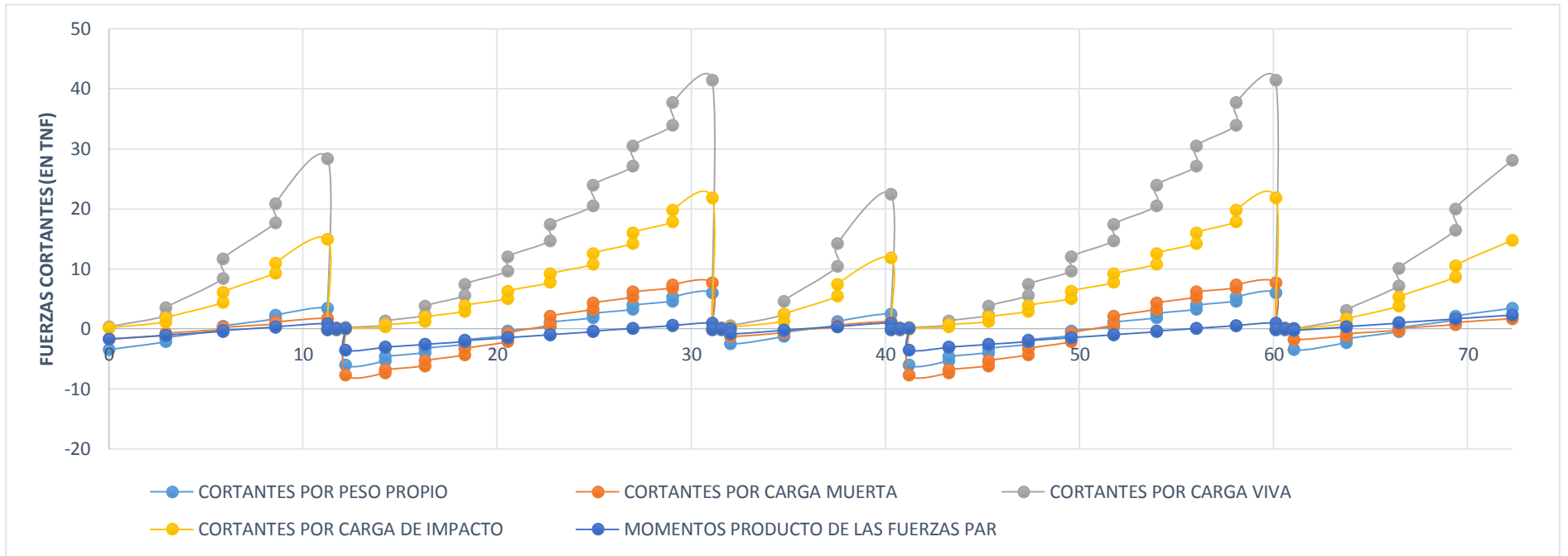


Gráfico 14: Envolverte de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E40

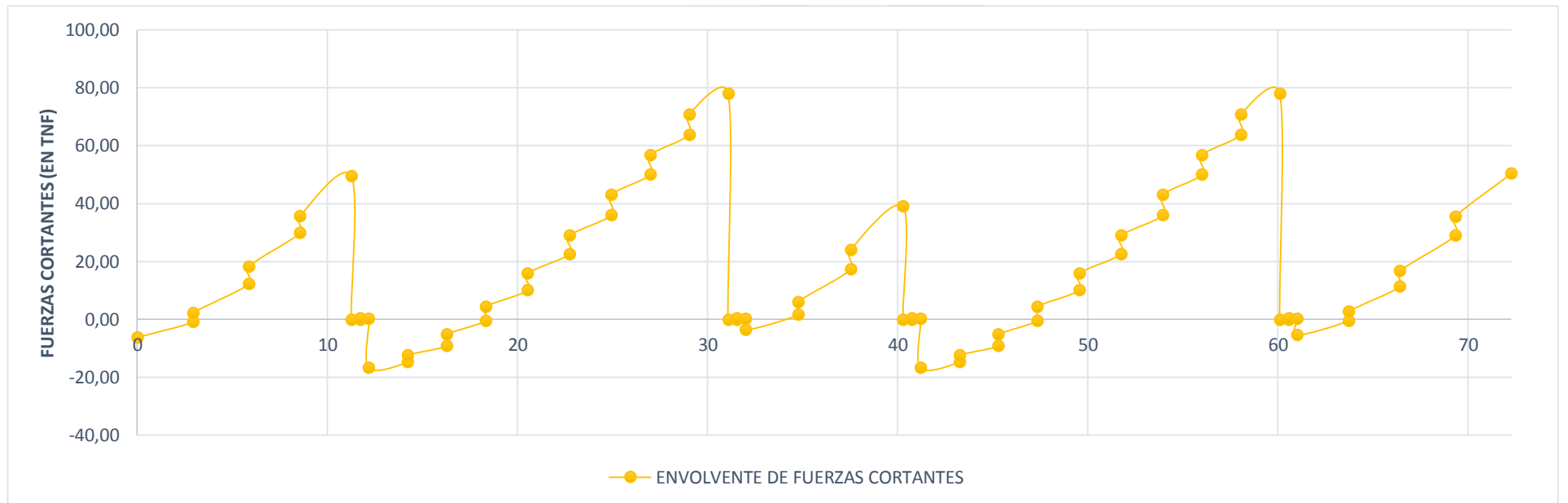


Gráfico 15: Diagramas de Fuerzas Cortantes para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

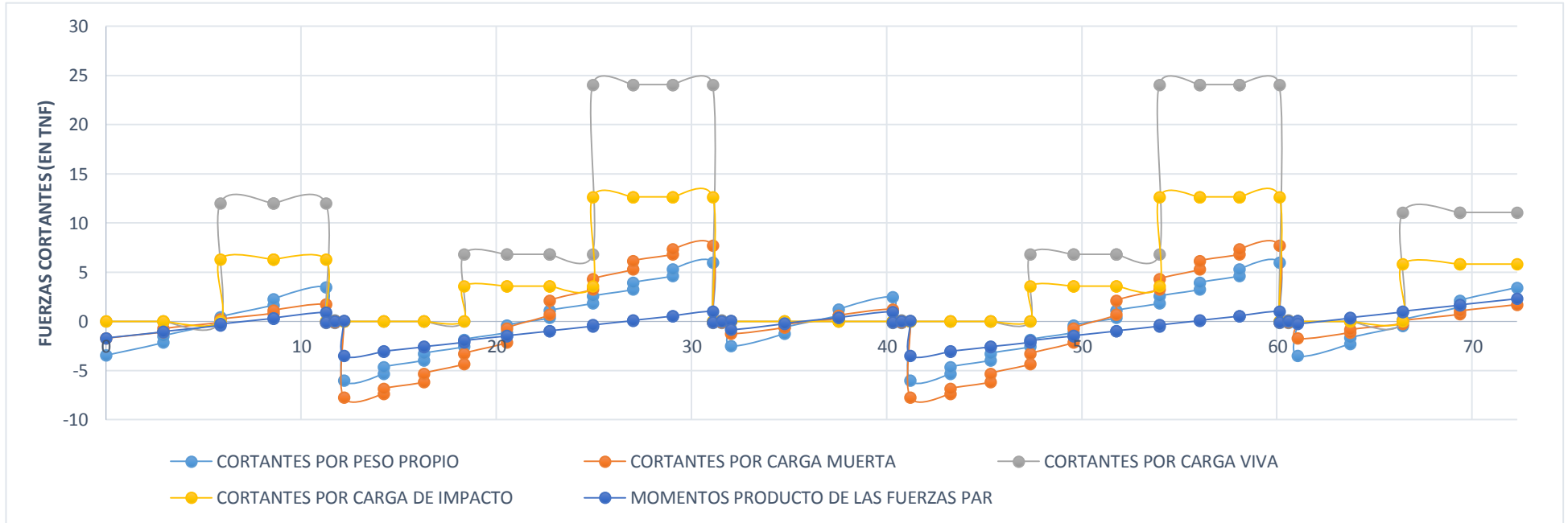


Gráfico 16: Envolverte de Fuerzas Cortantes para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

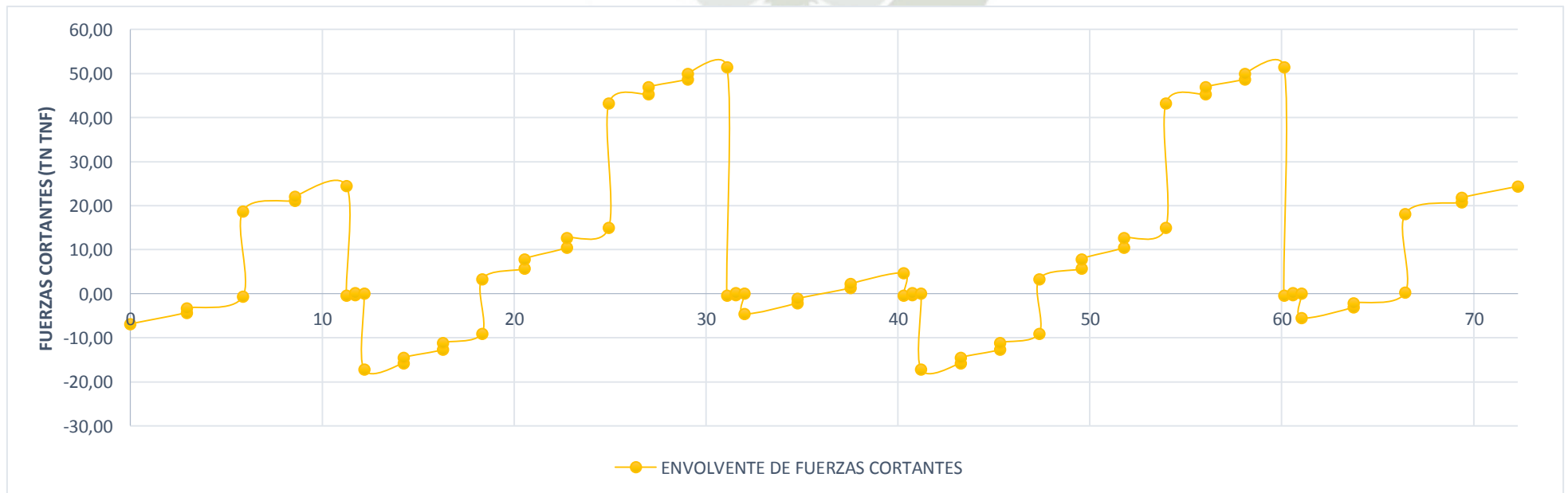


Gráfico 17: Esfuerzos por Tensión para Carga Viva Cooper E80

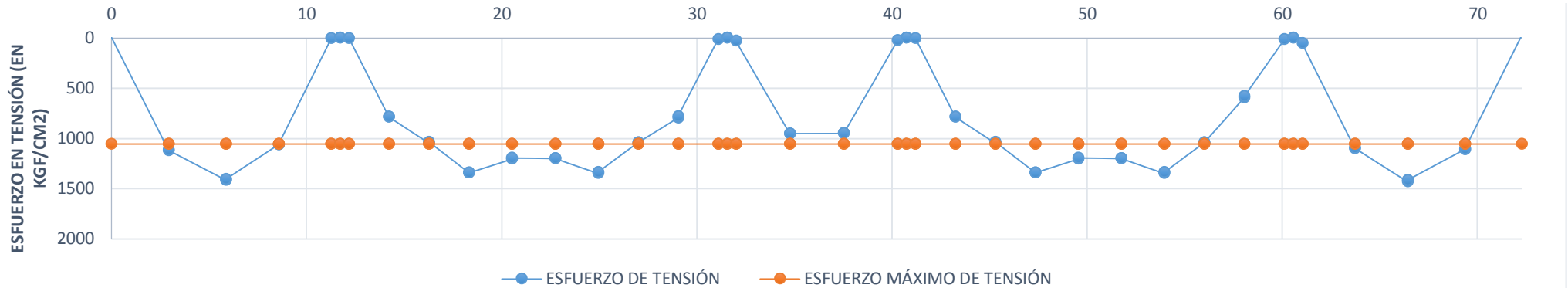


Gráfico 18: Esfuerzos por Compresión para Carga Viva Cooper E80

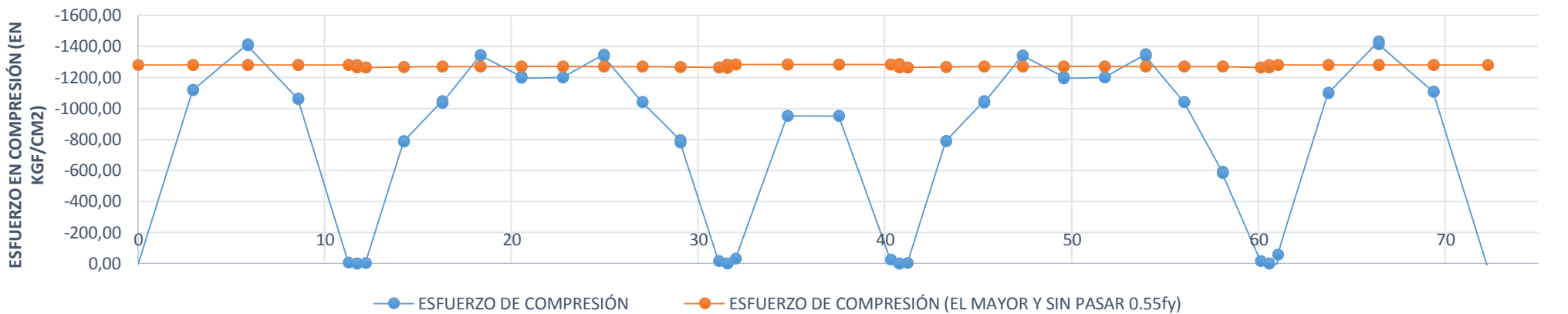


Gráfico 19: Esfuerzos por Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E80

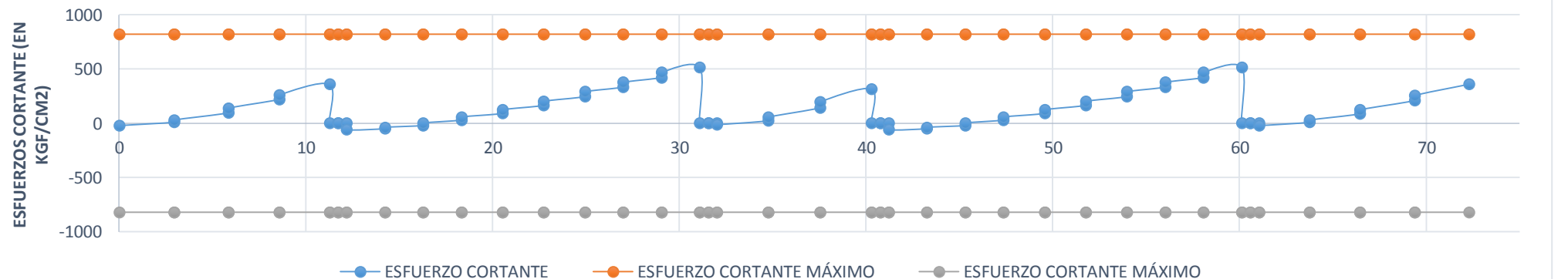


Gráfico 20: Esfuerzos por Tensión para Carga Viva Cooper E60

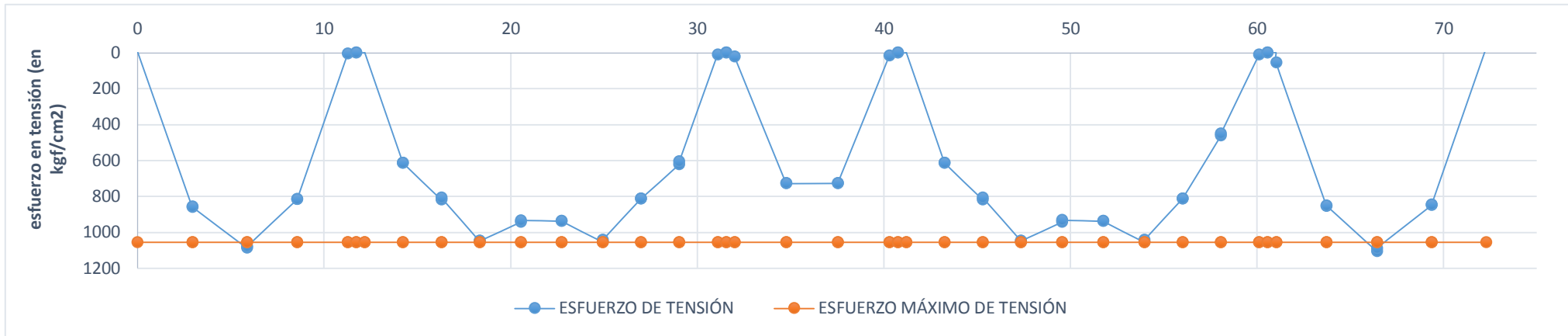


Gráfico 21: Esfuerzos de Compresión para Carga Viva Cooper E60

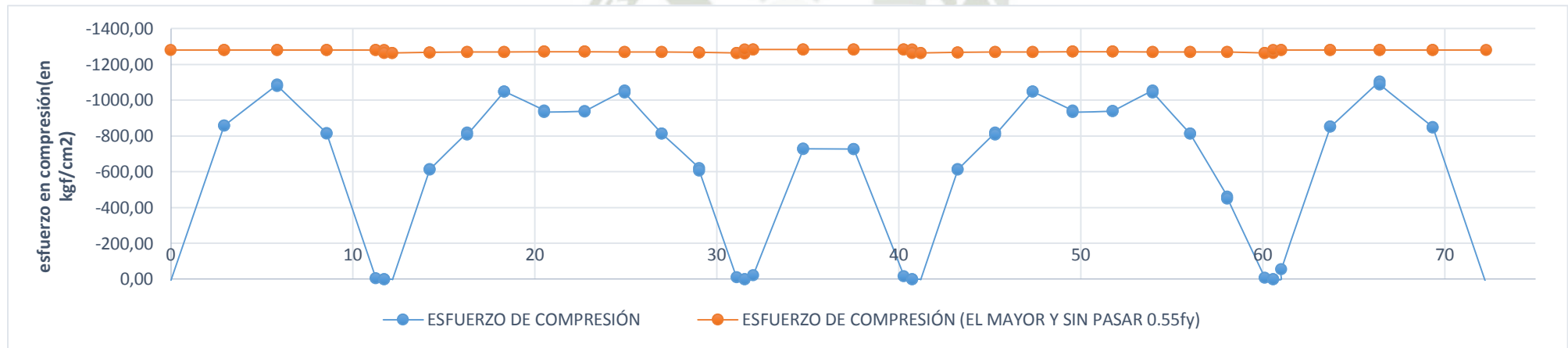


Gráfico 22: Esfuerzos por Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E60

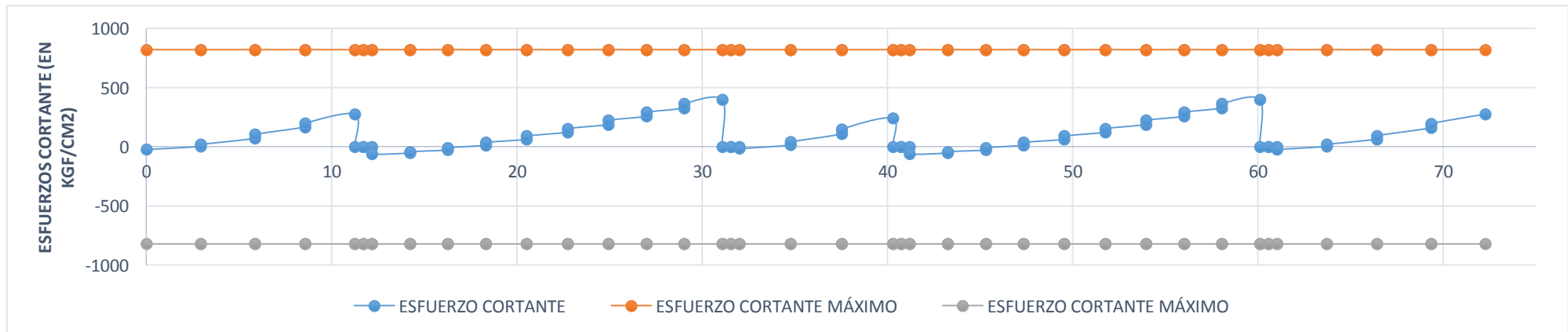


Gráfico 23: Esfuerzos por Tensión para Carga Viva Cooper E40

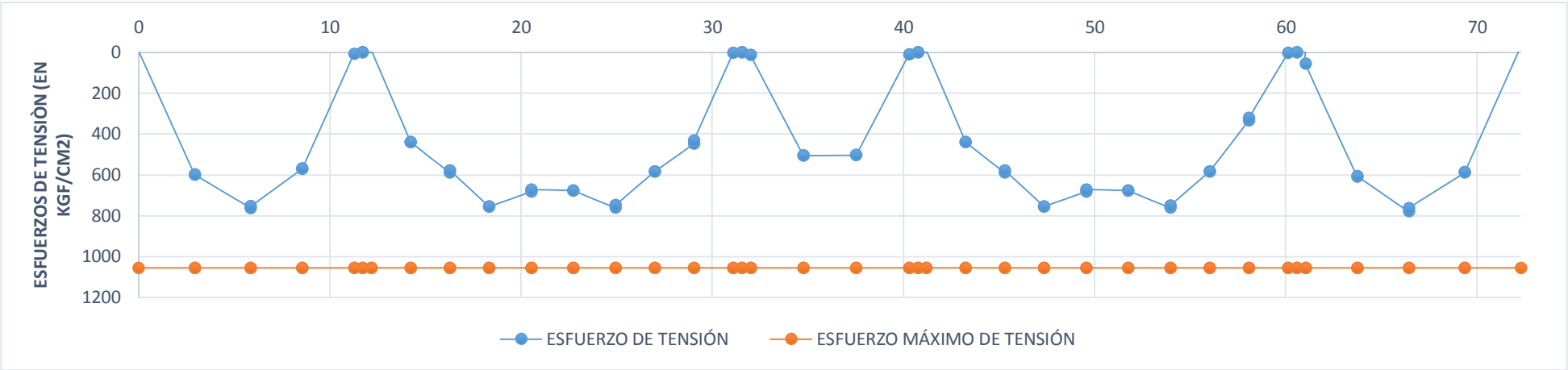


Gráfico 24: Esfuerzos por Compresión para Carga Viva Cooper E40

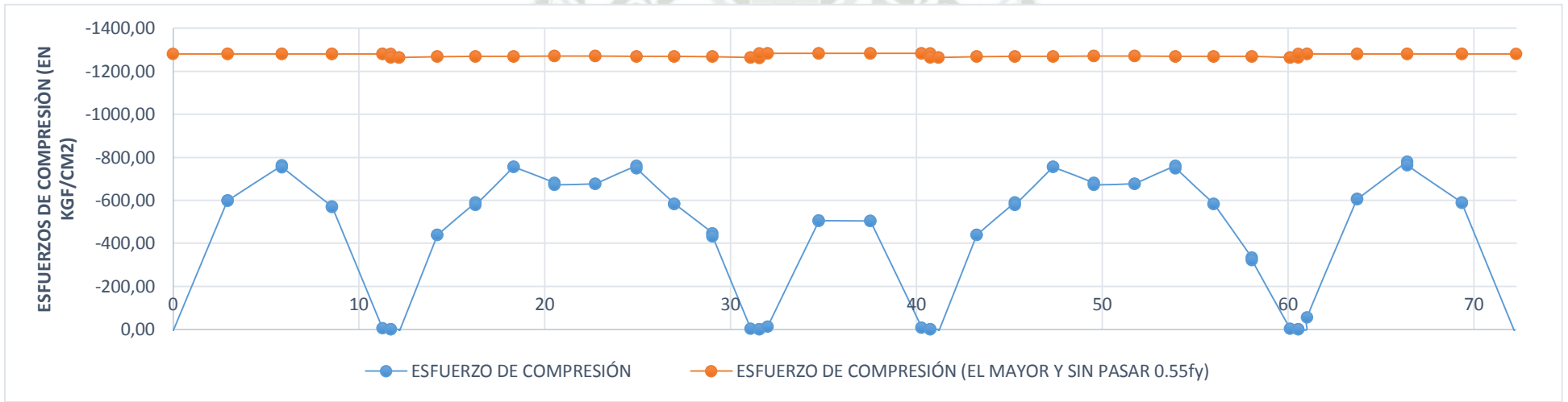


Gráfico 25: Esfuerzos por Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E40

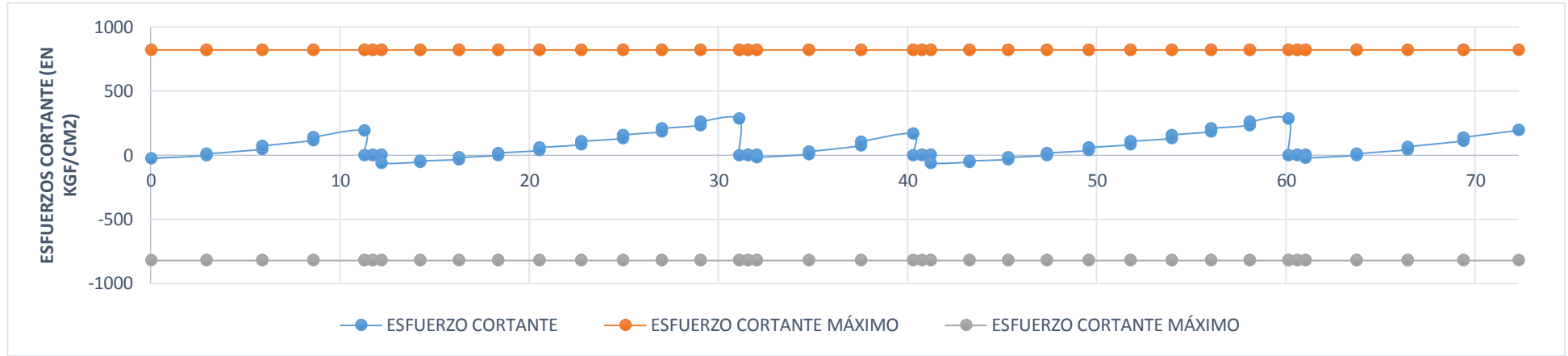


Gráfico 26: Esfuerzos de Tensión para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

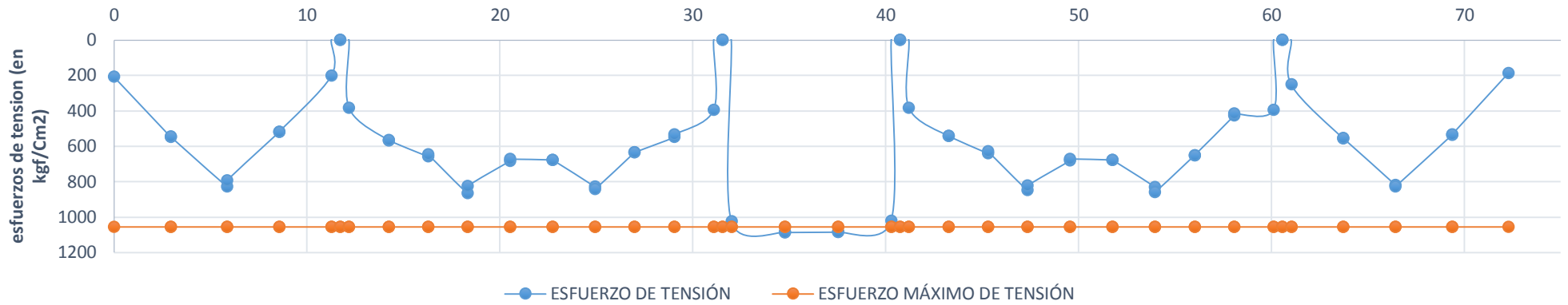


Gráfico 27: Esfuerzos de Compresión para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos

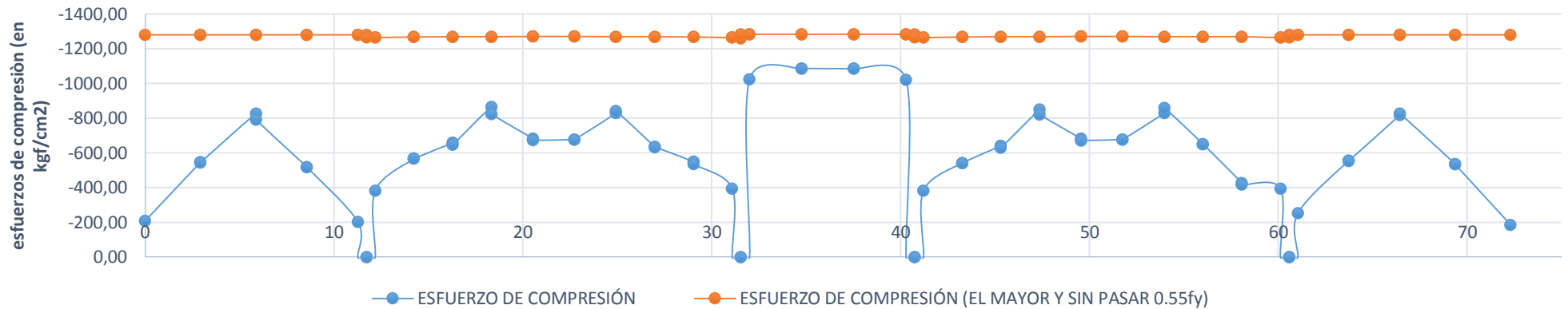
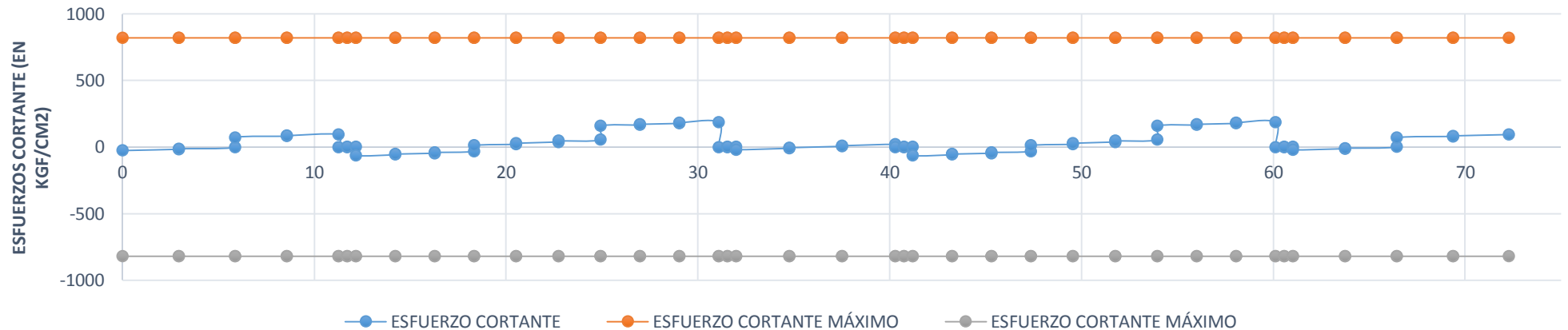


Gráfico 28: Esfuerzos de Fuerzas Cortantes para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos



3. PLANOS DE PROPUESTA DE REFUERZO



PS-12: TRAMOS 1 Y 5 REFUERZO PARA TREN COOPER E-80 PLANTA Y DETALLES

PS-13: TRAMOS 2 Y 4 REFUERZO PARA TREN COOPER E-80 PLANTA

PS-14: TRAMOS 2 Y 4 REFUERZO PARA TREN COOPER E-80 DETALLES

PS-15: TRAMO 3 REFUERZO PARA TREN COOPER E-80 PLANTA Y DETALLES

PS-16: TRAMOS 1 Y 5 REFUERZO PARA TREN GT42 PLANTA Y DETALLES

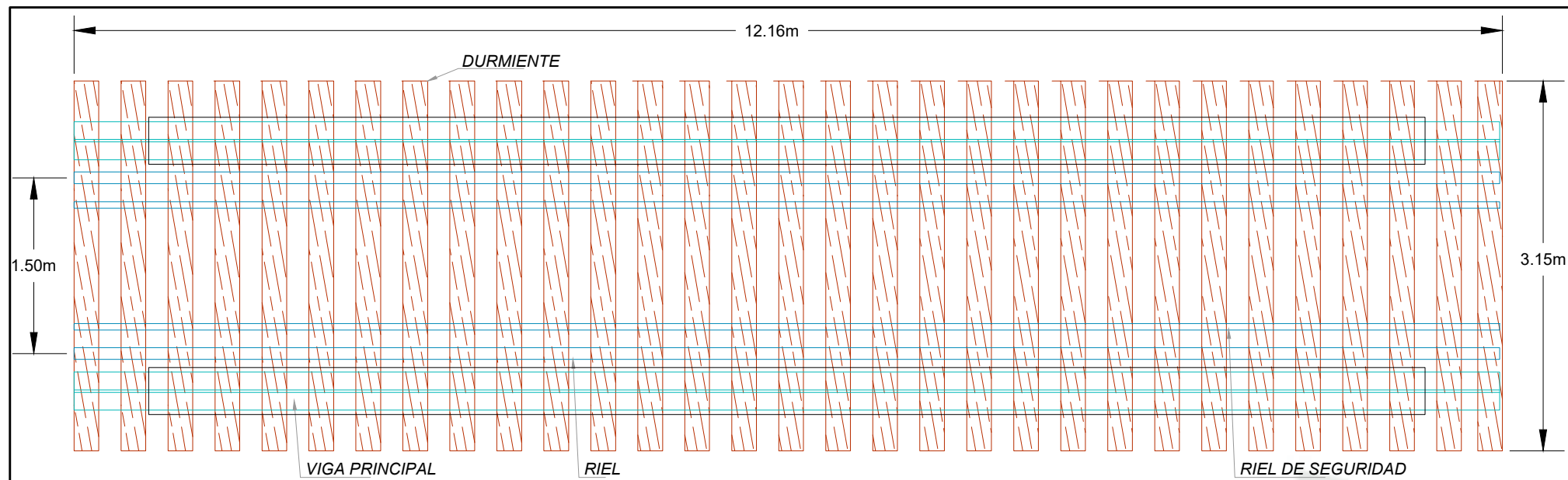
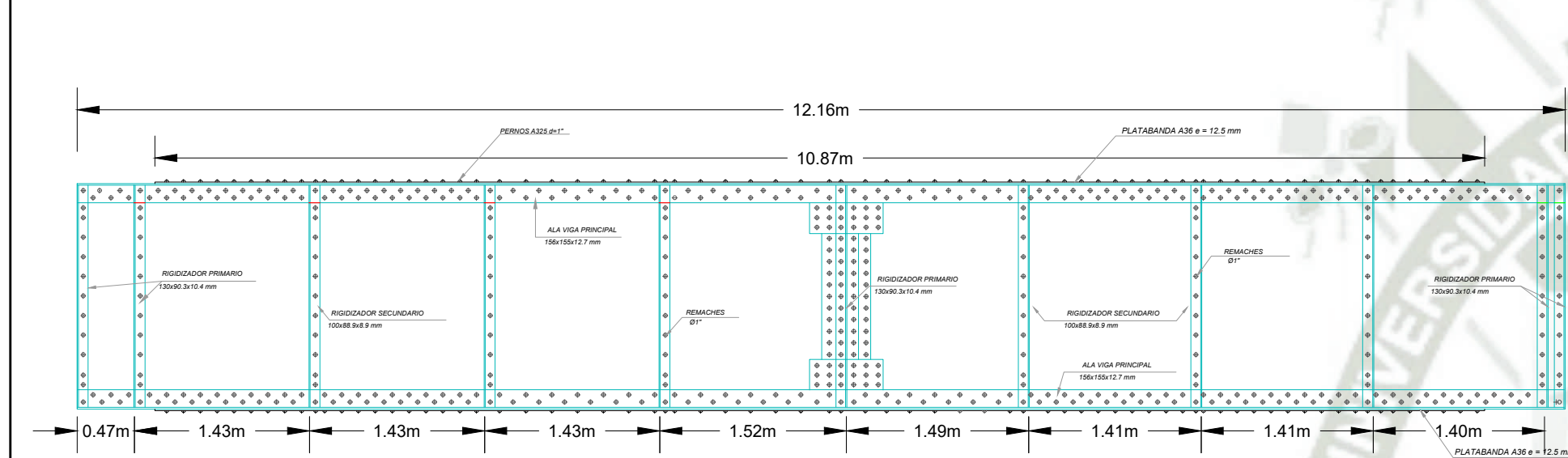
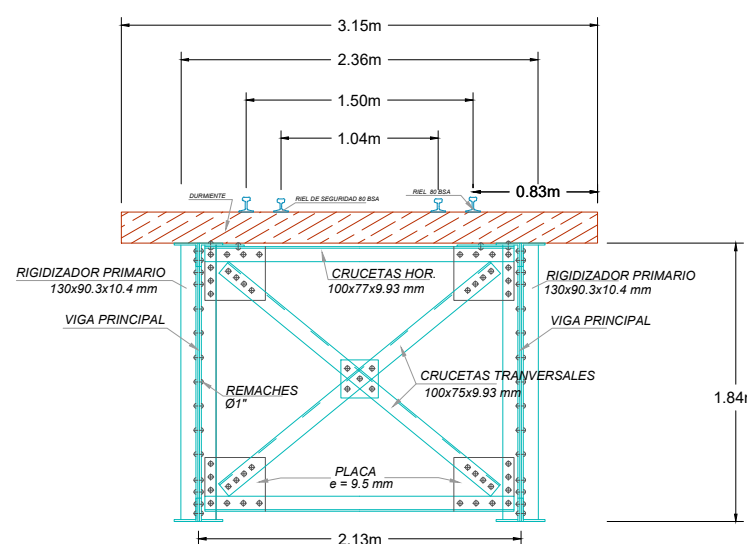
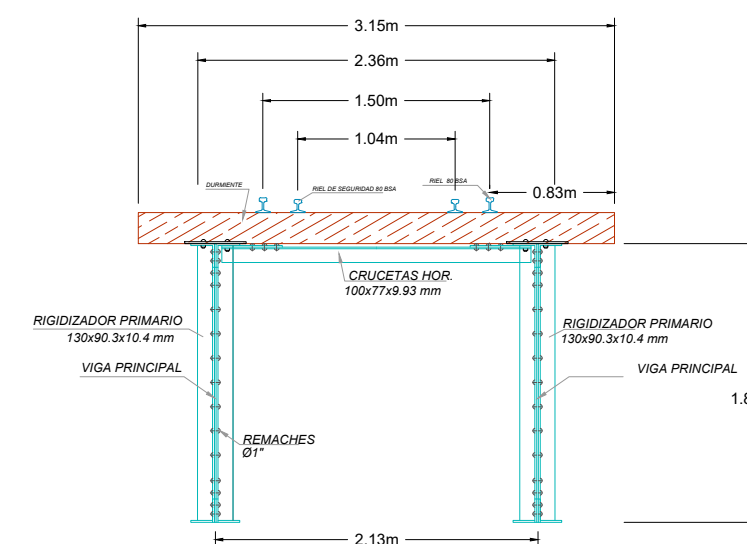
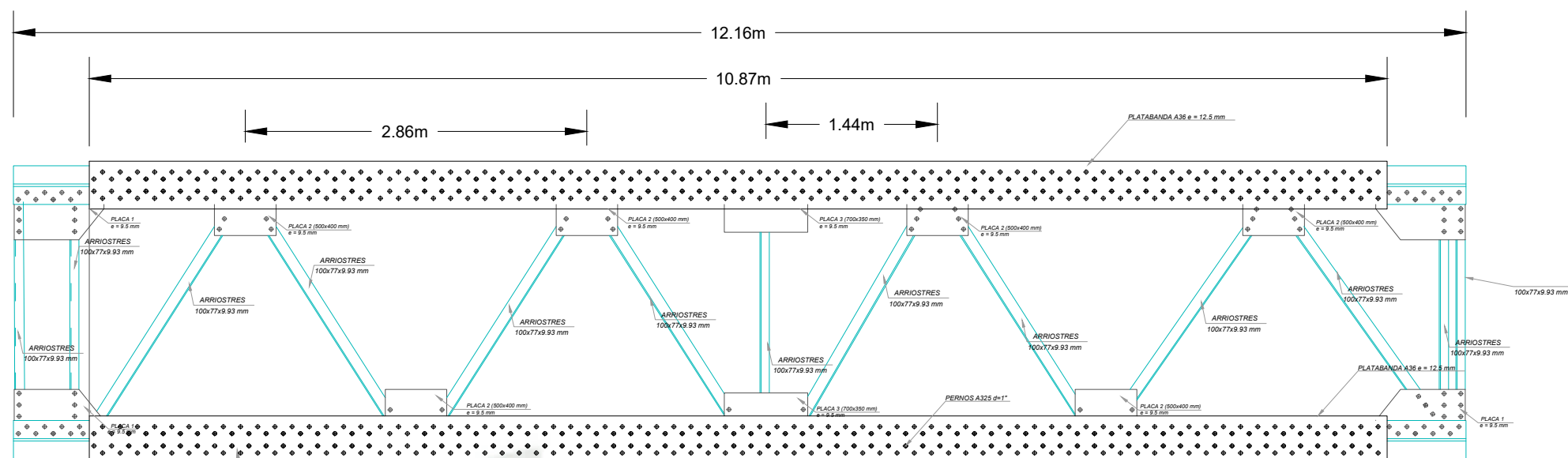
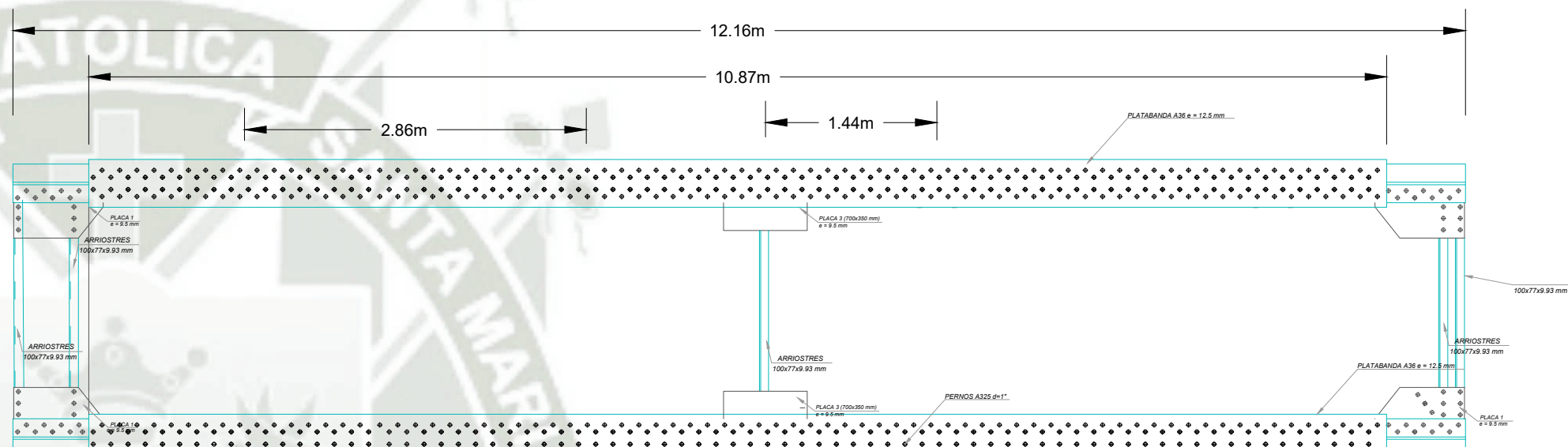
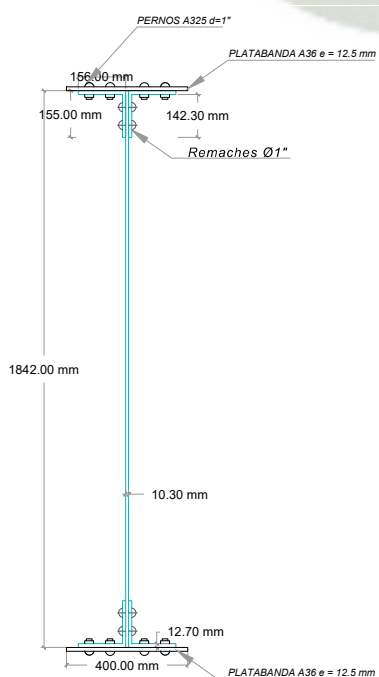
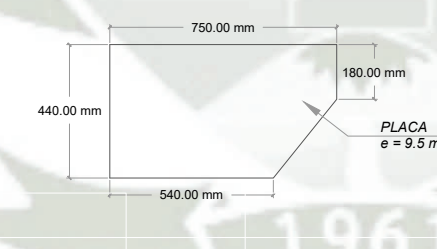
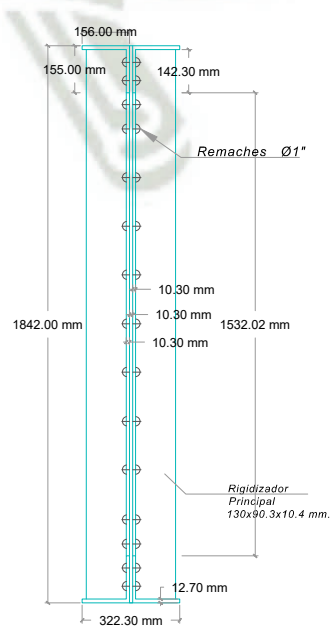
PS-17: TRAMOS 2 Y 4 REFUERZO PARA TREN GT42 PLANTA

PS-18: TRAMOS 2 Y 4 REFUERZO PARA TREN GT42 DETALLES

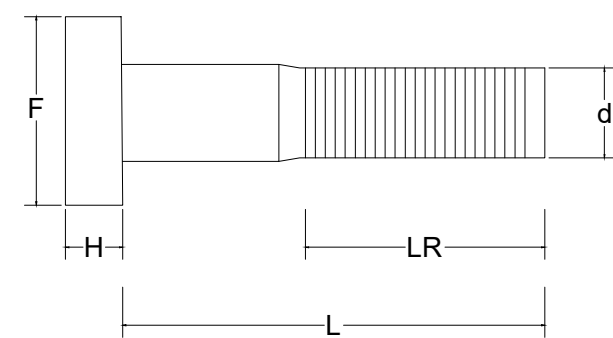
PS-19: TRAMO 3 REFUERZO PARA TREN GT42 PLANTA Y DETALLES

PS-20: TRAMO 3 REFUERZO PARA TREN GT 42 PILARES



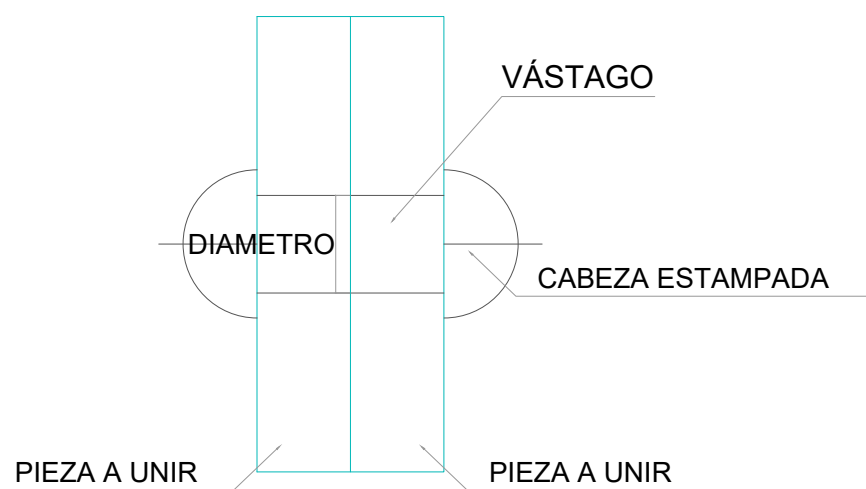
PLANTA TRAMOS 1 Y 5
VÍA FÉRREA
ESC: 1/50ELEVACIÓN TRAMOS 1 Y 5
ESC: 1/50DIAFRAGMAS TRAMOS 1 Y 5
ESC: 1/50SECCIÓN TÍPICA TRAMOS 1 Y 5
ESC: 1/50PLANTA TRAMOS 1 Y 5
ESTRUCTURA SUPERIOR
ESC: 1/50PLANTA TRAMOS 1 Y 5
ESTRUCTURA INFERIOR
ESC: 1/50DETALLE PLACA DE CONEXIÓN
PLACA 1SECCIÓN TÍPICA VIGA
TRAMOS 1 Y 5
ESC: 1/25SECCIÓN VIGA EN APOYOS
TRAMOS 1 Y 5
ESC: 1/25

CONEXIÓN CON PERNOS



en mm		1/2 "	5/8 "	3/4 "	7/8 "	1 "
d		7.67	9.60	11.56	13.49	15.01
H mín		22.23	26.97	31.75	36.53	41.28
F máx		22.23	26.97	31.75	36.53	41.28
LR mín		25.40	31.75	35.05	38.10	44.45

REMACHADO EN CALIENTE



ESPECIFICACIONES

ESTRUCTURAS PRINCIPALES:

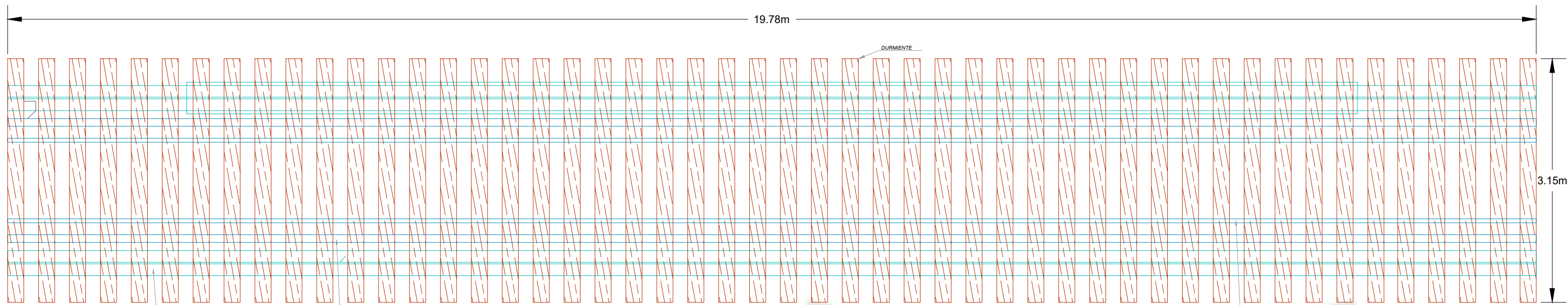
MATERIAL: ACERO DULCE
ESFUERZO DE FLUENCIA: 2,345.31 KG/CM2
MÓDULO DE ELASTICIDAD: 1,427,577.05 KG/CM2

ELEMENTOS DE CONEXIÓN:

MATERIAL: ACERO DULCE
TIPO DE CONEXIÓN: REMACHES DE ACERO
ESTRUTURAL A502 GRADO 1

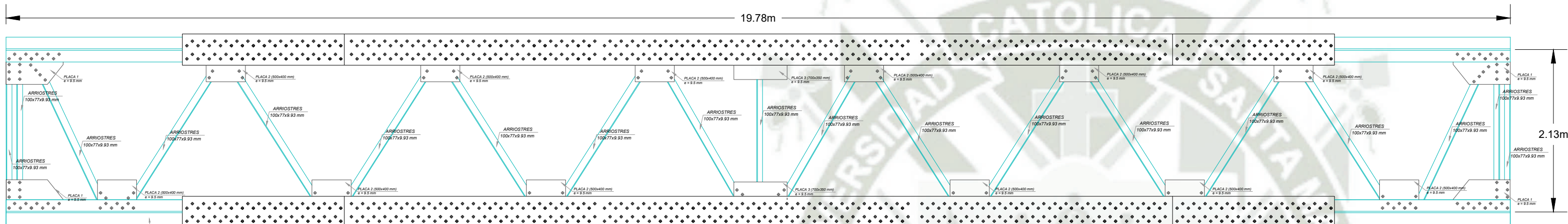
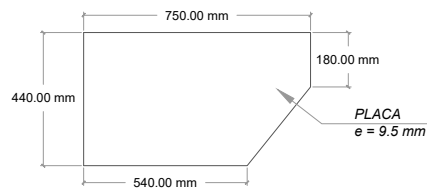
CONEXIÓN DE ELEMENTOS DE REFUERZO:

MATERIAL: ACERO ASTM A36
ESFUERZO DE FLUENCIA: 2,530 KG/CM2
MÓDULO DE ELASTICIDAD: 2,039,000 KG/CM2
TIPO DE CONEXIÓN: PERNOS ASTM A325 TIPO 3
(DIÁMETRO INDICADO EN PLANO)



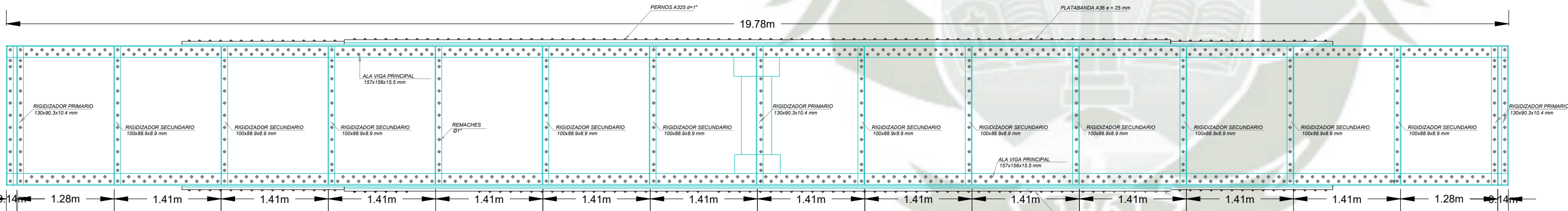
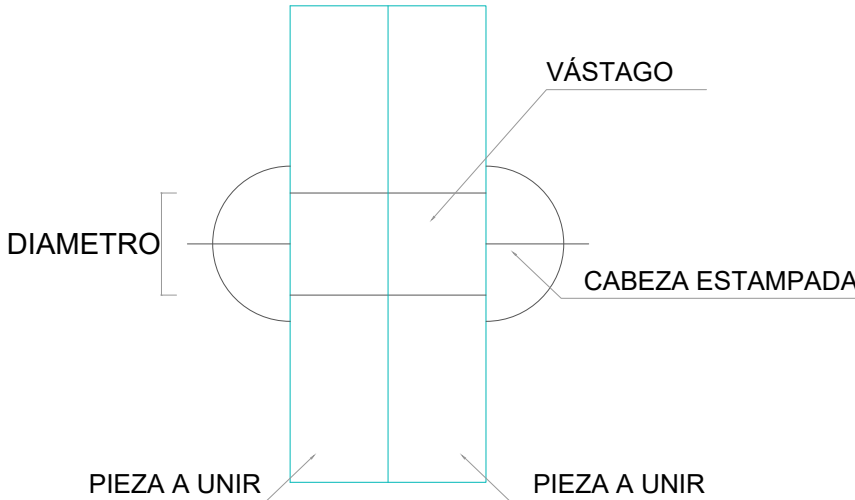
PLANTA TRAMOS 2 Y 4
VÍA FÉRREA
ESC: 1/50

DETALLE PLACA DE CONEXIÓN
PLACA 1



PLANTA TRAMOS 2 Y 4
ESTRUCTURA SUPERIOR E INFERIOR
ESC: 1/50

DETALLE
CONEXIÓN REMACHADA EN CALIENTE



ELEVACIÓN TRAMOS 2 Y 4
ESC: 1/50

ESPECIFICACIONES

ESTRUCTURAS PRINCIPALES:

MATERIAL: ACERO DULCE

ESFUERZO DE FLUENCIA: 2,345.31 KG/CM2

MÓDULO DE ELASTICIDAD: 1,427,577.05 KG/CM2

ELEMENTOS DE CONEXIÓN:

MATERIAL: ACERO DULCE

TIPO DE CONEXIÓN: REMACHES DE ACERO
ESTRUCTURAL A502 GRADO 1

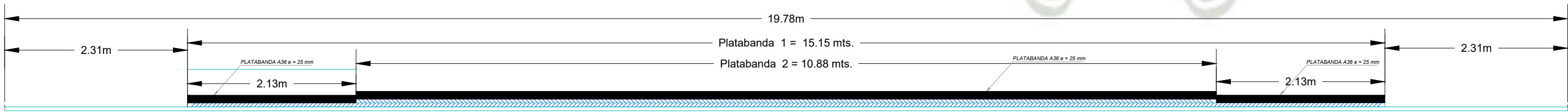
CONEXIÓN DE ELEMENTOS DE REFUERZO:

MATERIAL: ACERO ASTM A36

ESFUERZO DE FLUENCIA: 2,530 KG/CM2

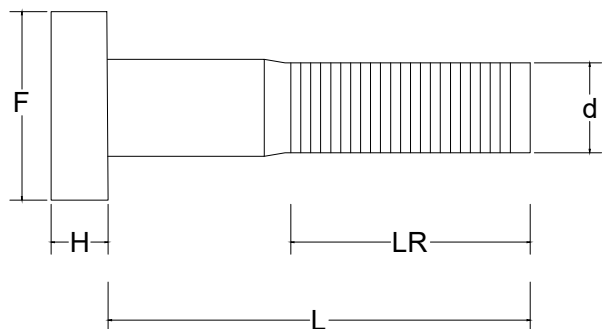
MÓDULO DE ELASTICIDAD: 2,039,000 KG/CM2

TIPO DE CONEXIÓN: PERNOS ASTM A325 TIPO 3
(DIÁMETRO INDICADO EN PLANO)



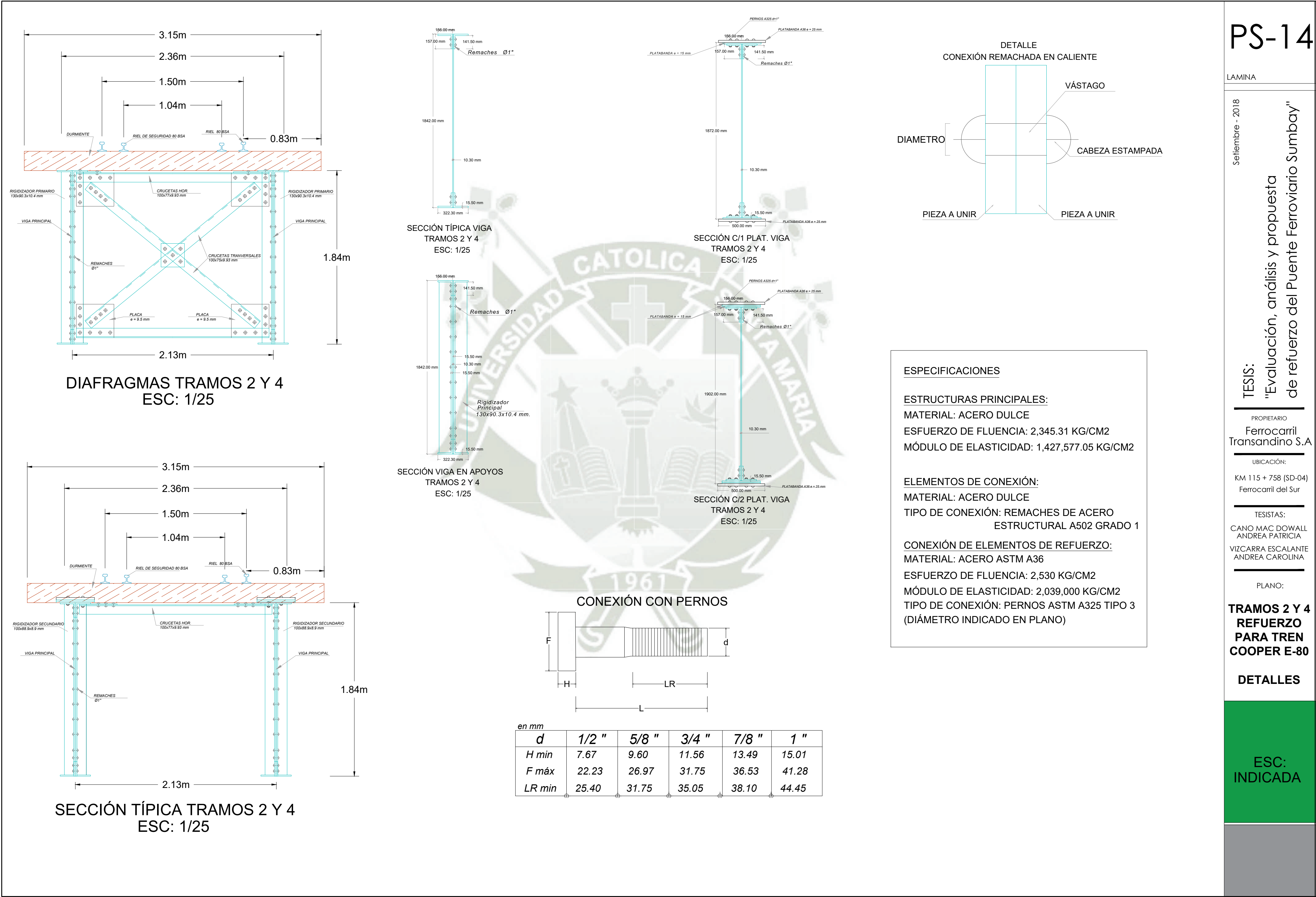
DISTRIBUCIÓN DE PLATABANDAS EN TRAMOS 2 Y 4
ESC: 1/50

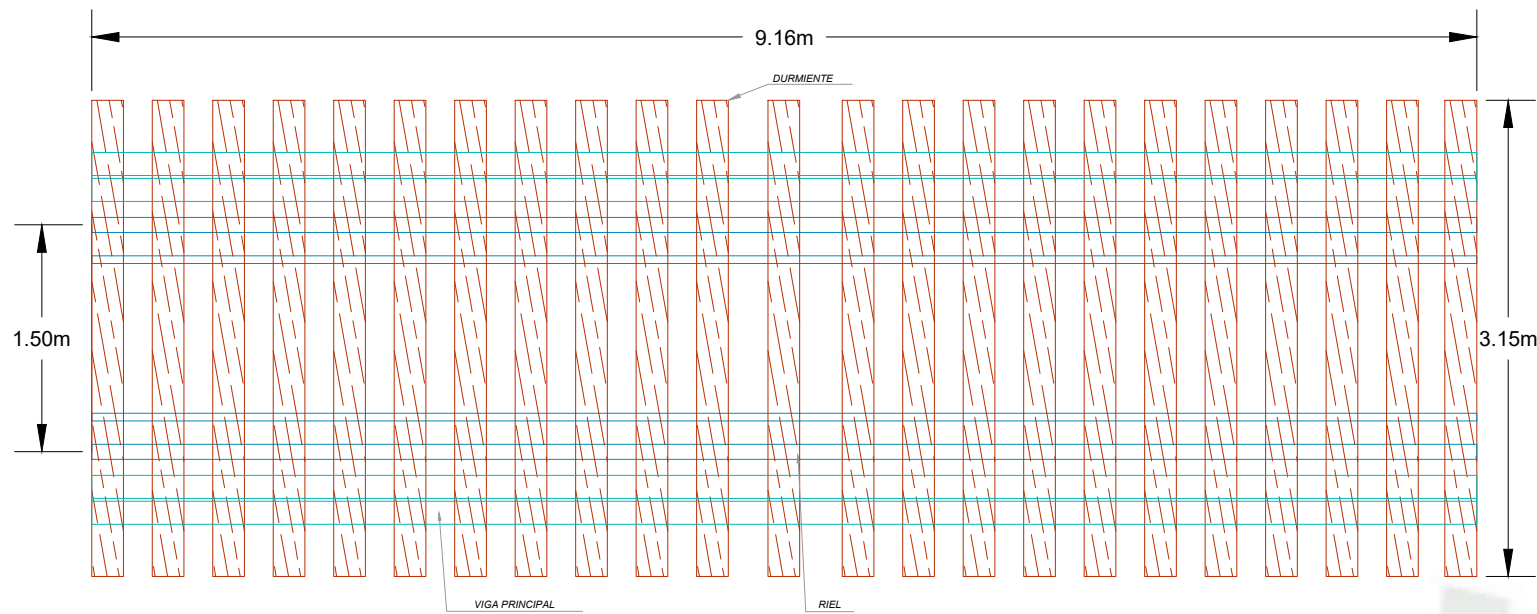
CONEXIÓN CON PERNOS



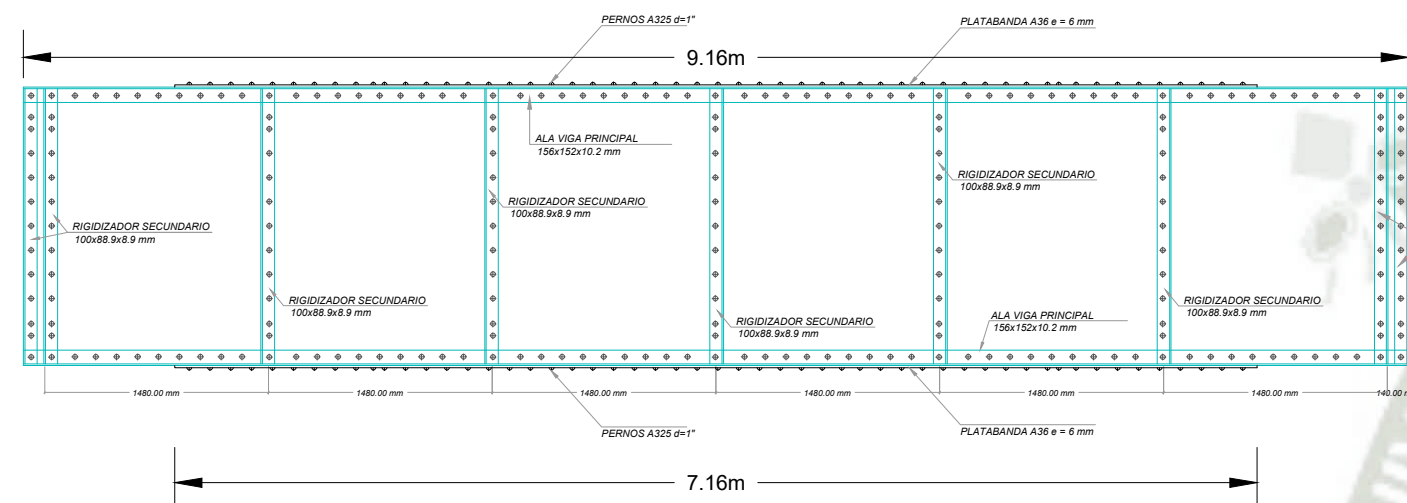
en mm

d	1/2 "	5/8 "	3/4 "	7/8 "	1 "
H min	7.67	9.60	11.56	13.49	15.01
F máx	22.23	26.97	31.75	36.53	41.28
LR min	25.40	31.75	35.05	38.10	44.45

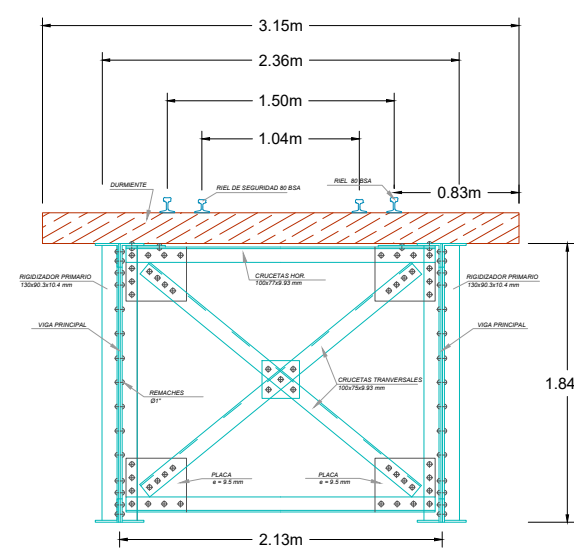




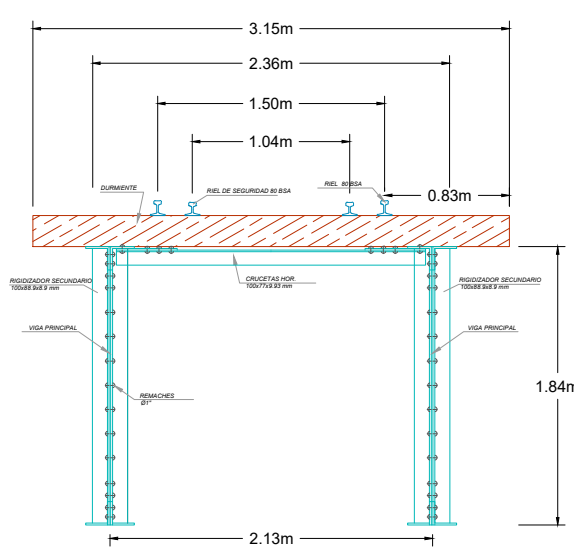
PLANTA TRAMO 3
VÍA FÉRREA
ESC: 1/50



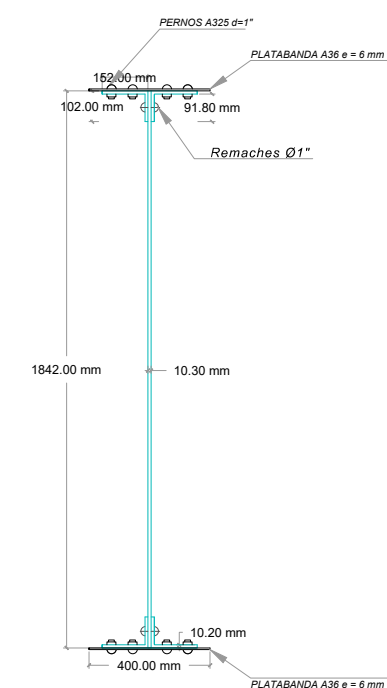
ELEVACIÓN TRAMO 3
ESC: 1/50



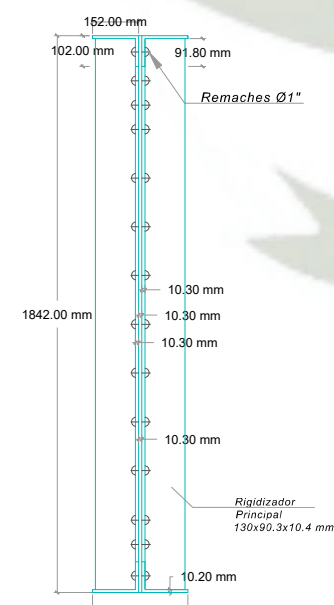
DIAFRAGMAS TRAMO 3
ESC: 1/50



DIAFRAGMAS TRAMO 3
ESC: 1/50

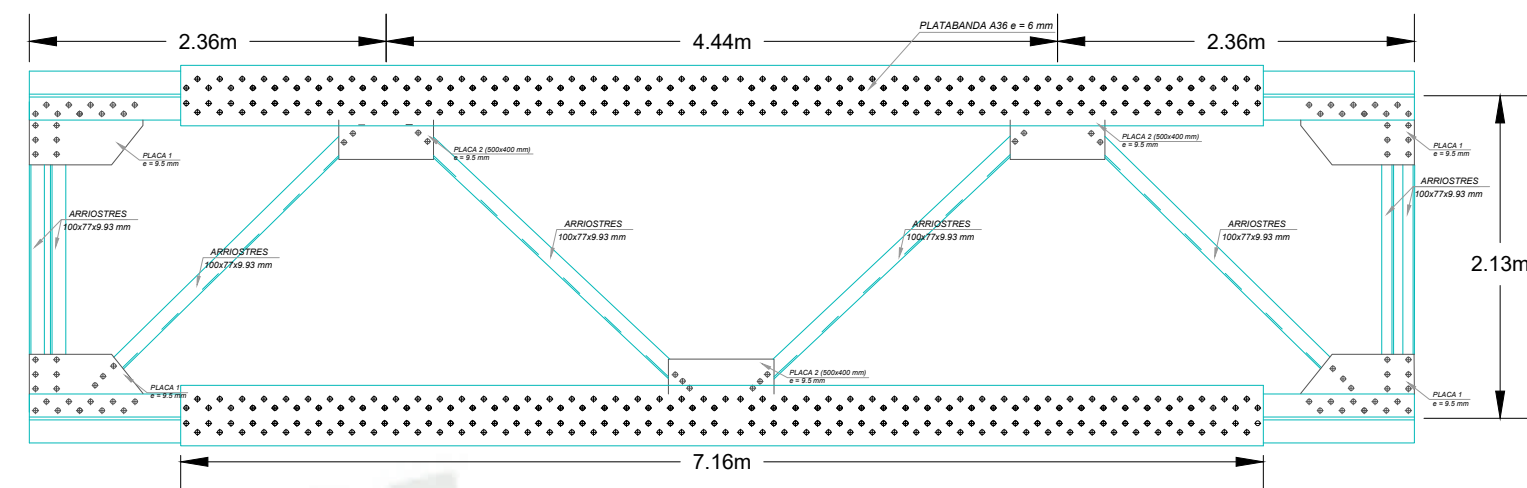
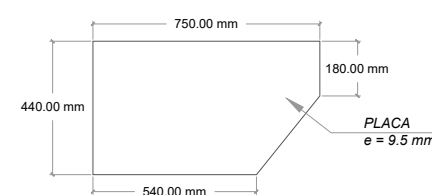


SECCIÓN TÍPICA VIGA
TRAMO 3
ESC: 1/25

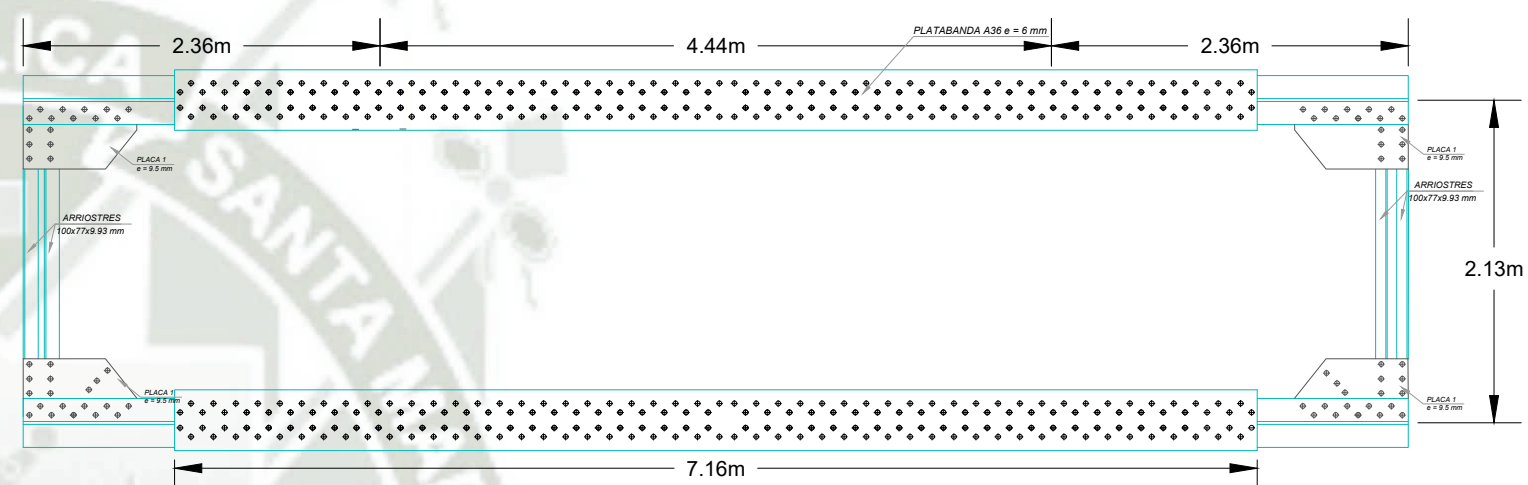


SECCIÓN VIGA EN APOYOS
TRAMO 3
ESC: 1/25

DETALLE PLACA DE CONEXIÓN
PLACA 1



PLANTA TRAMO 3
ESTRUCTURA SUPERIOR
ESC: 1/50

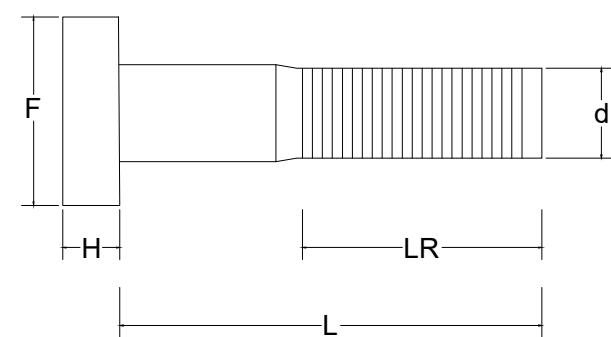


PLANTA TRAMO 3
ESTRUCTURA INFERIOR
ESC: 1/50

DETALLE
CONEXIÓN REMACHADA EN CALIENTE



CONEXIÓN CON PERNOS



en mm					
d	1/2 "	5/8 "	3/4 "	7/8 "	1 "
H min	7.67	9.60	11.56	13.49	15.01
F máx	22.23	26.97	31.75	36.53	41.28
LR min	25.40	31.75	35.05	38.10	44.45

ESPECIFICACIONES

ESTRUCTURAS PRINCIPALES:

MATERIAL: ACERO DULCE
ESFUERZO DE FLUENCIA: 2,345.31 KG/CM2
MÓDULO DE ELASTICIDAD: 1,427,577.05 KG/CM2

ELEMENTOS DE CONEXIÓN:

MATERIAL: ACERO DULCE
TIPO DE CONEXIÓN: REMACHES DE ACERO
ESTRUCTURAL A502 GRADO 1

CONEXIÓN DE ELEMENTOS DE REFUERZO:

MATERIAL: ACERO ASTM A36
ESFUERZO DE FLUENCIA: 2,530 KG/CM2
MÓDULO DE ELASTICIDAD: 2,039,000 KG/CM2
TIPO DE CONEXIÓN: PERNOS ASTM A325 TIPO 3
(DIÁMETRO INDICADO EN PLANO)

PS-15

LAMINA

Setiembre - 2018

TESIS:
"Evaluación, análisis y propuesta
de refuerzo del Puente Ferroviario Sumbay"

PROPIETARIO
Ferrocarril
Transandino S.A

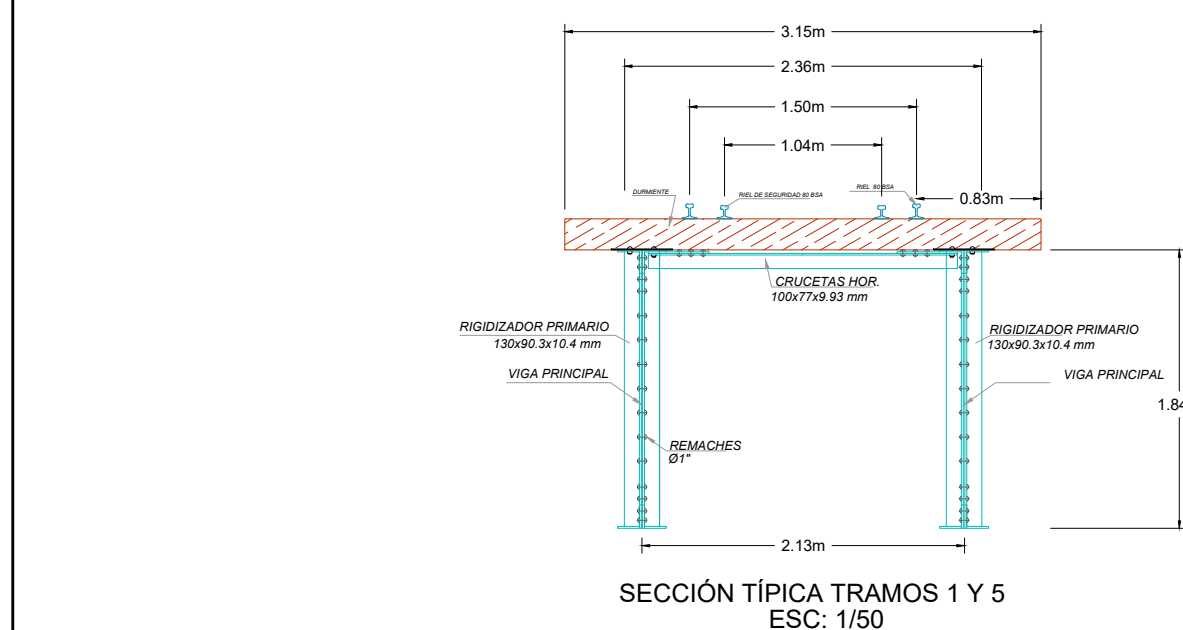
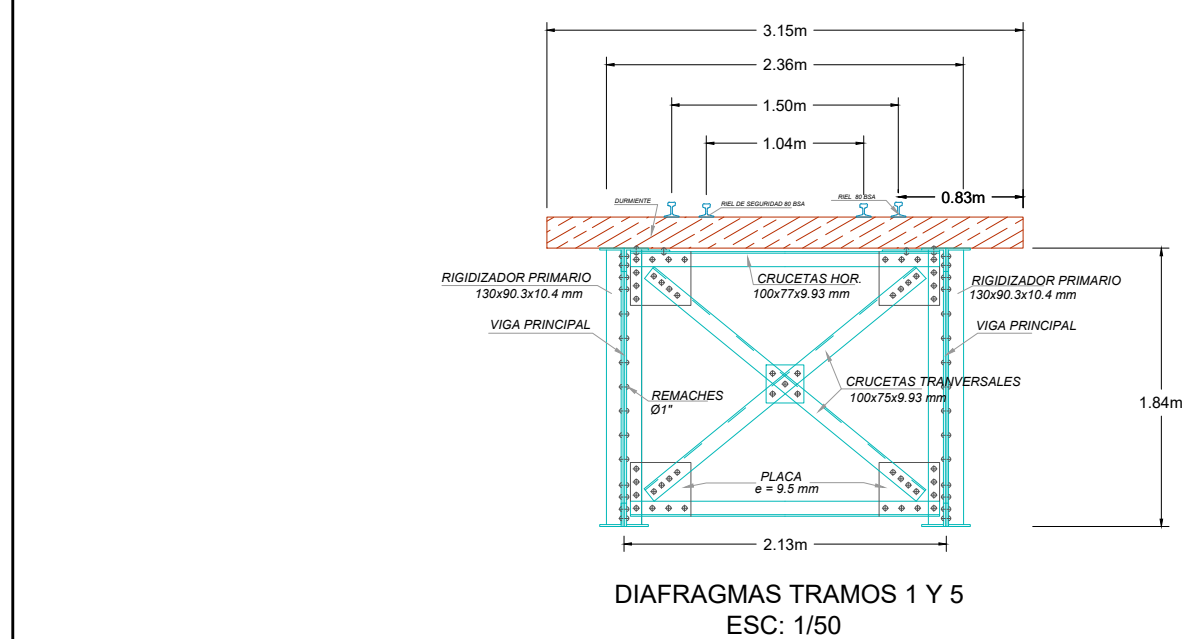
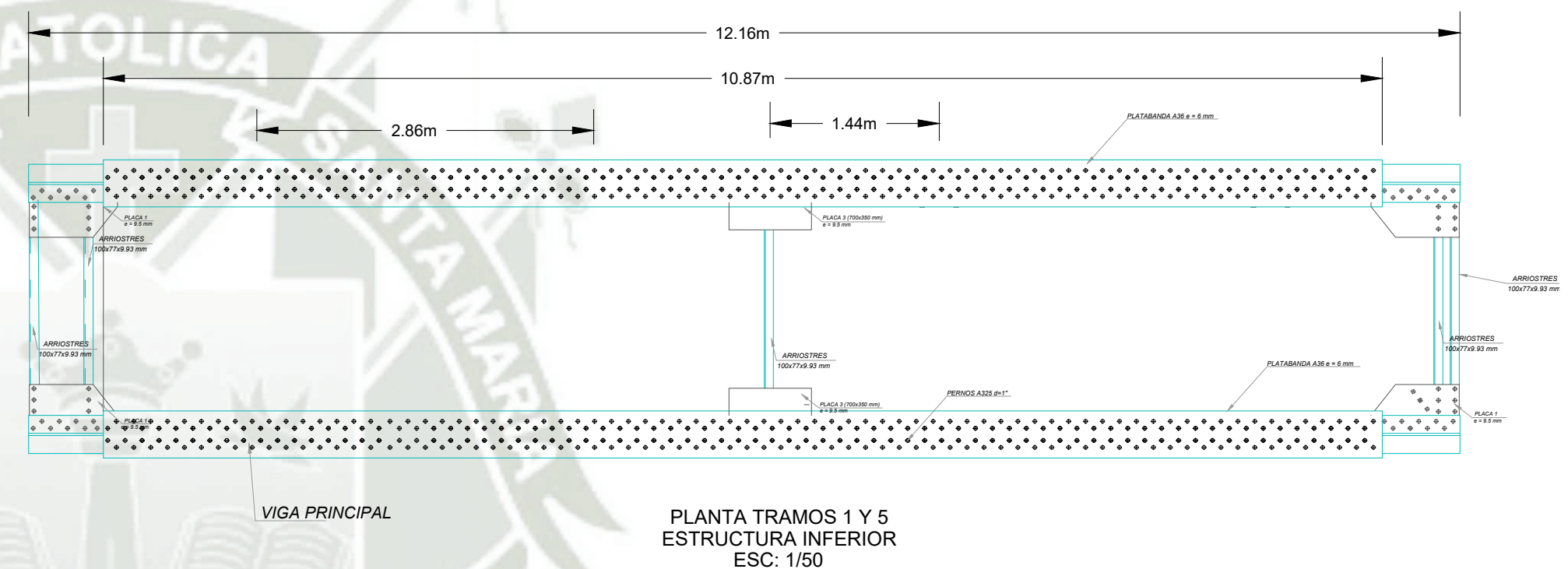
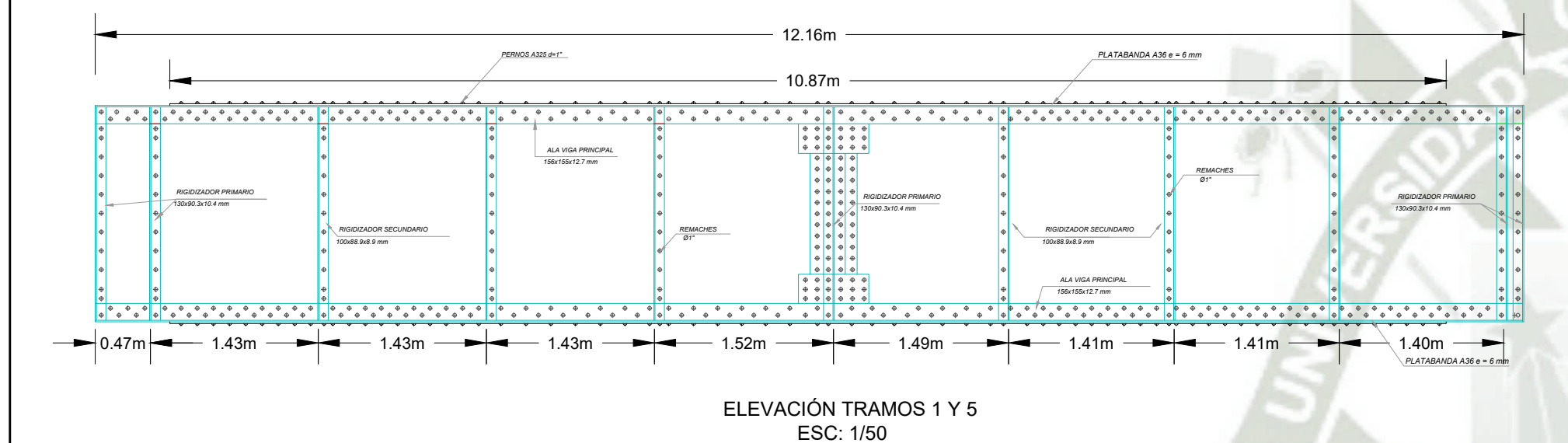
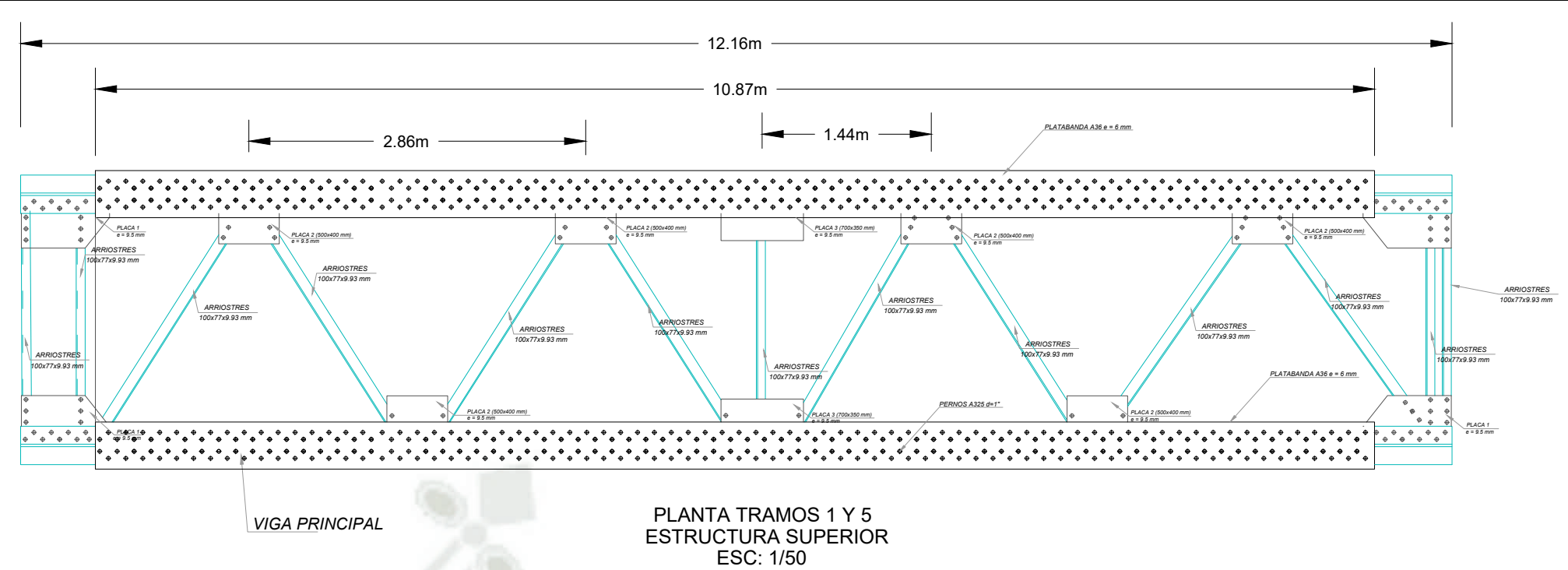
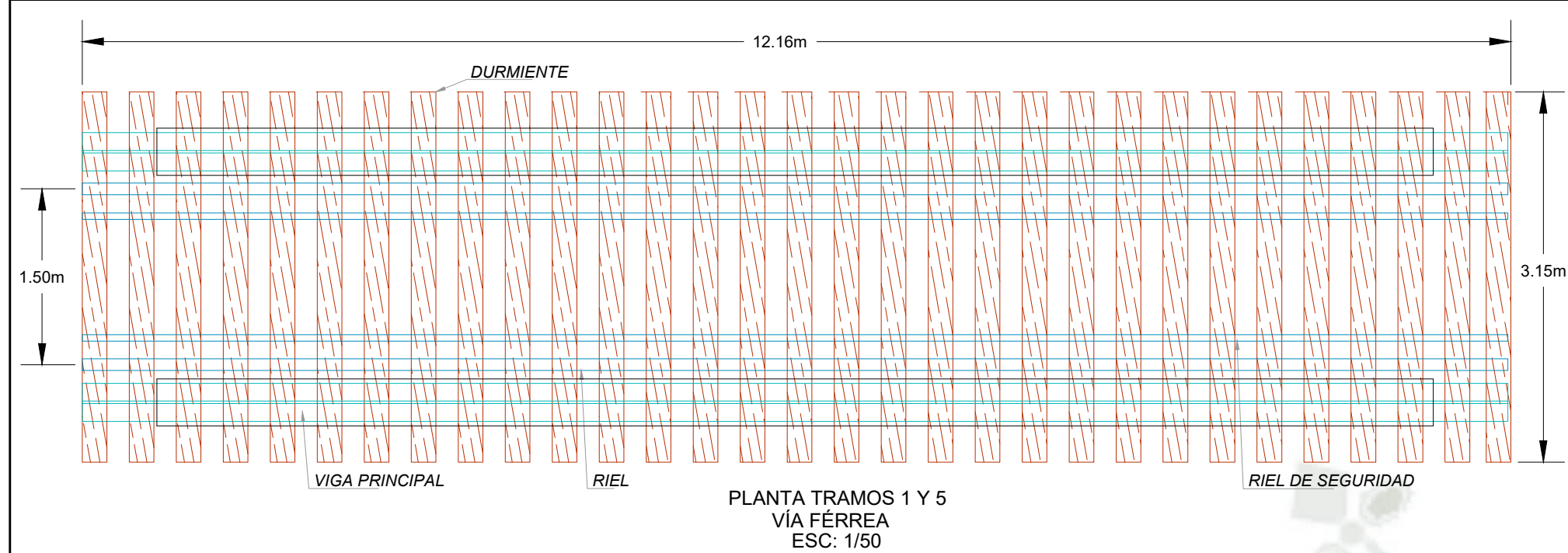
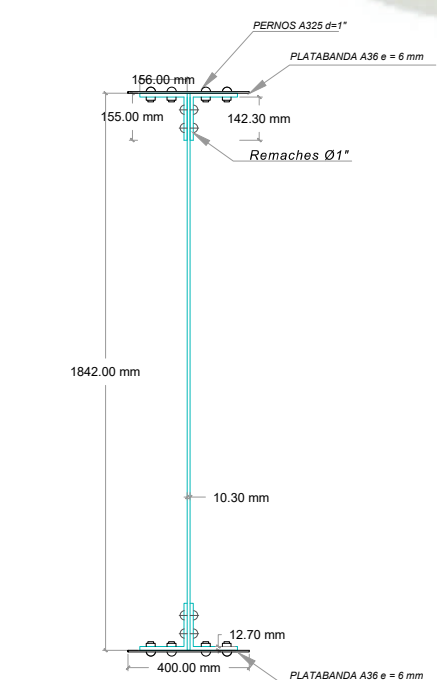
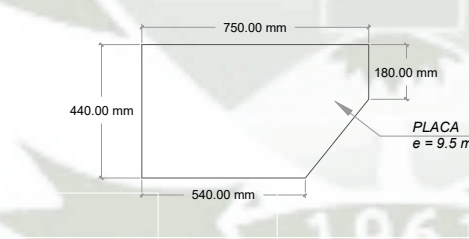
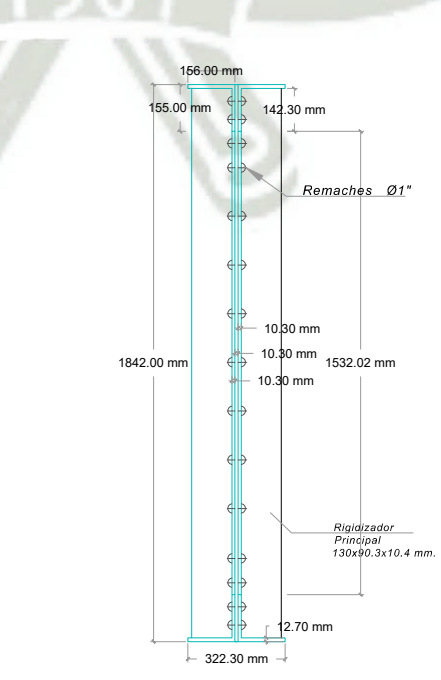
UBICACIÓN:
KM 115 + 758 (SD-04)
Ferrocarril del Sur

TESISTAS:
CANO MAC DOWALL
ANDREA PATRICIA
VIZCARRA ESCALANTE
ANDREA CAROLINA

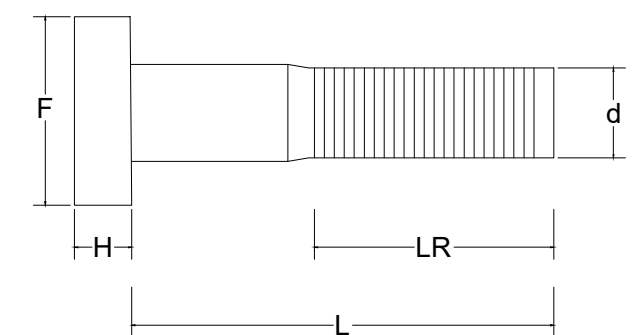
PLANO:
**TRAMO 3
REFUERZO
PARA TREN
COOPER E-80**

**PLANTA Y
DETALLES**

**ESC:
INDICADA**

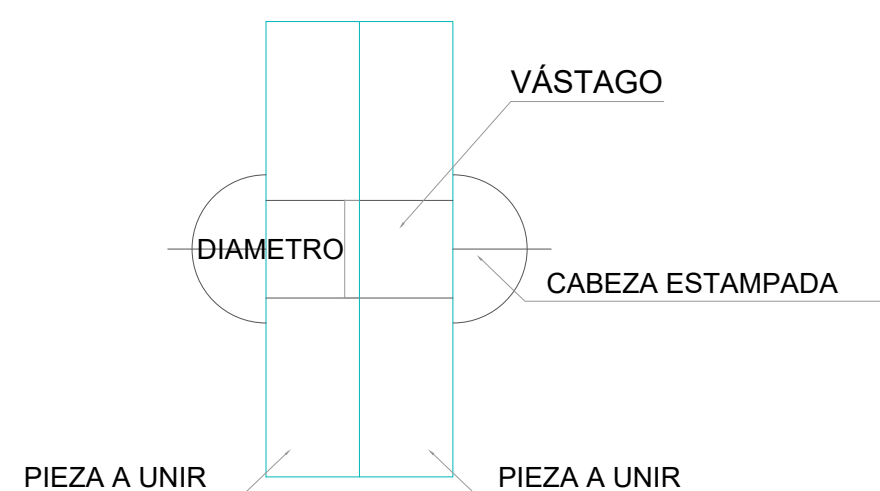
DETALLE PLACA DE CONEXIÓN
PLACA 1SECCIÓN VIGA EN APOYOS
TRAMOS 1 Y 5
ESC: 1/25

CONEXIÓN CON PERNOS



en mm	1/2 "	5/8 "	3/4 "	7/8 "	1 "
<i>H mín</i>	7.67	9.60	11.56	13.49	15.01
<i>F máx</i>	22.23	26.97	31.75	36.53	41.28
<i>LR mín</i>	25.40	31.75	35.05	38.10	44.45

REMAchado EN CALIENTE



ESPECIFICACIONES

ESTRUCTURAS PRINCIPALES:

MATERIAL: ACERO DULCE

ESFUERZO DE FLUENCIA: 2,345.31 KG/CM2

MÓDULO DE ELASTICIDAD: 1,427,577.05 KG/CM2

ELEMENTOS DE CONEXIÓN:

MATERIAL: ACERO DULCE

TIPO DE CONEXIÓN: REMACHES DE ACERO

ESTRUCTURAL A502 GRADO 1

CONEXIÓN DE ELEMENTOS DE REFUERZO:

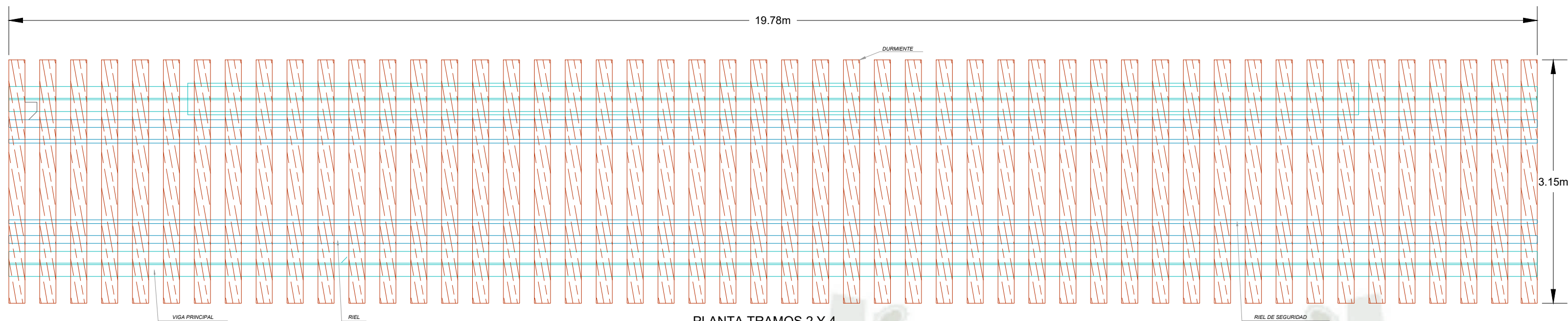
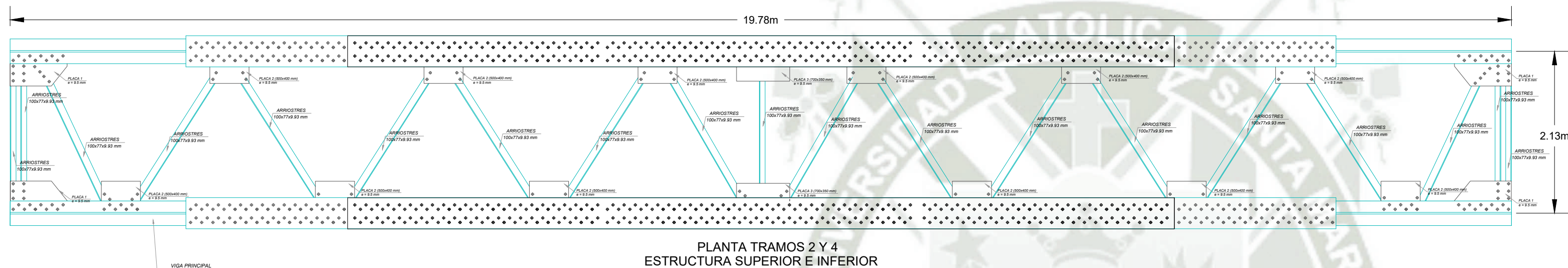
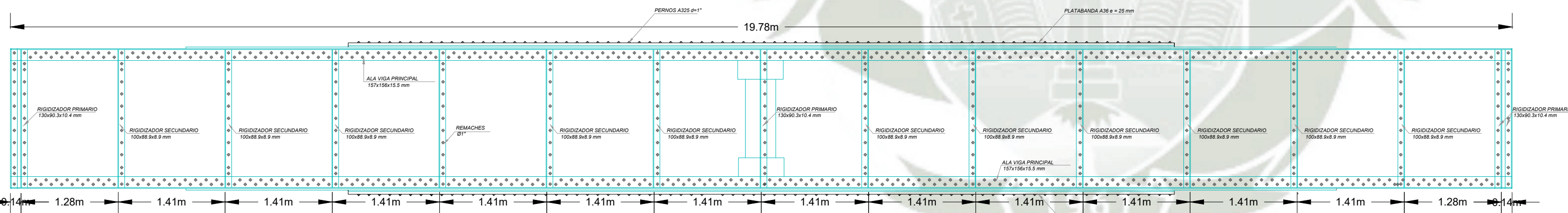
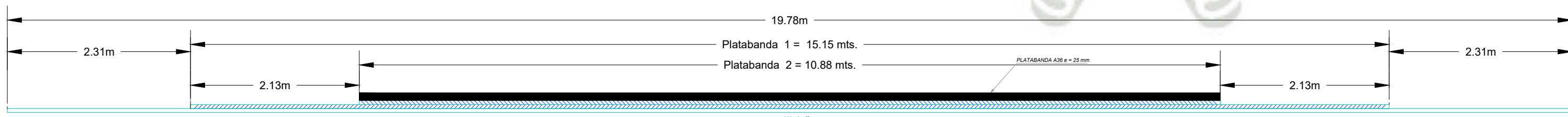
MATERIAL: ACERO ASTM A36

ESFUERZO DE FLUENCIA: 2,530 KG/CM2

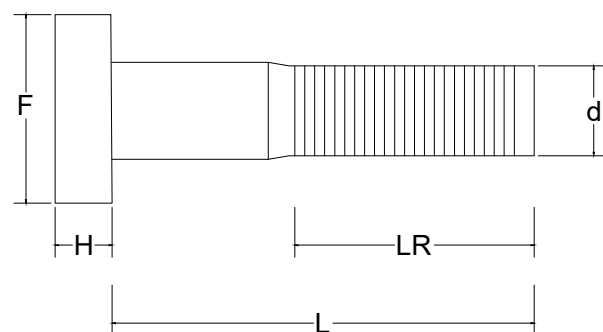
MÓDULO DE ELASTICIDAD: 2,039,000 KG/CM2

TIPO DE CONEXIÓN: PERNOS ASTM A325 TIPO 3

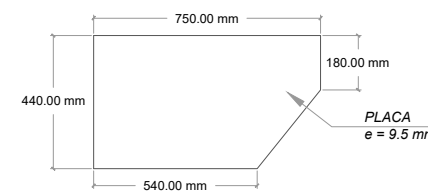
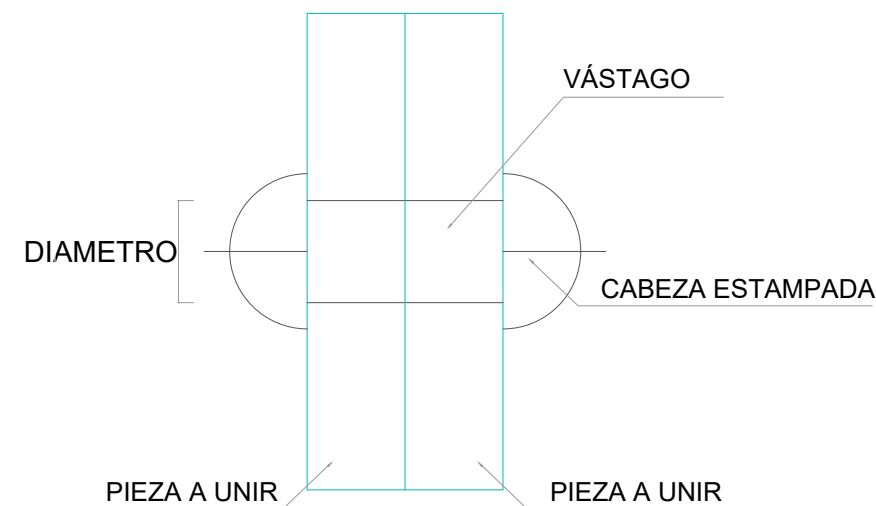
(DIÁMETRO INDICADO EN PLANO)

PLANTA TRAMOS 2 Y 4
VÍA FÉRREA
ESC: 1/50PLANTA TRAMOS 2 Y 4
ESTRUCTURA SUPERIOR E INFERIOR
ESC: 1/50ELEVACIÓN TRAMOS 2 Y 4
ESC: 1/50DISTRIBUCIÓN DE PLATABANDAS EN TRAMOS 2 Y 4
ESC: 1/50

CONEXIÓN CON PERNOS



en mm		1/2 "	5/8 "	3/4 "	7/8 "	1 "
d		7.67	9.60	11.56	13.49	15.01
H mín		7.67	9.60	11.56	13.49	15.01
F máx		22.23	26.97	31.75	36.53	41.28
LR mín		25.40	31.75	35.05	38.10	44.45

DETALLE PLACA DE CONEXIÓN
PLACA 1DETALLE
CONEXIÓN REMACHADA EN CALIENTE

ESPECIFICACIONES

ESTRUCTURAS PRINCIPALES:

MATERIAL: ACERO DULCE

ESFUERZO DE FLUENCIA: 2,345.31 KG/CM2

MÓDULO DE ELASTICIDAD: 1,427,577.05 KG/CM2

ELEMENTOS DE CONEXIÓN:

MATERIAL: ACERO DULCE

TIPO DE CONEXIÓN: REMACHES DE ACERO
ESTRUCTURAL A502 GRADO 1

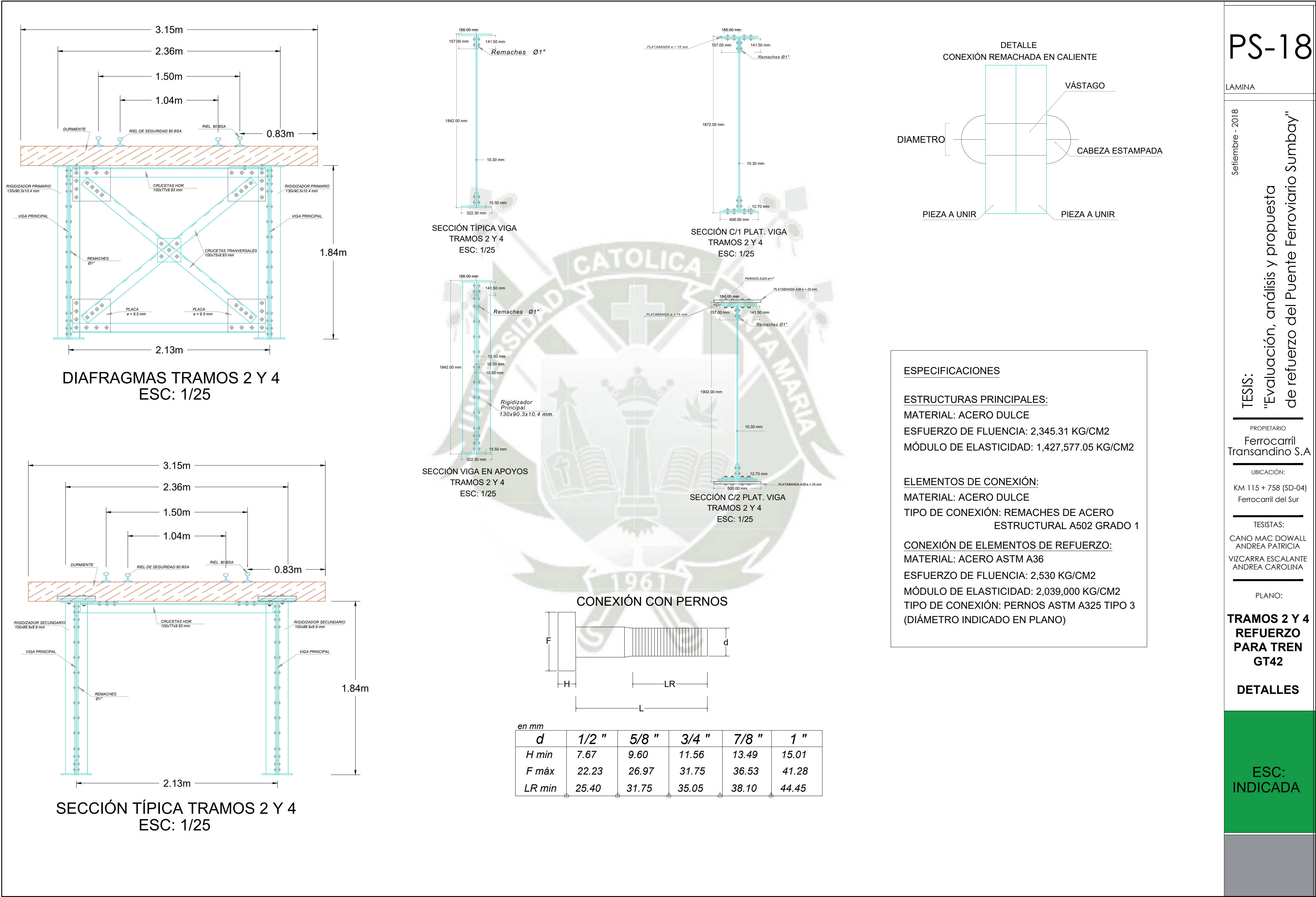
CONEXIÓN DE ELEMENTOS DE REFUERZO:

MATERIAL: ACERO ASTM A36

ESFUERZO DE FLUENCIA: 2,530 KG/CM2

MÓDULO DE ELASTICIDAD: 2,039,000 KG/CM2

TIPO DE CONEXIÓN: PERNOS ASTM A325 TIPO 3
(DIÁMETRO INDICADO EN PLANO)



PS-18

LAMINA

Setiembre - 2018

PROPIETARIO
Ferrocarril Transandino S.A

UBICACIÓN:
KM 115 + 758 (SD-04)
Ferrocarril del Sur

TESISTAS:
CANO MAC DOWALL
ANDREA PATRICIA
VIZCARRA ESCALANTE
ANDREA CAROLINA

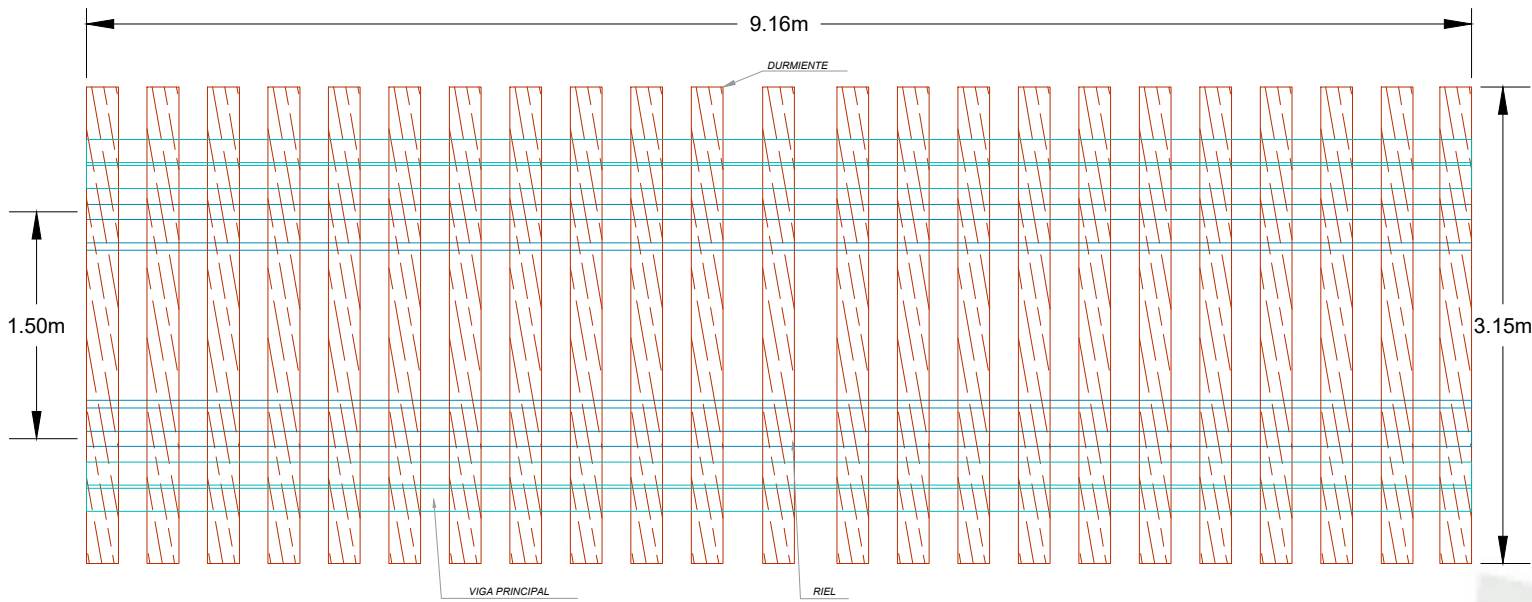
PLANO:
TRAMOS 2 Y 4
REFUERZO
PARA TREN
GT42

DETALLES

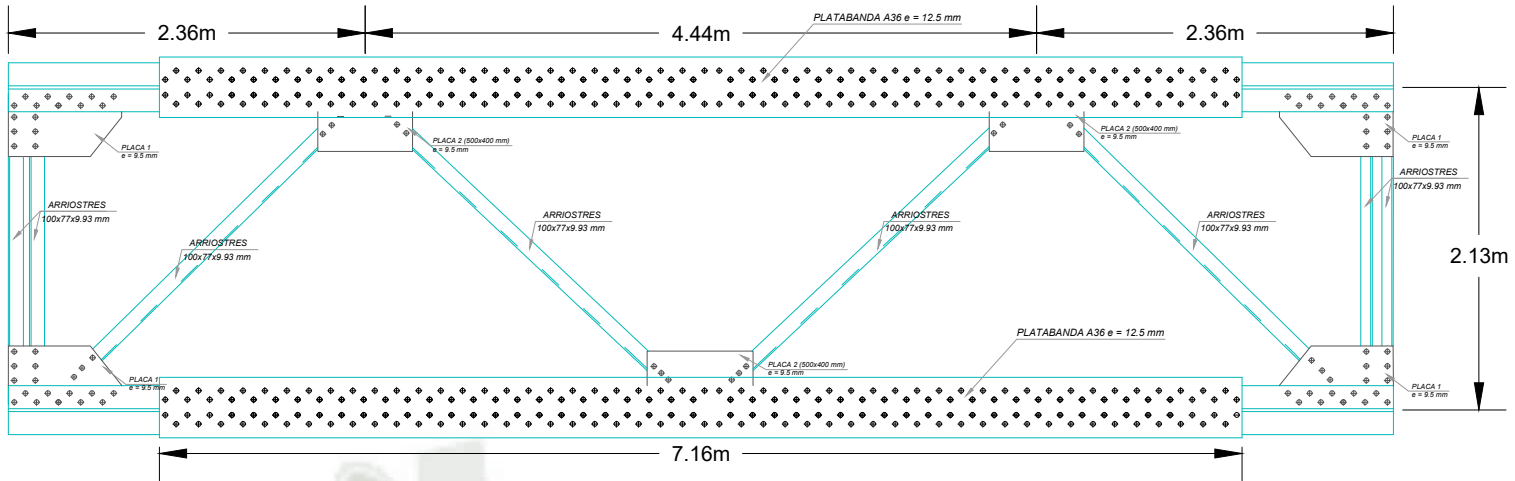
TESIS:

"Evaluación, análisis y propuesta de refuerzo del Puente Ferroviario Sumbay"

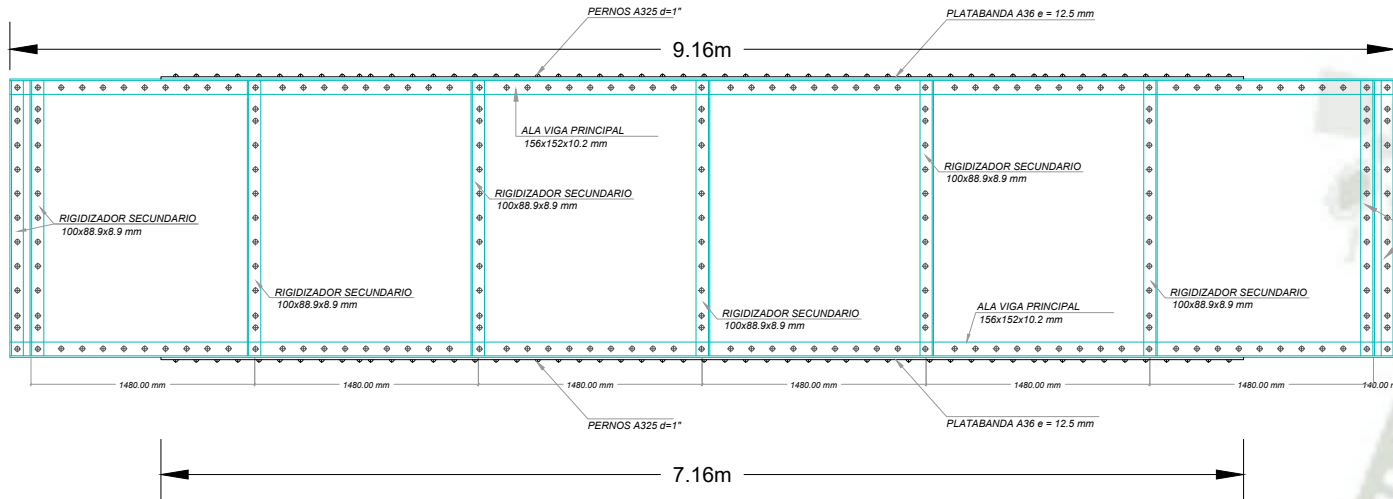
ESC:
INDICADA



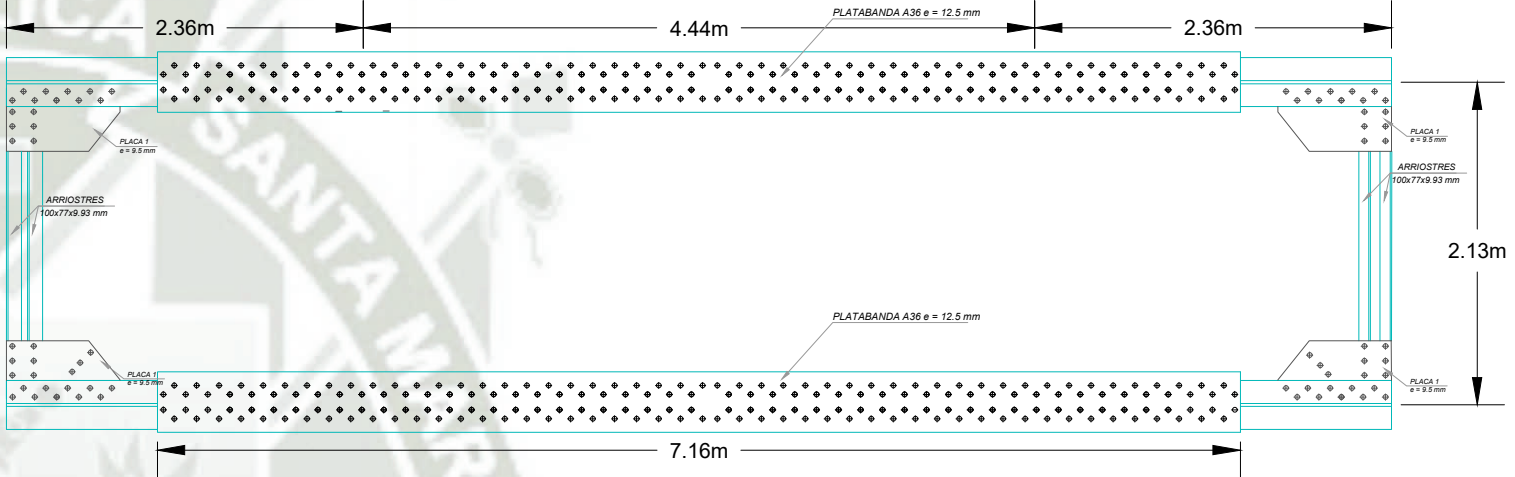
PLANTA TRAMO 3
 VÍA FÉRREA
 ESC: 1/50



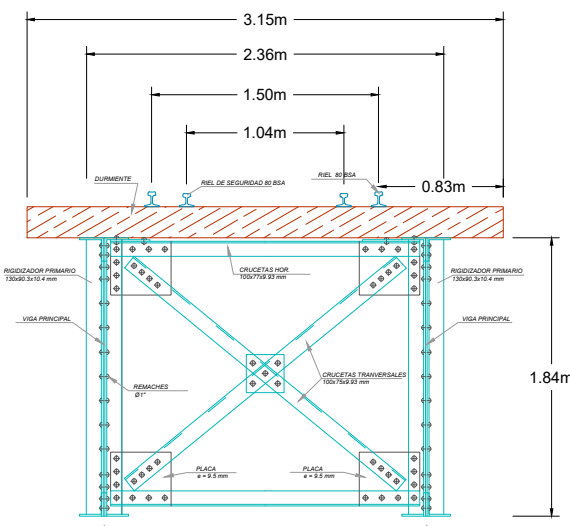
PLANTA TRAMO 3
 ESTRUCTURA SUPERIOR
 ESC: 1/50



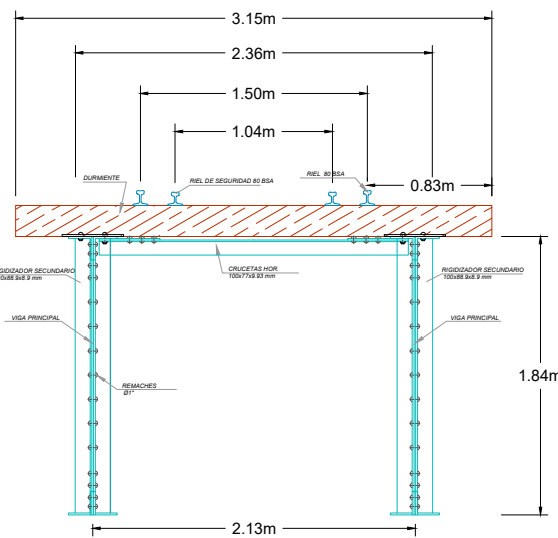
ELEVACIÓN TRAMO 3
 ESC: 1/50



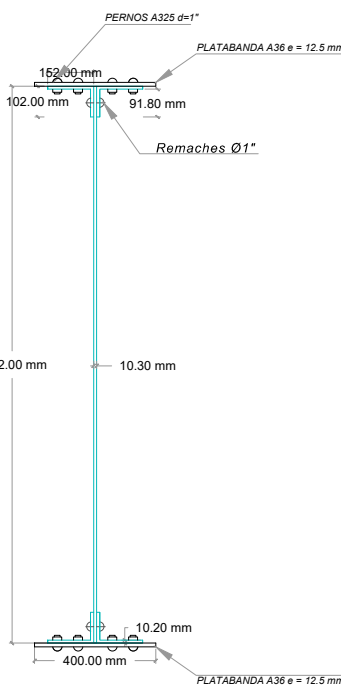
PLANTA TRAMO 3
 ESTRUCTURA INFERIOR
 ESC: 1/50



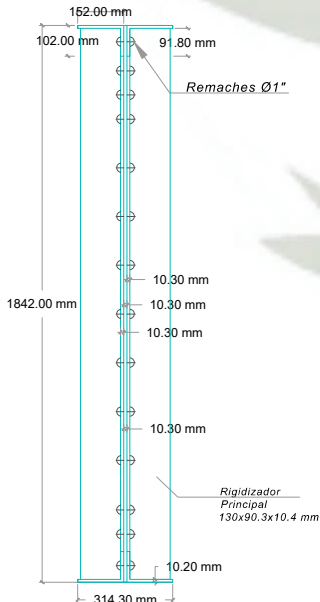
DIAFRAGMAS TRAMO 3
 ESC: 1/50



DIAFRAGMAS TRAMO 3
 ESC: 1/50

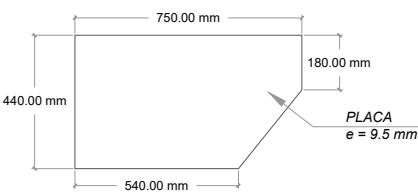


SECCIÓN TÍPICA VIGA
 TRAMO 3
 ESC: 1/25



SECCIÓN VIGA EN APOYOS
 TRAMO 3
 ESC: 1/25

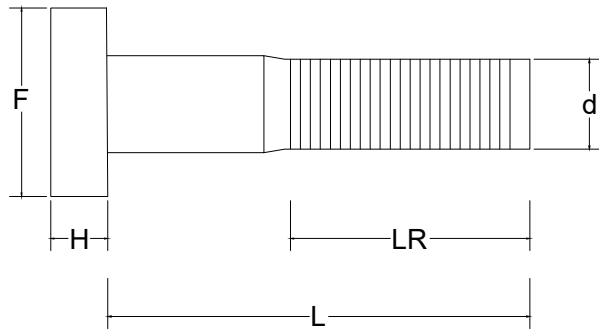
DETALLE PLACA DE CONEXIÓN
 PLACA 1



DETALLE
 CONEXIÓN REMACHADA EN CALIENTE



CONEXIÓN CON PERNOS



en mm

d	1/2 "	5/8 "	3/4 "	7/8 "	1 "
H min	7.67	9.60	11.56	13.49	15.01
F máx	22.23	26.97	31.75	36.53	41.28
LR min	25.40	31.75	35.05	38.10	44.45

ESPECIFICACIONES

ESTRUCTURAS PRINCIPALES:

MATERIAL: ACERO DULCE
 ESFUERZO DE FLUENCIA: 2,345.31 KG/CM2
 MÓDULO DE ELASTICIDAD: 1,427,577.05 KG/CM2

ELEMENTOS DE CONEXIÓN:

MATERIAL: ACERO DULCE
 TIPO DE CONEXIÓN: REMACHES DE ACERO
 ESTRUCTURAL A502 GRADO 1

CONEXIÓN DE ELEMENTOS DE REFUERZO:

MATERIAL: ACERO ASTM A36
 ESFUERZO DE FLUENCIA: 2,530 KG/CM2
 MÓDULO DE ELASTICIDAD: 2,039,000 KG/CM2
 TIPO DE CONEXIÓN: PERNOS ASTM A325 TIPO 3
 (DIÁMETRO INDICADO EN PLANO)

ESPECIFICACIONES

ESTRUCTURAS PRINCIPALES:

MATERIAL: ACERO DULCE

ESFUERZO DE FLUENCIA: 2,345.31 KG/CM2

MÓDULO DE ELASTICIDAD: 1,427,577.05 KG/CM2

ELEMENTOS DE CONEXIÓN:

MATERIAL: ACERO DULCE

TIPO DE CONEXIÓN: REMACHES DE ACERO

ESTRUCTURAL A502 GRADO 1

CONEXIÓN DE ELEMENTOS DE REFUERZO:

MATERIAL: ACERO ASTM A36

ESFUERZO DE FLUENCIA: 2,530 KG/CM2

MÓDULO DE ELASTICIDAD: 2,039,000 KG/CM2

TIPO DE CONEXIÓN: PERNOS ASTM A325 TIPO 3

(DIÁMETRO INDICADO EN PLANO)

SECCIONES A
REFORZAR

C4

PERNOS A325 d=1"

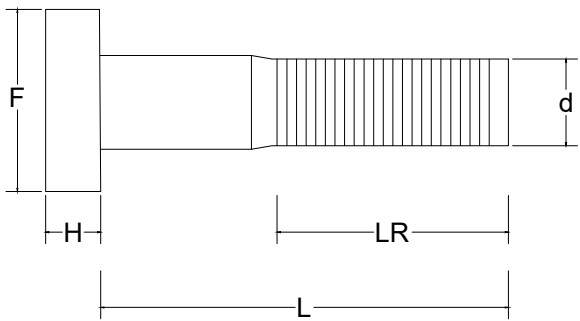
Sección existente
Sección propuesta para reforzar

C7

PERNOS A325 d=1"

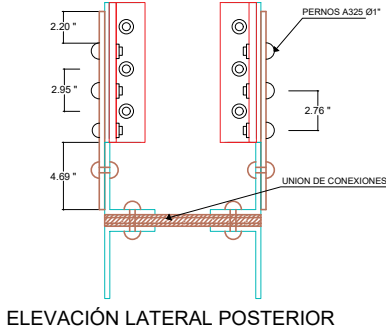
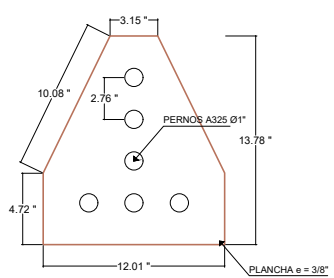
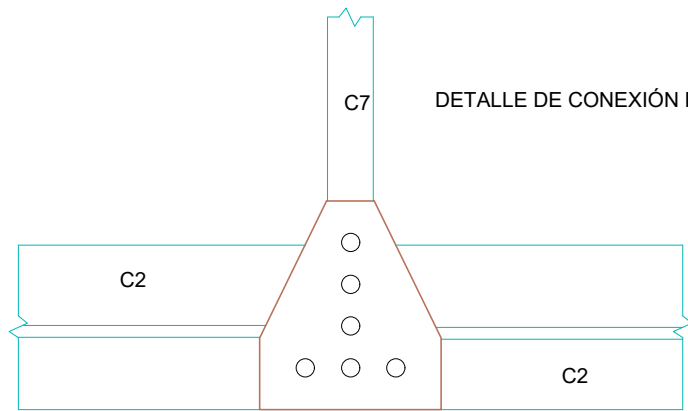
Sección existente
Sección propuesta para reforzar

CONEXIÓN CON PERNOS



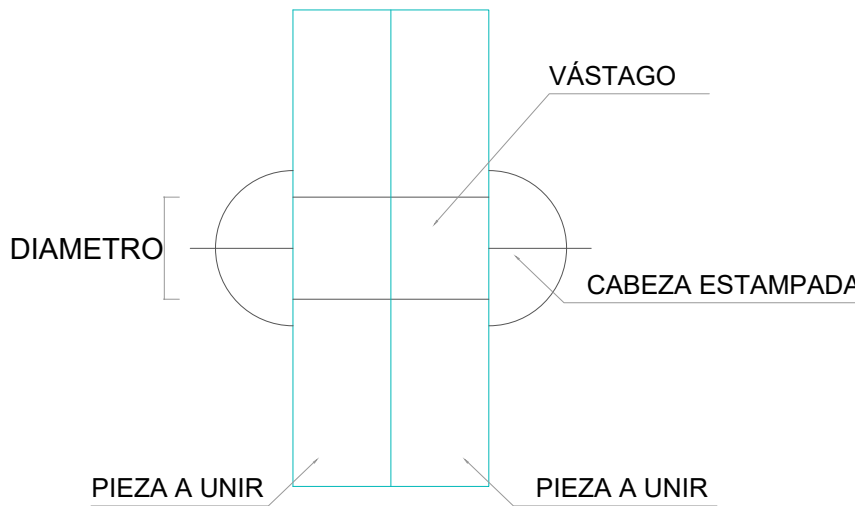
en mm	1/2 "	5/8 "	3/4 "	7/8 "	1 "
d	7.67	9.60	11.56	13.49	15.01
H min	22.23	26.97	31.75	36.53	41.28
F máx	25.40	31.75	35.05	38.10	44.45
LR min					

DETALLE DE CONEXIÓN ENTRE C7 Y C2 C/REFUERZO



ELEVACIÓN LATERAL POSTERIOR

DETALLE
CONEXIÓN REMACHADA EN CALIENTE



4. DIAGRAMAS DE FUERZAS, MOMENTOS Y ESFUERZOS PARA LA SUPERESTRUCTURA REFORZADA

4.1 MOMENTOS FLECTORES

4.1.1 COOPER E-80 – (ESTRUCTURA REFORZADA)

Gráfico 29: Diagrama de Momentos Flectores para Carga Viva Cooper E80 (estructura reforzada)

Gráfico 30: Envolverte de Momentos Flectores para Carga Viva Cooper E80 (estructura reforzada)

4.1.2 2 LOCOMOTORAS GT42 + 18 PLANOS – (ESTRUCTURA REFORZADA)

Gráfico 31: Diagrama de Momentos Flectores para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos (estructura reforzada)

Gráfico 32: Envolverte de Momentos Flectores para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos (estructura reforzada)

4.2 FUERZAS CORTANTES

4.2.1 COOPER E-80 – (ESTRUCTURA REFORZADA)

Gráfico 33: Diagrama de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E80 (estructura reforzada)

Gráfico 34: Envolverte de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E80 (estructura reforzada)

4.2.2 2 LOCOMOTORAS GT42 + 18 PLANOS – (ESTRUCTURA REFORZADA)

Gráfico 35: Diagrama de Fuerzas Cortantes para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos (estructura reforzada)

Gráfico 36: Envolverte de Fuerzas Cortantes para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos (estructura reforzada)

4.3. ESFUERZOS

4.3.1. COOPER E-80

4.3.1.1. POR MOMENTOS FLECTORES EN TENSION Y COMPRESIÓN

4.3.1.2. POR FUERZAS CORTANTES

Gráfico 37: Esfuerzos de Tensión para Carga Viva Cooper E80 (estructura reforzada)

Gráfico 38: Esfuerzos de Compresión para Carga Viva Cooper E80 (estructura reforzada)

Gráfico 39: Esfuerzos de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E80 (estructura reforzada)

4.3.2. 2 LOCOMOTORAS + 18 PLANOS

4.3.2.1. POR MOMENTOS FLECTORES EN TENSION Y COMPRESIÓN

4.3.2.2. POR FUERZAS CORTANTES

Gráfico 40: Esfuerzos de Tensión para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos (estructura reforzada)

Gráfico 41: Esfuerzos de Compresión para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos (estructura reforzada)

Gráfico 42: Esfuerzos de Fuerzas Cortantes para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos (estructura reforzada)

Gráfico 29: Diagrama de Momentos Flectores para Carga Viva Cooper E80 (estructura reforzada)

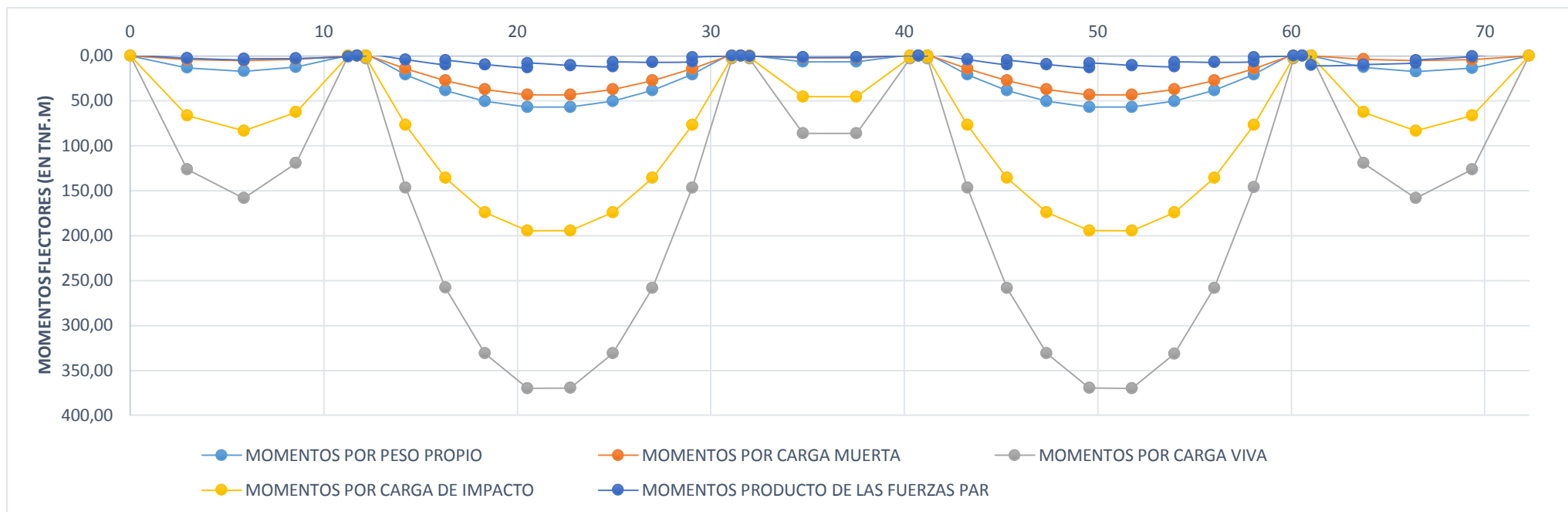


Gráfico 30: Envolve de Momentos Flectores para Carga Viva Cooper E80 (estructura reforzada)

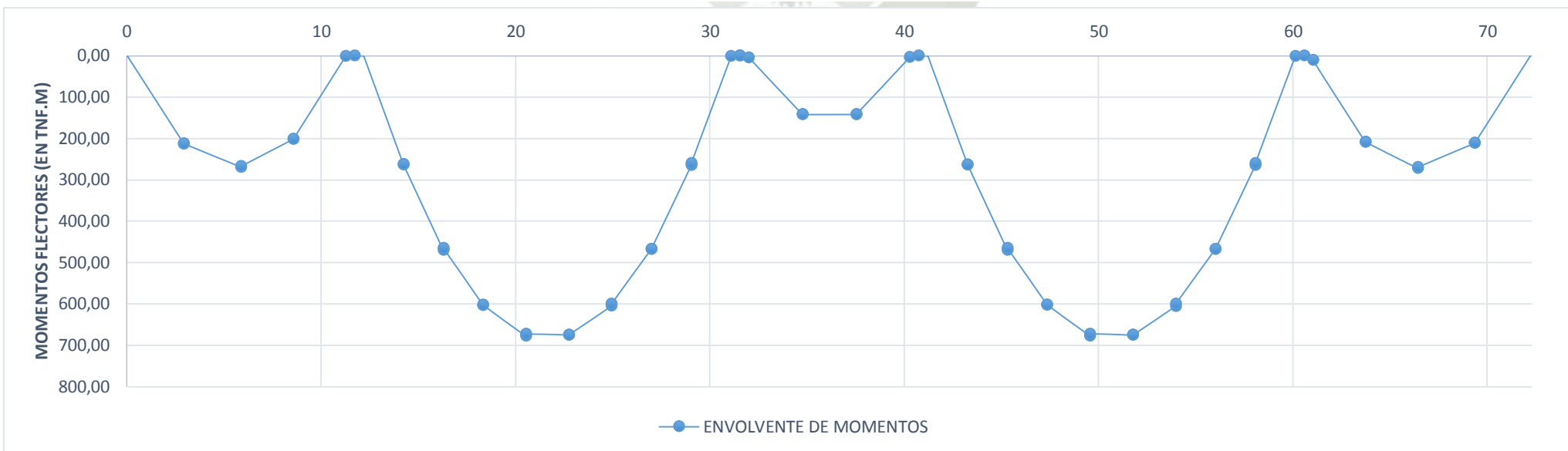


Gráfico 31: Diagrama de Momentos Flectores para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos (estructura reforzada)

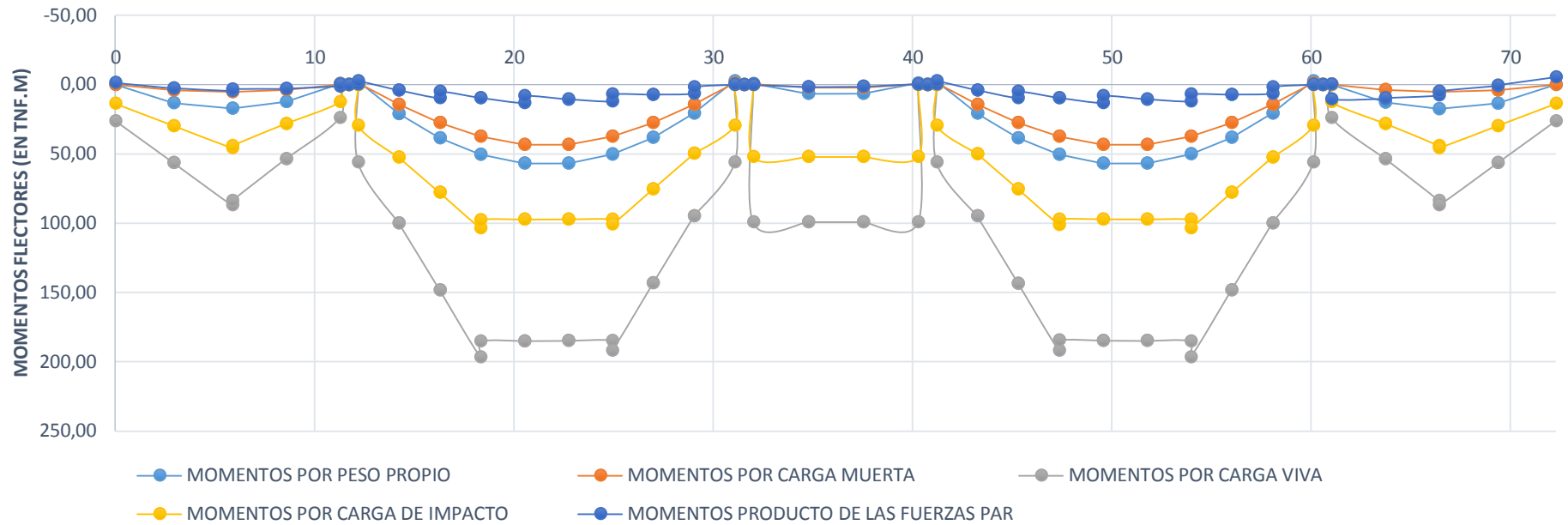


Gráfico 32: Envolve de Momentos Flectores para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos (estructura reforzada)

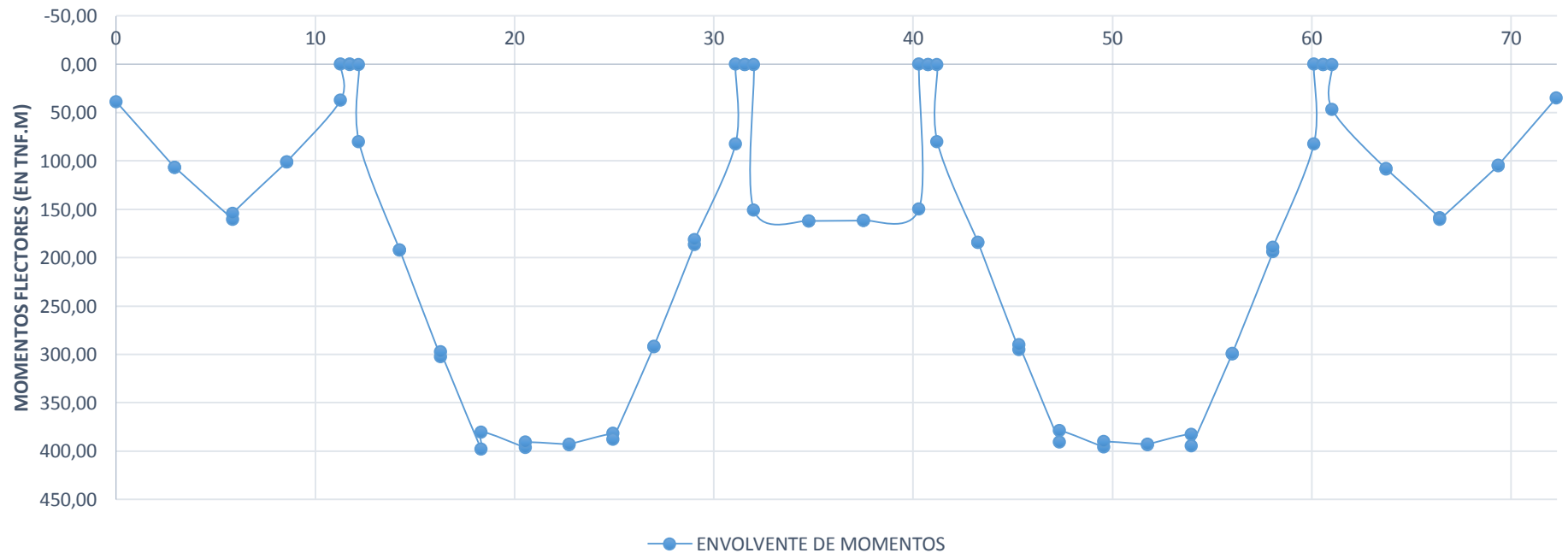


Gráfico 33: Diagrama de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E80 (estructura reforzada)

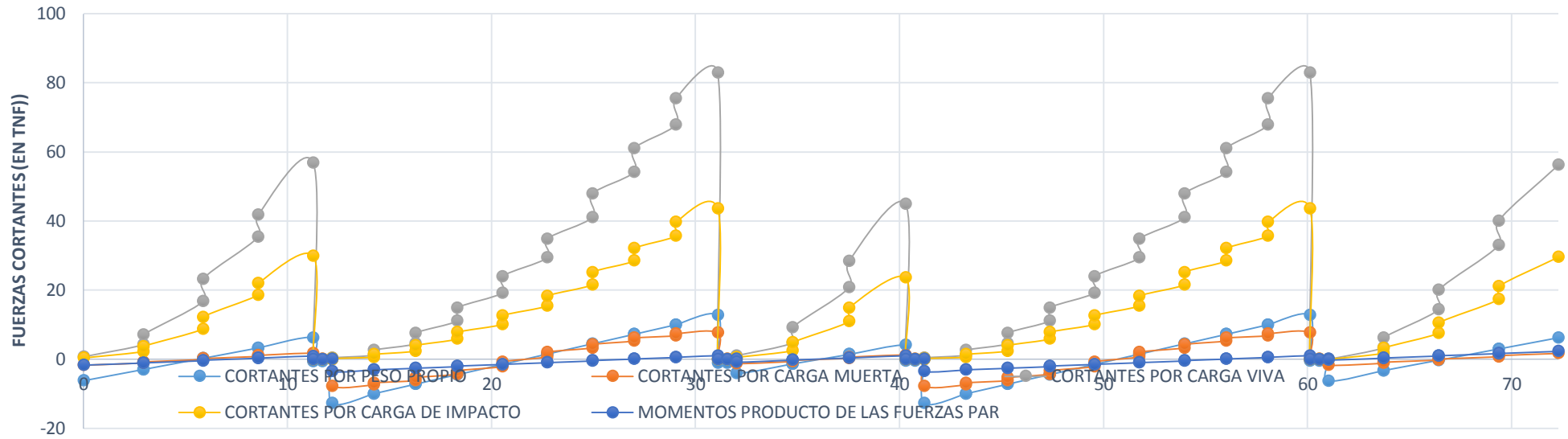


Gráfico 34: Envolverte de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E80 (estructura reforzada)

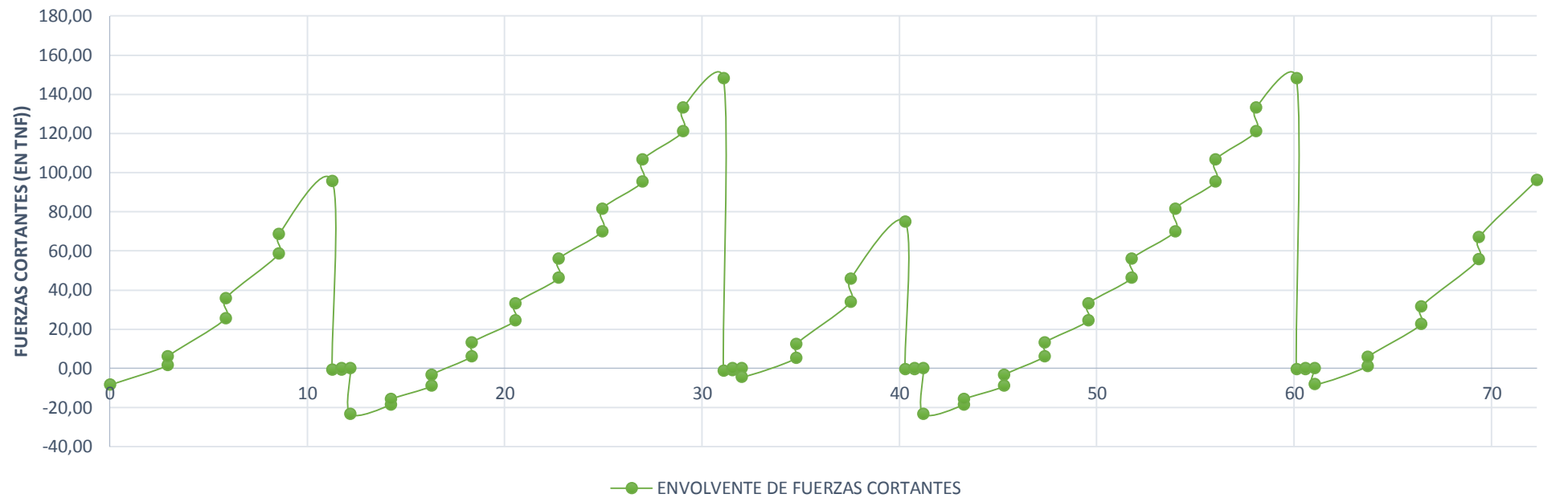


Gráfico 35: Diagrama de Fuerzas Cortantes para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos (estructura reforzada)

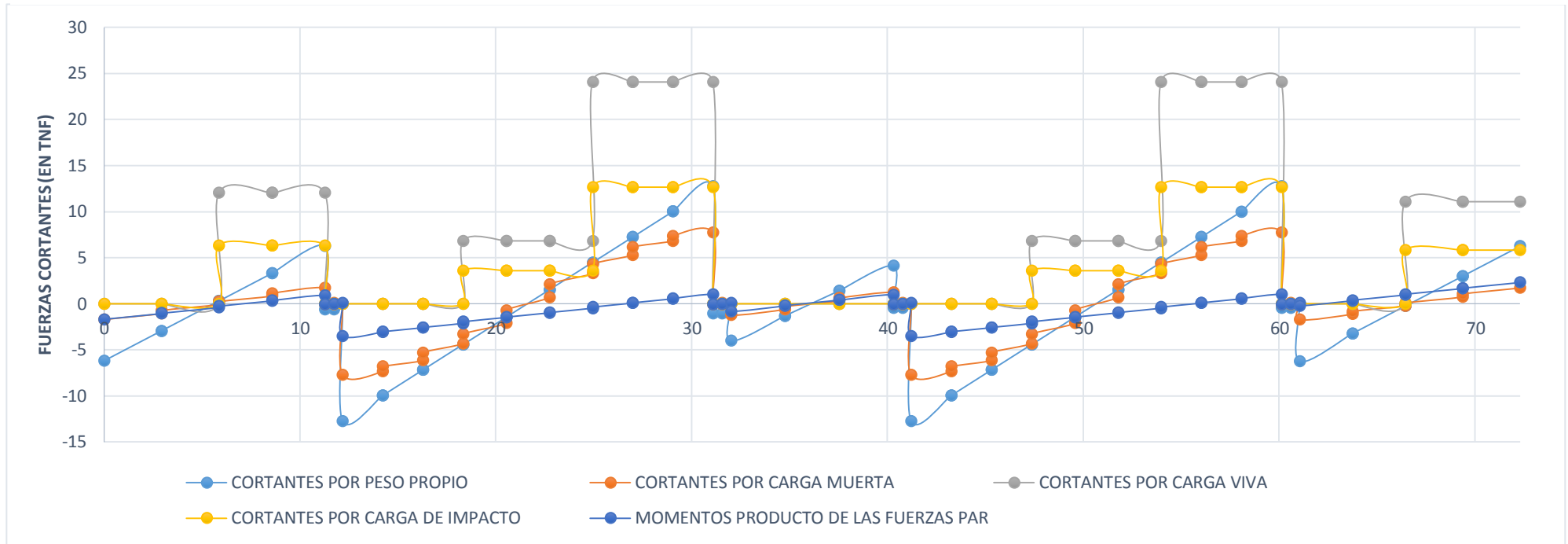


Gráfico 36: Envolverte de Fuerzas Cortantes para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos (estructura reforzada)

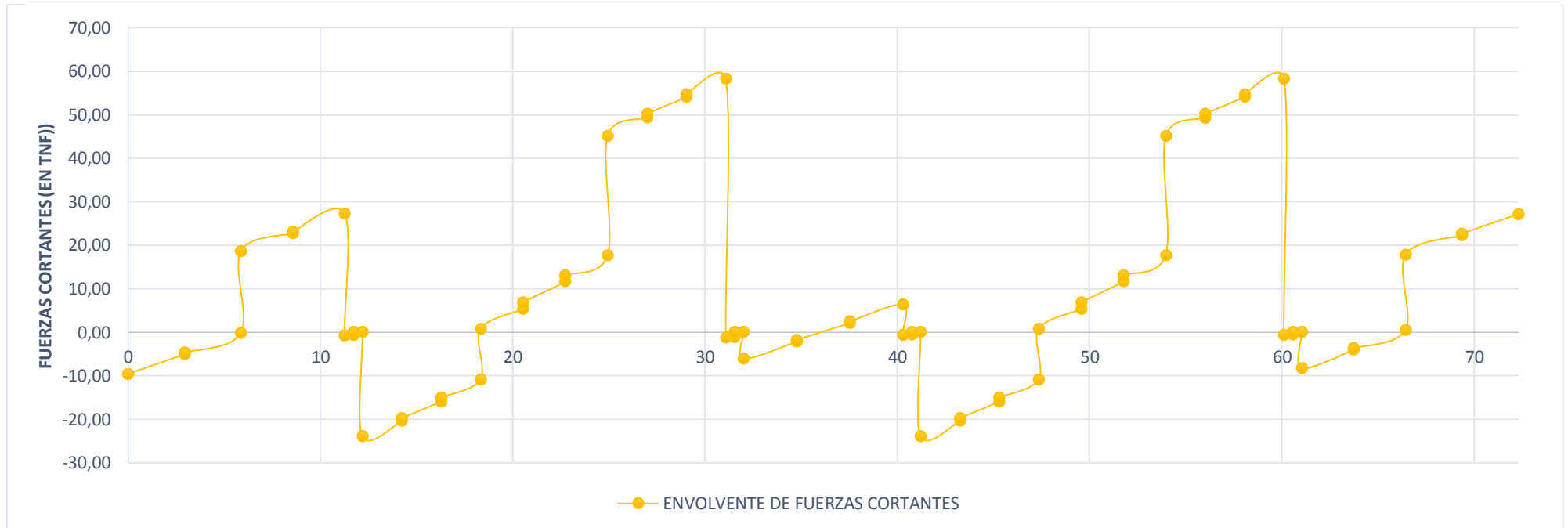


Gráfico 37: Esfuerzos de Tensión para Carga Viva Cooper E80 (estructura reforzada)

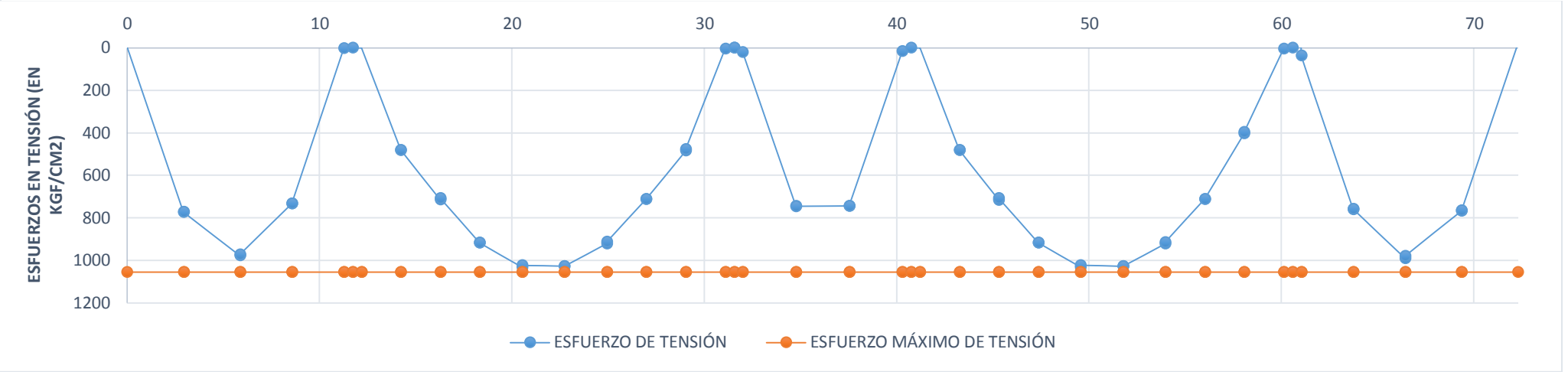


Gráfico 38: Esfuerzos de Compresión para Carga Viva Cooper E80 (estructura reforzada)

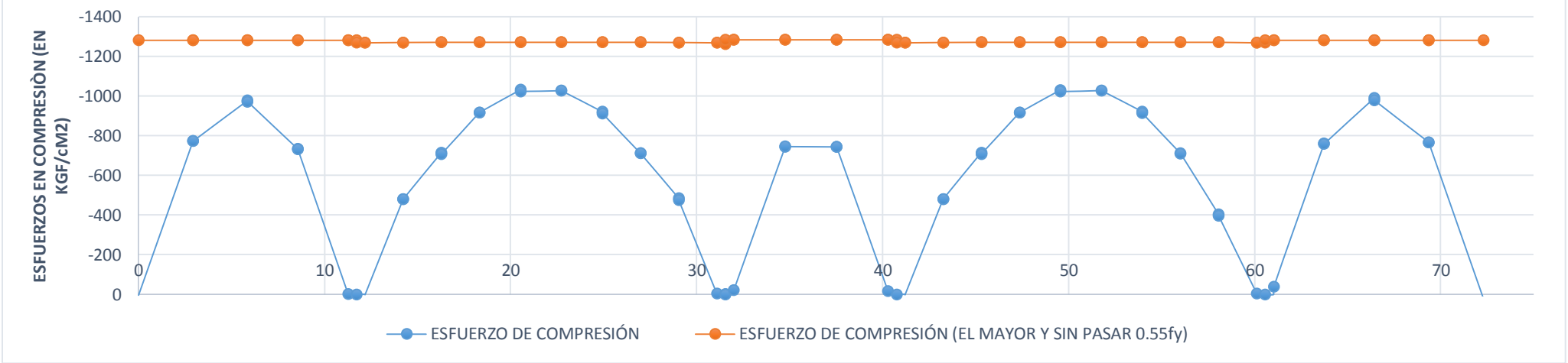


Gráfico 39: Esfuerzos de Fuerzas Cortantes para Carga Viva Cooper E80 (estructura reforzada)

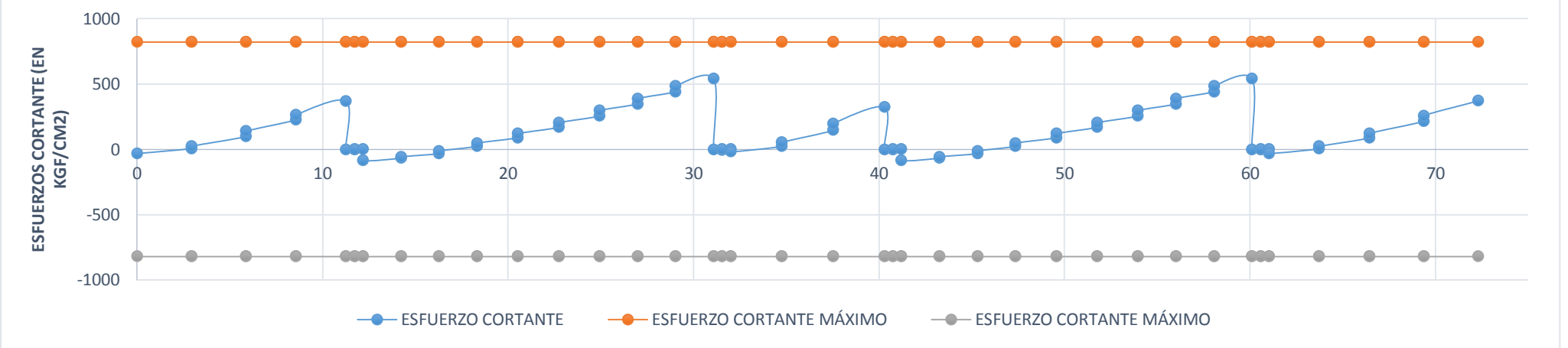


Gráfico 40: Esfuerzos de Tensión para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos (estructura reforzada)

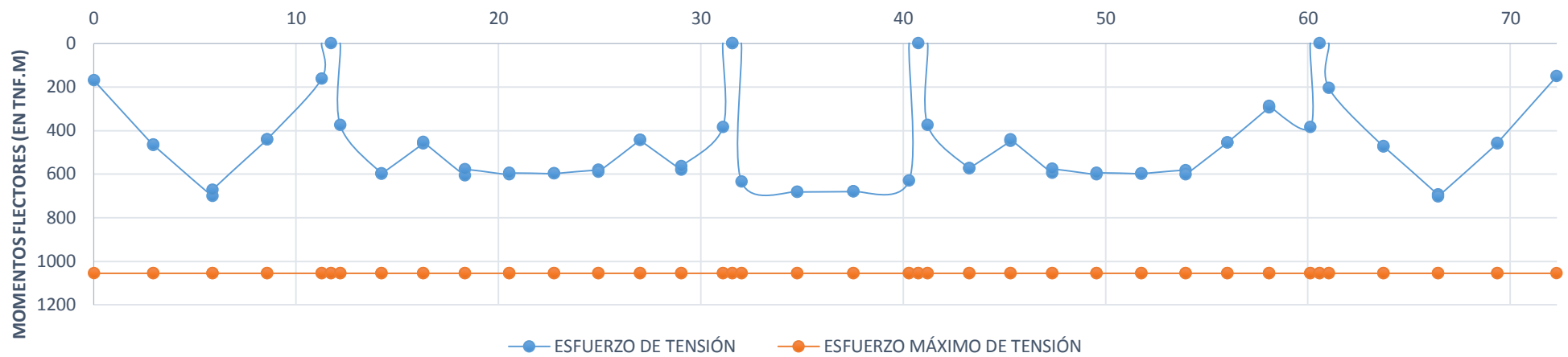


Gráfico 41: Esfuerzos de Compresión para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos (estructura reforzada)

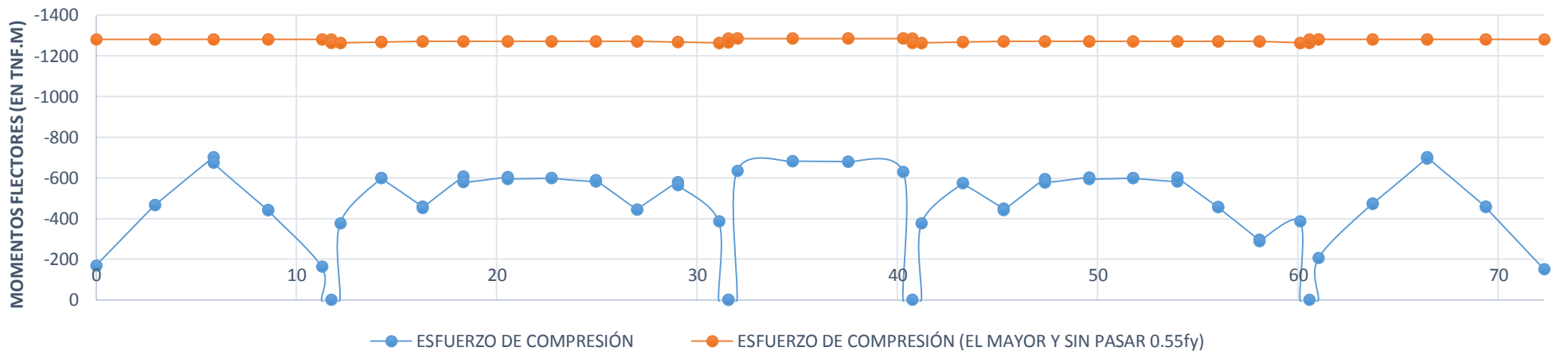


Gráfico 42: Esfuerzos de Fuerzas Cortantes para Tren: 2 Locomotoras GT42 + 18 planos (estructura reforzada)

