

GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS

INFORME ESTRUCTURAL

CONSULTORA: INMOBILIARIA JOALPA S.A.

CONTRATO No. No. S-CON-26-2022-X-0

OBJETO DEL CONTRATO:

**ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS PARA LA
REHABILITACION DE LA VIA CONEXIÓN E30 -
PEDRO VÉLEZ - CARLOS JULIO AROSEMENA,
UBICADA EN EL CANTÓN EL EMPALME DE LA
PROVINCIA DEL GUAYAS.**

GUAYAQUIL, NOVIEMBRE DEL 2022.

TABLA DE CONTENIDO

1.	ANTECEDENTES.....	11
2.	ALCANCE.....	11
3.	INSPECCIÓN Y RELEVAMIENTO DEL PUENTE JERMUD	11
3.1	Datos Generales.....	11
3.2	Breve descripción de la estructura.....	13
3.3	Relevamiento de Daños	15
3.3.1	Daños relacionados a fallas del suelo.....	15
3.3.2	Daños observados en elementos estructurales.....	16
3.3.3	Daños observados en elementos no estructurales.....	17
3.4	Resistencia del Hormigón del Puente Existente	18
3.5	Acero de Refuerzo del Puente Existente	18
4.	INFRAESTRUCTURA DEL PROYECTO.	19
5.	ANÁLISIS DEL REFORZAMIENTO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO JERMUD	19
5.1	Normas Aplicadas.....	19
5.2	Parámetros para el Análisis Estructural	19
5.2.1	Carriles de Diseño	20
5.2.2	Carga Muerta.....	20
5.2.3	Carga Viva	20
5.2.4	Fuerzas de Frenado (BR)	23
5.2.5	Carga Sísmica	23
5.2.6	Combinación de Cargas.....	25
5.2.7	Factor de Multipresencia.....	26
5.2.8	Evaluación de Deflexiones.....	26
5.2.9	Alturas Mínimas de Vigas.....	27

5.2.10	Diseño de Estribos.....	27
5.3	Características geométricas del puente existente.....	31
5.4	Análisis y diseño estructural de losa de tablero.	32
5.4.1	Determinación del Espesor.	32
5.4.2	Diseño Estructural.....	32
5.5	Análisis y diseño estructural de viga de tablero tramo simplemente apoyado $l=15$ m.....	34
5.6	Análisis y diseño estructural de vigas del tramo continuo $L=30$ m.	42
5.7	Análisis de subestructura.....	50
5.7.1	Reporte del Modelo en CSI bridge	51
5.7.2	Factor de modificación de respuesta	57
5.7.3	Diagrama de Interacción de la Columna 80x60.....	59
5.7.4	Rehabilitación	60
6.	ANÁLISIS ALTERNATIVA 2: PUENTE NUEVO SOBRE EL RÍO JERMUD	
	64	
6.1	Tipología Estructural de los Puentes.	64
6.2	Normas Aplicadas.....	65
6.3	Parámetros para el Análisis Estructural	65
6.3.1	Carriles de Diseño.	65
6.3.2	Carga Muerta.....	65
6.3.3	Carga Viva	66
6.3.4	Fuerzas de Frenado (BR)	69
6.3.5	Carga Sísmica	69
6.3.6	Combinación de Cargas.....	70
6.3.7	Factor de Multipresencia.....	71
6.3.8	Evaluación de Deflexiones.....	71

6.3.9	Alturas Mínimas de Vigas.....	72
6.4	Diseño Estructural	72
6.4.1	Diseño de Vigas.....	72
6.4.2	Diseño de Estribos.....	74
6.5	Configuración estructural del puente nuevo sobre rio Jermud	78
6.6	Análisis y diseño estructural de losa de tablero.	79
6.6.1	Determinación del Espesor.	79
6.6.2	Fuerzas Internas en la Losa.....	80
6.6.3	Diseño de la Losa	85
6.7	Análisis y diseño de barrera	89
6.8	Análisis y diseño de volado de losa	94
6.9	Diseño de diafragma	97
6.10	Análisis y diseño estructural de vigas de tablero.	98
6.11	Conectores de Cortante.....	111
6.12	Análisis y diseño de estribo de Puente Jermud	113
7.	ANÁLISIS DEL PUENTE SOBRE EL RÍO PEDRO VELEZ.....	124
7.1	Características geométricas del puente Pedro Velez.....	124
7.2	Análisis y diseño estructural de losa de tablero	125
7.2.1	Determinación del Espesor.	125
7.2.2	Fuerzas Internas en la Losa.....	126
7.2.3	Carga Muerta Recubrimientos e Instalaciones (DW)	127
7.2.4	Diseño de la Losa	130
7.3	Análisis y diseño de barrera	135
7.4	Análisis y diseño de volado de losa	139
7.5	Análisis y diseño de diafragma	142
7.6	Análisis y diseño estructural de vigas de tablero	147

7.6.1	Altura Mínima.....	147
7.6.2	Factor de Distribución.....	148
7.6.3	Fuerzas Internas en la Viga	151
7.6.4	Diseño de viga	154
7.6.5	Revisión de estado límite de transferencia.....	166
7.7	Diseño de neopreno	168
7.8	Análisis y Diseño de Estribo de Puente Pedro Vélez.....	173
7.9	Diseño de Muro de protección.....	184
8.	CONCLUSIONES	184
9.	BIBLIOGRAFIA.....	185
10.	ANEXOS.....	185

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Pesos Específicos de los Materiales	20
Tabla 2. Valores incremento por efectos dinámicos (IM), (AASHTO LRFD 2017).	23
Tabla 3. Factores y Combinación de Cargas, AASHTO LRFD 2017.	26
Tabla 4. Factor de Multipresencia, AASHTO LRFD 2017.....	26
Tabla 5. Relación altura vs longitud de la viga, AASHTO LRFD 2017.....	27
Tabla 6. Factores de reducción de resistencia, AASHTO LRFD 2017.....	28
Tabla 7. Altura Equivalente a Sobrecarga Viva, AASHTO LRFD 2017.....	31
Tabla 8. Factores de distribución para carga viva: Momento en Vigas Interiores, AASHTO LRFD 2017.....	33
Tabla 9. Factores de distribución para carga viva: Momento en Vigas Exteriores, AASHTO LRFD 2017.....	33
Tabla 10. Factores de distribución para carga viva: Cortante en Vigas Interiores, AASHTO LRFD 2017.....	33
Tabla 11. Factores de distribución para carga viva: Cortante en Vigas Exteriores, AASHTO LRFD 2017.....	34
Tabla 12. Altura mínima para vigas.....	34
Tabla 13. Factor de distribución según tipo de viga	35
Tabla 14. Factor de distribución para momento	35
Tabla 15. Factor de distribución de corte	37
Tabla 16. Altura mínima recomendada para viga tramo continuo.....	42
Tabla 17. Factor de distribución para viga tramo continuo	42
Tabla 18. Factor de distribución de corte- Viga tramo continuo.....	45
Tabla 19. Pesos Específicos de los Materiales.	66
Tabla 20. Valores incremento por efectos dinámicos (IM), (AASHTO LRFD 2017).	68

Tabla 21. Factores y Combinación de Cargas, AASHTO LRFD 2017.....	71
Tabla 22. Factor de Multipresencia, AASHTO LRFD 2017.....	71
Tabla 23. Relación altura vs longitud de la viga, AASHTO LRFD 2017.....	72
Tabla 24. Factores de distribución para carga viva: Momento en Vigas Interiores, AASHTO LRFD 2017.....	73
Tabla 25. Factores de distribución para carga viva: Momento en Vigas Exteriores, AASHTO LRFD 2017.....	73
Tabla 26. Factores de distribución para carga viva: Cortante en Vigas Interiores, AASHTO LRFD 2017.....	73
Tabla 27. Factores de distribución para carga viva: Cortante en Vigas Exteriores, AASHTO LRFD 2017.....	74
Tabla 28. Factores de reducción de resistencia, AASHTO LRFD 2017.....	75
Tabla 29. Altura Equivalente a Sobrecarga Viva, AASHTO LRFD 2017.....	78
Tabla 30. Propiedades Geométricas de la sección.	101

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Ubicación del puente Río Jermud	12
Ilustración 2: Vista longitudinal del puente sobre el río Jermud.....	12
Ilustración 3. Fotografías del puente sobre el río Jermud	13
Ilustración 4. Geometría de los elementos del puente sobre el Río Jermud	15
Ilustración 5. Fotografía de la cimentación de la Pila en la abscisa 1+121.70...	16
Ilustración 6. Segregación en viga cabezal y columna de pila de puente.....	16
Ilustración 7. Viga de 0.85 m presenta evidencias de hollín y grout de reparación.	17
Ilustración 8. Estado de la viga y pila en la abscisa 1+121.70	17
Ilustración 9. Segregación en las barandas del puente.....	18
Ilustración 10: Camión de Diseño (AASHTO LRFD 2017)	21
Ilustración 11: Curvas de Peligro Sísmico para la Ciudad de Guayaquil (Figura 25, NEC15).....	24
Ilustración 12: Espectro Tipo D y $Z=0,50$ (1000 años)	25
Ilustración 13: Espectro Tipo D y $Z=0,65$ (2500 años)	25
Ilustración 14: Sección Transversal del Tablero del Puente	31
Ilustración 15. Propiedad Geométricas de la Viga $h=1.05$	36
Ilustración 16. Diagrama de Demanda de Momentos para la Viga $h=1.05$ m ...	40
Ilustración 17. Diagrama de Demanda de Cortantes para la viga $h=1.05$ m	40
Ilustración 18. Propiedad Geométricas de la Viga $h=2.0$ m	43
Ilustración 19. Demanda de momentos por carga muerta de la viga $h=2.0$ m. .	46
Ilustración 20. Demanda de cortantes por carga muerta de la viga $h=2.0$ m	46
Ilustración 21. Diagrama de momentos por carga sobrepuesta de la viga $h=2.0$ m.	47

Ilustración 22. Diagrama de cortantes por carga sobreimpuesta de la viga $h=2.0$ m.	47
Ilustración 23. Diagrama de momentos por carga viva de la viga $h=2.0$ m.	48
Ilustración 24. Diagrama de cortantes por carga viva de la viga $h=2.0$ m.	48
Ilustración 25. Geometría de la viga compuesta en el programa de cálculo.	49
Ilustración 26. Modificadores de rigidez por sección agrietada de la viga de hormigón	49
Ilustración 27. Diagrama de Momento, cortante y deflexiones de la viga.....	50
Ilustración 28. Geometría de Pila típica del puente.....	51
Ilustración 29. Modelo tridimensional 3d.....	51
Ilustración 30. Modo de Vibración 1 $t=0.97$ seg.	52
Ilustración 31. Modo de vibración 2 $t=0.36$ seg.....	52
Ilustración 32. Modo de vibración transversal $t=0.19$ seg.	53
Ilustración 33. Ingreso de espectro en el programa.	53
Ilustración 34. Ingreso de Caso de Carga.....	54
Ilustración 35. Ingreso de Caso de carga vehicular.....	54
Ilustración 36. Ingreso de Camión HL-93.....	55
Ilustración 37. Carga de asfalto	55
Ilustración 38. Carga de barreras.	56
Ilustración 39. Ingreso de sección transversal.	56
Ilustración 40. Geometría del Puente.....	57
Ilustración 41. Momento en el sentido Longitudinal.	58
Ilustración 42. Cortante en el sentido Longitudinal.....	58
Ilustración 43. Diagrama de Fuerza Axial.	59
Ilustración 44. Diagrama de Interacción para una cuantía 1.64%.	59

Ilustración 45. Diagrama de Interacción para una cuantía 2.04%.	60
Ilustración 46. Columna pila de las abscisas 1+137.70 armado existente	60
Ilustración 47. Demanda de la columna pila abscisa 1+137.70	61
Ilustración 48. Columna pila reforzada con ángulos doblados de 150x150x5mm	61
Ilustración 49. Diagrama de interacción de la columna pila reforzada	62
Ilustración 50. Columna reforzada	63
Ilustración 51: Tabla de tipología de puente vs longitudes óptimas (Innovative Bridge Design Handbook, Martin 2016)	64
Ilustración 52: Camión de Diseño (AASHTO LRFD 2017)	67
Ilustración 53: Curvas de Peligro Sísmico para la Ciudad de Guayaquil (Figura 25, NEC15).....	70
Ilustración 54: Separación Transversal de Vigas Metálicas.	79
Ilustración 55. Esquema de diagonales.	97
Ilustración 56. Esquema de Vigas de Acero.....	101
Ilustración 57. Ingreso del Camión HL-93.....	104
Ilustración 58. Diagrama de Momentos por carga viva.	104
Ilustración 59. Diagrama de Cortante por Carga Viva.....	109
Ilustración 60: Separación Transversal de Vigas Presforzadas.....	124

1. ANTECEDENTES

El Gobierno Provincial del Guayas, conociendo la importancia de la comunicación y el desarrollo de los diferentes cantones y ciudades, considera de suma importancia la rehabilitación del sistema de vialidad e interconexiones entre poblados y comunidades. De esta manera, se brinda un impulso notable al mejoramiento de las vías para atender el crecimiento productivo y económico de la región. Al mismo tiempo se contribuye al mejoramiento del nivel de vida de los habitantes del sector en lo social y económico

Por lo considerado anteriormente, la mencionada institución realizó la contratación de la consultoría para las “ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS PARA LA REHABILITACIÓN DE LA VÍA CONEXIÓN E30 - PEDRO VELEZ – CARLOS JULIO AROSEMENA, UBICADA EN EL CANTÓN EL EMPALME DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS”. Como parte de estos estudios y diseños, el presente documento presenta los hallazgos encontrados en el puente existente sobre el río JERMUD, su condición actual y también se considera el análisis y diseño estructural de la rehabilitación sea esta el reforzamiento del puente o la implementación de un puente nuevo. Se considera el análisis y diseño estructural del puente nuevo sobre el Río Pedro Vélez.

2. ALCANCE

Durante los trabajos de topografía, se realizó un levantamiento completo de la información existente, el cual fue analizado y procesado para elaborar con la debida calidad, la línea de base del trabajo a realizarse para el diseño definitivo de los puentes.

Este estudio consistió en la ejecución de todos los análisis, investigaciones, levantamientos de información de campo y trabajos de gabinete, necesarios y suficientes para la elaboración técnica de los estudios y diseños definitivos, de conformidad con las normas nacionales e internacionales que rigen para este tipo de obras.

Para el Puente sobre el río Jermud al tratarse de un puente existente, se realizaron los análisis y prediseño del reforzamiento y prediseño de la alternativa de un puente nuevo, con los resultados de los prediseño se evaluó a nivel de factibilidad económica la mejor alternativa, para posterior realizar el diseño definitivo.

3. INSPECCIÓN Y RELEVAMIENTO DEL PUENTE JERMUD

3.1 Datos Generales

El puente tiene una longitud de 45 m y está ubicado entre las abscisas 1+107.70 y 1+152.70 del tramo de la vía que conecta a Pedro Vélez. El centro de la

intersección tiene aproximadamente las siguientes coordenadas UTM. Este: 638112.382 y Norte: 9885446.938

En las siguientes figuras (Ilustración 1 a Ilustración 3) se puede observar la implantación del puente, la topografía de los alrededores y la condición de la estructura.

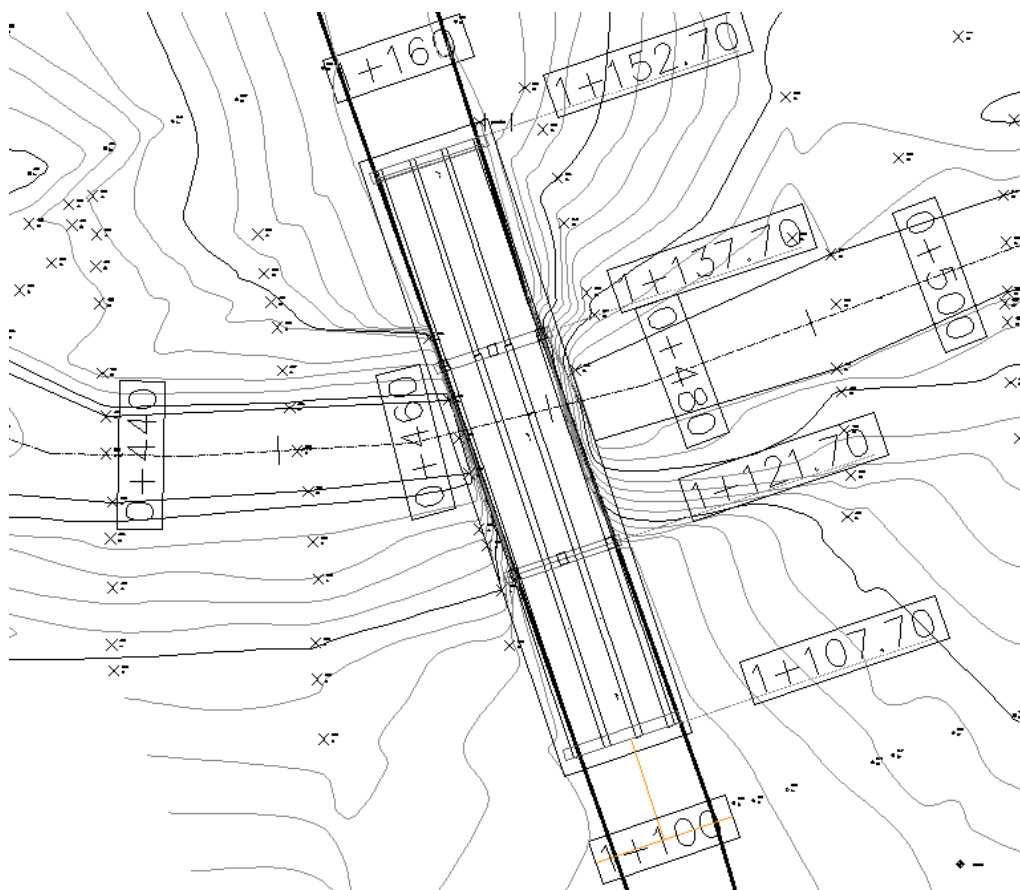


Ilustración 1: Ubicación del puente Río Jermud

Así mismo, la cota rasante del puente se encuentra a 54.23 msnm.

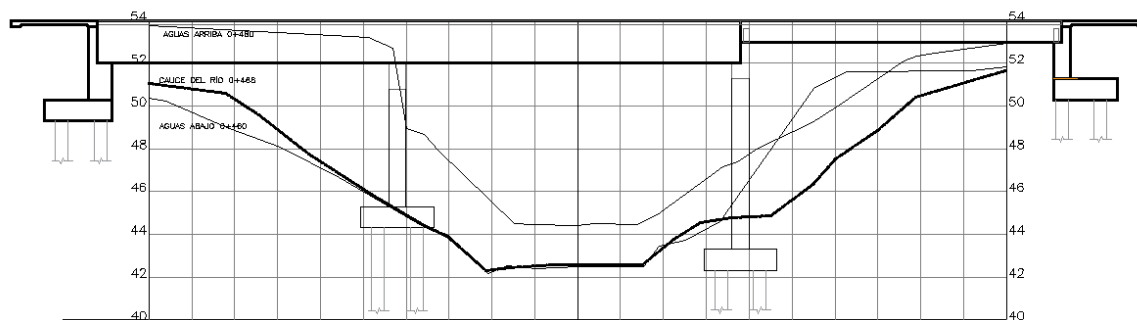


Ilustración 2: Vista longitudinal del puente sobre el río Jermud.



a) Vista desde estribo izquierdo

b) Vista desde estribo derecho

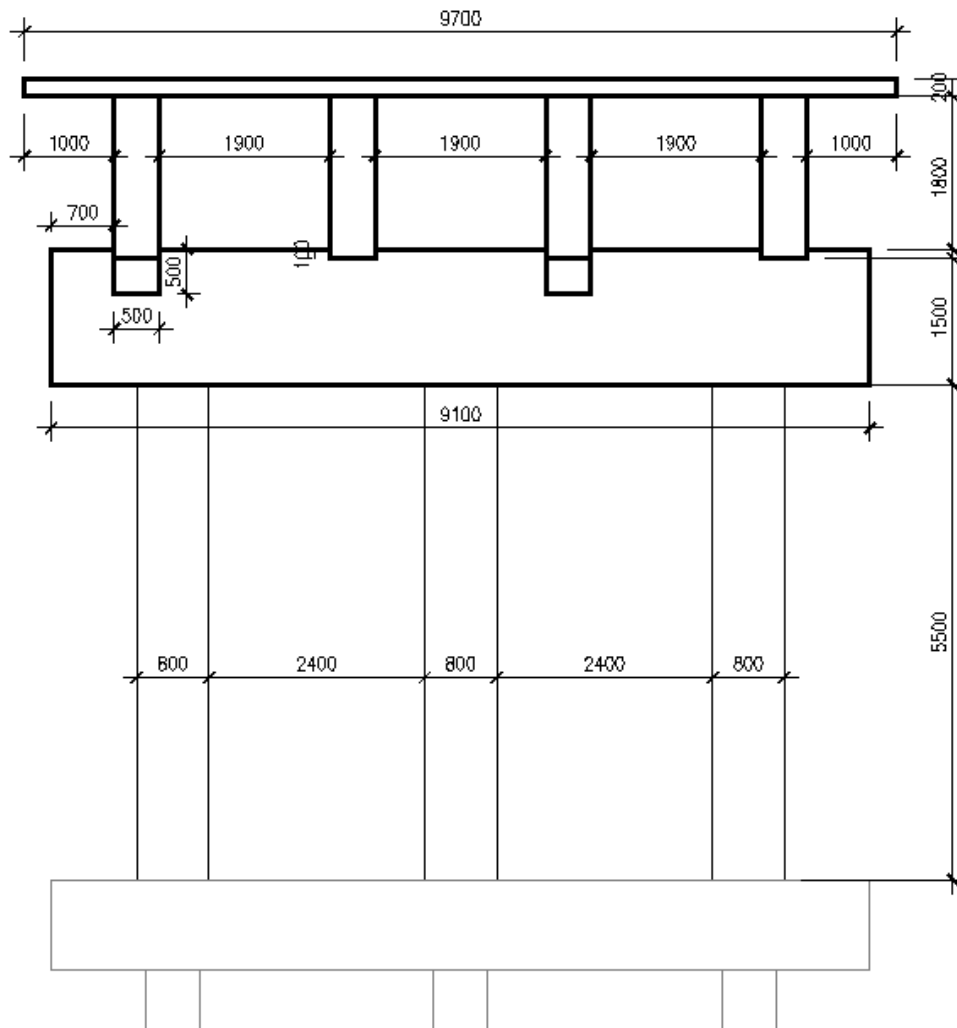
Ilustración 3. Fotografías del puente sobre el río Jermud

3.2 Breve descripción de la estructura

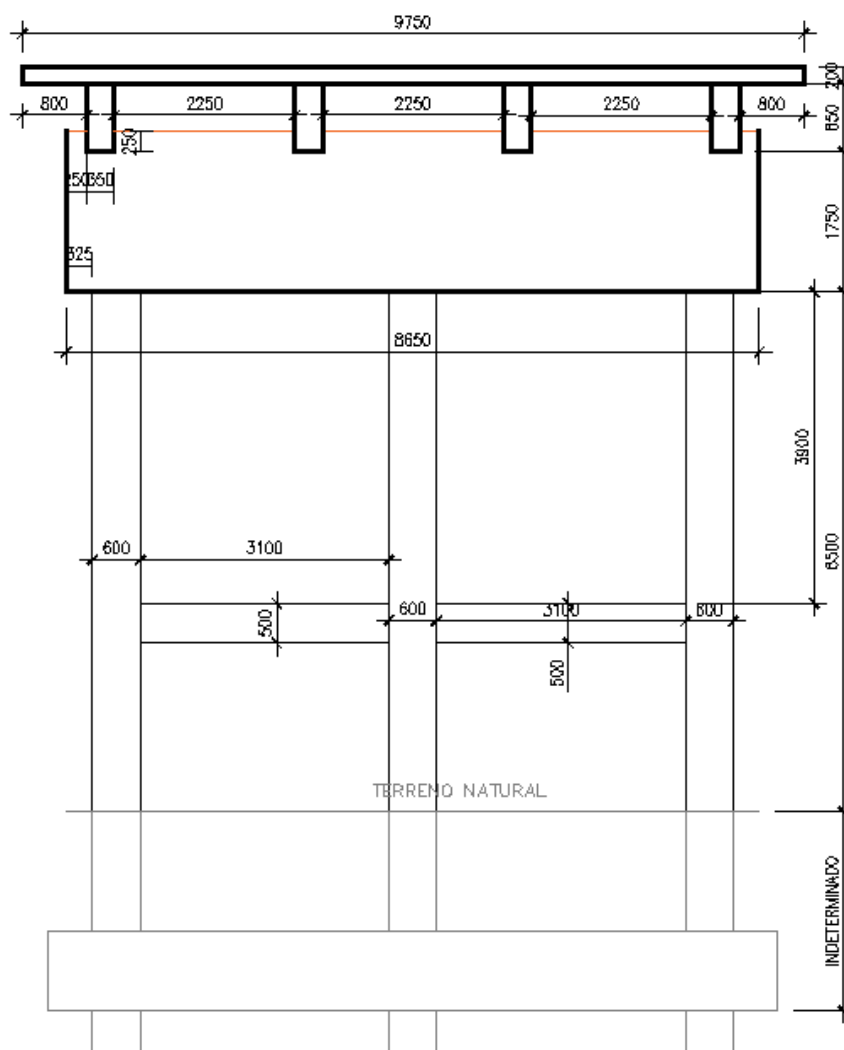
La estructura del puente está conformada por dos estribos y dos vigas cabezales las cuales son soportadas por 3 columnas-pilas cada una.

Se puede diferenciar claramente dos tramos, el primer tramo de 30 m, está compuesto por cuatro vigas longitudinales de 1.80 m de peralte, mientras que el segundo tramo, de 15 m de longitud, está conformado por cuatro vigas de 0.85 m.

Las medidas de las vigas cabezales y de las pilas que las soportan también varían, en el siguiente croquis se puede apreciar detalladamente la geometría de los elementos.



a) Pila en la abscisa 1+121.70



b) Pila en la abscisa 1+137.7

Ilustración 4. Geometría de los elementos del puente sobre el Río Jermud

3.3 Relevamiento de Daños

En esta sección se describe las patologías encontradas en el puente existente. El Anexo A del presente documento registra el informe fotográfico con mayor detalle.

3.3.1 Daños relacionados a fallas del suelo

Se pudo observar que cerca de las orillas del río existe socavación, esto ha provocado que la cimentación de las pilas que soportan la viga cabezal en el margen izquierdo esté casi descubierta (ver Ilustración 5).



Ilustración 5. Fotografía de la cimentación de la Pila en la abscisa 1+121.70

3.3.2 Daños observados en elementos estructurales

Se observó segregación en la zona central de la viga cabezal en la abscisa 1+137.7. Además, una de las pilas que la soporta también presenta segregación en la parte superior (ver Ilustración 6).



Ilustración 6. Segregación en viga cabezal y columna de pila de puente.

Además, se evidencia que la viga de 0.85 m ha tenido una reparación en años anteriores, debido a la presencia de hollín (posiblemente para liberar el pedazo

a trabajar de los nidos de avispas), y grout de reparación en los laterales y parte inferior de la viga (ver Ilustración 7).



Ilustración 7. Viga de 0.85 m presenta evidencias de hollín y grout de reparación.

No se evidenciaron daños en los elementos del tramo 1+121.70 a 1+137.70 correspondiente a la pila y viga de 1.80 m de altura.



Ilustración 8. Estado de la viga y pila en la abscisa 1+121.70

3.3.3 Daños observados en elementos no estructurales

Las barandas del puente presentan segregación en algunas zonas y no se evidenciaron daños por impacto (ver Ilustración 9).



Ilustración 9. Segregación en las barandas del puente.

3.4 Resistencia del Hormigón del Puente Existente

Se realizaron extracciones de núcleos de hormigón a la viga cabezal, columna pila, estribo, viga y losa del puente sobre el río Jermud.

En el anexo B se presenta el resultado del ensayo de resistencia del hormigón realizado a las muestras tomadas el 24 de junio a los elementos del puente existente.

RESISTENCIA		OBSERVACIONES
KG/CM2	%	ELEMENTO

328,21	93,77	Cabezal Pila #2
339,35	96,96	Losa
321,08	91,74	Estribo #2
348,32	99,52	Viga
325,98	93,14	Pila #2

3.5 Acero de Refuerzo del Puente Existente

De igual manera se realizó un trabajo de campo para descubrir el acero de refuerzo de los elementos principales de la superestructura del puente.

Debido a las condiciones del terreno, no fue posible investigar la subestructura, por lo que se recomienda que el contratista de la obra, ingrese con maquinaria pesada y descubra la cimentación y realice los ajustes necesarios a los planos de la rehabilitación.

En el Anexo C se presenta las fotografías de la armadura encontrada en los elementos del puente sobre el río Jermud.

4. INFRAESTRUCTURA DEL PROYECTO.

Con la finalidad que el proyecto permita el desarrollo adecuado de las actividades de la zona, según los estándares de calidad establecidos, se ha decidido mejorar las condiciones actuales de la estructura del puente. Para lograr el propósito se analizó dos alternativas.

- Reforzamiento del Puente
- Puente nuevo de 35 m

5. ANÁLISIS DEL REFORZAMIENTO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO JERMUD

5.1 Normas Aplicadas.

En el presente estudio se utilizarán las siguientes normas para el análisis y diseño de las estructuras:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC-15).
- Especificaciones para Diseño de Puentes (AASHTO LRFD 2017)
- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19)
- The manual for bridge Evaluation. (2018)

En términos generales el análisis estructural y diseño de las estructuras de puentes y ductos cajón del proyecto se las realizará siguiendo las especificaciones del AASHTO LRFD 2017.

La norma NEC-15 será utilizada para requisitos específicos del territorio (Ecuador), sobre todo en la determinación de la demanda sísmica de la zona.

El ACI318-19 se utilizará para el diseño de los elementos de hormigón tales como losas, vigas, diafragmas, estribos, pilas, zapatas, etc.

5.2 Parámetros para el Análisis Estructural

En esta sección se describirá, de manera general, los criterios de análisis estructural de puentes que se utilizaron en este estudio para el diseño de las estructuras del proyecto.

5.2.1 Carriles de Diseño

El carril de tráfico es el número de carriles con vehículos, para transitar a través del puente, proyectados por el ingeniero vial. Carril de diseño, en cambio, es el número de carriles a los cuales se les asignará una carga viva o vehicular para el diseño estructural del puente.

De acuerdo con la sección 3.6.1.1.1 del AASHTO el ancho del carril de diseño es 3,65 m y el número de carriles se obtiene tomando el número entero de la división del ancho libre del puente entre barreras, barandas o parterres para el ancho del carril de diseño.

5.2.2 Carga Muerta

Se considera carga muerta como todas aquellas carga o pesos que son permanentes en magnitud y posición durante la vida útil de la estructura. Esta carga corresponde al peso de elementos estructurales, pavimentos, superficies de revestimiento, bordillos, instalaciones, barreras, barandas, etc.

De acuerdo con el AASTHO, estas cargas se dividen en elementos estructurales y estructuras adjuntas (DC), pavimentos, superficies de revestimiento e instalaciones (DW) y pesos y presiones verticales de materiales de relleno (EV). El peso de estos elementos puede ser calculado por medio de sus geometrías y pesos específicos. A continuación, se presentan los pesos específicos de los materiales comúnmente utilizados en estructuras de puentes:

Tabla 1. Pesos Específicos de los Materiales

MATERIAL	PESO ESPECIFICO (kg/m ³)
Hormigón	2.400
Acero	7.850
Asfalto	2.000
Relleno (suelo)	1.500 – 1.900

5.2.3 Carga Viva

Se considera carga viva aquellas cargas de uso de la estructura. Estas cargas tienen la característica que sufren variaciones de magnitud y posición a lo largo de la vida útil de la estructura.

El AASHTO define como carga viva a la carga vehicular (LL), y la carga de peatones (PL).

Existen otras cargas que se derivan a la carga vehicular como: la fuerza de frenado (BR), la fuerza centrífuga (CE), la fuerza de colisión (CT), y los efectos dinámicos de la carga vehicular (IM).

Carga Vehicular

De acuerdo con la sección 3.6.1.1.2 del AASHTO 2017 la carga vehicular se la denomina como HL-93 y consiste en una combinación de:

- Camino de Diseño o Tandem de Diseño, y
- Carga de Carril de Diseño.

Camión de Diseño

Las cargas correspondientes al Camión de Diseño se muestran en la siguiente gráfica:

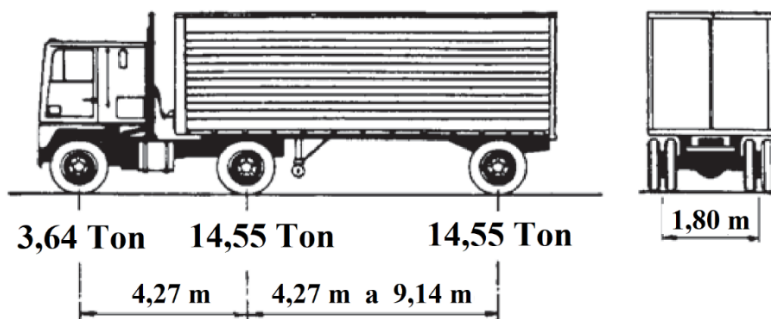


Ilustración 10: Camión de Diseño (AASHTO LRFD 2017)

La imagen, proveniente el AASHTO 2017, ha sido modificada para mostrar unidades MKS.

Tandem de Diseño

El Tandem de Diseño consiste en un par de ejes de 11,36 Ton separadas 1,20m. La separación transversal de las ruedas es de 1,80m.

Carga de Carril de Diseño

La Carga de Carril de Diseño consiste en una carga de 0,954 Ton/m uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga de carril debe ser considerada distribuida en los 3,00 m del carril de diseño.

Aplicación Longitudinal de la Carga Vehicular

Cada carril de diseño debe estar ocupado por una de las siguientes combinaciones de carga (sección 3.6.1.3.1 del AASHTO 2017):

- Carga de Tandem de Diseño combinado con una carga de Carril de Diseño.
- Carga de Camión de Diseño combinado con una carga de Carril de Diseño.
- 90% del efecto de 2 Camiones de Diseño espaciados 15,24 m combinado con el 90% de la Carga de Carril de Diseño. (Para momento negativo en el apoyo de estructuras continuas o reacciones de apoyos interiores)

Aplicación Transversal de la Carga Vehicular

Cada carril de diseño deberá posicionarse para producir los efectos más extremos de las fuerzas.

El camión de diseño o el Tandem de Diseño deberá ser posicionado de tal forma que el centro de cada rueda no esté más cerca de las siguientes condiciones:

- Para el diseño de los volados del tablero, a 30cm de la carga del parterre, vereda.
- Para el diseño de cualquier otro componente, a 60cm del borde del carril de diseño.

Efectos Dinámicos (IM)

De acuerdo con la sección 3.6.2 del AASHTO 2017, a los efectos estáticos del Camión de Diseño o Tandem de Diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas, se deberá considerar un incremento debido a los efectos dinámicos de la carga.

El factor aplicado a las cargas estáticas deberá ser igual a $(1+IM/100)$. Los valores de IM están dados por la Tabla 3.6.2.1-1 del AASHTO 2017:

Tabla 2. Valores incremento por efectos dinámicos (IM), (AASHTO LRFD 2017).

Component	IM
Deck Joints—All Limit States	75%
All Other Components:	
• Fatigue and Fracture Limit State	15%
• All Other Limit States	33%

5.2.4 Fuerzas de Frenado (BR)

Las fuerzas de frenado deberán ser consideradas como la mayor de las siguientes:

- 25% del peso de los ejes del Camión de diseño o Tandem de Diseño.
- 5 % del Camión de Diseño más Carga de Carril de Diseño o 5% del Camión de Diseño más Carga de Carril de Diseño.

Las fuerzas de frenado deberán ser aplicadas en todos los carriles de diseño en la dirección del tráfico. Estas cargas deberán ser aplicadas horizontalmente a una distancia de 1,80m sobre la superficie del puente. Los factores de multipresencia deberán ser aplicados.

5.2.5 Carga Sísmica

La determinación de la demanda sísmica se especifica en la sección 9.2.2 del capítulo “Peligro Sísmico” de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15). Sin embargo, esta sección indica que, para estructuras de puentes, se deberá seguir los niveles de amenaza sísmica y niveles de desempeño especificados en el AASHTO LRFD.

De acuerdo con la sección 3.10. del AASHTO 2017 los puentes deben ser diseñados para que tengan baja probabilidad de colapso, pero con posible daño significativo e interrupción del servicio para sismos con 7% de excedencia en 75 años (periodo de retorno de 1000 años).

Los espectros de diseño especificados en la NEC-15 corresponden a un periodo de retorno de 475 años; en consecuencia, se deben usar curvas de Peligro Sísmico para estimar la demanda correspondiente a un periodo de retorno de 1000 años. Se consideró la curva de peligro sísmico de la ciudad de Guayaquil (Figura 25 de la NEC-15) para estimar la relación entre la demanda sísmica para 1000 años y la demanda sísmica para 475 años.

$$\frac{Z_{1000}}{Z_{475}} = \frac{0,50}{0,40} = 1,25$$

$$\frac{Z_{2500}}{Z_{475}} = \frac{0,65}{0,40} = 1,625$$

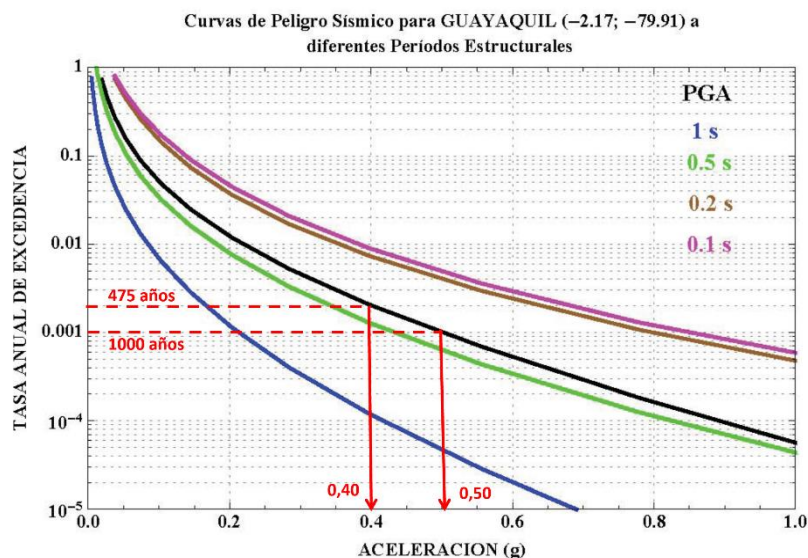


Ilustración 11: Curvas de Peligro Sísmico para la Ciudad de Guayaquil
(Figura 25, NEC15)

Usando un factor de amplificación de demanda de 1,25, se calculó el espectro de diseño (ver Ilustración 12) como se explica en la sección 3.1.1 de la NEC-15, considerando los siguientes parámetros:

Z=0,50 (ver sección 10.2 NEC-15)

Tipo de Suelo D (según informe Geotécnico)

Fa, Fv y Fd (según Tabla 03 al 05, NEC-15)

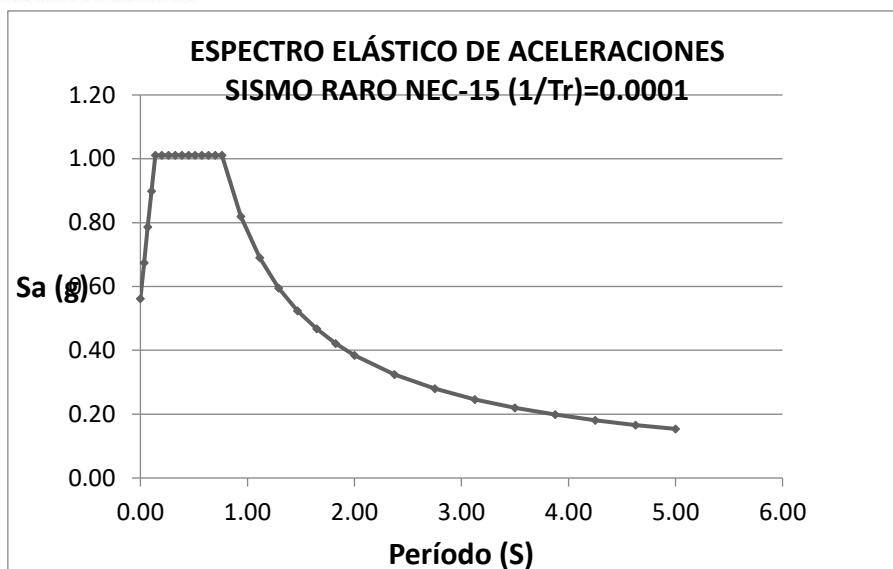


Ilustración 12: Espectro Tipo D y $Z=0,50$ (1000 años)

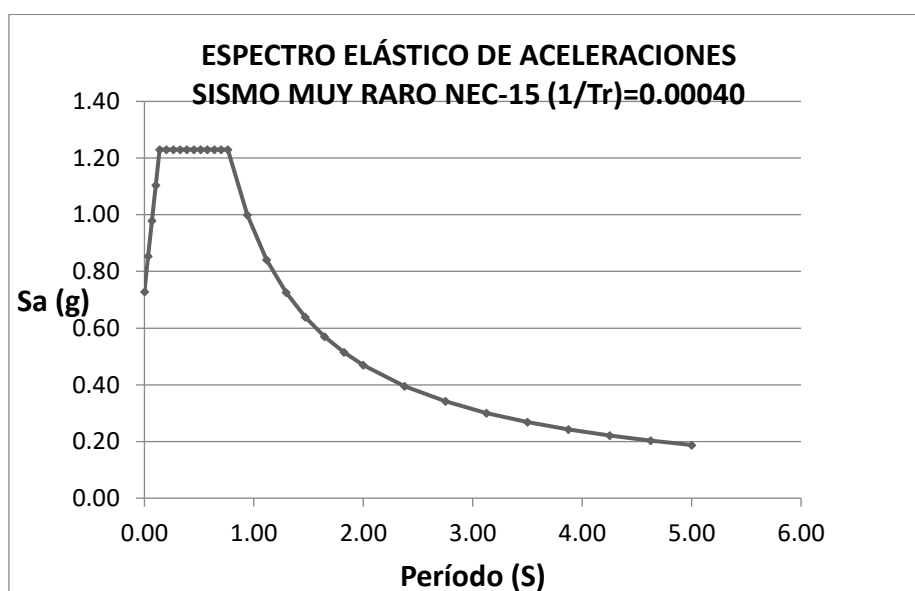


Ilustración 13: Espectro Tipo D y $Z=0,65$ (2500 años)

5.2.6 Combinación de Cargas.

Las cargas consideradas en la estructura deberán ser combinadas de acuerdo con la sección 3.4.1. del AASHTO LRFD 2017. A continuación, se muestra la tabla de factores mayoración y combinación de cargas según el AASHTO:

Tabla 3. Factores y Combinación de Cargas, AASHTO LRFD 2017.

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	γ_{LL}	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

5.2.7 Factor de Multipresencia.

El factor de multipresencia tiene como objetivo tomar en cuenta, para efectos del diseño estructural, la probabilidad de ocurrencia simultánea de la carga viva en todos los carriles del puente.

La sección 3.6.1.1.2. del AASHTO LRFD 2017 presenta los criterios para la determinación del factor de multipresencia. A continuación, se presenta la tabla recomendada por el AASHTO LRFD 2017 para la determinación de este factor:

Tabla 4. Factor de Multipresencia, AASHTO LRFD 2017.

Number of Loaded Lanes	Multiple Presence Factors, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

5.2.8 Evaluación de Deflexiones.

Las deflexiones de la estructura deberán ser revisadas de acuerdo con la sección 3.4.1. del AASHTO LRFD 2017. Los criterios de evaluación de deflexiones se indican en la sección 2.5.2.6.2 del AASHTO LRFD 2017.

5.2.9 Alturas Mínimas de Vigas.

Se deberá revisar la altura mínima de las vigas de acuerdo con la sección 2.5.2.6.3 del AASTHO LRFD 2017. La siguiente grafica muestra las alturas mínimas según el AASTHO (las dimensiones están en pulgadas):

Tabla 5. Relación altura vs longitud de la viga, AASHTO LRFD 2017.

Superstructure		Minimum Depth (Including Deck)	
		When variable depth members are used, values may be adjusted to account for changes in relative stiffness of positive and negative moment sections	
Material	Type	Simple Spans	Continuous Spans
Reinforced Concrete	Slabs with main reinforcement parallel to traffic	$\frac{1.2(S+10)}{30}$	$\frac{S+10}{30} \geq 0.54 \text{ ft.}$
	T-beams	$0.070L$	$0.065L$
	Box Beams	$0.060L$	$0.055L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.035L$	$0.033L$
Prestressed Concrete	Slabs	$0.030L \geq 6.5 \text{ in.}$	$0.027L \geq 6.5 \text{ in.}$
	CIP Box Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Precast I-beams	$0.045L$	$0.040L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.033L$	$0.030L$
	Adjacent Box Beams	$0.030L$	$0.025L$
Steel	Overall Depth of Composite I-beam	$0.040L$	$0.032L$
	Depth of I-beam Portion of Composite I-beam	$0.033L$	$0.027L$
	Trusses	$0.100L$	$0.100L$

5.2.10 Diseño de Estribos.

El diseño de los estribos debe cumplir con las especificaciones de los Capítulos 10 y 11 del AASTHO LRFD 2017. El criterio de diseño está basado en resistencia: “Resistencia mayor a la Demanda”

$$\phi P_n \geq P_u$$

ϕ = factor de reducción de resistencia

P_n = resistencia nominal

P_u = demanda o carga última

Las cargas últimas se obtienen considerando los factores de mayoración de carga de la sección 3.4.1. del AASHTO LRFD 2017 (ver sección 5.3.7 de este informe).

Los factores de reducción de resistencia se obtienen de la Tabla 10.5.5.2.2-1 de AASHTO. Para el estado de carga de evento extremo I se utilizó un factor de resistencia igual a 1,0.

Tabla 6. Factores de reducción de resistencia, AASHTO LRFD 2017.

Method/Soil/Condition		Resistance Factor
Bearing Resistance	ϕ_b	Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in clay
		0.50
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using <i>CPT</i>
		0.50
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using <i>SPT</i>
		0.45
Sliding	ϕ_c	Semi-empirical methods (Meyerhof, 1957), all soils
		0.45
		Footings on rock
		0.45
		Plate Load Test
		0.55
	ϕ_{ep}	Precast concrete placed on sand
		0.90
		Cast-in-Place Concrete on sand
	ϕ_c	0.80
		Cast-in-Place or precast Concrete on Clay
		0.85
	ϕ_{ep}	Soil on soil
		0.90
	ϕ_{ep}	Passive earth pressure component of sliding resistance
		0.50

Se deben considerar los estados límites de estabilidad (deslizamiento y volteo), y capacidad portante.

La capacidad portante en estructuras con cimentación superficial se la define mediante el esfuerzo admisible máximo y el esfuerzo admisible último, correspondientes al estado límite de Resistencia y Evento Extremo, respectivamente.

La capacidad portante en estructuras con cimentación superficial se la define mediante la carga admisible y la carga ultima de los pilotes, correspondientes al estado límite de Resistencia y Evento Extremo, respectivamente.

Las fuerzas consideradas en el diseño de los estribos fueron las siguientes:

a.) Empuje lateral del suelo activo (P_a).

Considera el empuje que el relleno ejerce en el plano horizontal. Se calcula por medio de la presión lateral de tierra especificado en la sección 3.11.5.1 del AASTHO LRFD 2017.

$$p = k_a \gamma_s z$$

k_a = coeficiente de presión activa (3.11.5.3-1)

γ_s = peso específico del suelo

z = profundidad del suelo de relleno

b.) Empuje lateral del suelo pasivo (P_p).

Considera la reacción del relleno frente al estribo que impide el desplazamiento de la estructura a causa del empuje del relleno. Se calcula por medio de la presión lateral de tierra especificado en la sección 3.11.5.1 del AASTHO LRFD 2017.

$$p = k_p \gamma_s Z$$

k_p = coeficiente de presión pasiva (3.11.5.4)

γ_s = peso específico del suelo

z = profundidad del suelo de relleno

c.) Descarga del puente sobre el estribo (DL y LL).

Considera la fuerza vertical proveniente de los apoyos del puente aplicada sobre los estribos. Las cargas verticales corresponden a la reacción de las vigas debido a la carga muerta (DL) y carga viva (LL) del tablero.

Estas fuerzas verticales causan compresión en la pantalla del estribo, momentos con respecto al centroide de la zapata, y una fuerza de fricción bajo la zapata que evita el deslizamiento del estribo. Coeficientes de fricción entre el estribo y el suelo, para diferentes tipos de materiales se especifican en la Tabla C3.11.5.3-1 del AASTHO LRFD 2017.

d.) Carga Sísmica.

Las fuerzas desestabilizadoras causadas por los sísmicos pueden ser clasificadas en 3 grupos:

- Las fuerzas inerciales del muro (W_{estrib})
- Las fuerzas inerciales del suelo de relleno (W_{rellen}), y
- El incremento del empuje lateral del suelo (ΔP_{ae}).

Las fuerzas inerciales, tanto del estribo como del relleno se calculan a partir de peso por el coeficiente sísmico del sitio

$$W_{\text{estrib}} = w_{\text{estrib}} A$$

$$W_{\text{rellen}} = w_{\text{rellen}} A$$

w_{estrib} = peso propio del estribo por metro lineal

w_{rellen} = peso del suelo de relleno por metro lineal

A = coeficiente sísmico de aceleración horizontal

El incremento en el empuje lateral del suelo (ΔP_{ae}) fue calculada por el método de Mononobe Okabe.

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$$

$$P_{ae} = 0.5 k_{ae} \gamma_s h^2$$

ΔP_{ae} = incremento sísmico de presión activa

P_{ae} = Presión activa sísmica de suelo

P_a = presión activa de suelo

k_{ae} = coeficiente de Mononobe – Okabe

γ_s = peso específico del suelo

h = altura de suelo

El coeficiente de Mononobe-Okabe se obtiene con la siguiente fórmula:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_{MO} - \beta)}{\cos \theta_{MO} \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta_{MO})} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta_{MO} - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta_{MO}) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2}$$

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

$$\theta_{MO} = \arctan(kh/(1-k_v))$$

k_h = coeficiente sísmico de aceleración horizontal

k_v = coeficiente sísmico de aceleración vertical

β = pendiente del muro con la vertical (negativo)

δ = ángulo de fricción entre el muro y el relleno

i = ángulo de la pendiente del relleno

e.) Sobrecarga Viva (S).

Considera el efecto de carga vehicular actuando en la superficie del relleno. Por medio de la tabla 3.11.6.4-1, AASHTO LRFD 2017, recomienda una altura de suelo equivalente, tomando la altura del muro como parámetro principal.

Tabla 7. Altura Equivalente a Sobrecarga Viva, AASHTO LRFD 2017.

Abutment Height (ft)	h_{eq} (ft)
5.0	4.0
10.0	3.0
≥ 20.0	2.0

f.) Fuerzas de Frenado (Fr)

Considera los efectos de frenado de los vehículos sobre el tablero y este sobre la subestructura. De acuerdo con la sección 3.6.4 del AASHTO LRFD 2017, las fuerzas de frenado deberán ser consideradas como la mayor de las siguientes:

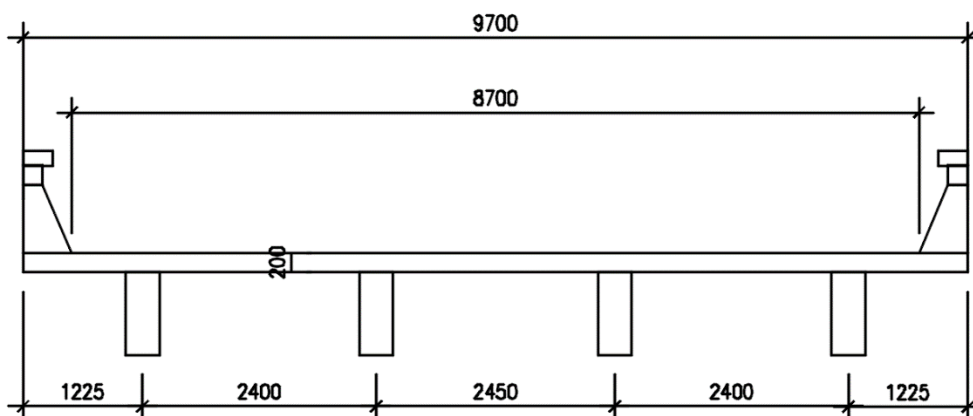
- 25% del peso de los ejes del Camión de diseño o Tandem de Diseño.
- 5 % del Camión de Diseño más Carga de Carril de Diseño o 5% del Camión de Diseño más Carga de Carril de Diseño.

Las fuerzas de frenado deberán ser aplicadas en todos los carriles de diseño en la dirección del tráfico. Estas cargas deberán ser aplicadas horizontalmente a una distancia de 1,80m sobre la superficie del puente. Los factores de multipresencia deberán ser aplicados.

5.3 Características geométricas del puente existente

El puente sobre el Rio Jermud tiene una longitud de 45m ubicado entre las abscisas 1+107.70 a 1+15270.

Está conformado por 2 carriles de 3,60m de ancho, 2 espaldones de 0.75m de ancho y 2 barreras de 0.50m de ancho dando un ancho total del tablero de 9.70m


Ilustración 14: Sección Transversal del Tablero del Puente

La estructural del tablero está conformada por una losa de hormigón de 20cm, una capa de asfalto de 8cm, 2 barreras de hormigón y 4 vigas de hormigón armado monolíticas con la losa separadas 2,40m.

5.4 Análisis y diseño estructural de losa de tablero.

5.4.1 Determinación del Espesor.

Se determinó el espesor de la losa del tablero por medio de la Sección 9.7.1.1 y la Tabla 2.5.2.6.3 del AASHTO LRFD 2017

Para tableros de concreto apoyados en elementos longitudinales:

$$t_{min} = 0.175m \quad \text{Art. 9.7.1.1 (AASHTO LRFD 2017)}$$

El espesor mínimo en función la distancia entre apoyos es:

$$t_{min} = \frac{S+10}{30} \geq 0,54 \text{ ft} \quad \text{Tabla 2.5.2.6.3 (AASHTO LRFD 2017)}$$

Siendo S la distancia entre apoyos igual a 2400 mm (8ft)

$$t_{min} = \frac{8+10}{30} = 0,6 \text{ ft} = 18 \text{ cm}$$

Tiene un espesor de 20cm

$$t = 0.20m$$

5.4.2 Diseño Estructural

Diseño de Vigas

Factor de Distribución de Cargas

El factor de distribución de cargas vivas se lo puede determinar por medio del modelo viga-línea (beam line model) especificado en la sección 4.6.2.2 del AASTHO LRFD 2017.

En las tablas 4.6.2.2.2.b-1, 4.6.2.2.2.d-1, 4.6.2.2.3a-1 y 4.6.2.2.3b-1 del AASTHO LRFD 2017 se presentan las fórmulas para el cálculo del factor de distribución de carga de momentos y fuerzas cortantes para vigas interiores y exteriores, respectivamente, en función de la tipología del puente.

Para puentes con losas de tablero de hormigón con vigas presforzadas o vigas metálicas tipo I, se presentan las siguientes fórmulas obtenidas de las tablas del AASTHO LRFD 2017.

Tabla 8. Factores de distribución para carga viva: Momento en Vigas Interiores, AASHTO LRFD 2017.

Table 4.6.2.2b-1—Live Load Distribution Factor for Moment in Interior Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	Distribution Factors	Range of Applicability
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-beams, T- and Double T-sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	One Design Lane Loaded: $0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{12.0 L t_s^3}\right)^{0.1}$	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $4.5 \leq t_s \leq 12.0$ $20 \leq L \leq 240$ $N_b \geq 4$ $10,000 \leq K_g \leq 7,000,000$
		Two or More Design Lanes Loaded: $0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12.0 L t_s^3}\right)^{0.1}$	
		use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule	$N_b = 3$

Tabla 9. Factores de distribución para carga viva: Momento en Vigas Exteriores, AASHTO LRFD 2017.

Table 4.6.2.2d-1—Live Load Distribution Factor for Moment in Exterior Longitudinal Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-beams, T- and Double T-sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{9.1}$	$-1.0 \leq d_e \leq 5.5$
			use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule	$N_b = 3$

Tabla 10. Factores de distribución para carga viva: Cortante en Vigas Interiores, AASHTO LRFD 2017.

Table 4.6.2.2.3a-1—Live Load Distribution Factor for Shear in Interior Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-beams, T- and Double T-sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	$0.36 + \frac{S}{25.0}$	$0.2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^{2.0}$	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $20 \leq L \leq 240$ $4.5 \leq t_s \leq 12.0$ $N_b \geq 4$
		Lever Rule	Lever Rule	$N_b = 3$

Tabla 11. Factores de distribución para carga viva: Cortante en Vigas Exteriores, AASHTO LRFD 2017.

Table 4.6.2.2.3b-1—Live Load Distribution Factor for Shear in Exterior Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-beams, T- and Double T-beams	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{10}$	$-1.0 \leq d_e \leq 5.5$
			Lever Rule	$N_b = 3$

5.5 Análisis y diseño estructural de viga de tablero tramo simplemente apoyado $l=15$ m.

Altura Mínima.

Se determinó la altura mínima de las vigas en base a la Tabla 2.5.2.6.3-1 del AASHTO LRFD 2017

Tabla 12. Altura mínima para vigas

Table 2.5.2.6.3-1—Traditional Minimum Depths for Constant Depth Superstructures

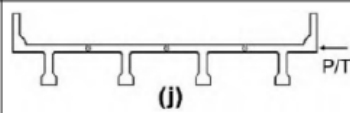
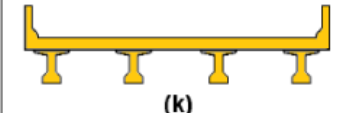
Superstructure		Minimum Depth (Including Deck)	
		When variable depth members are used, values may be adjusted to account for changes in relative stiffness of positive and negative moment sections	
Material	Type	Simple Spans	Continuous Spans
Reinforced Concrete	Slabs with main reinforcement parallel to traffic	$\frac{1.2(S+10)}{30}$	$\frac{S+10}{30} \geq 0.54 \text{ ft.}$
	T-Beams	$0.070L$	$0.065L$
	Box Beams	$0.060L$	$0.055L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.035L$	$0.033L$
Prestressed Concrete	Slabs	$0.030L \geq 6.5 \text{ in.}$	$0.027L \geq 6.5 \text{ in.}$
	CIP Box Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Precast I-Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.033L$	$0.030L$
	Adjacent Box Beams	$0.030L$	$0.025L$
Steel	Overall Depth of Composite I-Beam	$0.040L$	$0.032L$
	Depth of I-Beam Portion of Composite I-Beam	$0.033L$	$0.027L$
	Trusses	$0.100L$	$0.100L$

$$h_{min} = 0.070L$$

$$h_{min} = 0.070(15m) = 1.05m$$

Factor de Distribución.

Tabla 13. Factor de distribución según tipo de viga

Precast Concrete Tee Section with Shear Keys and with or without Transverse Post-Tensioning	Integral concrete	
Precast Concrete I or Bulb-Tee Sections	Cast-in-place concrete, precast concrete	
Wood Beams	Cast-in-place concrete or plank, glued/spiked panels or stressed wood	

Factor de distribución para momento

Tabla 14. Factor de distribución para momento

Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, o emparrillado con vanos parcialmente llenos sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te	a, e, k y también i, j si está suficientemente conectada para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0,4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$
		Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0,6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0,1}$	
		Usar el menor de los valores entre el obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos	$N_b = 3$

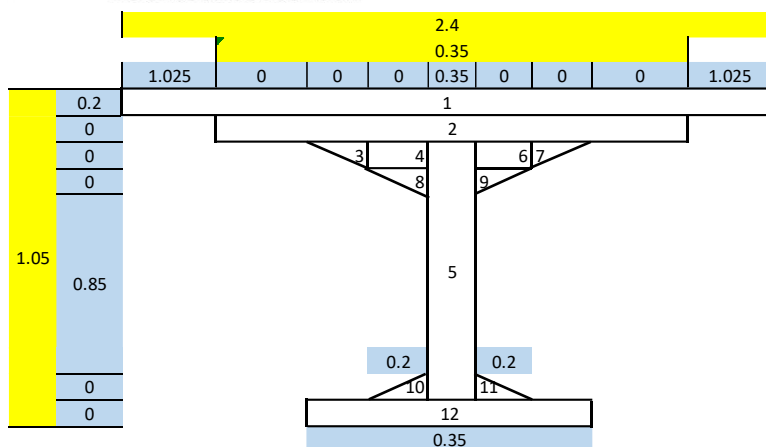
Condiciones para utilizar las ecuaciones del factor de distribución g

$$S = 2400 \text{ mm}$$

$$T_s = 200 \text{ mm}$$

$$L = 15000 \text{ mm}$$

$$N_b = 4$$



Ingresar
Calcula

RESUMEN

Area=	0.78 m2
hi =	0.75 m
hs =	0.30 m
H total=	1.05 m
lxx=	0.07 m4
lyy=	0.23 m4

Ilustración 15. Propiedad Geométricas de la Viga h=1.05

$$I = 70134808749 \text{ mm}^4$$

$$A = 777500 \text{ mm}^2$$

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ Para Losa

$$E_{losa} = 4.7\sqrt{28}(1000) = 24870 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_{viga}}{E_{losa}} = 1.00$$

Distancia entre centros de gravedad de viga y losa

$$e_g = 525 \text{ mm}$$

K_g = Parámetro de rigidez longitudinal

$$k_g = n(I + A \cdot e_g^2)$$

$$k_g = 1.00(7.013 \cdot 10^{10} + (777500) \cdot (525)^2)$$

$$k_g = 2.844 \cdot 10^{11}$$

Un carril cargado

$$0.06 + \left(\frac{s}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{s}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{k_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

$$0.06 + \left(\frac{2400}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{2400}{15000}\right)^{0.3} \left(\frac{2.844 \cdot 10^{11}}{(15000)(200)^3}\right)^{0.1} = 0.56$$

Dos o más carriles cargados

$$0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{k_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

$$0.075 + \left(\frac{2400}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{2400}{15000}\right)^{0.2} \left(\frac{k_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} = 0.75$$

El valor de $g = 0.75$

Factor de distribución a Corte

Tabla 15. Factor de distribución de corte

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0.36 + \frac{S}{7600}$	$0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

Condiciones para utilizar las ecuaciones del factor de distribución g

$S = 2400 \text{ mm}$

$T_s = 200 \text{ mm}$

$L = 15000 \text{ mm}$

$N_b = 4$

Para un Carril Cargado

$$0.36 + \frac{S}{7600}$$

$$0.36 + \frac{2400}{7600} = 0.67$$

Para Dos Carriles Cargados

$$0.20 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$$
$$0.20 + \frac{2400}{3600} - \left(\frac{2400}{10700}\right)^2 = 0.82$$

Fuerzas Internas en la Viga

Carga Muerta (DC)

Peso propio de viga:

Peso total de la viga = $0.35 \times 0.85 \times 15 \times 2.4$

Peso total de la viga = 10.71 tonf

Carga repartida de la Viga = 0.714 tonf/m

Peso propio de losa:

Peso de la losa = $0.2 \times 2.4 \times 2.4 \times 15$

Peso de la losa = 17.28 tonf

Carga repartida de la losa = 1.152 tonf/m

Carga Muerta Total:

CARGA MUERTA (DC) = $0.714 + 1.152 = 1.86$ tonf/m

Momento Positivo por Carga Muerta:

Momento por carga muerta (DC) = $\frac{wl^2}{8} = 1.86 \times (15)^2 / 8$

Momento por carga muerta (DC) = 52.31 tonf-m

Cortante por carga muerta

Cortante por carga muerta (DC) = $\frac{wl}{2} = 1.86(15)/2$

Cortante por carga muerta (DC) = 13.95 tonf

Carga Muerta Revestimientos e Instalaciones (DW)

$$\text{Peso de Asfalto} = 0.08 \times 2.2 \times 2.40 \times 15$$

$$\text{Peso de Asfalto} = 6.33 \text{ tonf}$$

$$\text{Carga repartida de asfalto} = 0.422 \text{ tonf/m}$$

$$\text{Momento por carga de desgaste (DW)} = \frac{wl^2}{8} = 0.42 \times (15)^2 / 8$$

$$\text{Momento por carga de desgaste (DW)} = 11.81 \text{ tonf-m}$$

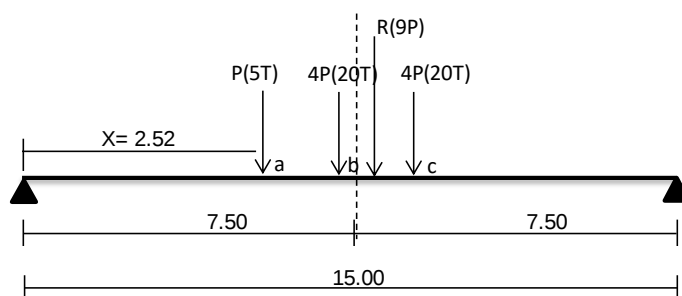
$$\text{Cortante por carga de desgaste (DW)} = \frac{wl}{2} = 0.42 \times (15) / 2$$

$$\text{Cortante por carga de desgaste (DW)} = 3.15 \text{ tonf}$$

Carga Viva (LL)

Momento

** MOMENTO MAXIMO DE LA SOBRECARGA



x =	2.52 m	P =	5.00 Ton
s =	4.27 m	4P =	20.00 Ton
L/2 =	7.50 m	4P =	20.00 Ton
r/2 =	0.712 m	r = s/3 =	1.423 m
L =	15.00 m		

Efectuando equilibrio de fuerzas con respecto a FY

$$RA + RB = 9P \quad RA + RB = 45.00 \text{ Ton}$$

Determinación del momento con respecto al apoyo A

$$RB(L) = P(x) + 4P(x+s) + 4P(x+2s)$$

$$RB = 24.635 \text{ Ton}$$

$$RA = 20.365 \text{ Ton}$$

**Cálculo del momento máximo suponiendo que uno de los ejes está ubicado en (b)

$$Mb = RA(L/2) - P(s) \quad Mb = 116.89 \text{ Ton-m}$$

**Cálculo del máximo momentos suponiendo que uno de los ejes está ubicado en (c)

$$Mc = RA(x+2s) - P(2s) + 4P(s)$$

$$Mc = 97.10 \text{ Ton-m}$$

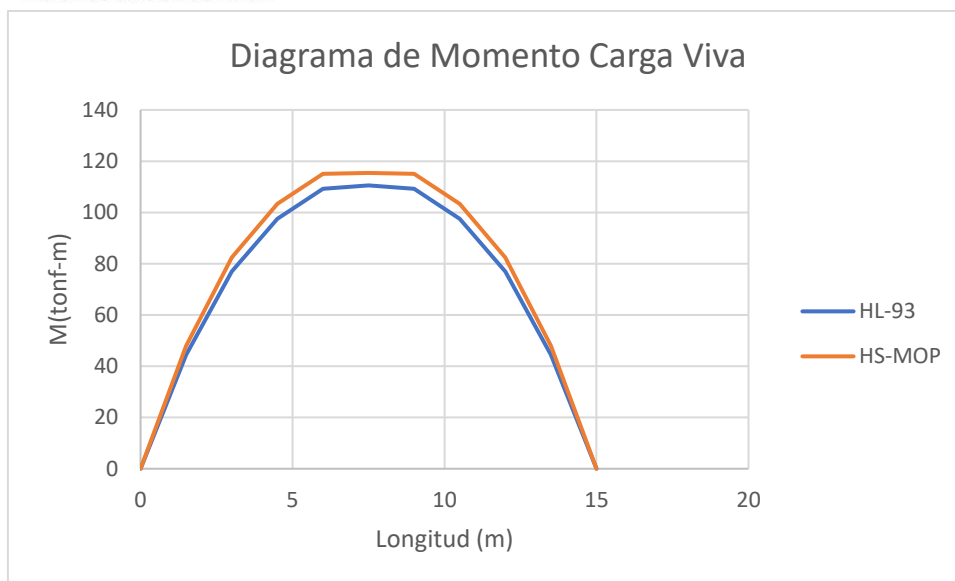


Ilustración 16. Diagrama de Demanda de Momentos para la Viga h=1.05 m

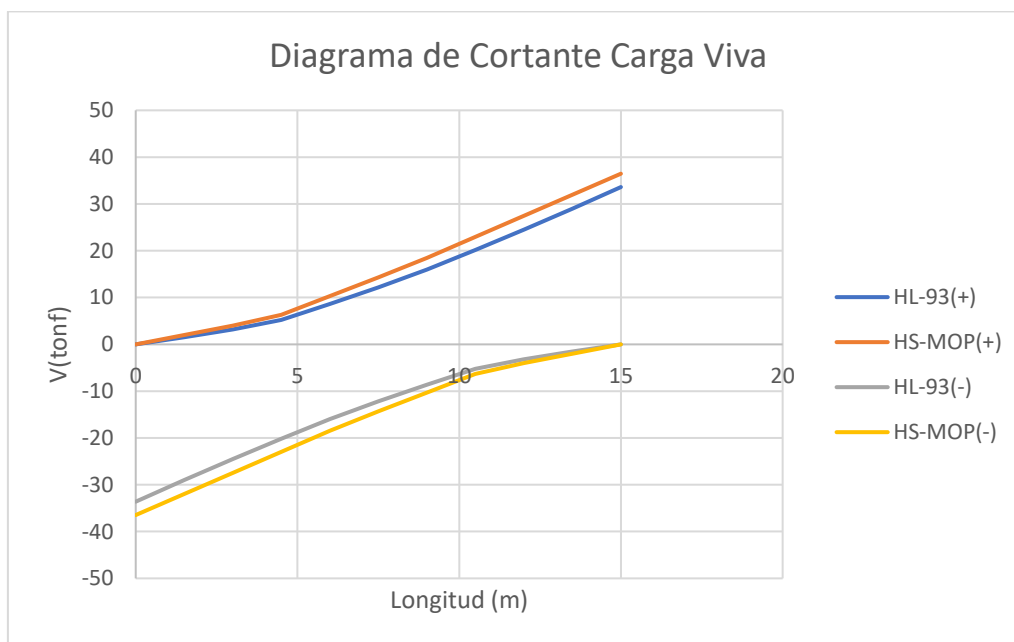


Ilustración 17. Diagrama de Demanda de Cortantes para la viga h=1.05 m
 $M(LL+IM) = 0.75 * ((1.33 * 115.4))$

$$M(LL+IM) = 115 \text{ ton-m}$$

Combinación de Carga (Estado Limite de Resistencia I)

El momento último de diseño, en las proximidades del centro de la luz es:

$$U = 1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 1.75 (LL+IM)$$

$$Mu = 1.25*(52.31) + 1.50*(11.81) + 1.75*(115)$$

$$Mu = 284.35 \text{ tonf-m}$$

Cálculo de deflexiones

En la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC15) tenemos los siguientes factores de agrietamiento.

Estructuras de hormigón armado

En este caso, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

- $0.5 I_g$ para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- $0.8 I_g$ para columnas
- $0.6 I_g$ para muros estructurales:

la deflexion maximo esta dado por $L/800$ de manera aproximada, y se debe evaluar la deflexion debido a la sobrecarga HSMTOP y luego compararla con el maximo.

$$\delta = \frac{324}{E.I} P_T (L^3 - 555.L + 4780) \quad \text{pulg}$$

Donde :

P_T = Peso de la rueda delantera del camión multiplicado por factor de distribucion de carga viva+impacto(Klb)

L = Luz del puente en pies

I = Momento de inercia de la sección con respecto al eje neutro en pulg⁴

P =	2500 kgf	5.53 klb
Cc =	1.33	
Impacto =	0.33	
P_T = P*Cc(1+Impacto) =		9.77 klb
L =	1500.00 cm	49.21 pie
E =	248700 kgf/cm ²	3545.96 Klb/pulg²(Ksi)
I =	7013480 cm ⁴	168499.53 pulg⁴

$$\delta = 1.02 \quad \text{pulg}$$

$$\delta = 2.60 \quad \text{cm}$$

Se uso un factor de agrietamiento de 0.50.

La deflexión limite por carga viva es $L/800$

$$\frac{L}{800} = \frac{1500\text{cm}}{800} = 1.875\text{cm}$$

$$1.875\text{cm} > 2.60\text{cm} \text{ "No cumple"}$$

5.6 Análisis y diseño estructural de vigas del tramo continuo L=30 m.

Altura Mínima.

Se determinó la altura mínima de las vigas en base a la Tabla 2.5.2.6.3-1 del AASHTO LRFD 2017

Tabla 16. Altura mínima recomendada para viga tramo continuo

Table 2.5.2.6.3-1—Traditional Minimum Depths for Constant Depth Superstructures

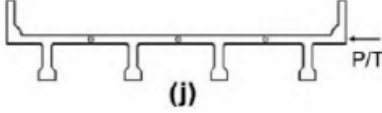
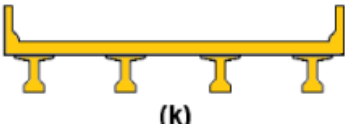
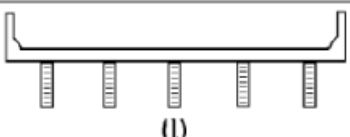
Superstructure		Minimum Depth (Including Deck)	
		Simple Spans	Continuous Spans
Material	Type		
Reinforced Concrete	Slabs with main reinforcement parallel to traffic	$\frac{1.2(S+10)}{30}$	$\frac{S+10}{30} \geq 0.54 \text{ ft.}$
	T-Beams	$0.070L$	$0.065L$
	Box Beams	$0.060L$	$0.055L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.035L$	$0.033L$
Prestressed Concrete	Slabs	$0.030L \geq 6.5 \text{ in.}$	$0.027L \geq 6.5 \text{ in.}$
	CIP Box Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Precast I-Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.033L$	$0.030L$
	Adjacent Box Beams	$0.030L$	$0.025L$
Steel	Overall Depth of Composite I-Beam	$0.040L$	$0.032L$
	Depth of I-Beam Portion of Composite I-Beam	$0.033L$	$0.027L$
	Trusses	$0.100L$	$0.100L$

$$h_{min} = 0.065L$$

$$h_{min} = 0.065(15m) = 0.975m$$

Factor de Distribución.

Tabla 17. Factor de distribución para viga tramo continuo

Precast Concrete Tee Section with Shear Keys and with or without Transverse Post-Tensioning	Integral concrete	
Precast Concrete I or Bulb-Tee Sections	Cast-in-place concrete, precast concrete	
Wood Beams	Cast-in-place concrete or plank, glued/spiked panels or stressed wood	

Factor de distribución para momento

Tablero de hormigón, empujillado con vanos llenos, o empujillado con vanos parcialmente llenos sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te	a, e, k y también i, j si está suficientemente conectada para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$
		Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$	
		Usar el menor de los valores entre el obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos	$N_b = 3$

Condiciones para utilizar las ecuaciones del factor de distribución g

S = 2400 mm

Ts = 200 mm

L = 15000 mm

Nb = 4

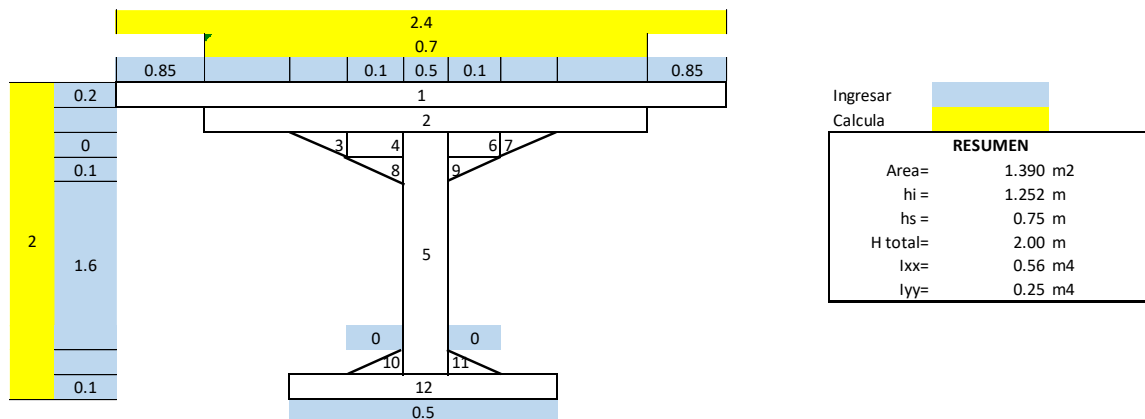


Ilustración 18. Propiedad Geométricas de la Viga h=2.0 m

$$I = 56029000000 \text{ mm}^4$$

$$A = 1390000 \text{ mm}^2$$

F'c= 280 kg/cm2 Para Losa

$$E_{losa} = 4.7\sqrt{28}(1000) = 24870 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_{viga}}{E_{losa}} = 1.00$$

Distancia entre centros de gravedad de viga y losa

$$e_g = 1000 \text{ mm}$$

K_g = Parámetro de rigidez longitudinal

$$k_g = n(I + A \cdot e_g^2)$$

$$k_g = 1.00(5.60 \cdot 10^{11} + (1390000) \cdot (1000)^2)$$

$$k_g = 1.95 \times 10^{12}$$

Un carril cargado

$$0.06 + \left(\frac{s}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{s}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{k_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

$$0.06 + \left(\frac{2400}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{2400}{15000}\right)^{0.3} \left(\frac{1.95 \times 10^{12}}{(15000)(200)^3}\right)^{0.1} = 0.66$$

Dos o más carriles cargados

$$0.075 + \left(\frac{s}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{s}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{k_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

$$0.075 + \left(\frac{2400}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{2400}{15000}\right)^{0.2} \left(\frac{k_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} = 0.89$$

El valor de $g = 0.89$

Factor de distribución a Corte

Tabla 18. Factor de distribución de corte- Viga tramo continuo

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, c, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

Condiciones para utilizar las ecuaciones del factor de distribución g

$$S = 2400 \text{ mm}$$

$$T_s = 200 \text{ mm}$$

$$L = 15000 \text{ mm}$$

$$N_b = 4$$

Para un Carril Cargado

$$0.36 + \frac{S}{7600}$$

$$0.36 + \frac{2400}{7600} = 0.67$$

Para Dos Carriles Cargados

$$0.20 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$$

$$0.20 + \frac{2400}{3600} - \left(\frac{2400}{10700}\right)^2 = 0.82$$

Fuerzas Internas en la Viga

Carga Muerta (DC)

Peso propio de viga:

Peso total de la viga = $0.50 \times 1.80 \times 15 \times 2.4$

Peso total de la viga = 32.4 tonf

Carga repartida de la Viga = 2.16 tonf/m

Peso propio de losa:

Peso de la losa = $0.2 \times 2.4 \times 2.4 \times 15$

Peso de la losa = 17.28 tonf

Carga repartida de la losa = 1.152 tonf/m

Carga Muerta Total:

CARGA MUERTA (DC) = $2.16 + 1.152 = 3.33$ tonf/m

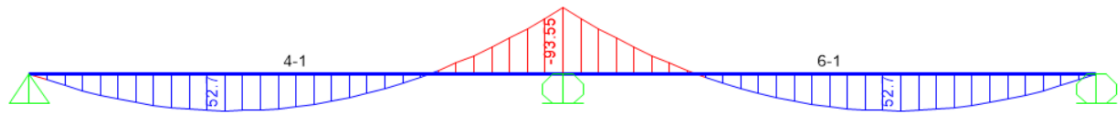


Ilustración 19. Demanda de momentos por carga muerta de la viga $h=2.0$ m.

Momento Máximo (+) = 52.7 tonf-m

Momento Máximo (-) = 93.55 tonf-m

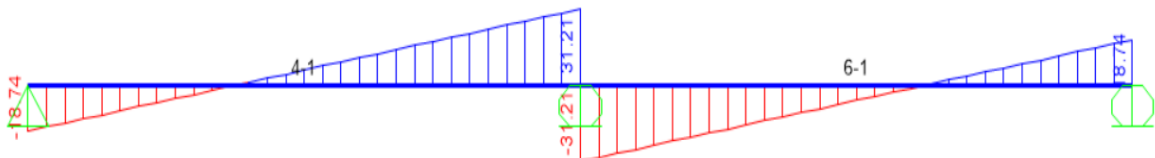


Ilustración 20. Demanda de cortantes por carga muerta de la viga $h=2.0$ m

Cortante Máximo (+) = 31.21 tonf

Carga Muerta Revestimientos e Instalaciones (DW)

Peso de Asfalto = $0.08 \times 2.2 \times 2.40 \times 15$

Peso de Asfalto = 6.33 tonf

Carga repartida de asfalto = 0.422 tonf/m

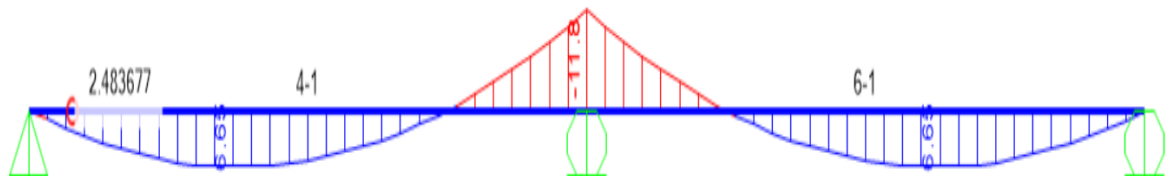


Ilustración 21. Diagrama de momentos por carga sobreimpuesta de la viga
h=2.0 m.

Momento Máximo (+) = 6.63 tonf-m

Momento Máximo (-) = 11.8 tonf-m

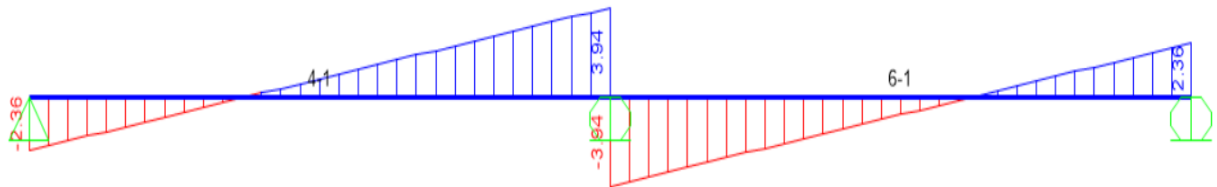


Ilustración 22. Diagrama de cortantes por carga sobreimpuesta de la viga
h=2.0 m.

Cortante Máximo (+) = 3.94 tonf

Carga Viva (LL)

Momento

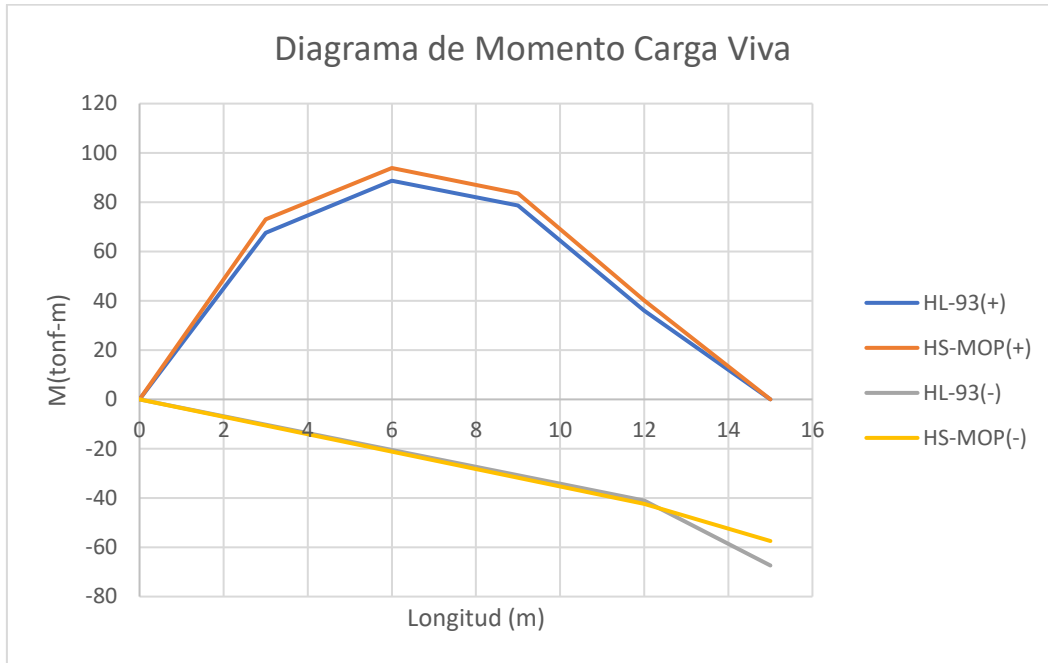


Ilustración 23. Diagrama de momentos por carga viva de la viga h=2.0 m.

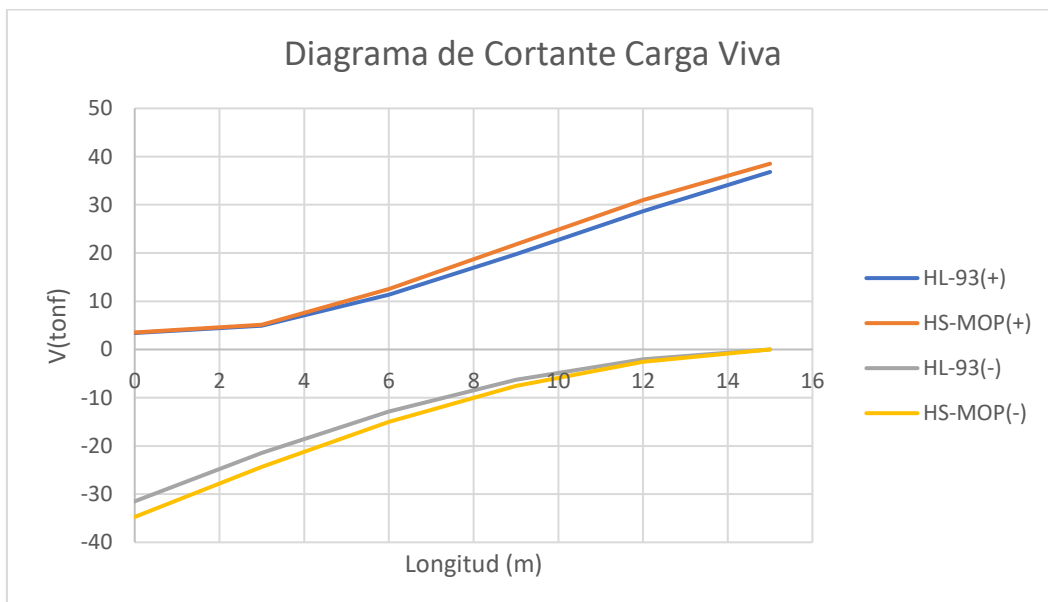


Ilustración 24. Diagrama de cortantes por carga viva de la viga h=2.0 m.

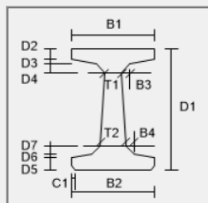
Precast Concrete I / Bulb Tee Girder

Section Name: FSEC2 Display Color: ■

Section Notes:

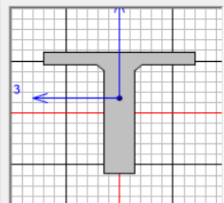
Source: User Defined

Section Dimensions



B1	240
B2	50
B3	10
B4	0
D1	200
D2	20
D3	0
D4	10
D5	12.7
D6	12.7
D7	0
T1	50
T2	50
C1	0

Section



Properties

4000Psi

Ilustración 25. Geometría de la viga compuesta en el programa de cálculo.

Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	0.5
Mass	1
Weight	1

Ilustración 26. Modificadores de rigidez por sección agrietada de la viga de hormigón

Carga de un eje HS-MOP → $0.89 \times 1.33 \times 20 = 23.67$ tonf

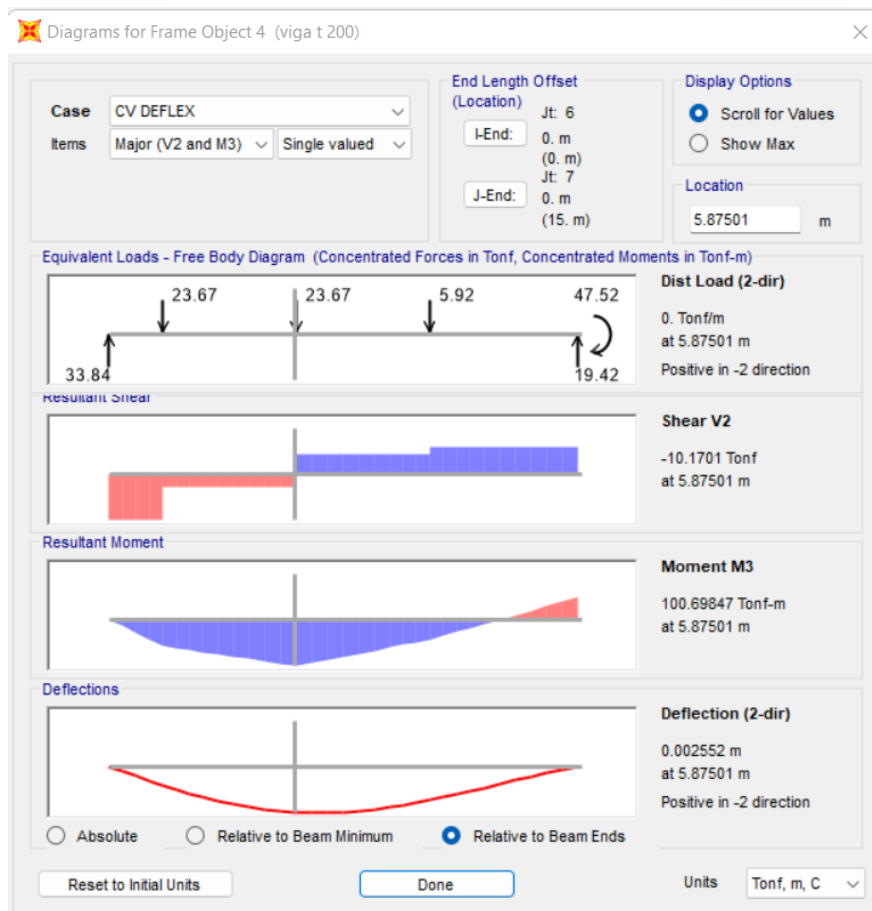


Ilustración 27. Diagrama de Momento, cortante y deflexiones de la viga

$$\frac{L}{800} = \frac{1500cm}{800} = 1.875cm$$

$$1.875cm > 0.25cm \text{ "cumple"}$$

Combinación de Carga (Estado Limite de Resistencia I)

El momento último de diseño, en las proximidades del centro de la luz es:

$$U = 1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (LL+IM)$$

$$Mu = 1.25 \times (52.7) + 1.50 \times (6.63) + 1.75 \times (111)$$

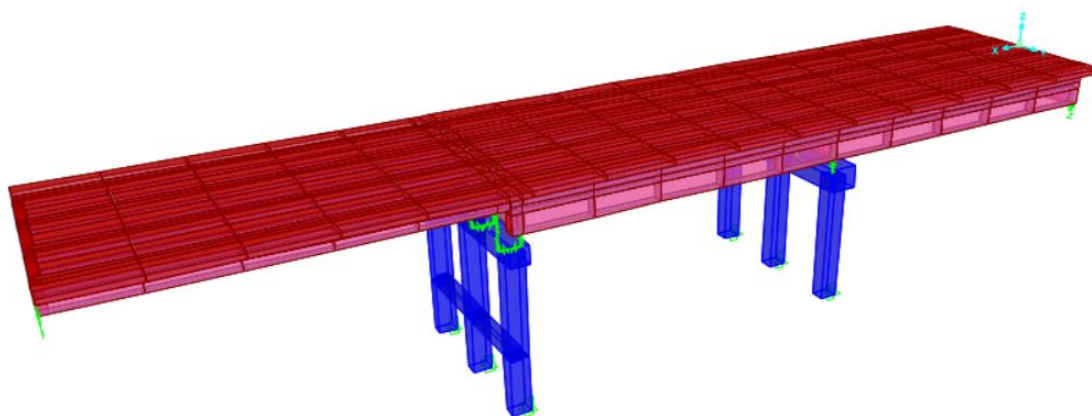
$$Mu = 270.1 \text{ tonf-m}$$

5.7 Análisis de subestructura

El periodo longitudinal del puente es 0.97seg. En cambio, en el sentido transversal tenemos un periodo de 0.36 seg. Y el tercer periodo es el tablero

[illegible]

5.7.1 Reporte del Modelo en CSI bridge



INMOBILIARIA JOALPA S.A. RUC 0992836032001

51

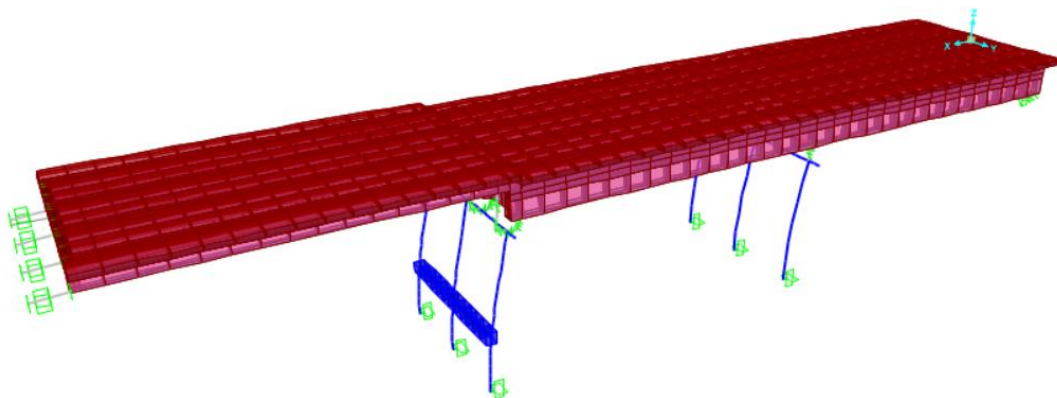


Ilustración 30. Modo de Vibración 1 $t=0.97\text{seg.}$

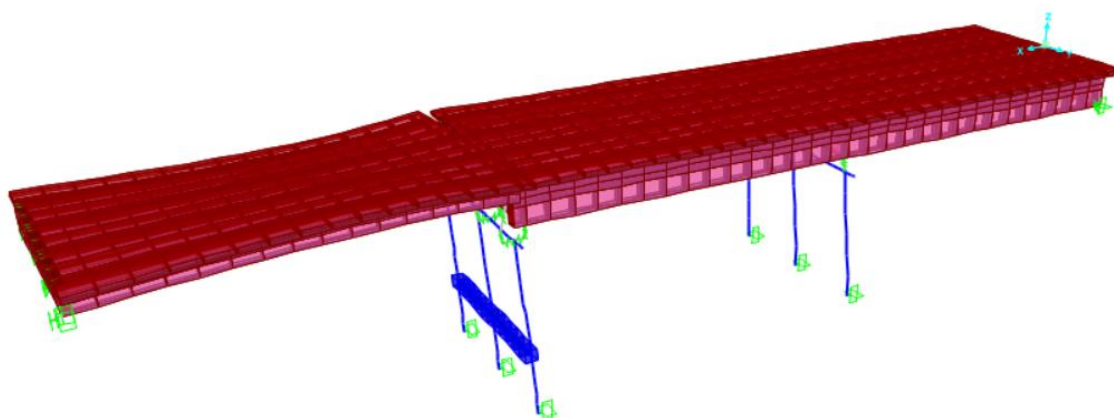


Ilustración 31. Modo de vibración 2 $t=0.36\text{seg.}$

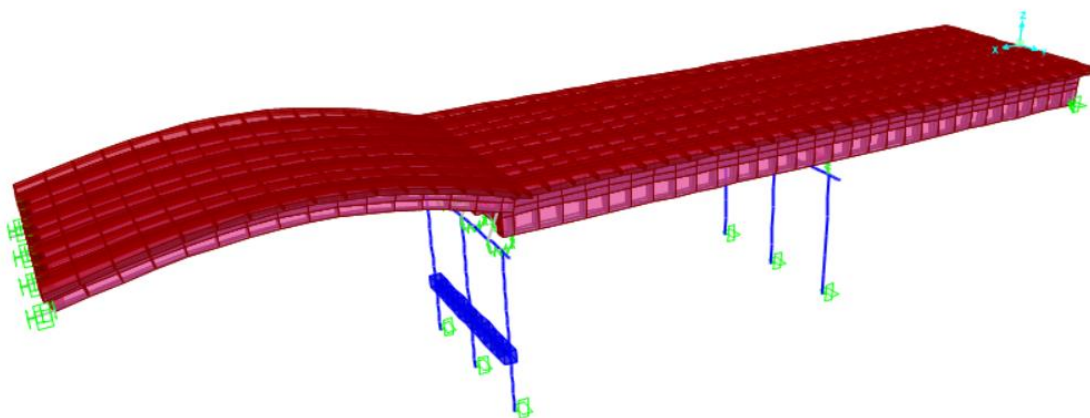


Ilustración 32. Modo de vibración transversal $t=0.19\text{seg}$.

B Ecuador Norma NEC-SE-DS 2015 Function Definition

Function Name: STD1000

Function Damping Ratio: 0.05

Parameters

Zone Coefficient, Z	0.25
η Coefficient	1.8
Site Factor, F_a	1.12
Site Factor, F_d	1.11
Soil Type	D
Inelastic Behavior Factor of Subsurface, F_s	1.4
Importance Factor, I	1.
Response Modification Factor, R	3.

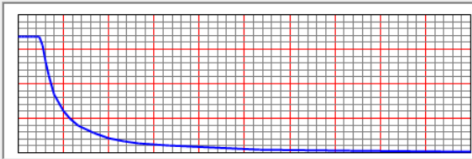
Convert to User Defined

Define Function

Period	Acceleration
0.	0.168
0.1	0.168
0.2	0.168
0.3	0.168
0.4	0.168
0.5	0.168
0.6	0.168
0.7	0.168
0.8	0.1565
0.9	0.1312
1.	0.112
1.2	0.0852
1.5	0.061
1.7	0.0505

Add, Modify, Delete

Function Graph



Display Graph 0.0,0.0

OK Cancel

Ilustración 33. Ingreso de espectro en el programa.

B Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name
SX Set Def Name Modify/Show...

Modal Combination
☒ CQC GMC f1 1.
☐ SRSS GMC f2 0.
☐ Absolute
☐ GMC Periodic + Rigid Type SRSS
☐ NRC 10 Percent
☐ Double Sum

Modal Load Case
 Use Modes from this Modal Load Case MODAL
☒ Standard - Acceleration Loading
☐ Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	STD1000	9.81
Accel	U1	STD1000	9.81

Add Modify Delete

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters
 Modal Damping Constant at 0.05 Modify/Show...

Load Case Type
 Response Spectrum Design...

Directional Combination
☒ SRSS
☐ CQC3
☐ Absolute
 Scale Factor

Mass Source
 Previous (MSSSRC1)

Diaphragm Eccentricity
 Eccentricity Ratio 0.05
 Override Eccentricities Override...

OK Cancel

Ilustración 34. Ingreso de Caso de Carga.

B Load Case Data - Moving Load

Load Case Name
LIVE HL-93 Set Def Name Modify/Show...

Stiffness to Use
☒ Zero Initial Conditions - Unstressed State
☐ Stiffness at End of Nonlinear Case

Loads Applied

Assign Number	Vehicle Class	Scale Factor	Min Loaded Lanes	Max Loaded Lanes	Lanes Loaded
1	HL-93K	1.	0	0	All

Add Modify Delete

Lanes Loaded for Assignment 1
 List of Lane Definitions > < Selected Lane Definitions
 LANE1
 LANE2

Load Case Type
 Moving Load Design...

Directional Factors
☒ Vertical 1.
☐ Braking/Acceleration
☐ Centrifugal

MultiLane Scale Factors
 Number of Lanes Loaded Reduction Scale Factor
 1 1.
 2 1. Modify

Mass Source
 MSSSRC1

OK Cancel

Ilustración 35. Ingreso de Caso de carga vehicular.

Vehicle Data - Vertical Loading

Loads

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

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	3.628	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	3.628	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.9524	Fixed Width	3.048	14.515	Two Points	1.8288
Variable Length	4.2672	9.144	0.9524	Fixed Width	3.048	14.515	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048			

Add Insert Modify Delete

Floating Axle Loads

Value Width Type Axle Width

For Lane Moments 0 One Point 1

For Other Responses 0 One Point 1

Floating Axle Load Scale Factor 1

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

☐ Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

OK Cancel

Superelevation Effects

☐ Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor

Uniform Load Factor

Ilustración 36. Ingreso de Camión HL-93.

Bridge Object Loads (DW)

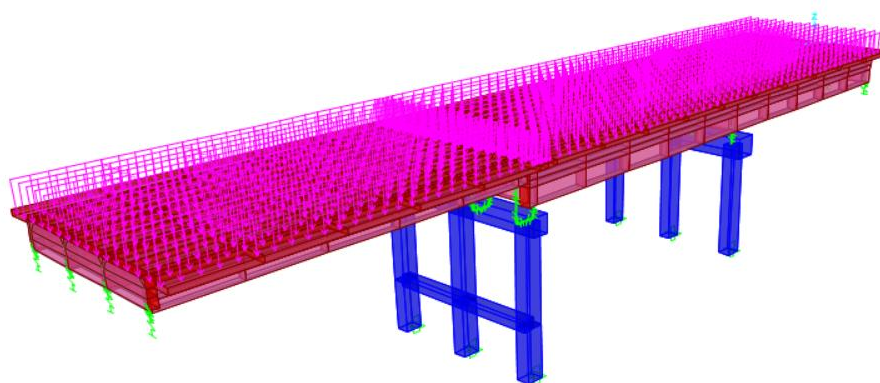


Ilustración 37. Carga de asfalto

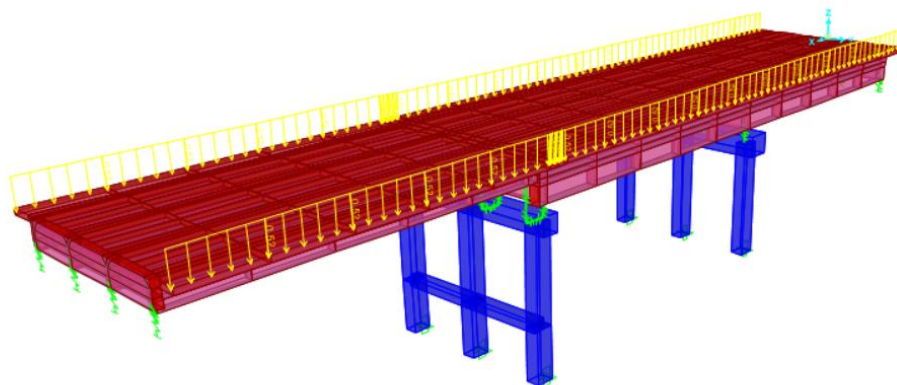
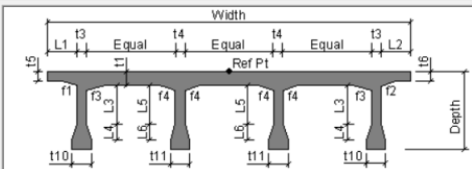


Ilustración 38. Carga de barreras.

B Define Bridge Section Data - Concrete Tee Beam



Section Data

Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	TRAMO 30M
Slab Material Property	4000Psi
Girder Material Property	4000Psi
Number of Interior Girders	2
Total Width	9.7
Total Depth	2.
Keep Girders Vertical When Superelevate? (Area & Solid Mode...)	No
Slab Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	0.2
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	0.1
f2 Horizontal Dimension	0.1
f3 Horizontal Dimension	0.1
f4 Horizontal Dimension	0.1
Fillet Vertical Dimension Data	
f1 Vertical Dimension	0.1
f2 Vertical Dimension	0.1
f3 Vertical Dimension	0.1

Section is Legal

Girder Output

Modify/Show Girder Force Output Locations...

Modify/Show Properties

Materials... Frame Sects...

Units

Tonf, m, C

Modify/Show Load Patterns

Load Patterns...

OK Cancel

Ilustración 39. Ingreso de sección transversal.

B Bridge Object Data

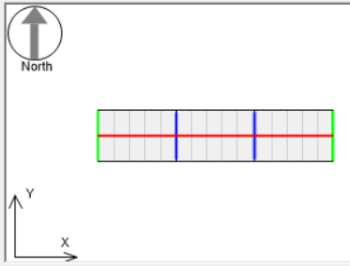
Bridge Object Name: BOBJ1 Layout Line Name: BLL1 Coordinate System: GLOBAL Units: Tonf, m, C

Define Bridge Spans

Span Label	Start Station m	Length m	End Station m	Start Support	End Support
Span 2	0.	15.	15.	BABT1	BENT2
Span 3	15.	15.	30.	BENT2	BENT1
Span 1	30.	15.	45.	BENT1	BABT1

Note: 1. Bridge object location is based on bridge section insertion point following specified layout line.

Bridge Object Plan View (X-Y Projection)



Modify/Show Assignments

- Spans
- User Discretization Points
- Abutments
- Bents
- In-Span Hinges (Expansion Jts)
- In-Span Cross Diaphragms
- In-Span Splices
- Superelevation
- Prestress Tendons
- Girder Rebar
- Staged Construction Groups
- Point Load Assigns

OK Cancel

Ilustración 40. Geometría del Puente.

5.7.2 Factor de modificación de respuesta

El factor de modificación de respuesta para múltiples columnas es de 5 para la categoría operacional de otros y para una columna es 3. Se elige esta opción porque para identificarlo como esencial que sería la opción superior, esta opción es cuando el puente es el único acceso, en este caso se puede utilizar vías alternas.

Tabla 5. Factor de Modificación de Respuesta AASHTO LRFD

Table 3.10.7.1-1—Response Modification Factors—Substructures

Substructure	Operational Category		
	Critical	Essential	Other
Wall-type piers—larger dimension	1.5	1.5	2.0
Reinforced concrete pile bents			
• Vertical piles only	1.5	2.0	3.0
• With batter piles	1.5	1.5	2.0
Single columns	1.5	2.0	3.0
Steel or composite steel and concrete pile bents			
• Vertical pile only	1.5	3.5	5.0
• With batter piles	1.5	2.0	3.0
Multiple column bents	1.5	3.5	5.0

Diagramas de Fuerzas Internas

Moment 2-2 Diagram (EXTREMO X1 - Max/Min)

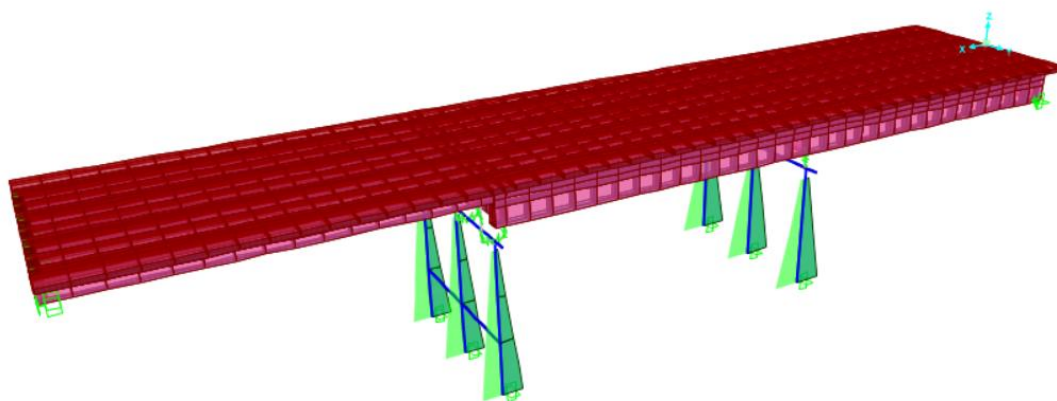


Ilustración 41. Momento en el sentido Longitudinal.

Shear Force 3-3 Diagram (EXTREMO X1 - Max/Min)

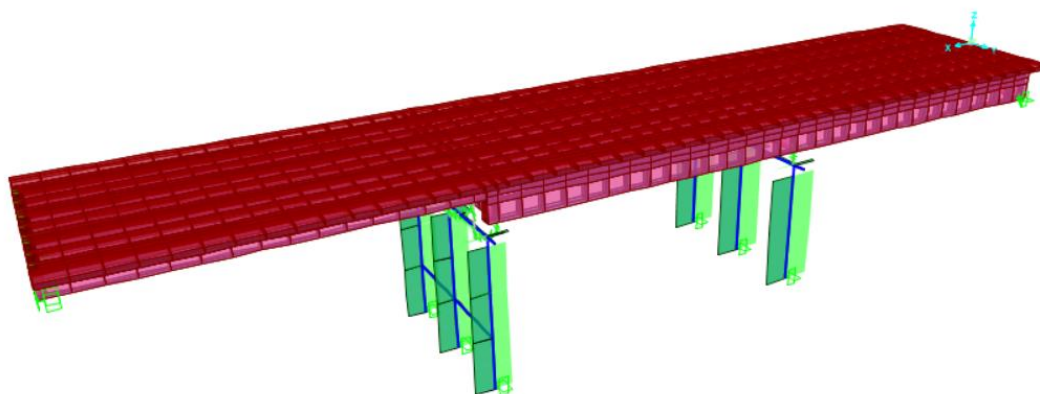


Ilustración 42. Cortante en el sentido Longitudinal.

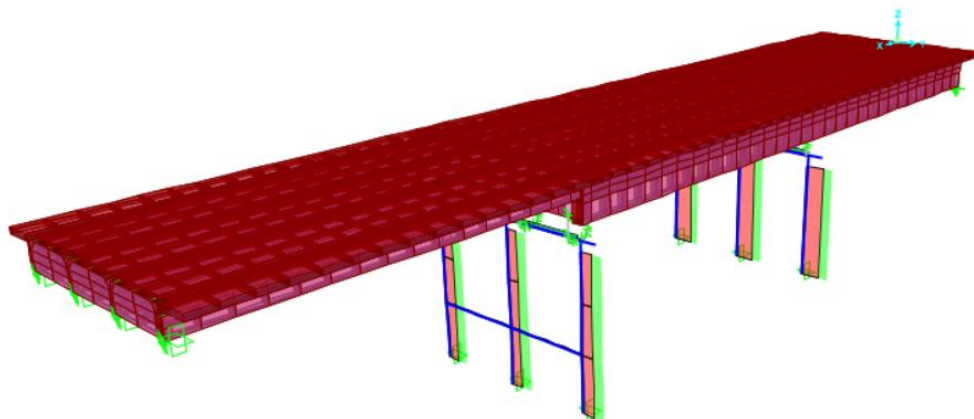


Ilustración 43. Diagrama de Fuerza Axial.

5.7.3 Diagrama de Interacción de la Columna 80x60.

Combinación E. Extremo x es con un espectro de diseño de 1000 años en cambio E. Extremo X2 es para un espectro de diseño de 2500 años.

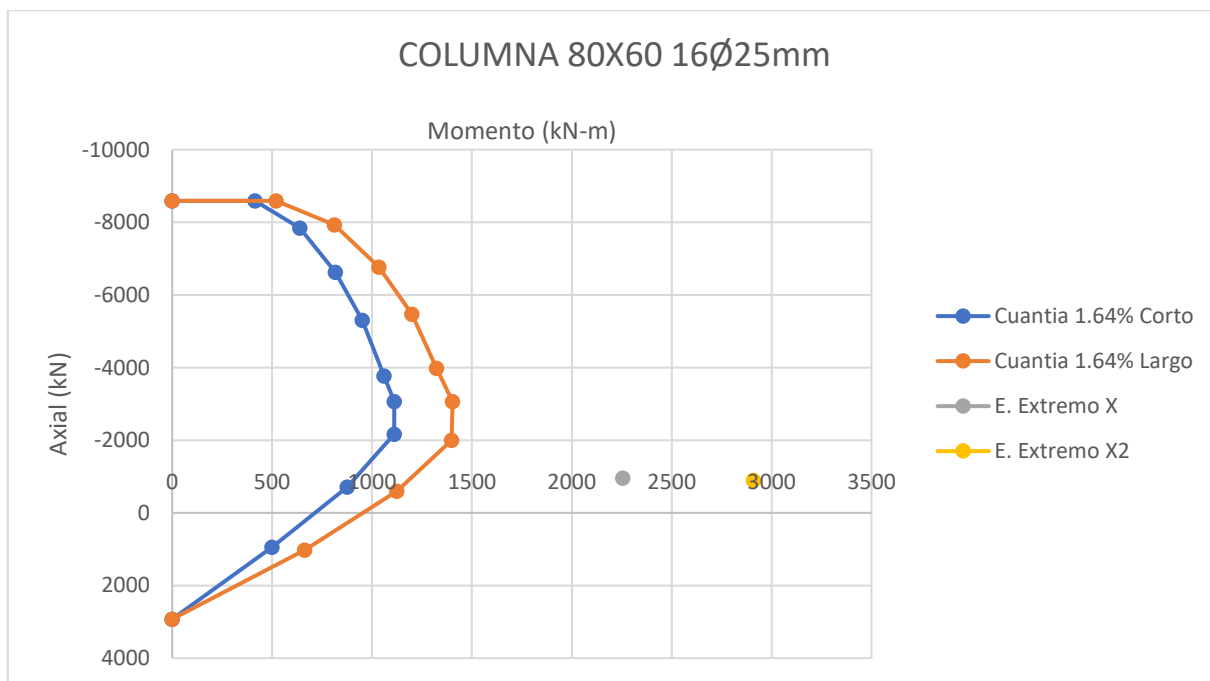


Ilustración 44. Diagrama de Interacción para una cuantía 1.64%.

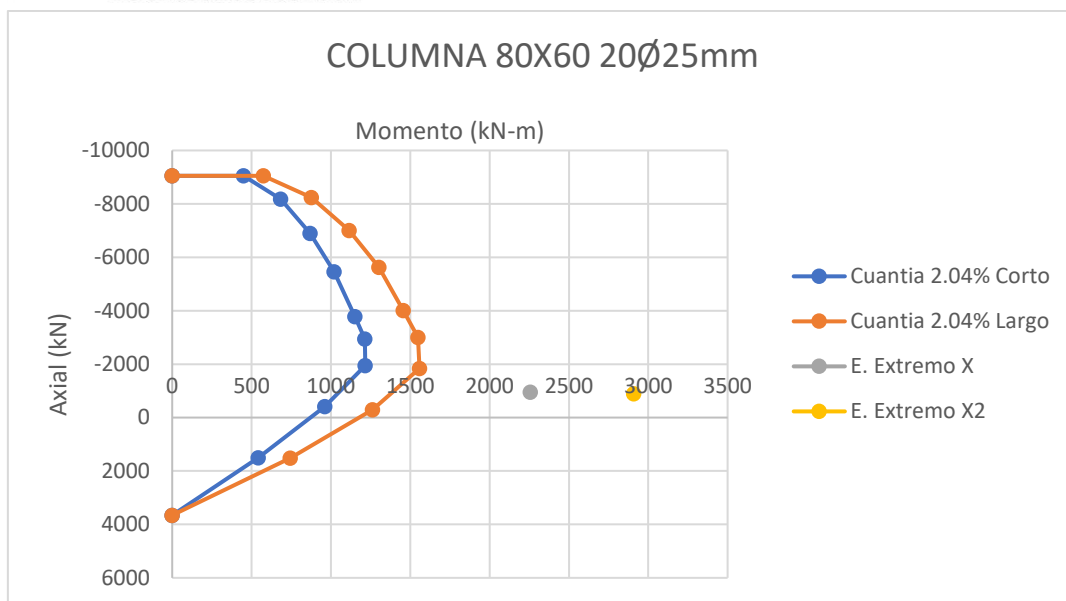


Ilustración 45. Diagrama de Interacción para una cuantía 2.04%.

5.7.4 Rehabilitación

De acuerdo con los análisis considerando el sismo de diseño para un periodo de retorno de 1000 años y considerando la armadura de refuerzo detectada en sitio se revisó la demanda versus capacidad de los elementos.

En esta sección se presenta la propuesta de reforzamiento la cual consiste en reforzar la pila de l abscisas 1+137.70 con ángulos metálicos.

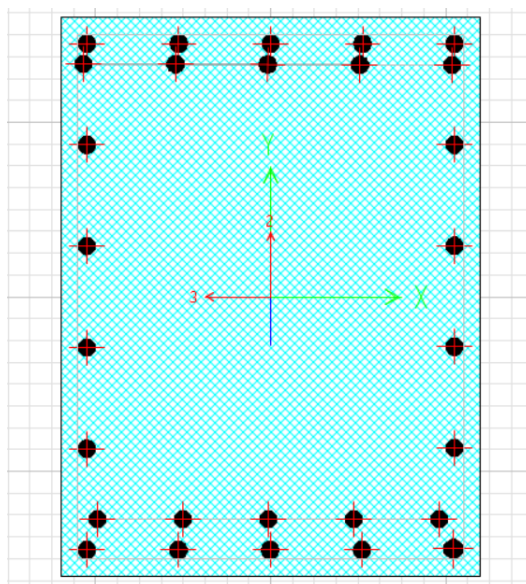


Ilustración 46. Columna pila de las abscisas 1+137.70 armado existente

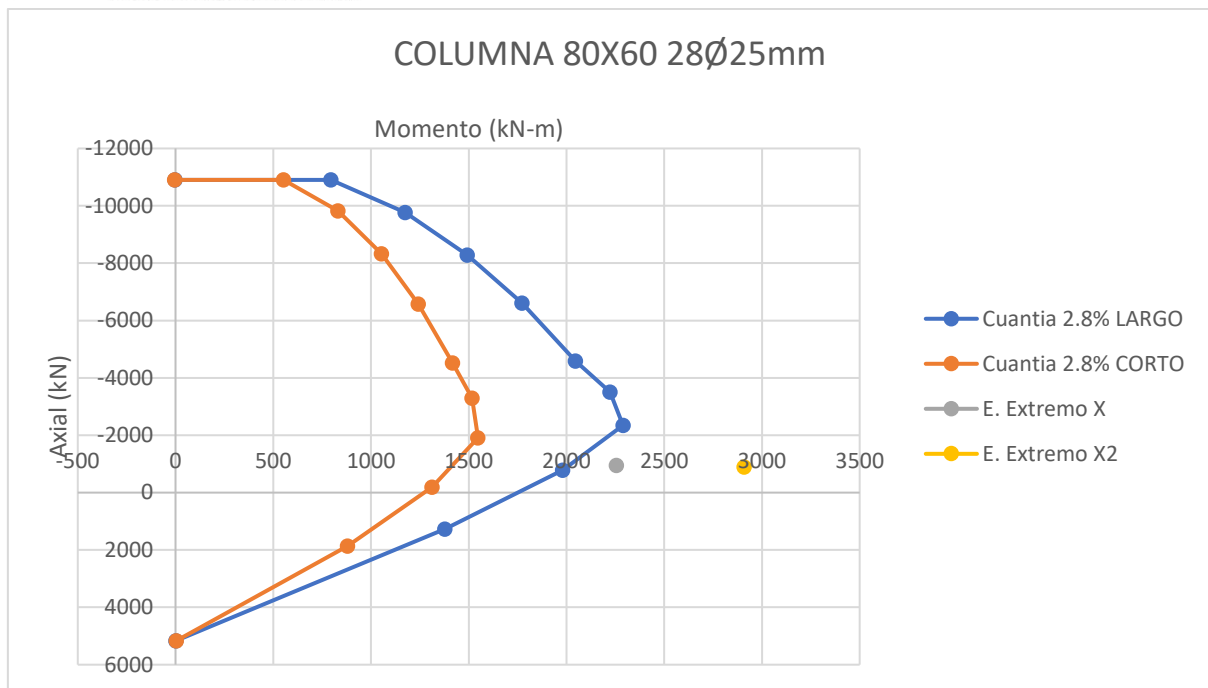


Ilustración 47. Demanda de la columna pila abscisa 1+137.70

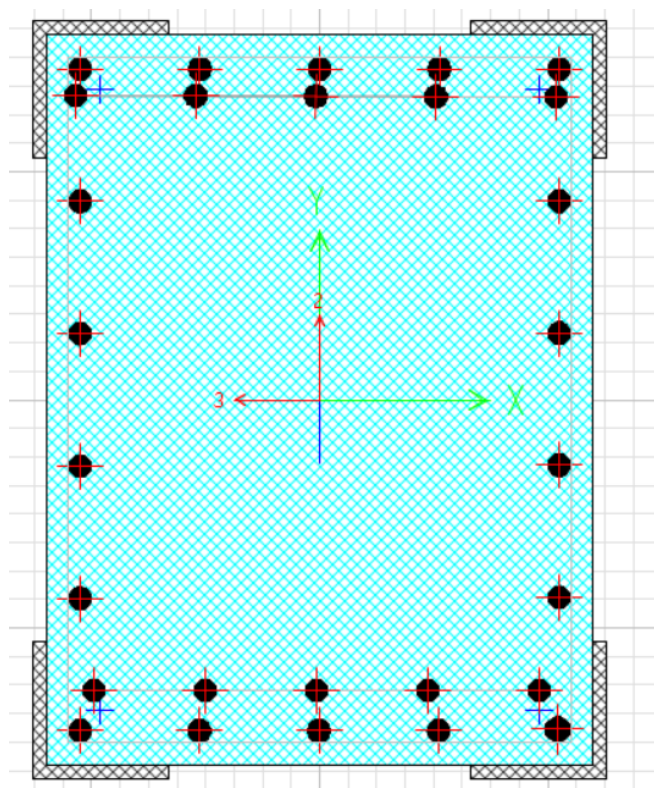


Ilustración 48. Columna pila reforzada con ángulos doblados de 150x150x5mm

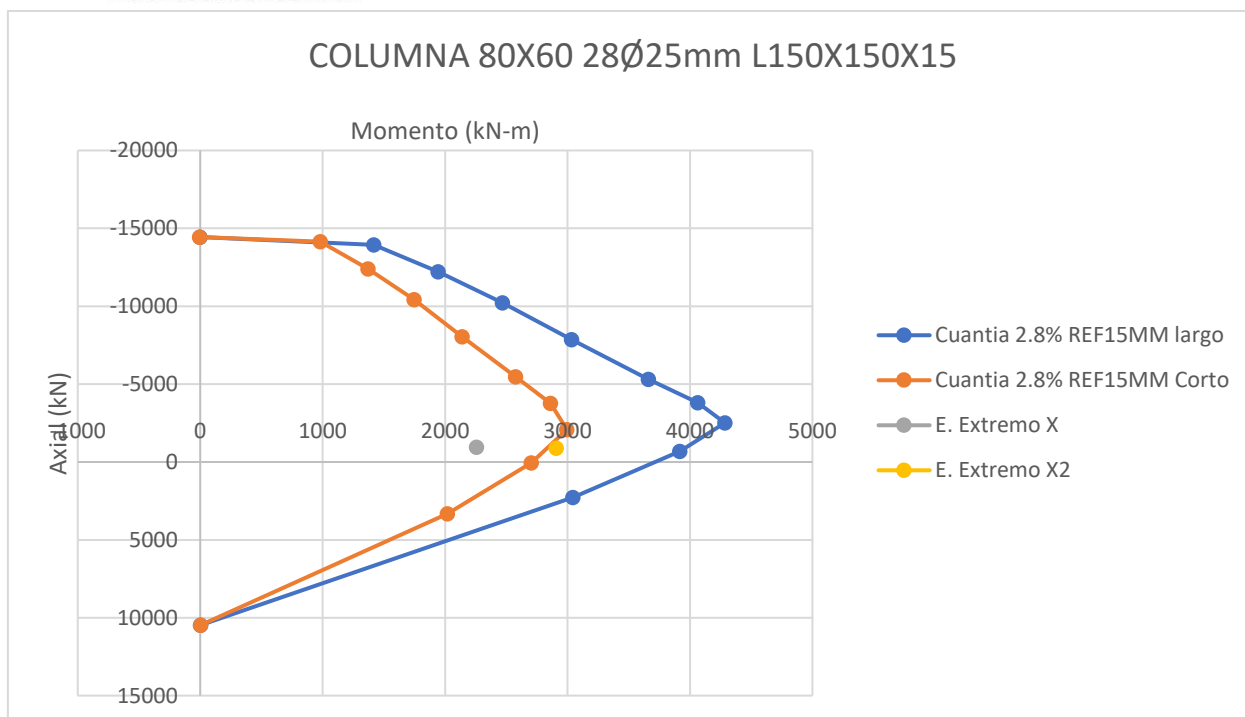
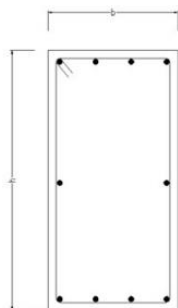


Ilustración 49. Diagrama de interacción de la columna pila reforzada

**DATOS
VIGA 1**



$$As1_{sup} := 10.16 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} b_1 &:= 35 \text{ cm} \\ h_1 &:= 105 \text{ cm} \\ r_1 &:= 5.25 \text{ cm} \\ d_1 &:= h_1 - r_1 \end{aligned}$$

$$As1_{inf} := 30.6 \text{ cm}^2$$

DEMANDA DE MOMENTOS

$$Mu_1 := 284.35 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Materiales

$$f'c_1 := 320 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad E_{c1} := 15100 \cdot \sqrt{f'c_1} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_s := 3500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad E_s := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi_f := 0.90$$

$$\phi_c := 0.75$$

$$f'c_2 := 320 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E_{c2} := 15100 \cdot \sqrt{f'c_2} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\gamma_{hor} := 2.40 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$$

Momento Positivo PLACA V1;

$$e_{1inf} := 20 \text{ mm}$$

$$l_1 = 370 \text{ mm}$$

$$Asp1_{inf} := e_{1inf} \cdot l_1 = 74 \text{ cm}^2$$

$$ap1_{inf} := \frac{As1_{inf} \cdot f_y + Asp1_{inf} \cdot f_s}{0.85 \cdot f'_c \cdot l_1} = 38.51 \text{ cm}$$

$$Mnp1_{inf} := \phi_f \cdot \left(As1_{inf} \cdot f_y \cdot \left(d_1 - \frac{ap1_{inf}}{2} \right) + Asp1_{inf} \cdot f_s \cdot \left(h_1 - \frac{ap1_{inf}}{2} \right) \right)$$

$$Mnp1_{inf} = 292.99 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

if ($Mnp1_{inf} > Mu_1$, “ok”, “no cumple”) = “ok”

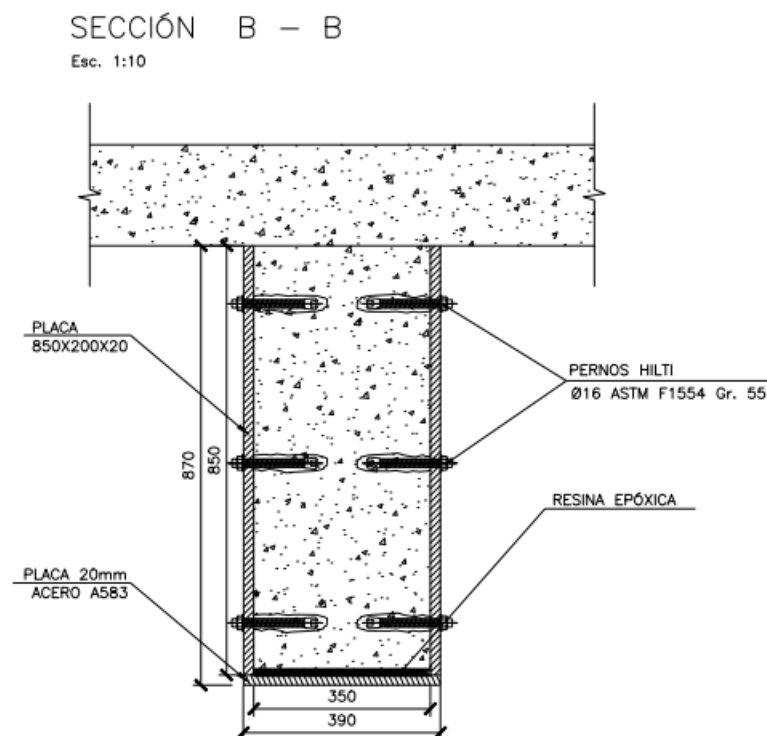


Ilustración 50. Columna reforzada

El costo de esta alternativa de reforzamiento fue de \$1'039,981.73, y se considera un costo elevado para mantener el puente, además, mantiene ciertas incertidumbres del estado de la subestructura, por lo que se evaluará la segunda alternativa de rehabilitación que consistirá en un puente nuevo de 35 m.

6. ANÁLISIS ALTERNATIVA 2: PUENTE NUEVO SOBRE EL RÍO JERMUD

6.1 Tipología Estructural de los Puentes.

Uno de los aspectos principales para la economía del proyecto es elegir o determinar la tipología estructural más apropiada de los puentes.

La elección del tipo de puente dependerá de los requerimientos viales, geotécnicos, topográficos y constructivos del proyecto. Muchos estudios e investigaciones se han realizado para ayudar al proyectista a elegir, de manera rápida, un tipo específico de puente para empezar con los cálculos estructurales del mismo. La solución final dependerá de los resultados que obtenga en su primer diseño y en las limitantes que le impongan las otras ingenierías.

Generalmente, la variable más importante en la elección del tipo de puente es la longitud entre apoyos. En la siguiente figura se muestra las tipologías y longitudes óptimas de puentes publicada en el Manual Innovativo de Diseño de Puentes (Martin 2016).

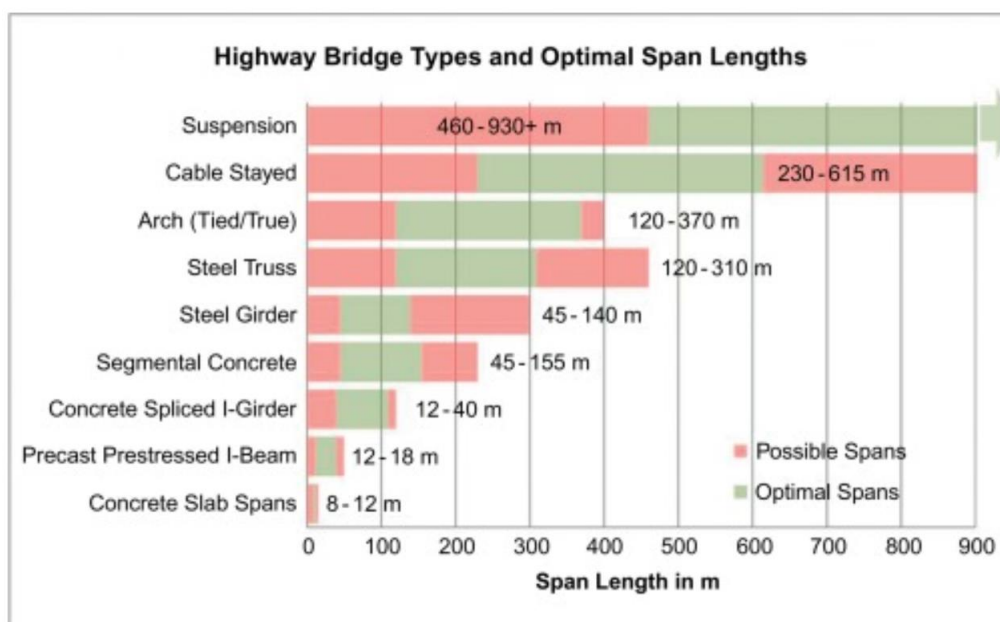


Ilustración 51: Tabla de tipología de puente vs longitudes óptimas (Innovative Bridge Design Handbook, Martin 2016)

Como se puede notar en la tabla, para puentes menores a 140m de longitud la tipología más conveniente para los puentes es con estructura de acero estructural; por esta razón se ha considerado la tipología de puente con vigas de acero para el puente sobre vía la costa.

6.2 Normas Aplicadas.

En el presente estudio se utilizarán las siguientes normas para el análisis y diseño de las estructuras:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC-15).
- Especificaciones para Diseño de Puentes (AASHTO LRFD 2017)
- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19)

En términos generales el análisis estructural y diseño de las estructuras de puentes y ductos cajón del proyecto se las realizará siguiendo las especificaciones del AASHTO LRFD 2017.

La norma NEC-15 será utilizada para requisitos específicos del territorio (Ecuador), sobre todo en la determinación de la demanda sísmica de la zona.

El ACI318-19 se utilizará para el diseño de los elementos de hormigón tales como losas, vigas, diafragmas, estribos, pilas, zapatas, etc.

6.3 Parámetros para el Análisis Estructural

En esta sección se describirá, de manera general, los criterios de análisis estructural de puentes que se utilizaron en este estudio para el diseño de las estructuras del proyecto.

6.3.1 Carriles de Diseño.

El carril de tráfico es el número de carriles con vehículos, para transitar a través del puente, proyectados por el ingeniero vial. Carril de diseño, en cambio, es el número de carriles a los cuales se les asignará una carga viva o vehicular para el diseño estructural del puente.

De acuerdo con la sección 3.6.1.1.1 del AASHTO el ancho del carril de diseño es 3,65 m y el número de carriles se obtiene tomando el número entero de la división del ancho libre del puente entre barreras, barandas o parterres para el ancho del carril de diseño.

6.3.2 Carga Muerta

Se considera carga muerta como todas aquellas carga o pesos que son permanentes en magnitud y posición durante la vida útil de la estructura. Esta carga corresponde al peso de elementos estructurales, pavimentos, superficies de revestimiento, bordillos, instalaciones, barreras, barandas, etc.

De acuerdo con el AASTHO, estas cargas se dividen en elementos estructurales y estructuras adjuntas (DC), pavimentos, superficies de revestimiento e instalaciones (DW) y pesos y presiones verticales de materiales de relleno (EV). El peso de estos elementos puede ser calculado por medio de sus geometrías y pesos específicos. A continuación, se presentan los pesos específicos de los materiales comúnmente utilizados en estructuras de puentes:

Tabla 19. Pesos Específicos de los Materiales.

MATERIAL	PESO ESPECIFICO (kg/m³)
Hormigón	2.400
Acero	7.850
Asfalto	2.000
Relleno (suelo)	1.500 – 1.900

6.3.3 Carga Viva

Se considera carga viva aquellas cargas de uso de la estructura. Estas cargas tienen la característica que sufren variaciones de magnitud y posición a lo largo de la vida útil de la estructura.

El AASHTO define como carga viva a la carga vehicular (LL), y la carga de peatones (PL).

Existen otras cargas que se derivan a la carga vehicular como: la fuerza de frenado (BR), la fuerza centrífuga (CE), la fuerza de colisión (CT), y los efectos dinámicos de la carga vehicular (IM).

Carga Vehicular

De acuerdo con la sección 3.6.1.1.2 del AASHTO 2017 la carga vehicular se la denomina como HL-93 y consiste en una combinación de:

- Camino de Diseño o Tandem de Diseño, y
- Carga de Carril de Diseño.

Camión de Diseño

Las cargas correspondientes al Camión de Diseño se muestran en la siguiente gráfica:

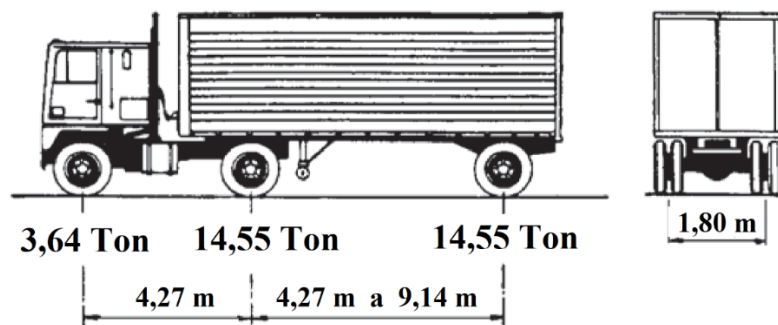


Ilustración 52: Camión de Diseño (AASHTO LRFD 2017)

La imagen, proveniente el AASHTO 2017, ha sido modificada para mostrar unidades MKS.

Tamden de Diseño

El Tamden de Diseño consiste en un par de ejes de 11,36 Ton separadas 1,20m. La separación transversal de las ruedas es de 1,80m.

Carga de Carril de Diseño

La Carga de Carril de Diseño consiste en una carga de 0,954 Ton/m uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga de carril debe ser considerada distribuida en los 3,00 m del carril de diseño.

Aplicación Longitudinal de la Carga Vehicular

Cada carril de diseño debe estar ocupado por una de las siguientes combinaciones de carga (sección 3.6.1.3.1 del AASHTO 2017):

- Carga de Tandem de Diseño combinado con una carga de Carril de Diseño.

- Carga de Camión de Diseño combinado con una carga de Carril de Diseño.
- 90% del efecto de 2 Camiones de Diseño espaciados 15,24 m combinado con el 90% de la Carga de Carril de Diseño. (Para momento negativo en el apoyo de estructuras continuas o reacciones de apoyos interiores)

Aplicación Transversal de la Carga Vehicular

Cada carril de diseño deberá posicionarse para producir los efectos más extremos de las fuerzas.

El camión de diseño o el Tandem de Diseño deberá ser posicionado de tal forma que el centro de cada rueda no esté más cerca de las siguientes condiciones:

- Para el diseño de los volados del tablero, a 30cm de la carga del parterre, vereda.
- Para el diseño de cualquier otro componente, a 60cm del borde del carril de diseño.

Efectos Dinámicos (IM)

De acuerdo con la sección 3.6.2 del AASHTO 2017, a los efectos estáticos del Camión de Diseño o Tandem de Diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas, se deberá considerar un incremento debido a los efectos dinámicos de la carga.

El factor aplicado a las cargas estáticas deberá ser igual a $(1+IM/100)$. Los valores de IM están dados por la Tabla 3.6.2.1-1 del AASHTO 2017:

Tabla 20. Valores incremento por efectos dinámicos (IM), (AASHTO LRFD 2017).

Component	IM
Deck Joints—All Limit States	75%
All Other Components:	
• Fatigue and Fracture Limit State	15%
• All Other Limit States	33%

6.3.4 Fuerzas de Frenado (BR)

Las fuerzas de frenado deberán ser consideradas como la mayor de las siguientes:

- 25% del peso de los ejes del Camión de diseño o Tandem de Diseño.
- 5 % del Camión de Diseño más Carga de Carril de Diseño o 5% del Camión de Diseño más Carga de Carril de Diseño.

Las fuerzas de frenado deberán ser aplicadas en todos los carriles de diseño en la dirección del tráfico. Estas cargas deberán ser aplicadas horizontalmente a una distancia de 1,80m sobre la superficie del puente. Los factores de multipresencia deberán ser aplicados.

6.3.5 Carga Sísmica

La determinación de la demanda sísmica se especifica en la sección 9.2.2 del capítulo “Peligro Sísmico” de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15). Sin embargo, esta sección indica que, para estructuras de puentes, se deberá seguir los niveles de amenaza sísmica y niveles de desempeño especificados en el AASHTO LRFD.

De acuerdo con la sección 3.10. del AASHTO 2017 los puentes deben ser diseñados para que tengan baja probabilidad de colapso, pero con posible daño significativo e interrupción del servicio para sismos con 7% de excedencia en 75 años (periodo de retorno de 1000 años).

Los espectros de diseño especificados en la NEC-15 corresponden a un periodo de retorno de 475 años; en consecuencia, se deben usar curvas de Peligro Sísmico para estimar la demanda correspondiente a un periodo de retorno de 1000 años. Se consideró la curva de peligro sísmico de la ciudad de Guayaquil (Figura 25 de la NEC-15) para estimar la relación entre la demanda sísmica para 1000 años y la demanda sísmica para 475 años.

$$\frac{Z_{1000}}{Z_{475}} = \frac{0,50}{0,40} = 1,25$$

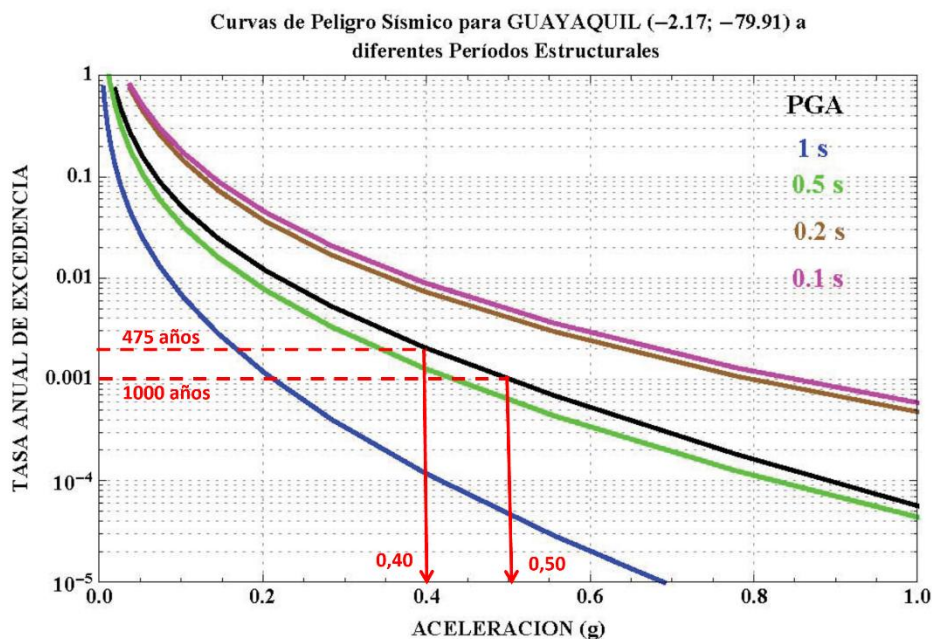


Ilustración 53: Curvas de Peligro Sísmico para la Ciudad de Guayaquil (Figura 25, NEC15)

Usando un factor de amplificación de demanda de 1,25 , se calculó el espectro de diseño (ver Ilustración 05) como se explica en la sección 3.1.1 de la NEC-15.

6.3.6 Combinación de Cargas.

Las cargas consideradas en la estructura deberán ser combinadas de acuerdo con la sección 3.4.1. del AASHTO LRFD 2017. A continuación, se muestra la tabla de factores mayoración y combinación de cargas según el AASHTO:

Tabla 21. Factores y Combinación de Cargas, AASHTO LRFD 2017.

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_P	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_P	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_P	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_P	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_P	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	γ_{LL}	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

6.3.7 Factor de Multipresencia.

El factor de multipresencia tiene como objetivo tomar en cuenta, para efectos del diseño estructural, la probabilidad de ocurrencia simultanea de la carga viva en todos los carriles del puente.

La sección 3.6.1.1.2. del AASHTO LRFD 2017 presenta los criterios para la determinación del factor de multipresencia. A continuación, se presenta la tabla recomendada por el AASHTO LRFD 2017 para la determinación de este factor:

Tabla 22. Factor de Multipresencia, AASHTO LRFD 2017.

Number of Loaded Lanes	Multiple Presence Factors, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

6.3.8 Evaluación de Deflexiones.

Las deflexiones de la estructura deberán ser revisadas de acuerdo con la sección 3.4.1. del AASHTO LRFD 2017. Los criterios de evaluación de deflexiones se indican en la sección 2.5.2.6.2 del AASHTO LRFD 2017.

6.3.9 Alturas Mínimas de Vigas.

Se deberá revisar la altura mínima de las vigas de acuerdo con la sección 2.5.2.6.3 del AASTHO LRFD 2017. La siguiente grafica muestra las alturas mínimas según el AASTHO (las dimensiones están en pulgadas):

Tabla 23. Relación altura vs longitud de la viga, AASHTO LRFD 2017.

Superstructure		Minimum Depth (Including Deck)	
Material	Type	Simple Spans	Continuous Spans
Reinforced Concrete	Slabs with main reinforcement parallel to traffic	$\frac{1.2(S+10)}{30}$	$\frac{S+10}{30} \geq 0.54 \text{ ft.}$
	T-beams	$0.070L$	$0.065L$
	Box Beams	$0.060L$	$0.055L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.035L$	$0.033L$
Prestressed Concrete	Slabs	$0.030L \geq 6.5 \text{ in.}$	$0.027L \geq 6.5 \text{ in.}$
	CIP Box Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Precast I-beams	$0.045L$	$0.040L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.033L$	$0.030L$
	Adjacent Box Beams	$0.030L$	$0.025L$
Steel	Overall Depth of Composite I-beam	$0.040L$	$0.032L$
	Depth of I-beam Portion of Composite I-beam	$0.033L$	$0.027L$
	Trusses	$0.100L$	$0.100L$

6.4 Diseño Estructural

6.4.1 Diseño de Vigas

Factor de Distribución de Cargas

El factor de distribución de cargas vivas se lo puede determinar por medio del modelo viga-línea (beam line model) especificado en la sección 4.6.2.2 del AASTHO LRFD 2017.

En las tablas 4.6.2.2.2.b-1, 4.6.2.2.2.d-1, 4.6.2.2.3a-1 y 4.6.2.2.3b-1 del AASTHO LRFD 2017 se presentan las fórmulas para el cálculo del factor de distribución de carga de momentos y fuerzas cortantes para vigas interiores y exteriores, respectivamente, en función de la tipología del puente.

Para puentes con losas de tablero de hormigón con vigas presforzadas o vigas metálicas tipo I, se presentan las siguientes fórmulas obtenidas de las tablas del AASTHO LRFD 2017.

Tabla 24. Factores de distribución para carga viva: Momento en Vigas Interiores, AASHTO LRFD 2017.

Table 4.6.2.2b-1—Live Load Distribution Factor for Moment in Interior Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	Distribution Factors	Range of Applicability
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-beams, T- and Double T-sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	One Design Lane Loaded: $0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{12.0 L t_s^3}\right)^{0.1}$	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $4.5 \leq t_s \leq 12.0$ $20 \leq L \leq 240$ $N_b \geq 4$ $10,000 \leq K_g \leq 7,000,000$
		Two or More Design Lanes Loaded: $0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12.0 L t_s^3}\right)^{0.1}$	
		use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule	$N_b = 3$

Tabla 25. Factores de distribución para carga viva: Momento en Vigas Exteriores, AASHTO LRFD 2017.

Table 4.6.2.2d-1—Live Load Distribution Factor for Moment in Exterior Longitudinal Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-beams, T- and Double T-sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{9.1}$	$-1.0 \leq d_e \leq 5.5$
			use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule	$N_b = 3$

Tabla 26. Factores de distribución para carga viva: Cortante en Vigas Interiores, AASHTO LRFD 2017.

Table 4.6.2.2.3a-1—Live Load Distribution Factor for Shear in Interior Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-beams, T- and Double T-sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	$0.36 + \frac{S}{25.0}$	$0.2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^{2.0}$	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $20 \leq L \leq 240$ $4.5 \leq t_s \leq 12.0$ $N_b \geq 4$
		Lever Rule	Lever Rule	$N_b = 3$

Tabla 27. Factores de distribución para carga viva: Cortante en Vigas Exteriores, AASHTO LRFD 2017.

Table 4.6.2.2.3b-1—Live Load Distribution Factor for Shear in Exterior Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-beams, T- and Double T-beams	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{10}$	$-1.0 \leq d_e \leq 5.5$
			Lever Rule	$N_b = 3$

6.4.2 Diseño de Estribos.

El diseño de los estribos debe cumplir con las especificaciones de los Capítulos 10 y 11 del AASHTO LRFD 2017. El criterio de diseño está basado en resistencia: “Resistencia mayor a la Demanda”

$$\phi P_n \geq P_u$$

ϕ = factor de reducción de resistencia

P_n = resistencia nominal

P_u = demanda o carga última

Las cargas últimas se obtienen considerando los factores de mayoración de carga de la sección 3.4.1. del AASHTO LRFD 2017 (ver sección 5.3.7 de este informe).

Los factores de reducción de resistencia se obtienen de la Tabla 10.5.5.2.2-1 de AASHTO. Para el estado de carga de evento extremo I se utilizó un factor de resistencia igual a 1,0.

Tabla 28. Factores de reducción de resistencia, AASHTO LRFD 2017.

Method/Soil/Condition			Resistance Factor
Bearing Resistance	ϕ_b	Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in clay	0.50
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using <i>CPT</i>	0.50
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using <i>SPT</i>	0.45
		Semi-empirical methods (Meyerhof, 1957), all soils	0.45
		Footings on rock	0.45
		Plate Load Test	0.55
Sliding	ϕ_r	Precast concrete placed on sand	0.90
		Cast-in-Place Concrete on sand	0.80
		Cast-in-Place or precast Concrete on Clay	0.85
		Soil on soil	0.90
	ϕ_{ep}	Passive earth pressure component of sliding resistance	0.50

Se deben considerar los estados límites de estabilidad (deslizamiento y volteo), y capacidad portante.

La capacidad portante en estructuras con cimentación superficial se la define mediante el esfuerzo admisible máximo y el esfuerzo admisible último, correspondientes al estado límite de Resistencia y Evento Extremo, respectivamente.

La capacidad portante en estructuras con cimentación superficial se la define mediante la carga admisible y la carga ultima de los pilotes, correspondientes al estado límite de Resistencia y Evento Extremo, respectivamente.

Las fuerzas consideradas en el diseño de los estribos fueron las siguientes:

g.) Empuje lateral del suelo activo (P_a).

Considera el empuje que el relleno ejerce en el plano horizontal. Se calcula por medio de la presión lateral de tierra especificado en la sección 3.11.5.1 del AASTHO LRFD 2017.

$$p = k_a \gamma_s z$$

k_a = coeficiente de presión activa (3.11.5.3-1)

γ_s = peso específico del suelo

z = profundidad del suelo de relleno

h.) Empuje lateral del suelo pasivo (P_p).

Considera la reacción del relleno frente al estribo que impide el desplazamiento de la estructura a causa del empuje del relleno. Se

calcula por medio de la presión lateral de tierra especificado en la sección 3.11.5.1 del AASTHO LRFD 2017.

$$p = k_p \gamma_s z$$

k_p = coeficiente de presión pasiva (3.11.5.4)

γ_s = peso específico del suelo

z = profundidad del suelo de relleno

i.) Descarga del puente sobre el estribo (DL y LL).

Considera la fuerza vertical proveniente de los apoyos del puente aplicada sobre los estribos. Las cargas verticales corresponden a la reacción de las vigas debido a la carga muerta (DL) y carga viva (LL) del tablero.

Estas fuerzas verticales causan compresión en la pantalla del estribo, momentos con respecto al centroide de la zapata, y una fuerza de fricción bajo la zapata que evita el deslizamiento del estribo. Coeficientes de fricción entre el estribo y el suelo, para diferentes tipos de materiales se especifican en la Tabla C3.11.5.3-1 del AASTHO LRFD 2017.

j.) Carga Sísmica.

Las fuerzas desestabilizadoras causadas por los sísmicos pueden ser clasificadas en 3 grupos:

- Las fuerzas inerciales del muro (W_{estrib})
- Las fuerzas inerciales del suelo de relleno (W_{rellen}), y
- El incremento del empuje lateral del suelo (ΔP_{ae}).

Las fuerzas inerciales, tanto del estribo como del relleno se calculan a partir de peso por el coeficiente sísmico del sitio

$$W_{\text{estrib}} = w_{\text{estrib}} A$$

$$W_{\text{rellen}} = w_{\text{rellen}} A$$

w_{estrib} = peso propio del estribo por metro lineal

w_{rellen} = peso del suelo de relleno por metro lineal

A = coeficiente sísmico de aceleración horizontal

El incremento en el empuje lateral del suelo (ΔP_{ae}) fue calculada por el método de Mononobe Okabe.

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$$

$$P_{ae} = 0.5 k_{ae} \gamma_s h^2$$

ΔP_{ae} = incremento sísmico de presión activa

P_{ae} = Presión activa sísmica de suelo

P_a = presión activa de suelo

k_{ae} = coeficiente de Mononobe – Okabe

γ_s = peso específico del suelo

h = altura de suelo

El coeficiente de Mononobe-Okabe se obtiene con la siguiente fórmula:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_{MO} - \beta)}{\cos \theta_{MO} \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta_{MO})} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta_{MO} - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta_{MO}) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2}$$

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

$$\theta_{MO} = \arctan(kh/(1-k_v))$$

k_h = coeficiente sísmico de aceleración horizontal

k_v = coeficiente sísmico de aceleración vertical

β = pendiente del muro con la vertical (negativo)

δ = ángulo de fricción entre el muro y el relleno

i = ángulo de la pendiente del relleno

k.) Sobrecarga Viva (S).

Considera el efecto de carga vehicular actuando en la superficie del relleno. Por medio de la tabla 3.11.6.4-1, AASHTO LRFD 2017,

recomienda una altura de suelo equivalente, tomando la altura del muro como parámetro principal.

Tabla 29. Altura Equivalente a Sobrecarga Viva, AASHTO LRFD 2017.

Abutment Height (ft)	h_{eq} (ft)
5.0	4.0
10.0	3.0
≥ 20.0	2.0

I.) Fuerzas de Frenado (Fr)

Considera los efectos de frenado de los vehículos sobre el tablero y este sobre la subestructura. De acuerdo con la sección 3.6.4 del AASHTO LRFD 2017, las fuerzas de frenado deberán ser consideradas como la mayor de las siguientes:

- 25% del peso de los ejes del Camión de diseño o Tandem de Diseño.
- 5 % del Camión de Diseño más Carga de Carril de Diseño o 5% del Camión de Diseño más Carga de Carril de Diseño.

Las fuerzas de frenado deberán ser aplicadas en todos los carriles de diseño en la dirección del tráfico. Estas cargas deberán ser aplicadas horizontalmente a una distancia de 1,80m sobre la superficie del puente. Los factores de multipresencia deberán ser aplicados.

6.5 Configuración estructural del puente nuevo sobre rio Jermud

El puente nuevo sobre el rio Jermud que reemplazará al existente, tendrá una longitud de 35m.

Está conformado por 2 carriles de 4,10 m de ancho, 2 espaldones de 0,60 m de ancho dando un ancho total del tablero de 10.0 m.

La estructural del tablero está conformada por una losa de hormigón de 20cm, una capa de asfalto de 5cm, 2 barandas de hormigón armado y 4 vigas de acero separadas 2,50m.

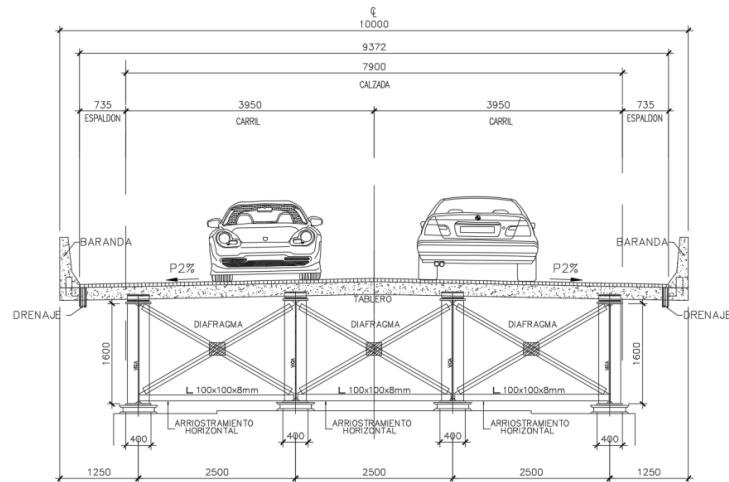


Ilustración 54: Separación Transversal de Vigas Metálicas.

6.6 Análisis y diseño estructural de losa de tablero.

6.6.1 Determinación del Espesor.

Se determinó el espesor de la losa del tablero por medio de la Sección 9.7.1.1 y la Tabla 2.5.2.6.3 del AASHTO LRFD 2017

En tableros de concreto apoyados en elementos longitudinales:

$$t_{min} = 0.175m \quad \text{Art. 9.7.1.1}$$

Versiones anteriores del AASHTO (tabla 2.5.2.6.3-1)

$$t_{min} = \frac{S + 3000}{30} \geq 165mm$$

$$S = 2500 \text{ mm}$$

$$t_{min} = \frac{2500 + 3000}{30} \geq 183mm$$

$$t_{min} = 0.183m$$

Teniendo en cuenta las disposiciones sobre el espesor de la losa utilizaremos

$$t = 0.20m$$

6.6.2 Fuerzas Internas en la Losa

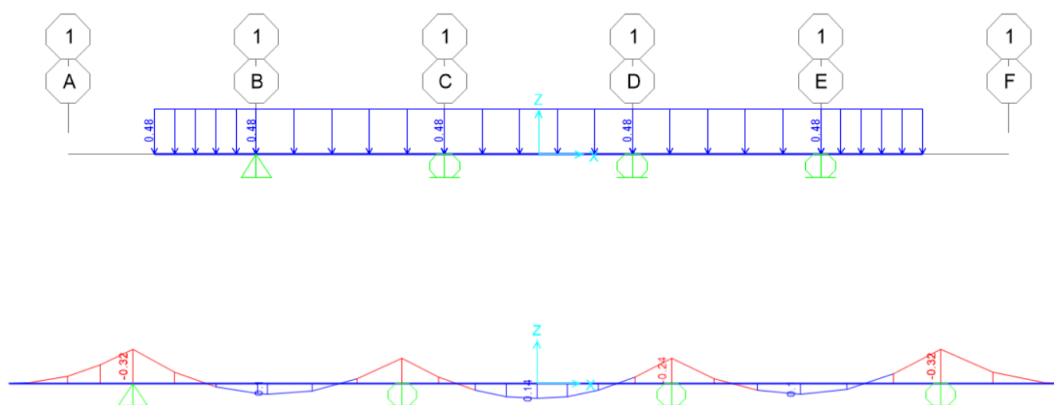
Momento Negativo

Carga Muerta (DC)

Peso propio de losa:

$$w_{losa} = 0.20m * 1.0m * 2400 \frac{kgf}{m^3} = 480 \text{ kgf/m}$$

Resolviendo la losa continua sobre seis apoyos (programa SAP2000) se tiene.



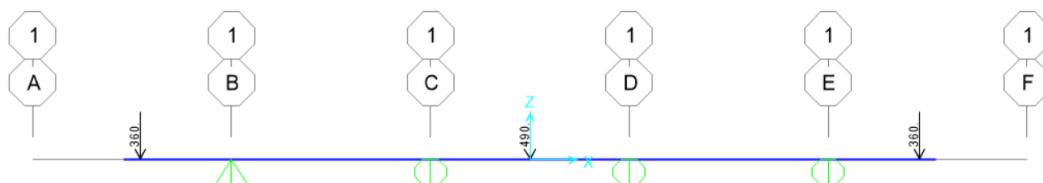
Tomamos el momento en el eje C

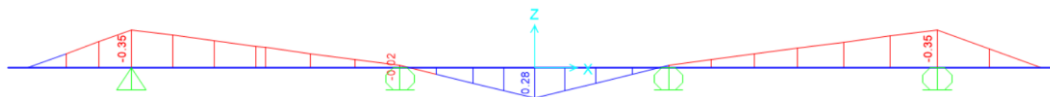
$$M(-)_{losa} = -317 \text{ kgf.m} = -0.32 \text{ tonf.m}$$

Peso de barreras

Consideramos una carga repartida lineal de 360kgf/m.

Resolviendo la losa continua sobre seis apoyos (programa SAP2000) se tiene.





Tenemos un momento por barrera en el eje C

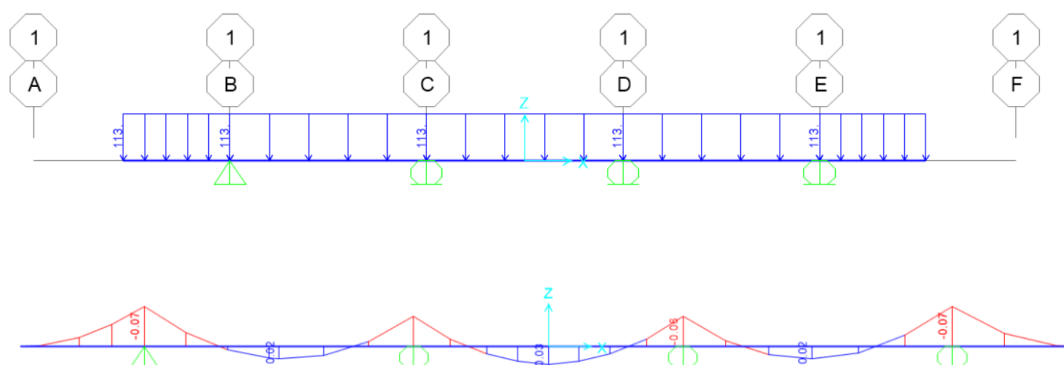
$$M(-)_{barrera} = -350 \text{ kgf.m} = 0.35 \text{ tonf.m}$$

Carga Muerta Recubrimientos e Instalaciones (DW)

Asfalto

$$w_{asfalto} = 0.05 \text{ m} * 1.0 \text{ m} * 2250 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} = 113 \text{ kgf/m}$$

Resolviendo la losa continua sobre seis apoyos (programa SAP2000) se tiene.



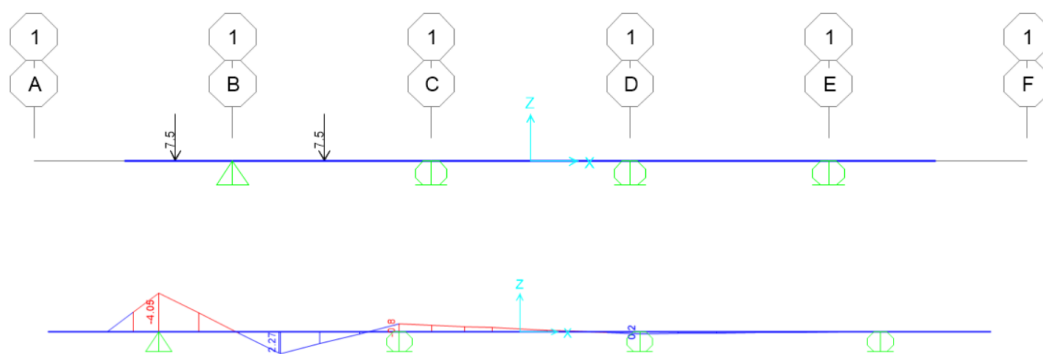
Tenemos un momento por asfalto en el eje C

$$M(-)_{asfalto} = -74 \text{ kgf.m} = -0.07 \text{ tonf.m}$$

Carga Viva más Impacto (LL+IM)

Considerando 01 carril cargado.

Resolviendo la losa continua sobre seis apoyos (programa SAP2000) se tiene.

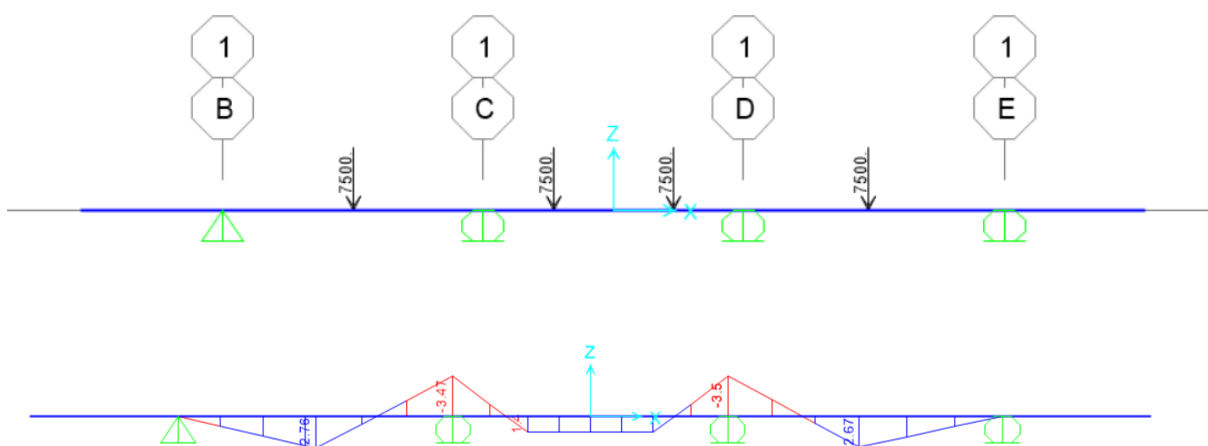


Para un carril cargado, y afectado del factor de presencia múltiple m (art. 3.6.1.1.2)

$$M(-) = 4050 * 1.2 = 4860 \text{ kgf} - m$$

Considerando 02 carriles cargados.

Resolviendo la losa continua sobre seis apoyos (programa SAP2000) se tiene.



Para dos carriles cargados

$$M(-) = 3470 * 1.0 = 3470 \text{ kgf} - m$$

El ancho de franja en que se distribuye es:

$$E(-) = 1220 + 0.25 S$$

$$E(-) = 1220 + 0.25(2500) = 1782.5 = 1.82m$$

Entonces, el momento negativo critico en B, incluido el efecto de carga dinámica y el ancho de franja es:

$$M_{LL+IM} = -\frac{4.86}{1.82} * 1.33 = -3.55 \text{ tonf} - m$$

Combinación de Carga (Estado Limite de Resistencia I)

Para el Diseño por Estado Limite de Resistencia 1

$$Mu = 1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 LL+IM$$

$$Mu = 1.25*(0.35+0.32)+1.5*(0.07)+1.75(3.55)$$

$$Mu (-) = -7.15 \text{ tonf.m}$$

Momento Positivo

Carga Muerta (DC)

Peso propio de losa:

Del diagrama de momento en la losa por peso propio, a una distancia de 0.4L

$$M_{DC1} = 98 \text{ kgf.m} = 0.10 \text{ tonf.m}$$

Barreras:

Igualmente para las barreras:

$$M_{DC2} = -195 \text{ kgf.m} = -0.19 \text{ tonf.m}$$

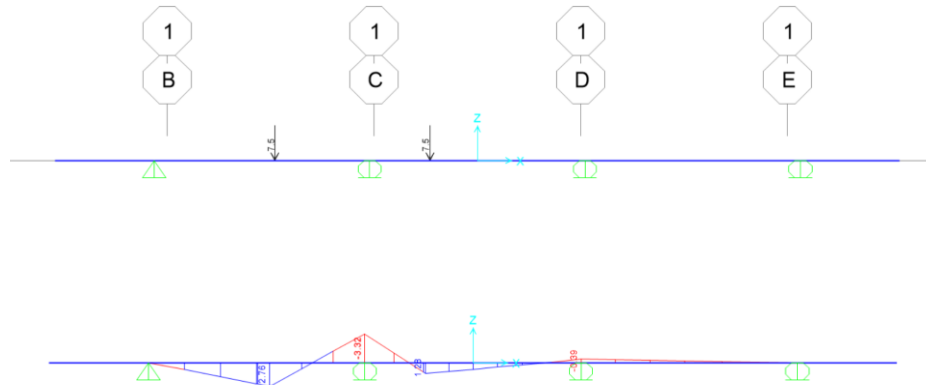
Carga Muerta Recubrimientos e Instalaciones (DW)

Del diagrama de momentos en losa por carga de asfalto a una distancia de 0.4L

$$M_{DW} = 21 \text{ kgf.m} = 0.02 \text{ tonf.m}$$

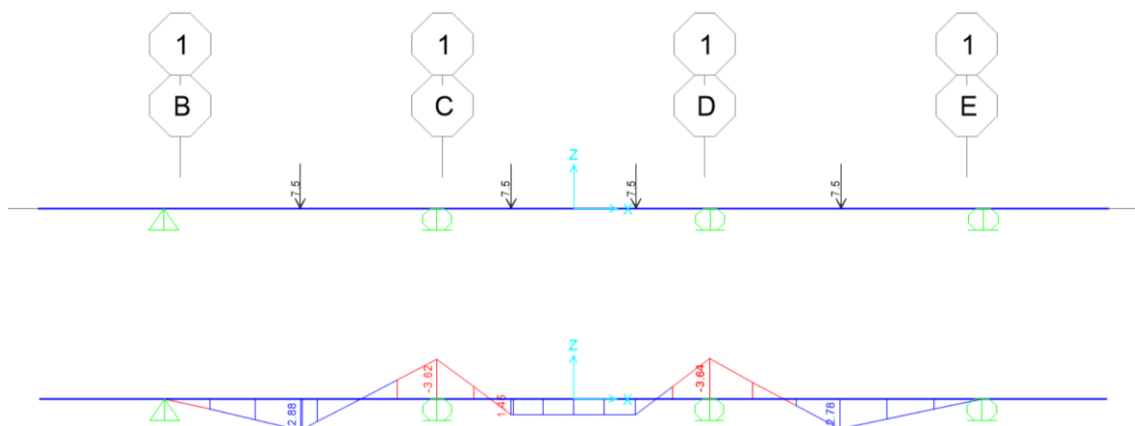
Carga Viva más Impacto (LL+IM)

Carga viva y efecto de Carga dinámica (LL+IM)



Para un carril cargado, y con el factor de presencia múltiple m

$$M(+) = 2760 * 1.2 = 3312 \text{ kgf.m}$$



Para dos carriles cargados.

$$M(+) = 2880 * 1.0 = 2880 \text{ kgf.m}$$

El ancho de franja en que se distribuye es:

$$E(+) = 660 + 0.55 S$$

$$E(+) = 660 + 0.55 (2500) = 2035 \text{ mm}$$

$$E(+) = 2.03 \text{ m}$$

Entonces, el momento negativo critico en B, incluido el efecto de carga dinámica y el ancho de franja es:

$$M_{LL+IM} = \frac{3.31}{2.03} * 1.33 = 2.17 \text{ tonf.m}$$

Combinación de Carga (Estado Limite de Resistencia I)

$$Mu = 1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 1.75 \text{ LL+IM}$$

$$Mu = 1.25*(0.10) + 1.5*(0.02) + 1.75(2.17)$$

$$Mu (-) = 3.95 \text{ tonf.m}$$

6.6.3 Diseño de la Losa

Acero Momento Negativo (Perpendicular al Tráfico)

$$Mu = -7.15 \text{ tonf.m}$$

$$r = 4 + 1.6/2 = 4.8 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi 0.85 f' c b}}$$

$$a = 15 - \sqrt{15^2 - \frac{2(715000)}{(0.90)(0.85)(280)(100)}}$$

$$a = 2.42$$

$$As = \frac{Mu}{0.9 f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$As = \frac{715000}{0.9(4200)(15 - \frac{2.42}{2})}$$

$$As = 13.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Usar

$$\phi 16 \text{ C/15 cm}$$

Acero Momento Positivo (Perpendicular al Tráfico)

$$Mu = 3.95 \text{ Tonf.m}$$

$$r = 3 + 1.6/2 = 3.8 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi 0.85 f' c b}}$$

$$a = 16.2 - \sqrt{16.2^2 - \frac{2(395000)}{(0.90)(0.85)(280)(100)}}$$

$$a = 1.18$$

$$As = \frac{Mu}{0.9 f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$As = \frac{395000}{0.9(4200)(16.2 - \frac{1.18}{2})}$$

$$As = 10.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Usar

$$\phi 16 \text{ C/18 cm}$$

Acero de Temperatura

$$As_{temp} = 0.0018 Ag$$

$$As_{temp} = 0.0018 * 20 * 100 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Usar

$$\phi 12 \text{ C/20 cm}$$

Acero de Distribución

En la parte inferior de la losa se coloca armadura en la dirección secundaria en un porcentaje del acero positivo igual a:

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{2500}} = 80.9 \leq 67\%$$

$$\% = 67\%$$

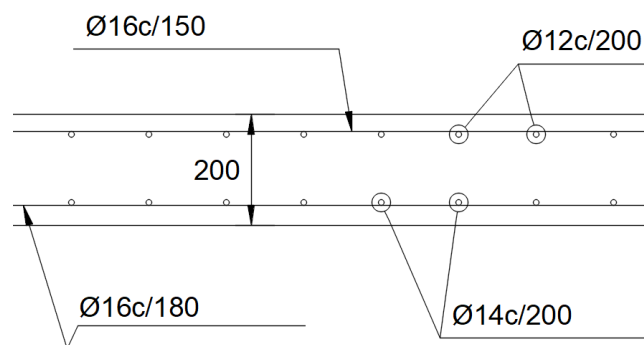
Acero inferior

$$A_s = \emptyset 16 \text{ C}/25 \text{ cm} = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{repart}} = 10.92 * 0.67 = 7.31 \text{ cm}^2$$

Usar

$\emptyset 14 \text{ C}/20 \text{ cm}$



Revisión a Corte

Sección crítica por corte cerca de apoyo extremo (5.8.2.9)

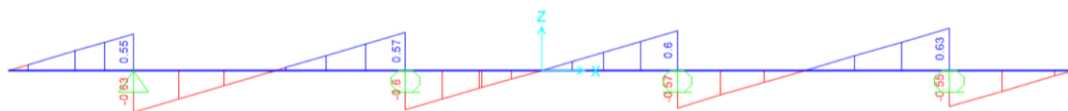
$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d - \frac{a}{2} = 14.37 \text{ cm}$$

La sección crítica se ubica desde el eje del apoyo en:

$$0.25\text{m} + 0.14\text{m} = 0.39\text{m}$$

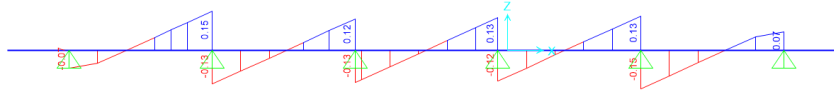
Del segundo apoyo

Carga Muerta



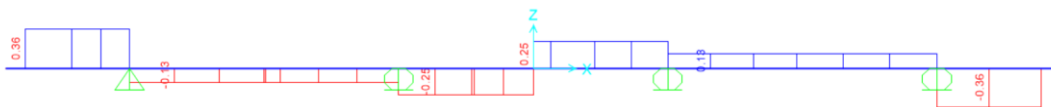
$$V_{DC} = 0.57 \text{ tonf}$$

Carga asfalto



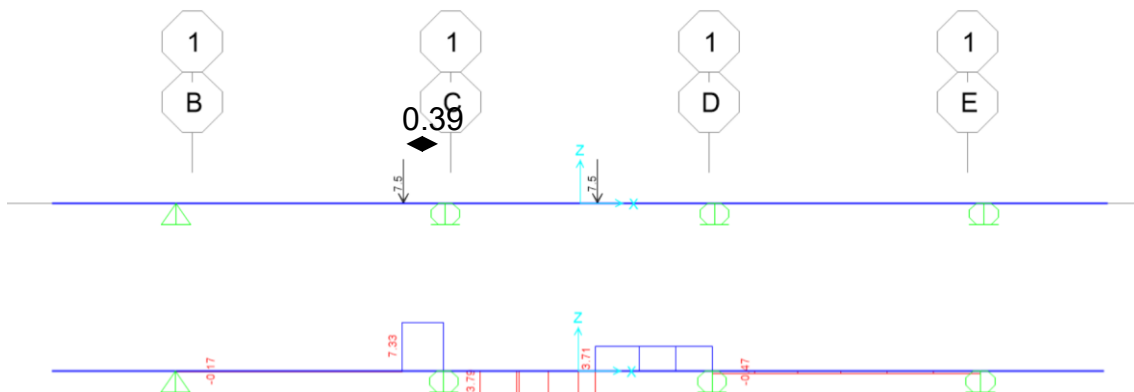
$$V_{DW} = 0.13 \text{ tonf}$$

Carga de Barrera



$$V_{DW} = 0.13 \text{ tonf}$$

Carga Viva



Con la posición del camión de diseño mostrada:

Con el factor de carga dinámica $IM=0.33$ y el factor de presencia múltiple $m=1.2$ y distribuido en el ancho de franja equivalente 1.82

$$V_{LL+IM} = 7.33 \text{ tonf} * 1.2 * \frac{1.33}{1.82} = 6.42 \text{ tonf}$$

Combinación crítica, Estado Limite de Resistencia 1.

$$V_u = 1.25V_{DC} + 1.50V_{DW} + 1.75V_{LL+IM}$$

$$V_u = 1.25 * 0.70 + 1.50 * 0.13 + 1.75 * 6.42 = 12.3 \text{ tonf}$$

Cortante resistente del concreto (V_c)

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * d * b \text{ (5.8.3.3-3)}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{280} * 100 * 15 = 13.30 \text{ tonf}$$

$$V_c > V_u \text{ ok}$$

6.7 Análisis y diseño de barrera

El diseño de las barreras se lo hace al nivel de ensayo AASHTO LRFD 13.7.2. Para nuestro caso se lo hará para el ensayo tipo 4 (TL-4), Aceptable para la carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas y carreteras interestatales en la cuales el tráfico incluye camiones y vehículos pesados.

Velocidad de diseño que se diseñó

Tabla 13.7.2.1 – Niveles de ensayo para las barandas de puentes y criterios para los ensayos de choque

Características de los vehículos	Pequeños automóviles		Camionetas (Pickups)	Camión semi-remolque	Camión con remolque		Camión cisterna
W (N)	7000	8000	20.000	80.000	220.000	355.000	355.000
B (mm)	1700	1700	2000	2300	2450	2450	2450
G (mm)	550	550	700	1250	1630	1850	2050
Ángulo de impacto, θ	20°	20°	25°	15°	15°	15°	15°
Nivel de Ensayo	VELOCIDADES DE ENSAYO (km/h)						
TL-1	50	50	50	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-2	70	70	70	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-3	100	100	100	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-4	100	100	100	80	N/A	N/A	N/A
TL-5	100	100	100	N/A	N/A	80	N/A
TL-6	100	100	100	N/A	N/A	N/A	80

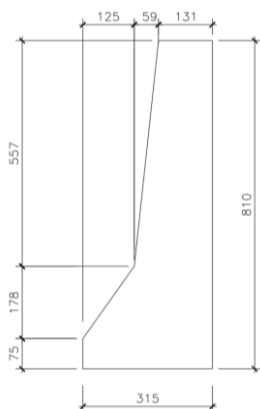
Las fuerza de diseño para las barreras de acuerdo al tipo de ensayo.

Tabla A13.2-1 – Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_T (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_L (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_V (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_T y L_L (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_V (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_e (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290

Análisis mediante líneas de fluencia de un muro de concreto, para el caso de un impacto dentro de un segmento del muro

GEOMETRIA



e tablero = 20.00 cm

CARGAS

Ft =	240 kN
FL =	80 kN
Fv =	80 kN
Lt =	1070 mm
LL = Lt	
Lv =	5500 mm

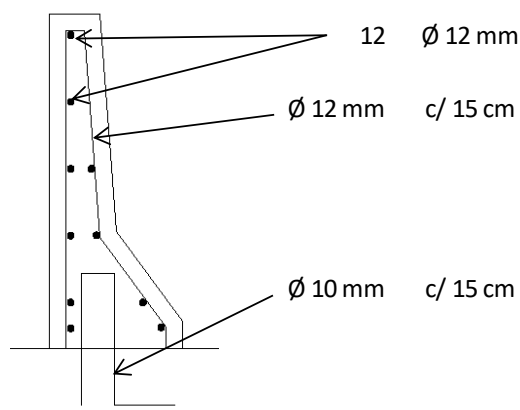
Materiales

f'c =	280 kg/cm ²
fy =	4200 kg/cm ²

1.- Momento resistente del muro alrededor del eje vertical (Mwh)

El momento resistente es evaluado de acuerdo al refuerzo horizontal del muro.

Como el espesor de la barrera varía, el calculo se realiza con un espesor promedio.



Area_Barrera =	0.150 m ²	
H =	0.81 m	
Ø =	12 mm	
N var =	6.67	Número de varillas en tracción
As =	7.540 cm ²	

h prom =	18.52 cm
d =	13.5

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot H}$$

a =	1.6427
-----	--------

$$M_{wH} = \phi As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

MwH =	361876.26 kg-m	→	3.62 ton-m
-------	----------------	---	------------

2.- Momento resistente del muro alrededor del eje horizontal (Mc)

El momento resistente es evaluado de acuerdo al refuerzo vertical del muro

$$\begin{aligned}\phi &= 12 \text{ mm} && \text{Armadura Vertical} \\ \text{Area de Varilla} &= 1.131 \\ \text{Espaciamiento} &= 15 \text{ cm} \\ A_s &= 7.540 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Cálculo del momento resistente para el segmento 1

$$h_{prom1} = 14.50 \text{ cm} \quad \text{Canto promedio de Segmento 1}$$

$$d = h_{prom1} - 5 \text{ cm} - \frac{\phi_v}{2}$$

$$d = 8.90 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = 1.331$$

$$M_{c1} = \phi A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{c1} = 234693.73 \text{ kg-m} \longrightarrow 2.35 \text{ ton-m}$$

Cálculo del momento resistente para el segmento 2.

$$h_{prom2} = 23.50 \text{ cm} \quad \text{Canto promedio de Segmento 2}$$

$$d = 17.90 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = 1.331$$

$$M_{c2} = \phi A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{c2} = 491198.27 \text{ kg-m} \longrightarrow 4.91 \text{ ton-m}$$

Momento Resistente promedio

$$M_c = \frac{(0.55m \cdot M_{c1} + 0.45m \cdot M_{c2})}{(0.55m + 0.42m) \cdot b}$$

$$M_c = 3.50 \text{ ton-m}$$

3.- Longitud crítica del patron de falla por líneas de fluencia (Lc)

$$L_t = 1070 \text{ mm} \quad \text{corresponde al diámetro de los neumáticos del eje trasero del camión}$$

$$M_b = 0.00 \text{ ton-m} \quad \text{Momento resistente de la viga superior (no hay viga)}$$

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}} \quad \text{AASHTO LRFD 13.3.1-2}$$

$$L_c = 3.18 \text{ m}$$

4.- Resistencia Nominal a la Carga Transversal

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right) \quad \text{AASHTO LRFD 13.3.1-1}$$

$$R_w = \frac{27.47 \text{ ton}}{269 \text{ kN}} > \frac{240 \text{ kN}}{240 \text{ kN}} \quad \text{ok}$$

5.- Transferencia de corte entre la barrera y la losa

La resistencia nominal R_w , debe ser transferida a través de la junta por corte

$$T = \frac{R}{L_c + 2H} \quad \text{AASHTO LRFD 13.4.2-1}$$

$$T = 5.73 \text{ ton}$$

$$V_{ct} = T \quad \text{Fuerza de corte producida por el impacto del camión}$$

La resistencia nominal de corte V_n , en el plano de interface es dado por:

$$V_n = c \cdot A_{cv} + \mu \cdot (A_{vf} \cdot f_y + P_c)$$

la que no excederá de $0.2 \cdot f'_c \cdot A_{cv}$ ó $5.5 \text{ MPa} \cdot A_{cv}$

donde:

A_{cv} Área de contacto de corte	$A_{cv} =$	300 mm ² /mm
A_{vf} Área transversal del dowel en el plano de corte	$A_{vf} =$	1.05 mm ² /mm Ø 12 c/15cm
f_y Resistencia a fluencia del acero	$f_y =$	420 MPa
P_c Fuerza a compresión	$P_c =$	3.53 N/mm
f'_c Resistencia mínima del concreto	$f'_c =$	28 MPa
c Coeficiente de cohesión	$c =$	0.52 MPa A.5.8.4.2
μ Coeficiente de Fricción	$\mu =$	0.60

los últimos coeficientes son para vaciado del concreto contra un concreto, endurecido, con superficie limpia y rugosa

$$V_n = c \cdot A_{cv} + \mu \cdot (A_{vf} \cdot f_y + P_c)$$

$$V_n = 422.01 \text{ N/mm} \longrightarrow 43.03 \text{ ton} \quad \text{ok}$$

El área transversal mínima de los dowells a través del plano de corte es

$$A_{vf} = \frac{0.35 \cdot b_v}{f_y} \quad \text{Espaciamiento} = 15.00 \text{ cm}$$

$$A_{vf} = 125.00 \text{ mm}^2 < 157.08 \text{ mm}^2 \quad \text{ok}$$

La longitud de desarrollo para una varilla con gancho con $f_y = 420 \text{ MPa}$ es dado por (A5.11.2.4.1)

$$\ell_{hb} = \frac{100 d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad \ell_{hd} = 18.90 \text{ cm}$$

Factor de modificación de respuesta

- 0.7 si el recubrimiento lateral para barras es mayor o igual a 64mm y para ganchos a 90°, el recubrimiento sobre la prolongación de la barra más allá del gancho no es menor que 50mm
- 1.3 si se utiliza hormigón de agregados livianos

$$\ell_{hd} = 17.20 \text{ cm}$$

$\ell_{longitud} = e \text{ tablero} - 40 \text{ mm}$

$$\text{Longitud disponible} = 16.00 \text{ cm}$$

$$A_{s\text{requerido}} = A_s \cdot \left(\frac{\ell_{disponible}}{\ell_{dh}} \right)$$

$$A_{s\text{requerido}} = 9.74$$

INMOBILIARIA JOALPA S.A. RUC 0992836032001

Av. León Febres Cordero, Edificio River Plaza, 5to. Piso, Parroquia Satelital La Aurora
Teléfono 044 505803 - E-mail: inmojoalpa_01@hotmail.com

Cálculo del momento resistente para el segmento 1

$$a = \frac{A_{s\text{requerido}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad a = 1.719$$

$$M_{c1} = \phi \cdot A_{s\text{requerido}} \cdot f_y \cdot \left(d_1 - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{c1} = 296109.21 \text{ kg-m} \longrightarrow 2.96 \text{ ton-m}$$

Cálculo del momento resistente para el segmento 2

$$a = \frac{A_{s\text{requerido}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad a = 1.719$$

$$M_{c2} = \phi \cdot A_{s\text{requerido}} \cdot f_y \cdot \left(d_2 - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{c2} = 627560.84 \text{ kg-m} \longrightarrow 6.28 \text{ ton-m}$$

Momento resistente promedio

$$M_c = \frac{(0,55m \cdot M_{c1} + 0,45m \cdot M_{c2})}{(0,55m + 0,42m) \cdot b}$$

$$M_c = 4.45 \text{ ton-m}$$

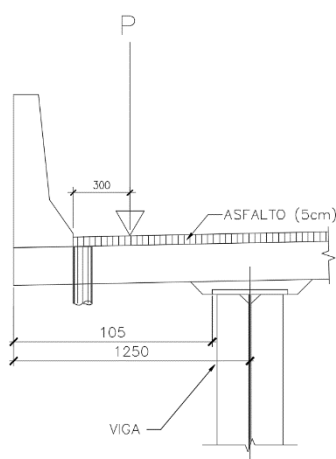
$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}}$$

$$L_c = 2.89 \text{ m}$$

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t}\right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H}\right)$$

$$R_w = 31.79 \text{ ton} > 240 \text{ kN} \quad \text{ok}$$

6.8 Análisis y diseño de volado de losa



Determinación de Cargas

Barrera = wb

$$wb = 0.36 \text{ tonf}$$

Losa = wl

$$wl = (0.20m)(1.25m) \left(2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}\right) = 0.60 \text{ tonf/m}$$

Determinación de Momentos por carga muerta

$$M_b = (0.36 \text{ tonf})(1.05\text{m} - 0.15\text{m}) = 0.32 \text{ tonf.m}$$

$$M_l = \left(0.60 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}\right)(1.05\text{m})\left(\frac{1.05\text{m}}{2}\right) = 0.33 \text{ tonf.m}$$

$$M_D = M_b + M_l$$

$$M_D = 0.65 \text{ tonf.m}$$

Determinación de Momentos por carga viva:

$$E = 0.83x + 1.14 \text{ Ancho de franja equivalente que actúa la carga viva}$$

$$E = 0.83(1.05) + 1.14 = 2.01$$

$$M_{LL+IM} = \frac{(7.5 \text{ tonf})(1.33)(1.20)}{2.01}(0.45\text{m}) = 2.67 \text{ tonf.m}$$

Determinación de Momento que transmite la colisión de un camión hacia la losa.

$$M_{CT} = \left(\frac{Rw}{Lc + 2H}\right)(H)$$

$$M_{CT} = \left(\frac{26.9 \text{ tonf}}{3.18 + 2(0.81\text{m})}\right)(0.81\text{m}) = 4.53 \text{ tonf.m}$$

Combinaciones de Carga

$$\text{Para estado límite de Resistencia } 1(1.25M_D + 1.75M_{LL+IM})$$

$$Mu = 1.25(0.65 \text{ tonf.m}) + 1.75(2.67 \text{ tonf.m}) = 5.48 \text{ tonf.m}$$

$$\text{Para estado límite de Evento Extremo } (1.25M_D + 1.0M_{CT})$$

$$Mu = 1.25(0.65 \text{ tonf.m}) + 1.00(4.53 \text{ tonf.m}) = 5.34 \text{ tonf.m}$$

Determinación del Acero de Refuerzo

$$As(-) = 13.40 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 16\text{mm c}/150\text{mm}$$

$$As(+) = 11.16 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 16\text{mm c}/180\text{mm}$$

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$a = \frac{(13.4)(4200)}{0.85 (280)(100)} = 2.36 \text{ cm}$$

$$\emptyset Mn = \emptyset As f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\emptyset Mn = (0.9)(13.4)(4200) \left(15 - \frac{2.36}{2} \right) = 6.99 \text{ tonf.m}$$

Este momento debe reducirse por la fuerza de tensión axial por la colisión en el volado

$$T = \left(\frac{Rw}{Lc + 2H} \right)$$

$$T = \left(\frac{26.9}{3.18 + 2(0.81)} \right) = 5.60 \text{ tonf.m}$$

Resolviendo como un caso de momento de flexión y tensión combinados

$$\frac{Pu}{\emptyset Pn} + \frac{Mu}{\emptyset Mn} \leq 1.0$$

$$Mu = \emptyset Mn \left(1 - \frac{Pu}{\emptyset Pn} \right)$$

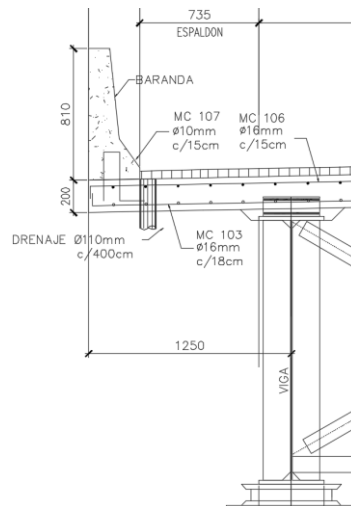
Siendo

$$Asb = As(-) + As(+) = 13.4 + 11.16 = 24.56 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset Pn = \emptyset As b f_y = 1.0(24.56)(4200) = 103 \text{ tonf}$$

$$Mu = (6.99 \text{ tonf.m}) \left(1 - \frac{5.60 \text{ tonf}}{103 \text{ tonf}} \right) = 6.61 \text{ tonf.m}$$

$$6.61 \text{ tonf.m} > 5.34 \text{ tonf.m}$$



6.9 Diseño de diafragma

Las vigas diafragmas son vigas transversales que usan como riostras en los extremos de las vigas.

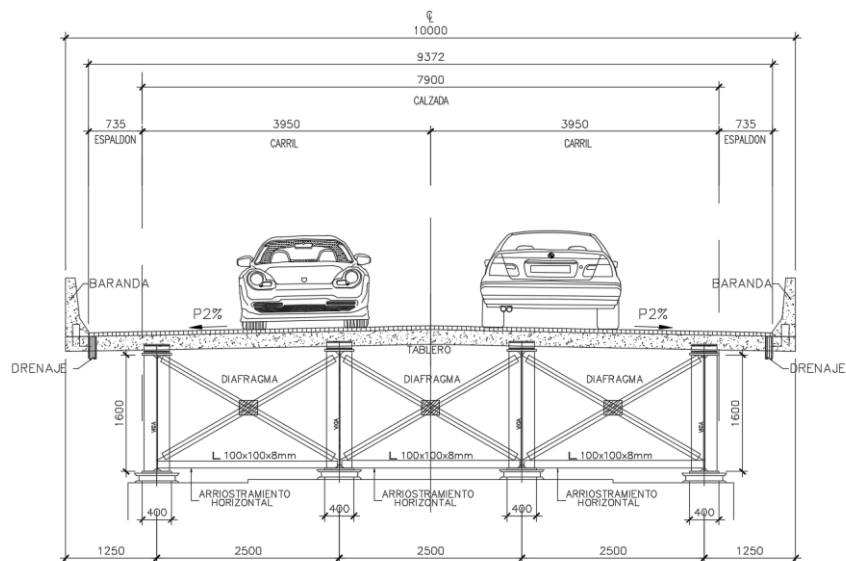


Ilustración 55. Esquema de diagonales.

$$l = 2500mm$$

$$r = 30.7mm$$

$$\frac{kl}{r} < 140$$

$$\frac{2500}{30.7} < 140$$

$$81.43 < 140 \text{ "ok"}$$

6.10 Análisis y diseño estructural de vigas de tablero.

Altura Mínima.

Se determinó la altura mínima de las vigas en base a la Tabla 2.5.2.6.3-1 del AASHTO LRFD 2017

Table 2.5.2.6.3-1—Traditional Minimum Depths for Constant Depth Superstructures

Superstructure		Minimum Depth (Including Deck)	
		When variable depth members are used, values may be adjusted to account for changes in relative stiffness of positive and negative moment sections	
Material	Type	Simple Spans	Continuous Spans
Reinforced Concrete	Slabs with main reinforcement parallel to traffic	$\frac{1.2(S+10)}{30}$	$\frac{S+10}{30} \geq 0.54 \text{ ft.}$
	T-Beams	$0.070L$	$0.065L$
	Box Beams	$0.060L$	$0.055L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.035L$	$0.033L$
Prestressed Concrete	Slabs	$0.030L \geq 6.5 \text{ in.}$	$0.027L \geq 6.5 \text{ in.}$
	CIP Box Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Precast I-Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.033L$	$0.030L$
	Adjacent Box Beams	$0.030L$	$0.025L$
Steel	Overall Depth of Composite I-Beam	$0.040L$	$0.032L$
	Depth of I-Beam Portion of Composite I-Beam	$0.033L$	$0.027L$
	Trusses	$0.100L$	$0.100L$

$$h_{min} = 0.033L$$

$$h_{min} = 0.033(35m) = 1.15m$$

$$1.65m > 1.15m$$

La altura mínima de la viga mixta también se establece en las Tablas 6.1 y 6.11

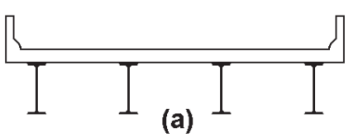
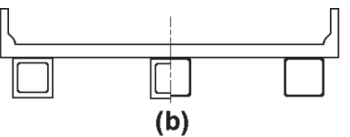
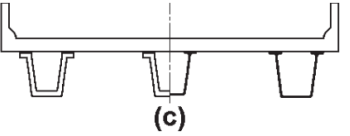
$$h_{min} = 0.040L$$

$$h_{min} = 0.040(35m) = 1.40m$$

$$1.85m > 1.40m$$

Factor de Distribución.

Table 4.6.2.2.1-1—Common Deck Superstructures Covered in Articles 4.6.2.2.2 and 4.6.2.2.3

Supporting Components	Type of Deck	Typical Cross-Section
Steel Beam	Cast-in-place concrete slab, precast concrete slab, steel grid, glued/spiked panels, stressed wood	 (a)
Closed Steel or Precast Concrete Boxes	Cast-in-place concrete slab	 (b)
Open Steel or Precast Concrete Boxes	Cast-in-place concrete slab, precast concrete deck slab	 (c)

Factor de distribución para momento

Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, o emparrillado con vanos parcialmente llenos sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te	a, e, k y también i, j si está suficientemente conectada para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$	1100 ≤ S ≤ 4900 110 ≤ t_s ≤ 300 6000 ≤ L ≤ 73.000 N_b ≥ 4
		Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$	
		Usar el menor de los valores entre el obtenido de la ecuación anterior con N_b = 3 o la ley de momentos	N_b = 3

Factor de distribución a Corte

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla 4.6.2.2.a-1			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

Verificación de proporciones

Varias verificaciones son requeridas para asegurar que las proporciones de la sección de la viga de prueba, están dentro de los límites.

S6.10.2

Verificación de proporciones del Alma:

S6.10.2.1

Las alas a compresión y tensión de la sección de la viga reunirá los siguientes requerimientos:

Alma sin rigidizador longitudinal: $\frac{D}{t_w} \leq 150$ Ec. 6.10.2.1.1-1

$D/t_w = 138$ SATISFACE

Alma con rigidizador longitudinal: $\frac{D}{t_w} \leq 300$ Ec. 6.10.2.1.2-1

$D/t_w = 138$ SATISFACE

Verificación de proporciones de las Alas:

S6.10.2.2

i) $\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 12.0$ Ec. 6.10.2.2-1

Ala superior: $b_{ft}/2 \cdot t_{ft} = 8.0$ SATISFACE

Ala superior: $b_{fb}/2 \cdot t_{fb} = 4.6$ SATISFACE

ii) $b_f \geq \frac{D}{6}$ Ec. 6.10.2.2-2

$b_f = 400 \text{ mm} \geq D/6 = 275$ SATISFACE

iii) $t_f \geq 1.1 \cdot t_w$ Ec. 6.10.2.2-3

$t_f = 25 \text{ mm} \geq 13.2 \text{ mm}$ SATISFACE

iv) $0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10$ I_{yc}, I_{yt} momentos de inercia de las alas a compresión y tensión alrededor del eje vertical Ec. 6.10.2.2-4

$$I_{yc} = \frac{t_{ft} \cdot b_{ft}^3}{12} = 1.3E+08 \text{ mm}^4$$

$$I_{yc} = \frac{t_{fb} \cdot b_{fb}^3}{12} = 1.3E+08 \text{ mm}^4$$

$I_{yc} / I_{yt} = 1.000$ SATISFACE

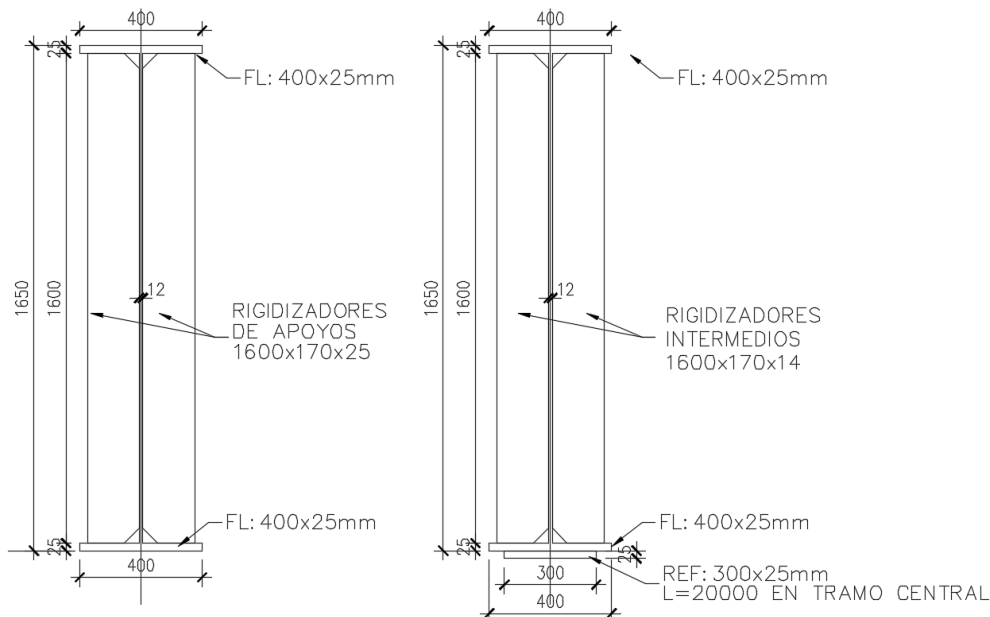


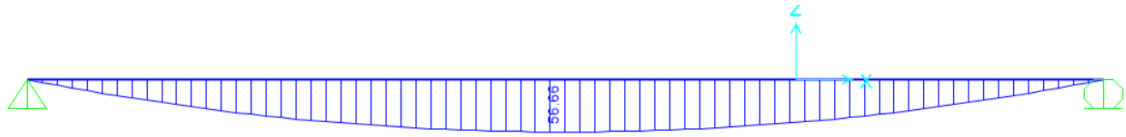
Ilustración 56. Esquema de Vigas de Acero.

Tabla 30. Propiedades Geométricas de la sección.

ELEMENTO	A cm ²	Y cm	AY cm ³	AY ² cm ⁴	I _o cm ⁴			
Ala Inferior	100.00	3.75	375.00	1406.25	52.08	Prop.	Sec. Simple	Sec. Comp.
Alma	192.00	85.00	16320.00	1387200.00	409600.00	Y' =	71.55	130.24
Ala Superior	100.00	166.25	16625.00	2763906.25	52.08	Iz =	4562372.92	22855331.25
Losa	580.00	177.50	102950	18273625.00	19333.33	ΣA*Y' ²	2390746.66	17760336.50
Carga Sobresp.	204.74	177.50	36342.06	6450715.01	6824.80	I =	2171626.26	5094994.75
Cubre Placa Sup.	0.00	167.50	0.00	0.00	0.00	C. Sobrep.	Y' =	103.84
Cubre Placa Inf.	75.00	1.25	93.75	117.19	39.06		Iz =	11019912.72
Total S. Simple	467.0		33413.75	4152629.69	409743.23		ΣA*Y' ²	7243641.44
Total S. Comp.	1047.0		136363.75	20664371.66	2190959.59		I =	3776271.29
Total S. Sobre.	671.7		69755.81	8841461.67	2178451.06			
Propiedades de Sección Simple								
Ym =	71.55 cm	distancia al eje neutro de la sección simple			H =	165.00 cm	Altura total de sección	
A =	392.00 cm ²	Area de sección simple			Peso Propio=	0.31 ton/m	Peso de la sección	
Acp =	467.00 cm ²	Area de sección con cubreplaca			P. Cubreplaca=	0.06 ton/m	Peso de cubre placas	

Yt =	71.55	cm	longitud de la zona de tensión	Yc =	93.45	cm	longitud de la zona de compresión
Ix =	2 171 626.3	cm ⁴	Momento de Inercia de sección Simple ≈				
S _{xt} =	30351.26	cm ³	Módulo de sección con respecto al ala de tensión ≈				
S _{xc} =	23238.32	cm ³	Módulo de sección con respecto al ala de compresión ≈				
Z _x =	19781.4	cm ³	Módulo de Sección plástica para sección simple ≈				
Propiedades de Sección Compuesta							
Ym =	130.24	cm	distancia al eje neutro de la sección compuesta	H =	185.00	cm	Altura total de sección
A =	1047.00	cm ²	Area de sección compuesta	Peso Propio=	0.82	ton/m	Peso de la sección
Yt =	130.24	cm	longitud de la zona de tensión	Yc =	54.76	cm	longitud de la zona de compresión
Ix =	5 094 994.8	cm ⁴	Momento de Inercia de sección Compuesta ≈				
S _{xt} =	39119.34	cm ³	Módulo de sección con respecto al ala de tensión ≈				
S _{xc} =	93046.28	cm ³	Módulo de sección con respecto al ala de compresión ≈				
Z _x =	45380.20	cm ³	Módulo de Sección plástica para sección compuesta≈				

PRIMERA ETAPA:



El momento flector por peso propio de la viga es de 57 t.m, que añadido un 10% por efecto de celosías de arriostramiento entre vigas 62.7t.m

Momento Flector máximo = 62.7t.m (peso propio de viga y arriostramiento)

$I = 3776271 \text{ cm}^4 = 0.0377 \text{ m}^4$

$$\sigma = \frac{M \cdot c}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{(62.7) \cdot (0.715)}{0.0377} = 1189 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{(62.7) \cdot (0.935)}{0.0377} = 1555 \text{ t/m}^2$$

$118.9 \text{ kg/cm}^2 < 2310 \text{ kg/cm}^2$

$155.5 \text{ kg/cm}^2 < 2310 \text{ kg/cm}^2$

SEGUNDA ETAPA: FUNDICION DE LOSA DE TABLERO

Las vigas ubicadas en su sitio definitivo, adecuadamente arriostradas en la dirección transversal; se ha colocado el encofrado para la losa

Cargas Permanentes

Peso de la viga y arriostramientos 62.7 t.m

Peso del encofrado (50kg/m²) 18.5 t.m



Peso de la losa 20cm con hormigón

183.8 t.m



Sobrecarga de fundición (50kg/m2)

18.5 t.m



$$\Sigma = 283.5 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{(283.5) * (0.715)}{0.0377} = 5376 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{(283.5) * (0.935)}{0.0377} = 7031 \text{ t/m}^2$$

537 kg/cm2 < 2310kg/cm2 (tracción)

703 kg/cm2 < 2310kg/cm2 (Compresión)

TERCERA ETAPA (SERVICIO)

La losa de hormigón ya ha ganado la resistencia requerida, y debido a la presencia de conectores de corte, se ha integrado a las vigas de acero, de modo que el sistema resistente de las cargas esta constituido por vigas mixtas (acero y hormigón)

Cargas Permanentes sobre viga metálica

Momento

Peso de la viga más arriostramiento

62.7 t.m

Peso de la losa seca

183.8 t.m

$$\Sigma = 246.5 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{(246.5) * (0.715)}{0.0377} = 467.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{(246.5) * (0.935)}{0.0377} = 611.3 \text{ kg/cm}^2$$

Cargas Permanentes sobre viga mixta

Momento

Peso del asfalto

42.1 t.m

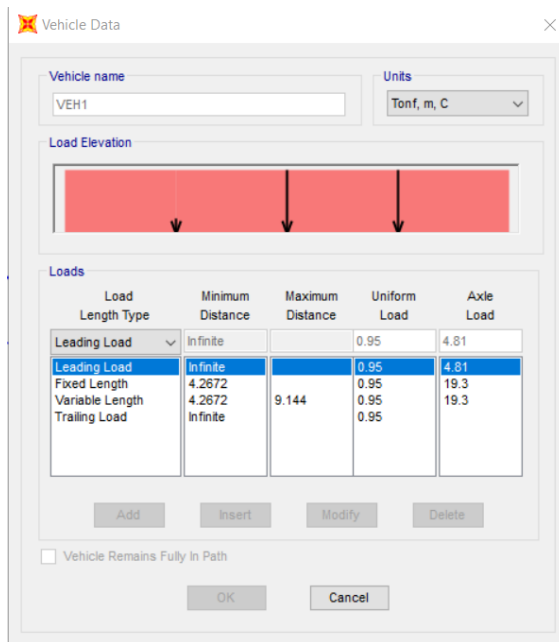


Carga viva sobre viga mixta

Momento

Camión HL-93

473.8 t.m



Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		0.95	4.81
Leading Load	Infinite		0.95	4.81
Fixed Length	4.2672		0.95	19.3
Variable Length	4.2672	9.144	0.95	19.3
Trailing Load	Infinite		0.95	

Ilustración 57. Ingreso del Camión HL-93.

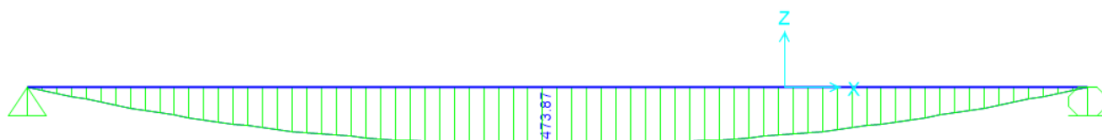


Ilustración 58. Diagrama de Momentos por carga viva.

Factor de distribución

Los valores de cargas vivas e impacto deben ser afectados por un factor “g”, el

$$S = 2.50m$$

$$Ts = 20cm$$

$$L = 35m$$

$$Nb = 4$$

Kg (Parámetro de Rigidez Longitudinal):

$$A = 392 \text{ cm}^2$$

$$N \text{ (Coeficiente entre E de viga y E de losa)} = 2100000/252671$$

$$N = 8.00$$

$$e_g = (165 - 71) + 15 = 109cm$$

I= Inercia de la viga Metálica

$$I = 3776271 \text{ cm}^4$$

$$k_g = n(I + A \cdot e_g^2)$$

$$k_g = (8.00) * (3776271 + (392) \cdot (109)^2)$$

$$k_g = 67196026 \text{ cm}^4$$

Chequeo del rango de aplicabilidad a la superestructura:

STabla 4.6.2.2b-1

$1100 \leq S \leq 4900$	mm	S =	2500 mm	APLICA
$110 \leq ts \leq 300$	mm	ts =	200 mm	APLICA
$6000 \leq L \leq 73000$	m	L =	35000 mm	APLICA
$N_{vigas} \geq 4$		$N_{VIGAS} =$	4	APLICA
$4.2E+9 \leq Kg \leq 29.1E+11$	mm^4	$Kg =$	$6.3196E+11$	APLICA

Para el caso tablero compuesto de losa de hormigón armado sobre vigas de acero o de hormigón,

$$gint - mom2 = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \cdot \left[\frac{Kg}{L \cdot ts^3}\right]^{0.1}$$

$$gint - mom2 = 0.075 + \left(\frac{2500}{2900}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{2500}{35000}\right)^{0.2} \cdot \left[\frac{6.7E + 11}{(35000) \cdot (200)^3}\right]^{0.1}$$

$$gint - mom2 = 0.64$$

$$M_{adic} = 42.1 \text{ t.m} + 0.64 * 473.8 \text{ t.m} = 345.3 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{1adic} = \frac{(345.3) * (1.30)}{0.0594} = 755.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2adic} = \frac{(345.3) * (0.54)}{0.0594} = 313.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{3,acero} = \frac{(345.3) * (0.54)}{0.0594} = 313.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{3,hormigon} = \frac{\sigma_{3,acero}}{n_E} = \frac{313.9}{8.00} = 39.23 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos acumulados son:

$$\sigma_{1total} = 611.3 + 755.7 = 1367 \text{ kg/cm}^2 \text{ Tracción}$$

$$\sigma_{2total} = 467.5 + 313.9 = 781.4 \text{ kg/cm}^2 \text{ compresión}$$

DISEÑO A FLEXION POR CARGAS ULTIMAS

La combinación de carga para resistencia ultima es

$$U = 1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 1.75(\text{LL} + \text{IM})$$

$$U = 1.25(246.5 \text{ t.m}) + 1.50(42.7 \text{ t.m}) + 1.75(0.64 * 473.8 \text{ t.m})$$

$$U = 902.83 \text{ t.m}$$

Verificación de compacidad:

i) El puente es recto o equivalente a recto según S4.6.1.2.4b

ii) $F_y = 350 \text{ MPa} \leq F_y = 482 \text{ MPa}$ **APLICA**

iii) Se deben satisfacer los requerimientos límites del alma en la sección transversal (Ver cálculos anteriores):

$$\text{iv) } \frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. 6.10.6.2.1-1}$$

Área de refuerzo en sección de momentos positivos:

$b_{losa} = 2500 \text{ mm}$

$\emptyset_{ref} = 10 \text{ mm} \quad c/ \quad 200 \text{ mm}$

$A_{s \text{ ref}} = 78.5 \text{ mm}^2$

$A_{rt+} = 982 \text{ mm}^2$

$\emptyset_{ref} = 10 \text{ mm} \quad c/ \quad 200 \text{ mm}$

$A_{s \text{ ref}} = 78.5 \text{ mm}^2$

$A_{rb+} = 982 \text{ mm}^2$

Encontrar la profundidad del eje neutro plástico desde la fibra superior de la losa D_p para determinar D_{cp} , que es la profundidad del alma en compresión en la capacidad del momento plástico.

Por la Tabla D6.1-1:

$P_s =$ fuerza en la losa con la sección completamente plástica

$$= 0.85 \cdot f'_c \cdot b_{efflosa} \cdot t_{losa} = 11900 \text{ KN}$$

$P_{rt} =$ fuerza en el refuerzo superior con la sección completamente plástica

$$= F_{yt} \cdot A_{rt} = 412.3 \text{ KN}$$

$P_{rb} =$ fuerza en refuerzo inferior en sección completamente plástica

$$= F_{yrb} \cdot A_{rb} = 412.3 \text{ KN}$$

$P_c =$ fuerza en el ala superior con la sección completamente plástica

$$= F_{yc} \cdot b_{fc} \cdot t_{fc} = 3500.0 \text{ KN}$$

$P_w =$ fuerza en el alma con la sección completamente plástica

$$= F_{yw} \cdot D \cdot t_w = 6930 \text{ KN}$$

$P_t =$ fuerza en el ala inferior con la sección completamente plástica

$$= F_{yt} \cdot b_{ft} \cdot t_{ft} = 6125.0 \text{ KN}$$

Nos encontramos en el caso 2

II ENP en el ala $P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$

$$16555.0 > 12724.7$$

$$Y = \left(\frac{t_c}{2} \right) \left(\frac{P_w + P_t - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_c} + 1 \right)$$

$$Y = 13.68 \text{ mm}$$

$$M_p = \left[\frac{P_c}{2t_c} \right] \left[\hat{Y}^2 + (t_c - \hat{Y})^2 \right] + [P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_t d_t]$$

$$M_p = 1750 \text{ t.m}$$

$$M_u + \frac{1}{3} f_l \cdot S_{xt} \leq \phi_f \cdot M_n$$

$f_l = 0$; Esta arriostrado en compresión

$$M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \left(\frac{D_p}{D_t} \right) \right)$$

$$D_p = 13.7mm \leq 0.1D_t = 170mm$$

$$\phi_f = 1.0$$

$$M_u + \frac{1}{3} f_l \cdot S_{xt} \leq \phi_f \cdot M_n$$

$$903 \text{ t.m} \leq 1750 \text{ t.m}$$

ARRIOSTRAMIENTO VERTICAL

L_b = Longitud no arriostrada, (mm). 5000 mm

Límite de longitud no arriostrada para alcanzar la resistencia a flexión nominal bajo flexión uniforme, (mm).

Separación entre diafragmas o entre rigidizadores transversales si se disponen.

$$L_p = 1 \cdot r_t \cdot \sqrt{E/F_{yc}} = 2423 \text{ mm} \quad \text{Ec.6.10.8.2.3-4}$$

Límite de longitud no arriostrada para comportamiento de pandeo inelástico bajo flexión uniforme, (mm).

$$L_r = \pi \cdot r_t \cdot \sqrt{E/F_{yr}} = 7612 \text{ mm} \quad \text{Ec.6.10.8.2.3-5}$$

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \cdot \left(1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{D_c}{b_{fc}} \cdot \frac{t_w}{t_{fc}} \right)}} = 101.4 \text{ mm} \quad \text{Ec. 6.10.8.2.3-9}$$

$$V_{viga} = 6.4 \text{ tonf}$$

$$V_{losa} = 21 \text{ tonf}$$

$$V_{DW} = 4.8 \text{ tonf}$$

Cortante por carga Viva

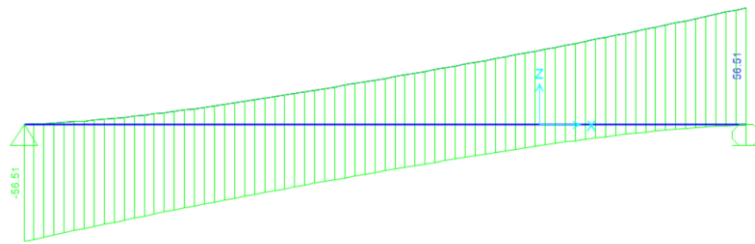


Ilustración 59. Diagrama de Cortante por Carga Viva.

Factor de distribución

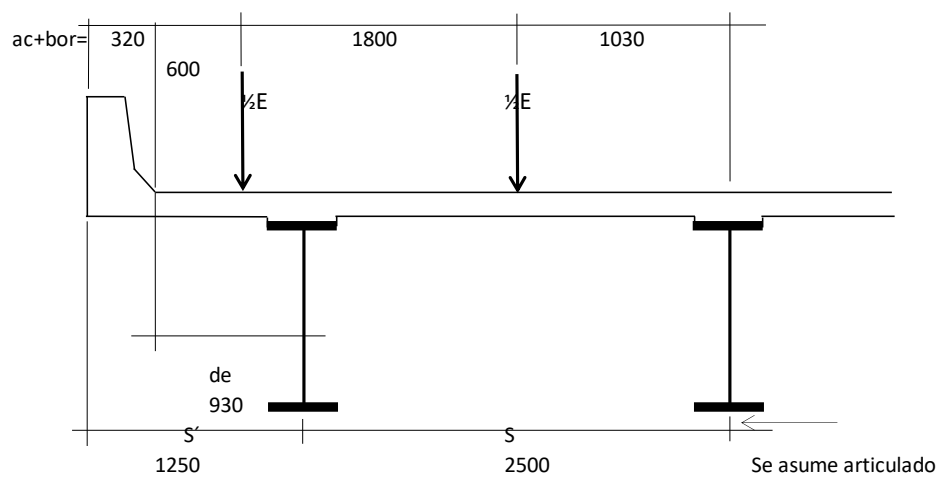


Figura 5.- Regla del brazo de palanca

$$g_{ext} - mom1 = \frac{\frac{1}{2}E \cdot d_1 + \frac{1}{2}E \cdot Nd_2}{\sum d_n}$$

$$g_{ext} - mom1 = 0.77$$

Factor de presencia multiple fpm = 1.20

$$g_{ext} - mom1 = 0.92$$

$$V_{LL} = 0.92 * 56.1 \text{ tonf} = 51.6 \text{ tonf}$$

$$V_u = 1.25V_{DC} + 1.50V_{DW} + 1.75V_{LL}$$

$$V_u = 131.8 \text{ tonf}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$v_u = \frac{131800}{0.75 * 1.2 \text{ cm} * 160 \text{ cm}} = 915 \text{ kg/cm}^2$$

$$915 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La sección de la viga cumple con el diseño por el método LRFD.

Se realizó una revisión por el método ASD el cual se indica en el anexo G.

6.11 Conectores de Cortante

Las cortantes horizontales en la interfaz entre la losa de concreto y la viga de acero son resistidas por CONECTORES de cortante a todo lo largo de la luz simplemente apoyada para desarrollar la acción compuesta, dichos conectores son dispositivos mecánicos, como esparragos o canales soldados, colocados en fila transversal a través de la aleta superior. Los conectores de cortante para la viga se diseñan por resistencia última, y el número se comprueba por fatiga

POR RESISTENCIA ULTIMA

el número N de conectores cortantes requeridos entre una sección de máximo positivo y un apoyo

$$N = P / \phi S_u$$

donde:

S_u = Resistencia última de un conector a cortante, en kgf

ϕ = coeficiente de reducción = 0.85

P = fuerza en klb, en la losa de hormigón, tomada la menor de P1 y P2

180359 kgf

P1 = $A_s F_y$

1633105 kgf

P2 = $0.85 f' c b t_s$

180359 kgf

A_s = área de la viga de acero, en cm^2

465 cm^2

b = ancho efectivo de la losa para sección compuesta

30 cm

t_s = espesor de la losa, en cm

20 cm

E_c = módulo de elasticidad del concreto, kgf/ cm^2

282495 kgf/ cm^2

H = altura del esparrago

10 cm

d = diámetro del esparrago, cm

22 mm

A_{sc} = sección transversal de un esparrago, cm^2

3.80 cm^2

h = espesor promedio de un ala del canal, cm

0.9 cm

t = espesor del alma del canal, cm

0.7 cm

W = longitud del canal, cm

25 cm

ESPARRAGOS SOLDADOS:

Para $H/d = 4.545455 > 4$

$$S_u = 0.4 d^2 \cdot (f' c \cdot E_c)^{1/2} \leq 4200 \cdot A_{sc}$$

15966 kgf

El número de esparragos entre el centro de la luz y cada apoyo, será:

Esparragos por fila = 3

N = 13

p = 403 cm

CANALES: $S_u = 57 \cdot (h + t/2) \cdot W \cdot (f' c)^{1/2} =$

33324 kgf

N = 6

p = 274 cm

Usaremos conectores UPN 120 (ref: Catálogo IPAC).

Desig- nación	Dimensiones							Área	Peso	Propiedades Elásticas						Módulo Torsión
	Altura		Ala		Distancias					Eje y-y			Eje x-x			
	h	s	b	t	r1	r2	d			Ix	Sx	rx	Iy	Sy	ry	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			cm²	kg/mt	cm⁴	cm³	cm	cm⁴	
UPN 80	80,00	6,00	45,00	8,00	8,00	4,00	46,00	11,00	8,64	106,00	26,50	3,10	19,40	6,36	1,33	2,16
UPN100	100,00	6,00	50,00	8,50	8,50	4,50	64,00	13,50	10,60	206,00	41,20	3,91	29,30	8,49	1,47	2,81
UPN120	120,00	7,00	55,00	9,00	9,00	4,50	82,00	17,00	13,40	364,00	6037,00	4,62	43,20	11,10	1,59	4,15

Combinación de Carga Servicio

$$V_{viga} = 6.4 \text{ tonf}$$

$$V_{losa} = 21 \text{ tonf}$$

$$V_{DW} = 4.8 \text{ tonf}$$

$$V_{LL} = 43.12 \text{ tonf}$$

$$V_{SERVICIO} = 75.32 \text{ tonf}$$

POR FATIGA

Las cargas vivas que se desplazan en el puente producen acciones internas como cortante vertical en cualquier punto de viga. La variación de la fuerza cortante V_r debido a diferentes ubicaciones de la sobrecarga más el impacto producen el máximo, así como alcanza un mínimo y esta diferencia es la variación del esfuerzo cortante V_r .

La variación del esfuerzo cortante horizontal a lo largo de la superficie entre el concreto y la viga metálica se puede calcular mediante la siguiente fórmula.

$$S_r = \frac{V_r Q}{I}$$

1) DETERMINACIÓN DE LA SEPARACIÓN EN ZONA DE APOYO HASTA 0.15L

$V_r = V_{\max}(s/c+1)$ = cortante máximo en la viga en Ton (kips)

I = Momento de inercia de toda la sección transformada zona apoyo =

Q = Momento 1er orden o estático de la sección en compresión transformada

de concreto respecto al eje neutro de toda la sección ($A_{con} \cdot Y_{cg}$) para $n = 8$

$$A_{con} = 0.061 \text{ m}^2 \quad 93.97 \text{ pul}^2$$

$$\text{distancia } Y_{cg} = 0.407 \text{ m} \quad 16.02 \text{ pul}$$

sustituyendo en la ecuación, tenemos:

$$S_r = 2.438 \text{ Klb/pulg}$$

El rango admisible del esfuerzo cortante horizontal en Klb por conector

Tipo canal 5X6.7lb es:

Tipo esparrago 16x100 mm:

$$Z_r = B \cdot W$$

$$Z_r = \alpha \cdot d^2$$

donde:

B y α = ciclos de esfuerzo máximo según AASHTO, se tiene los siguientes parámetros

		B	α
ciclos de esfuerzo máximo	100000	4.0	13.0
ciclos de esfuerzo máximo	500000	3.0	10.6
ciclos de esfuerzo máximo	2000000	2.4	7.9
ciclos de esfuerzo máximo	2000000	2.1	5.5

USAREMOS según categoría de 2 000 000

2.4 7.9

sustituyendo valores en la ecuación anterior se tiene:

Canal:

$$Z_r = 23.62 \text{ Klb}$$

La separación de los conectores se puede determinar por los esfuerzos cortantes de fatiga debido a cambios en el cortante horizontal y por resistencia última para resistir acciones internas del cortante total

$$P = \frac{Z_r}{S_r} = 23.62 / 2.438 = 9.69 < 24 \text{ pulg SATISFACE}$$

los conectores no pueden tener una separación mayor a 24 pulg (60cm)

Usando conectores tipo canal C 5x6.7lbs según el AISC con una separación de:

9.69 pulg

conectores en 0.15L = 5.25m

espaciados cada 10" =

25 cm

#conectores hasta 0.15L =

22

conectores de canal UPN 120L @ 25 cm

6.12 Análisis y diseño de estribo de Puente Jermud**Peso de la superestructura**

PESO DE VIGA 50M = 11.94 TON X 4 = 47.8 TON

PESO DE DIAGONALES = 47.8 TON X 0.10 = 4.8 TON (10% DEL PESO DE LA VIGA)

PESO DE LOSA = 10.0 X 0.20 X 35 X (2.40 TON/M3) = 168 TON

PESO DE BARANDAS = 0.157 X 35 X 2 X (2.40 TON/M3) = 26.37 TON

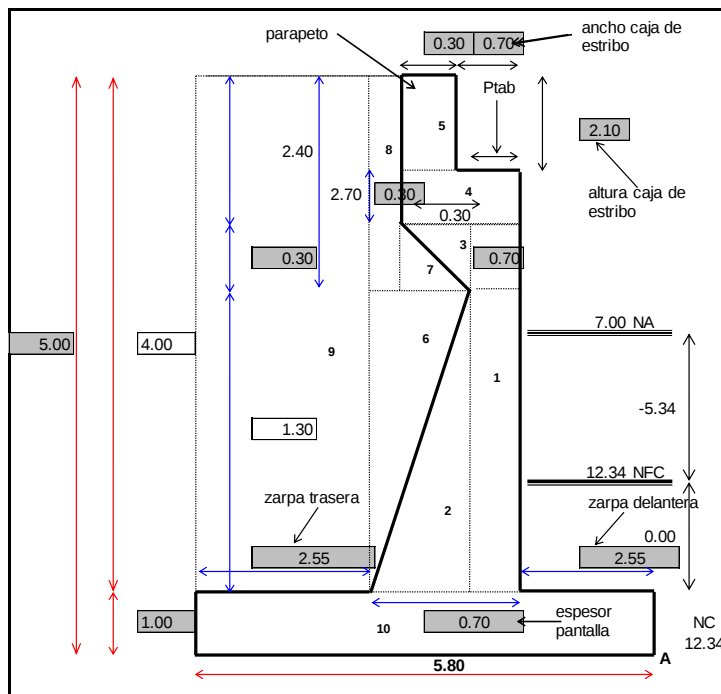
Σ DC = 247 TON

PESO DE ASFALTO = 0.05 X 35 X 4.35 X 2 X (2.20 TON/M3) = 33.49 TON

Análisis de estabilidad estribo h=5.00m

PROYECTO: ESTRIBO RIO JERUMD

CALCULO DE ESTRIBO DE CONCRETO REFORZADO



$$N = 700 \text{ mm}$$

$$N \geq 305 + 2.5 \cdot L + 10 \cdot H = 448 \text{ mm}$$

$$H = 5.55$$

Correcto

N: longitud mínima de soporte en mm

L: longitud del tablero en metros medida entre juntas. Para juntas dentro de la luz, L debe ser $L_1 + L_2$, correspondientes a las distancias a ambos lados de la junta. Para puentes de una sola luz L es igual a la longitud del tablero

H: altura en metros de pilares o columnas que soportan el tablero hasta la siguiente junta de expansión. H es cero para puentes de una sola luz

Datos de diseño :

Luz del puente	35.00	m
Ancho del puente	10.00	10.00 m
Numero de vías	2	
Angulo de esviaje λ =	0	°
Concreto f'c	350	kgf/cm ²
Acero de refuerzo fy	4200	kgf/cm ²
Peso de la superestructura	DC	250 t
	DW	36.0 t
Tipo de camión de diseño	HL-93	
Carga viva por el tipo de camión	49.135	t
Sobrecarga adoptada	1.25	t/m ²
Resistencia admisible del terreno	10.00	kgf/cm ²
Tipo del terreno	σ =	1.80 t/m ³
Peso específico del concreto	σ =	2.40 t/m ³
Angulo de fricción interna	ϕ =	35.00 °
Nivel Freático (respecto al N.F.Z.)		0.00 m
Coefficiente de fricción del Suelo		0.65

TIPOS DE CAMIONES					
CAMION	CARGA1	CARGA2	CARGA3	D. EJES	CARGA TOTAL
	t	t	t	m	t
HS-20	14.5	14.5	3.44	4.3	32.44
HS-20	14.5	14.5	3.625	4.3	32.625

LINEA DE CARGA EQUIVALENTE			
	w	Pm	Pv
	t/m	t	t
HS-20	0.954	8.182	11.818
HS-20	0.954	8.182	11.818

TIPOS
HS-15
HS-20
HS-25
HL-93
HS-MOP

La carga del Camión HL-93, es una combinación de la carga de camión más carga repartida del tipo HS-20

Nota: † cargas no utilizadas, solo para comparación.

Reacciones de la Superestructura

Carga Muerta	DC + DW =	286 t
Reacción por metro lineal	DC =	12.50 t/m (peso/ (2*ancho del puente)) la carga se reparte entre los 2 estribos
	DW =	1.80 t/m
Carga viva	LL =	9.02 t/m peso camion por m de vía

a) Infraestructura

Cuadro de cargas

Carga	Peso (ton)	Xa	Ma-x (ton-m)	Ya	Ma-y (ton-m)	Xcg (cm)	Ycg (cm)
P1	2.69	2.90	7.80	1.80	4.84	3.737	1.947
P2	0.00	3.25	0.00	1.43	0.00		
P3	0.11	3.35	0.36	2.50	0.27		
P4	0.72	3.05	2.20	2.75	1.98		
P5	1.51	3.40	5.14	3.95	5.97		
P6	0.00	4.12	0.00	1.87	0.00		
P7	0.08	3.45	0.28	2.40	0.19		
P8	0.70	3.40	2.39	1.65	1.16		
P9	16.20	4.68	75.74	3.00	48.60		
P10	13.92	2.90	40.37	0.50	6.96		
total	35.93		134.26		69.97		

b) Superestructura

Carga Muerta	DC=	12.50 t/m	M _{DC A} =	36.3 ton-m	e =	2.90
	DW =	1.80	M _{DW A} =	5.2 ton-m		2.90
Carga Viva	LL=	9.02 t/m	M _{LL A} =	26.2 ton-m	e =	2.90

Empuje de Tierras

$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) =$	0.27	$h' =$	0.69 m	Altura de Relleno adicional que simula una sobrecarga
$E_{Ha} = 0.5 \cdot \gamma \cdot h \cdot (h + 2 \cdot h') \cdot K_a =$	7.791 t			
$E_{Ha} = 0.5 \cdot \gamma \cdot h \cdot (h + 2 \cdot h') \cdot K_a =$	6.097 t			sin sobrecarga
$Z =$	1.85 m			
Ma =	14.4 t m			
$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) =$	3.69	$h_p =$	1.00 m	
$E_{Hp} = 0.5 \cdot \gamma \cdot h_p^2 \cdot K_p =$	3.32 t			
$Z =$	0.33 m			
MP =	1.11 t m			

Fuerzas sísmicas actuando sobre el relleno (Método Mononobe - Okabe)

Coefficiente de aceleración A =	0.56	
Coefficiente sísmico horizontal Kh =	0.34	
Coefficiente sísmico vertical Kv =	0	
$\theta = \tan^{-1}(K_h/(1 - K_v)) =$	18.6 °	0.32 rad
Sobrecarga sobre la superficie del terreno q =	0 t/m	
Altura de Relleno adicional h' =	0 m	
Altura de diseño H =	5.00 m	
Angulo entre la superficie del terreno y la horizontal $\beta =$	0 °	0 rad
Peso unitario del suelo $\gamma =$	1.80 t/m³	
Angulo de fricción interna del suelo $\phi =$	35.00 °	0.61 rad
Angulo de fricción entre la pared del muro y el suelo $\delta =$	17.5 °	0.31 rad
Angulo de inclinación de la pared del muro $\alpha =$	0 °	0 rad
Altura para empuje pasivo Hp =	1 m	

$$E_{HAE} = E_A \cdot \sin \delta =$$

$$E_{VAE} = E_A \cdot \cos \delta =$$

$$K_{aE} = \cos^2(\phi - \alpha - \theta) / [(\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \theta) \cdot (1 + (\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)) / (\cos(\delta + \alpha + \theta) \cdot \cos(\beta - \alpha)))^{1/2})^2]$$

$$K_{aE} = 0.515$$

$E_{HAE} = (1 - K_v) \cdot (\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cos \delta + q \cdot H) \cdot K_{aE} =$	11.05 t
$\Delta E_{HAE} = E_{Ha} - E_{HAE} =$	5.0 t
$Z = 0.6 \cdot h =$	3.0 m
$M_{EHa-A} = \Delta E_{HAE} \cdot Z =$	14.9 t m
$E_{Va-A} = (1 - K_v) \cdot (\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \sin \delta) \cdot K_{aE} =$	3.5 t
$M_{Va-A} = (1 - K_v) \cdot (\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \sin \delta) \cdot K_{aE} \cdot X =$	20.2 t m

$$K_{pE} = \cos^2(\phi + \alpha - \theta) / (\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \theta) \cdot (1 + (\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)) / (\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \cos(\beta - \alpha)))^{1/2})^2]$$

$$K_{pE} = 5.364$$

$E_{HPE} = (1 - K_v) \cdot (\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_p^2) \cdot K_{pE} =$	4.8 t
$\Delta E_{HPE} = E_{Hp} - E_{HPE} =$	1.5 t
$Z = 0.6 \cdot h =$	0.6
$M_{EHPE} = \Delta E_{HPE} \cdot Z =$	0.9 t m

Viento

a) Viento sobre la superestructura que se transmite a la infraestructura a través del apoyo fijo

Altura de aplicación $h = 1.05$ m

Ángulo del viento = 60°

Velocidad del viento:

 $V_{DZ} = 2.5 \cdot V_0 \cdot (V_{10}/V_B) \cdot \ln(Z/Z_0) = 102.34$ Km/h

 $V_0 = 13$ Km/h

 $V_{10} = 100$ Km/h

 $V_B = 160$ Km/h

 $Z = 10000$ mm

 $Z_0 = 70$ mm

Presión del viento:

 $P_D = P_B \cdot (V_{DZ}/V_B)^2 =$
 $P_{B \text{ transv}} = 0.0008$ MPa $P_{D \text{ transv}} = 3.3E-04$ MPa 0.033 t/m²
 $P_{B \text{ long}} = 0.0009$ MPa $P_{D \text{ long}} = 3.7E-04$ MPa 0.037 t/m²
 $A_{\text{expuesta}} = 82.25$ m²
 $W_{S \text{ normal}} = 1.35$ t para 2 estribos

 $W_{S \text{ longitudinal}} = 1.51$ t para 2 estribos

 0.673 t para 1 estribo

 $W_{S \text{ longitudinal}} / 2 = 0.7571$ t para 1 estribo

 $M_{WA} = 2.99$ t-m/m

b) Viento sobre la carga viva

Punto de aplicación de la carga $h = 1.8$ m

Ángulo del viento = 60°
 $P_{D \text{ transv}} = 0.5$ N/mm 0.05 t/m

 $P_{D \text{ long}} = 0.55$ N/mm 0.06 t/m

 $L_{\text{expuesta}} = 35.00$ m

 $W_{L \text{ normal}} = 1.75$ t para 2 estribos

 $W_{L \text{ perpendicular}} = 1.93$ t para 2 estribos

 $W_{L \text{ normal}} / \text{m de estribo} = 0.0875$ t para 1 estribo

 $W_{L \text{ longitudinal}} / \text{m de estribo} = 0.0963$ t para 1 estribo

 $M_{WL} = 0.65$ t-m/m

Tabla 3.8.1.1-1 Valores de V_0 y Z_0 para varias condiciones de superficie ascendente

CONDICIÓN	CAMPO ABIERTO	SUBURBIOS	CIUDAD
V_0 (Km/h)	13.2	17.6	19.3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

Tabla 3.8.1.2.2-1 presiones de viento base, P_B , para varios ángulos de ataque y $V_B = 160$ Km/h

Ángulo de esviaje	Armaduras, columnas y arcos		Vigas	
	C. Lateral	C. longit.	C. Lateral	C. longit.
Grados	MPa	MPa	MPa	MPa
0	0.0036	0	0.0024	0
15	0.0034	0.0006	0.0021	0.0003
30	0.0031	0.0013	0.0020	0.0006
45	0.0023	0.0020	0.0016	0.0008
60	0.0011	0.0024	0.0008	0.0009

La presión del viento para diseño, serán las que producen el mayor efecto sobre los componentes bajo investigación. Las presiones transversales y longitudinales, serán aplicadas simultáneamente.

Tabla 3.8.1.3-1 Componentes de viento sobre carga viva

Ángulo de esviaje	Componente Normal	Componente Perpendicular
Grados	N/mm	N/mm
0	1.46	0
15	1.28	0.18
30	1.20	0.35
45	0.96	0.47
60	0.50	0.55

Fuerza Longitudinal (frenado)

Altura de aplicación $h = 1.83$ m

 $BR = 0.25 \cdot (4E) = 8.11$ t

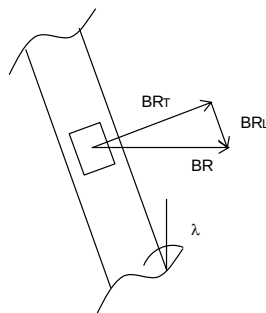
 $BR = 0.05 \cdot (4E + w) = 3.29$ t

 $BR_{\text{max}} = 8.11$ t para 1 estribo

 $BR_{\text{max/m de estribo}} = 1.622$ t

 $M_{BR} = 11.08$ t-m/m para 1 estribo

 $BR_T \text{ max/m de estribo} = BR \cdot \cos \lambda = 1.622$ t

 $BR_L \text{ max/m de estribo} = BR \cdot \sin \lambda = 0$ t


a) Infraestructura

Coeficiente sísmico= 0.336

Pantalla

EQ_{pant} = 6.37 t
Hcg = 1.06 m
Ma pantalla = 6.727 t-m

Relleno

EQ_{relleno} = 5.71 t
Hcg = 3.00 m
Ma relleno = 17.12 t-m

Ma= 23.85 t-m

b) Superestructura

CS = 0.257 0.34 para puentes de 1 sola luz coef. Sis igual a A Kh = A/2
w= 14.30 t/m Peso/ancho Altura de C.G. Respecto a base de vigas
VEQ = 4.80 t h= 1.050 m
VEQ T= 4.80 t
Z = 2.90 m
Ma= 13.9 t-m

SERVICIO III

$Q_3 = DC + EH + EV + 0.8LL + 0.8BR + WA$

Fuerzas axiales y momentos

Suma de cargas= 57.5 t
Suma de Momentos= 174.5 t m
excentricidad e_x = 3.04 m $e = -0.14$ m
Suma cargas EH_{STAT.} = 5.77 $\sigma = 8.49$ t/m²

SERVICIO IV

$Q_4 = DC + EH + EV + WA + 0.7WS$

Fuerzas axiales y momentos

Suma de cargas= 50.2 t
Suma de Momentos= 164.5 t m
excentricidad e_x = 3.28 m $e = -0.38$ m
Suma cargas EH_{STAT.} = 5.00 t $\sigma = 5.3$ t/m²

EVENTO EXTREMO Ia

$Q_4 = DC + EH + EV + WA + EQ$

Fuerzas axiales y momentos

Suma de cargas= 39.4 t
Suma de Momentos= 95.5 t m
excentricidad e_x = 2.42 m $e = 0.48$ m
Suma cargas EH_{STAT}+SISM = 23.92 t $\sigma = 10.1$ t/m²

EVENTO EXTREMO Ib

$Q_4 = DC + EH + EV + 0.5LL + BR + WA + EQ$

Fuerzas axiales y momentos

Suma de cargas= 58.2 t
Suma de Momentos= 131.3 t m
excentricidad e_x = 2.25 m $e = 0.65$ m

SERVICIO I (SIN SUPERESTRUCTURA)
 $Q_{1-1} = DC + EH + WA$
Esfuerzos en el terreno 100%
Fuerzas axiales y momentos

Suma de cargas Vert. =	35.93 t		
Suma de Momentos	119.9 t m		
excentricidad $e_x =$	3.34 m	$e =$	-0.44 m
Suma cargas EH _{ESTAT.} =	7.79	$\sigma =$	3.4 t/m ²

SERVICIO I (CON SUPERESTRUCTURA)
 $Q_{1-2} = DC + LL + BR + EH + EV + WA + 0.3WS + WL$
Fuerzas axiales y momentos

Suma de cargas =	59.3 t		
Suma de Momentos	176.0 t m		
excentricidad $e_x =$	2.97 m	$e =$	-0.07 m
Suma cargas EH _{ESTAT.} =	6.42 t	$\sigma =$	9.48 t/m ²

SERVICIO II
 $Q_2 = DC + EH + EV + 1.3LL + 1.3BR + WA$
Fuerzas axiales y momentos

Suma de cargas =	62.0 t		
Suma de Momentos	182.1 t m		
excentricidad $e_x =$	2.94 m	$e =$	-0.04 m
Suma cargas EH _{ESTAT.} =	6.58 t	$\sigma =$	10.3 t/m ²

CARGAS PERMANENTES

DC = Carga muerta de las estructuras
DW = Carga muerta de superficies de desgaste y utilidades
EH = Carga por empuje de tierras horizontal
EV = Carga muerta por presión vertical de tierra
ES = Sobrecarga de tierras

CARGAS TRANSITORIAS

LL = Carga viva vehicular
LS = Sobrecarga viva
PL = carga viva de peatones
IM = Carga dinámica vehicular admisible
WA = Presión por corriente y carga de agua
WS = Viento en superestructura
WL = Viento sobre la carga viva
BR = Fuerza de frenado vehicular
EQ = Cargas de Sismo

FUERZAS AXIALES SOBRE PILOTES SLS

COMBINACION	$\Sigma P \downarrow$ t	$\Sigma H \rightarrow$	ΣM t m	E_a m	E_c m	P4 t	P3 t	P2 t	P1 t	
SERVICIO Ia	71.86	15.6	239.7	3.34	-0.44	0.0	31.8	24.0	16.1	PESTÁTICOS
SERVICIO Ib	118.51	12.8	352.0	2.97	-0.07	0.0	41.6	39.5	37.4	PESTÁTICOS
SERVICIO II	123.92	13.2	364.1	2.94	-0.04	0.0	42.5	41.3	40.1	PESTÁTICOS
SERVICIO III	114.90	11.5	349.0	3.04	-0.14	0.0	42.3	38.3	34.3	PESTÁTICOS
SERVICIO IV	100.46	10.0	329.1	3.28	-0.38	0.0	42.9	33.5	24.1	PESTÁTICOS
EVENTO EXT Ia	78.83	0.0	191.1	2.42	0.48	0.0	16.9	26.3	35.7	No considerar para $Q_{solic} < Q_{adm}$
EVENTO EXT Ib	116.46	61.77	262.5	2.25	0.65	0.0	20.0	38.8	57.6	No considerar para $Q_{solic} < Q_{adm}$
#filas pilotes; n =	3				10.00 m					
Bpil =	0.50 m				#total Pilotes =					
Spil $\geq 3 B$ =	2.00 m				sentido long. del estribo					
Spil borde long =	1.00 m									
Spil $\geq 3 B$ =	2.00 m				interiores transv. del estribo					
Spil borde transv =	0.90 m									
di	n	n-di ²								
d1 =	2.00	1	4.00							
d2 =	0.00	1	0.00							
d3 =	-2.00	1	4.00							
d4 =	0.00	1	0.00							
			8.00							

Qadm est = 48 > Qest SATISFACE
Qadm din = 72 > Qest+sismo SATISFACE

DISEÑO DE LA ARMADURA EN PANTALLA DEL ESTRIBO

Concreto f_c	350 kgf/cm ²	$\beta_1 = 1.05 - 0.05 \cdot f_c / 70 =$	0.8
Acero de refuerzo f_y	4200 kgf/cm ²	$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c / f_y \cdot (6110 / (6110 + f_y)) =$	0.0336
recubrimiento r	6.5 cm	$0.75 \rho_b =$	0.0252
$\phi_r =$	0.9	$0.5 \rho_b =$	0.0168
$\phi_c =$	0.9	$\rho_{\min} = 14 / f_y =$	0.0033
		$\rho_{\text{cont y temp}} =$	0.0018
$f_r = 2 \cdot \sqrt{f_c} =$	37.417 kgf/cm ²		
$M_{cr} = f_r \cdot I_g / y_t$			
$I_g = b \cdot L^3 / 12$			
$y_t = h / 2$			
$\phi \cdot M_n \geq 1.2 \cdot M_{cr}$			

DC, EH, BR, WA, WS, WL

Y m	MEH t m	MBR t m	MWS t m	MWL t m	VEH t	VBR t	VWS t	VWL t
2.10	1.50	9.56	0.79	0.20	1.79	2.43	0.76	0.10
2.40	2.10	10.29	1.02	0.23	2.22	2.43	0.76	0.10
2.70	2.83	11.02	1.25	0.26	2.69	2.43	0.76	0.10
3.00	3.72	11.75	1.48	0.29	3.21	2.43	0.76	0.10
3.25	4.58	12.36	1.67	0.31	3.68	2.43	0.76	0.10
3.75	6.67	13.58	2.04	0.36	4.70	2.43	0.76	0.10
4.00	7.91	14.18	2.23	0.39	5.26	2.43	0.76	0.10
4.50	10.84	15.40	2.61	0.43	6.46	2.43	0.76	0.10
4.00	7.91	14.18	2.23	0.39	5.26	2.43	0.76	0.10
5.00	14.40	16.62	2.99	0.48	7.79	2.43	0.76	0.10

ϕ (mm)	Area (cm ²)
10	0.785
12	1.131
14	1.539
16	2.011
18	2.545
20	3.142
22	3.801
25	4.909
28	6.158
32	8.042

EQ

Y m	$\sigma_{\Delta E H-EQ}$ t/m	MEH-EQ t m	MEQpant t m	MEQrelleno t m	MEQtablero t m	VEQ-EH t	VEQpant t	VEQrelleno t	VEQtablero t
0.00	1.59								
2.10	1.09	3.13	0.53	3.15	5.05	2.81	0.39	3.00	4.80
2.40	1.01	4.02	0.95	4.11	6.49	3.12	0.57	3.42	4.80
2.70	0.94	5.00	0.98	5.20	7.93	3.41	0.73	3.85	4.80
3.00	0.87	6.07	1.14	6.42	9.37	3.69	0.73	4.28	4.80
3.25	0.81	7.01	1.40	7.53	10.57	3.90	0.84	4.64	4.80
3.75	0.69	9.06	2.02	10.03	12.97	4.27	1.05	5.35	4.80
4.00	0.63	10.15	2.38	11.41	14.17	4.44	1.16	5.71	4.80
4.50	0.52	12.44	3.21	14.44	16.58	4.73	1.38	6.42	4.80
4.00	0.63	10.15	2.38	11.41	14.17	4.44	1.16	5.71	4.80
5.00	0.40	14.87				4.96			

COMBINACIÓN DE CARGA	RESISTENCIA I		RESISTENCIA II		RESISTENCIA III		RESISTENCIA IV		RESISTENCIA V		EVENTO EXT. I	
Y m	Mu t m	Vu t	Mu t m	Vu t	Mu t m	Vu t	Mu t m	Vu t	Mu t m	Vu t	Mu t m	Vu t
2.10	18.98	6.94	15.16	5.96	3.36	3.74	2.25	2.68	15.68	6.36	18.9	16.11
2.40	21.16	7.58	17.04	6.61	4.58	4.39	3.15	3.33	17.68	7.01	23.9	17.68
2.70	23.54	8.30	19.13	7.32	6.00	5.10	4.25	4.04	19.89	7.72	28.9	19.27
3.00	26.14	9.07	21.44	8.10	7.65	5.88	5.58	4.82	22.32	8.50	34.5	20.75
3.25	28.50	9.77	23.56	8.80	9.20	6.58	6.87	5.52	24.53	9.20	39.6	22.12
3.75	33.76	11.31	28.33	10.33	12.87	8.11	10.00	7.05	29.51	10.73	50.9	24.96
4.00	36.69	12.14	31.02	11.17	15.00	8.95	11.87	7.89	32.30	11.57	57.1	26.43
4.50	43.21	13.95	37.05	12.98	19.91	10.75	16.26	9.69	38.53	13.38	70.6	29.46
4.00	36.69	12.14	31.02	11.17	15.00	8.95	11.87	7.89	32.30	11.57	57.1	26.43

Calculo del acero de refuerzo para momento

Y m	h m	d cm	Mu max t m	1.2·Mcr t m	a cm	As cm ²	ϕ		# Var	s cm	As proporcionado
							mm	mm			
2.10	30.0	25.0	19.0	6.73	3.018	21.38	25		4.36	22.9	1Ø25mm @ 22.9cm
2.40	70.0	63.5	23.9	36.67	2.195	15.55	25		3.17	31.5	1Ø25mm @ 31.5cm
2.70	70.0	63.5	28.9	36.67	2.195	15.55	25		3.17	31.5	1Ø25mm @ 31.5cm
3.00	70.0	63.5	34.5	36.67	2.195	15.55	25		3.17	31.5	1Ø25mm @ 31.5cm
3.25	70.0	63.5	39.6	36.67	2.371	16.80	25		3.43	29.1	1Ø25mm @ 29.1cm
3.75	70.0	63.5	50.9	36.67	3.066	21.72	25		4.43	22.5	1Ø25mm @ 22.5cm
4.00	70.0	63.5	57.1	36.67	3.451	24.44	25		4.98	20.0	1Ø25mm @ 20cm
4.50	70.0	63.5	70.6	36.67	4.300	30.46	25		6.21	16.1	1Ø25mm @ 16.1cm
4.00	70.0	63.5	57.1	36.67	3.451	24.44	25		4.98	20.0	1Ø25mm @ 20cm

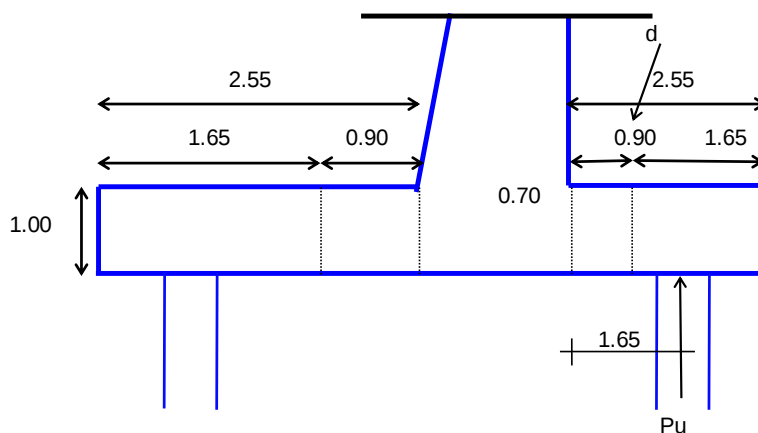
Resistencia a fuerzas cortantes

Y m	V _{umax} t	d cm	V _c t	Ø·V _c t	
2.10	16.11	25	24.79	22.31	No se requieren estribos
2.40	17.68	64	62.96	56.67	No se requieren estribos
2.70	19.27	64	62.96	56.67	No se requieren estribos
3.00	20.75	64	62.96	56.67	No se requieren estribos
3.25	22.12	64	62.96	56.67	No se requieren estribos
3.75	24.96	64	62.96	56.67	No se requieren estribos
4.00	26.43	64	62.96	56.67	No se requieren estribos
4.50	29.46	64	62.96	56.67	No se requieren estribos
4.00	26.43	64	62.96	56.67	No se requieren estribos

Refuerzo por contraccion y temperatura

Y m	h m	d cm	A _{ScT} cm ²	Ø mm	# Var	s cm	As proporcionado
2.10	30.0	25.0	2.70	12	3.00	25.0	1Ø12mm @25cm
2.40	70.0	63.5	6.30	16	4.00	25.0	1Ø16mm @25cm
2.70	70.0	63.5	6.30	16	4.00	25.0	1Ø16mm @25cm
3.00	70.0	63.5	6.30	16	4.00	25.0	1Ø16mm @25cm
3.25	70.0	63.5	6.30	16	4.00	25.0	1Ø16mm @25cm
3.75	70.0	63.5	6.30	16	4.00	25.0	1Ø16mm @25cm
4.00	70.0	63.5	6.30	16	4.00	25.0	1Ø16mm @25cm
4.50	70.0	63.5	6.30	16	4.00	25.0	1Ø16mm @25cm
4.00	70.0	63.5	6.30	16	4.00	25.0	1Ø16mm @25cm

DISEÑO DE LA ZAPATA EN ESTRIBO PARA PUENTES



Concreto f'_c	350 kgf/cm ²	$\beta_1 = 1.05 - 0.05 \cdot f'_c / 70 =$	0.800
Acero de refuerzo f_y	4200 kgf/cm ²	$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c / f_y \cdot (6110 / (6110 + f_y)) =$	0.034
recubrimiento r	10 cm	$0.75 \rho_b =$	0.025
$\phi_r =$	0.90	$0.5 \rho_b =$	0.017
$\phi_c =$	0.90	$\rho_{\min} = 14 / f_y =$	0.003
$d =$	90 cm	$\rho_{\text{cont y temp}} =$	0.002
$b =$	100 cm		
$f_r = 2 \cdot \sqrt{f'_c} =$	37.4 kgf/cm ²		
$I_g = b \cdot L^3 / 12 =$	8333333.3 cm ⁴		
$y_t = h / 2 =$	50 cm		
$M_{cr} = f_r \cdot I_g / y_t =$	6236095.6 kgf cm		
$1.2 \cdot M_{cr} =$	7483314.8 kgf cm		
$A_{s\min} =$	22.39 cm ²		
$a =$	3.16094 cm		
	22.39 cm ²		

Se hará el análisis de las cargas para el caso con estribo cargado por ser más desfavorable

RESISTENCIA I	Xo1=	1.65 m	V1=	31.88 t	M1=	52.60 t m
RESISTENCIA II	Xo2=	1.65 m	V2=	28.41 t	M2=	46.88 t m
RESISTENCIA III	Xo3=	1.65 m	V3=	15.66 t	M3=	25.84 t m
RESISTENCIA IV	Xo4=	1.65 m	V4=	17.83 t	M4=	29.41 t m
RESISTENCIA V	Xo5=	1.65 m	V5=	20.02 t	M5=	33.03 t m
EVENTO EXTREMO I	Xo6=	1.65 m	V6=	34.69 t	M6=	57.24 t m

DISEÑO POR CARGAS ESTÁTICAS

1.- Zarpa Delantera

El Momento más desfavorable es: **M1=** 52.60 t-m

La carga más desfavorable es: **V1=** 31.88 t

Revisión para fuerza cortante:

Vu = 32 t

Vdu/φc = 35 t

Vc = 0.53 · √f_c · b · d = 89 t

Vc deberá ser mayor que Vdu/φc **Correcto**

Diseño para momento flexionante:

Mu = 52.6 t m

As = 15.65 cm²

a = 2.21 cm

22.39 cm² **Usar Asmin**

Ingrese # de varilla a usar

25

+

varillas: 4.57 varillas

s= 21.88 (100 cm) / # de varillas

USAR: 1Ø25mm @ 21.88cm

2.- Zarpa Trasera

Se analiza con el Grupo I estribo solo

Revisión para fuerza cortante:

Vu = 21 t

Vdu/φc = 23 t

Vc = 0.53 · √f_c · b · d = 89 t

Vc deberá ser mayor que Vdu/φc **Correcto**

Diseño para momento flexionante:

Mu = 37.64 t m

As = 11.16 cm²

a = 1.58 cm

22.39 cm² **Usar Asmin**

Ingrese # de varilla a usar

25

+

varillas: 4.57 varillas

s= 21.88 (100 cm) / # de varillas

USAR: 1Ø25mm @ 21.88cm

Armadura de distribución para las dos zarpas

AS cont y temp = 9 cm² c/cara

Ingrese # de varilla a usar

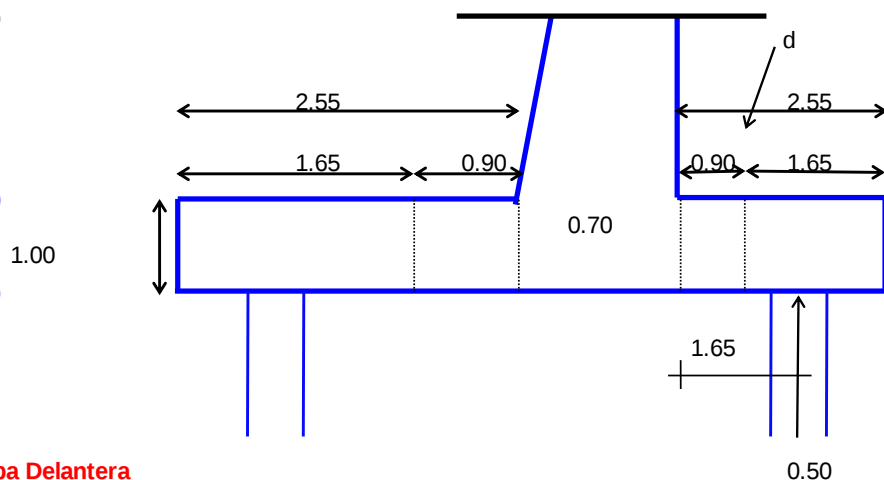
16

varillas: 5 varillas

s= 20.00 (100 cm) / # de varillas

USAR: 1Ø16mm @ 20cm

Ø (mm)	Area (cm ²)
10	0.785
12	1.131
14	1.539
16	2.011
18	2.545
20	3.142
22	3.801
25	4.909
28	6.158
32	8.042



1.- Zarpa Delantera

Revisión para fuerza cortante:

$$V_u = 30 \text{ t}$$

$$V_{du}/\phi_c = 33 \text{ t}$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 89 \text{ t}$$

V_c deberá ser mayor que V_{du}/ϕ_c

Correcto

Diseño para momento flexionante:

$$M_u = 57.24 \text{ t m}$$

$$A_s = 17.05 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.41 \text{ cm}$$

$$22.39 \text{ cm}^2 \text{ Usar } A_{smin}$$

Ingrese # de varilla a usar

25

+

varillas: 4.57 varillas

s= 21.88 (100 cm) / # de varillas

USAR: 1Ø25mm @ 21.88cm

2.- Zarpa Trasera

Revisión para fuerza cortante:

$$V_u = 21 \text{ t}$$

$$V_{du}/\phi_c = 23 \text{ t}$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 89 \text{ t}$$

V_c deberá ser mayor que V_{du}/ϕ_c

Correcto

Diseño para momento flexionante:

$$M_u = 31.7093 \text{ t m}$$

$$A_s = 9.39 \text{ cm}^2$$

$$a = 1.33 \text{ cm}$$

$$22.39 \text{ cm}^2 \text{ Usar } A_{smin}$$

Ingrese # de varilla a usar

25

+

varillas: 4.57 varillas

s= 21.88 (100 cm) / # de varillas

USAR: 1Ø25mm @ 21.88cm

El costo de esta alternativa de construcción de un puente nuevo de 35 m fue de \$797,307.74, y presenta ventaja en la parte técnica como económica, respecto la alternativa anterior evaluada de reforzamiento. Presenta un costo 23% menor y estructura diseñada para demandas actuales.

7. ANÁLISIS DEL PUENTE SOBRE EL RÍO PEDRO VELEZ

7.1 Características geométricas del puente Pedro Velez

El puente Pedro Velez tiene una longitud de 20m. Está conformado por 2 carriles de 3,50m de ancho, 2 espaldones de 1,50m de ancho y 2 barreras de 0,32m de ancho dando un ancho total del tablero de 10,65m

La estructura del tablero está conformada por una losa de hormigón de 20cm, una capa de asfalto de 5cm y 5 vigas presforzadas separadas 2,20m.

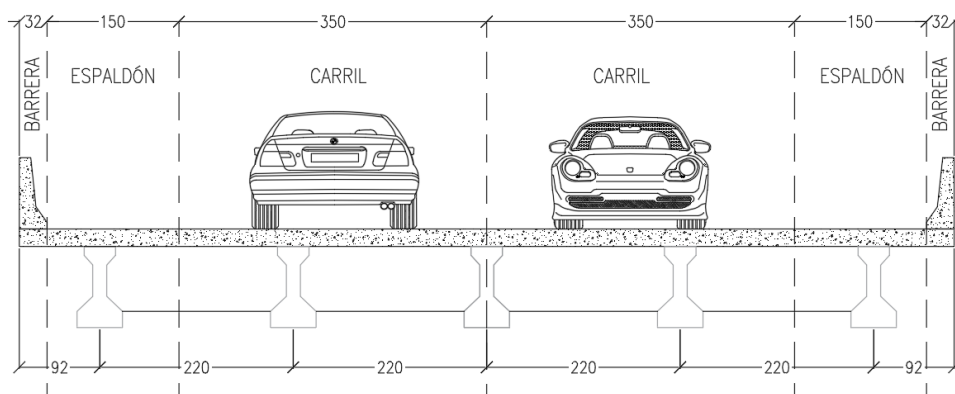


Ilustración 60: Separación Transversal de Vigas Presforzadas

7.2 Análisis y diseño estructural de losa de tablero

7.2.1 Determinación del Espesor.

Se determinó el espesor de la losa del tablero por medio de la Sección 9.7.1.1 y la Tabla 2.5.2.6.3 del AASHTO LRFD 2017

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033 L$	$0,030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030 L$	$0,025 L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0,040 L$	$0,032 L$
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0,033 L$	$0,027 L$
	Cerchas	$0,100 L$	$0,100 L$

Para tableros de concreto apoyados en elementos longitudinales:

$$t_{min} = 0.175m \quad \text{Art. 9.7.1.1 (AASHTO LRFD 2017)}$$

El espesor mínimo en función la distancia entre apoyos es:

$$t_{min} = \frac{S+3000}{30} \geq 165 \text{ mm} \quad \text{Tabla 2.5.2.6.3 (AASHTO LRFD 2017)}$$

Siendo S la distancia entre apoyos igual a 2200 mm

$$t_{min} = \frac{2200+3000}{30} = 173.33 \text{ mm} = 17,33 \text{ cm}$$

Se usará un espesor de 20cm

$$t = 0.20m$$

7.2.2 Fuerzas Internas en la Losa

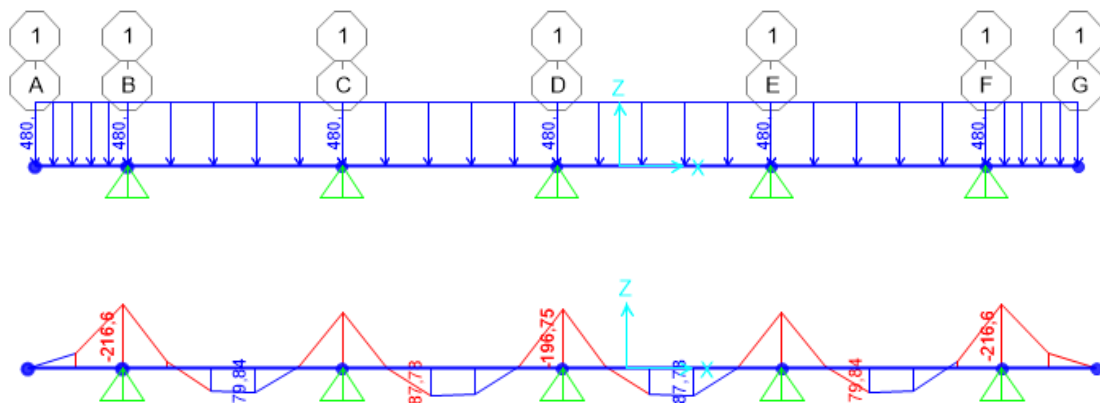
Momento Negativo

Carga Muerta (DC)

Peso propio de losa:

$$w_{losa} = 0.20m * 1.0m * 2400 \frac{kgf}{m^3} = 480 \text{ kgf/m}$$

Resolviendo la losa continua sobre cinco apoyos (programa SAP2000) se tiene.



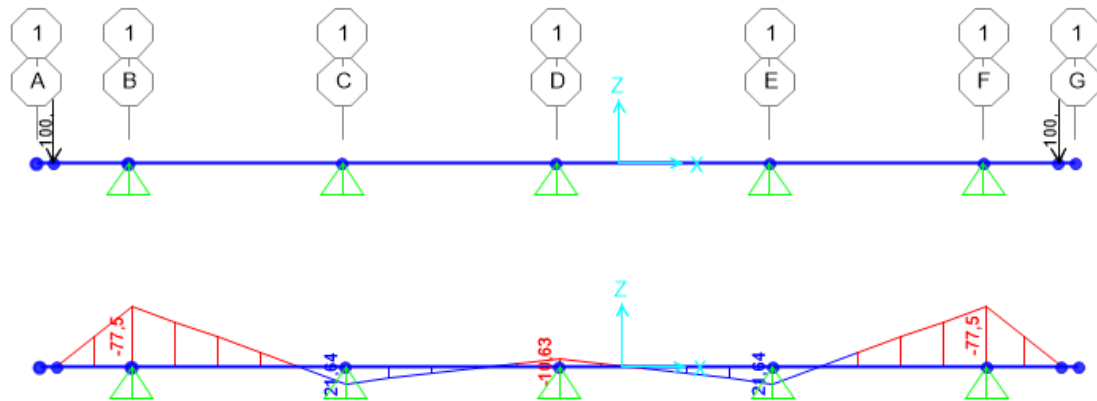
Tomamos el momento en el eje C

$$M(-)_{losa} = -187.18 \text{ kgf.m} = -0.187 \text{ tonf.m}$$

Peso de barreras

Consideramos una carga repartida lineal de 100kgf/m.

Resolviendo la losa continua sobre cinco apoyos (programa SAP2000) se tiene.



Tenemos un momento por barrera en el eje C

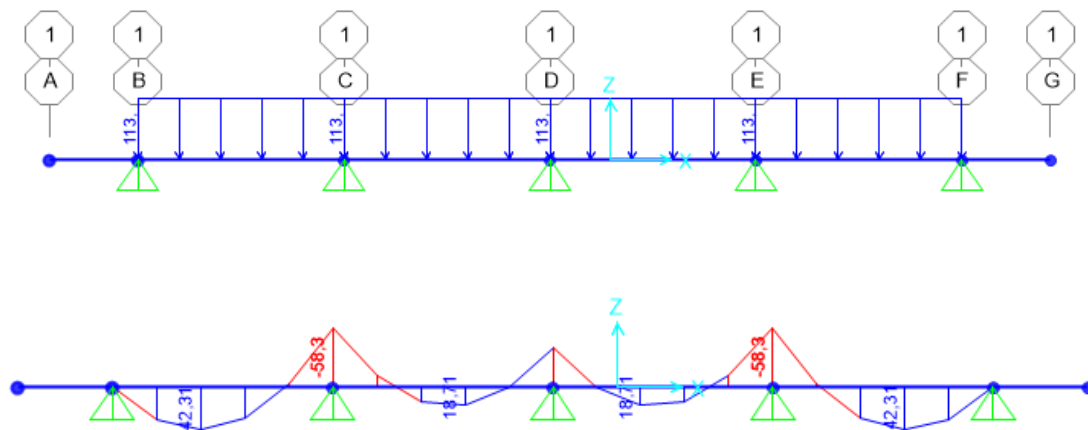
$$M(-)_{barrera} = 21.64 \text{ kgf.m} = 0.021 \text{ tonf.m}$$

7.2.3 Carga Muerta Recubrimientos e Instalaciones (DW)

Asfalto

$$w_{asfalto} = 0.05 \text{ m} * 1.0 \text{ m} * 2250 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} = 113 \text{ kgf/m}$$

Resolviendo la losa continua sobre cinco apoyos (programa SAP2000) se tiene.



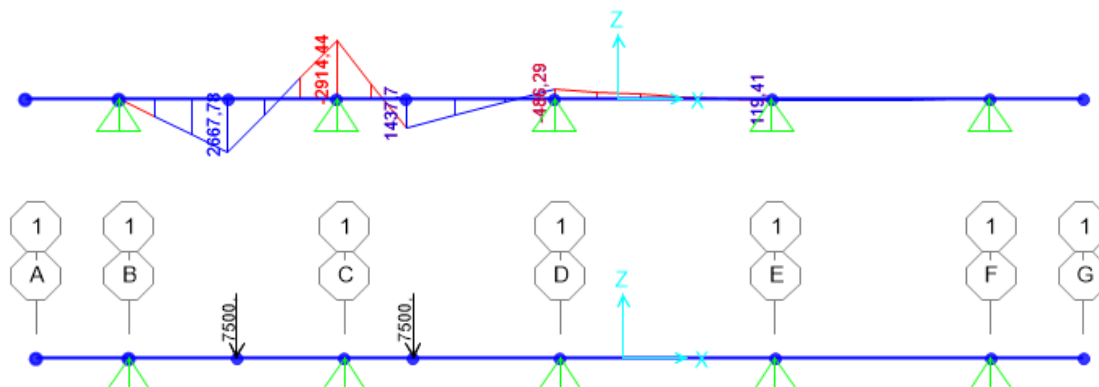
Tenemos un momento por asfalto en el eje C

$$M(-)_{asfalto} = -58.30 \text{ kgf.m} = -0.058 \text{ tonf.m}$$

Carga Viva más Impacto (LL+IM)

Considerando 01 carril cargado.

Resolviendo la losa continua sobre cinco apoyos (programa SAP2000) se tiene.

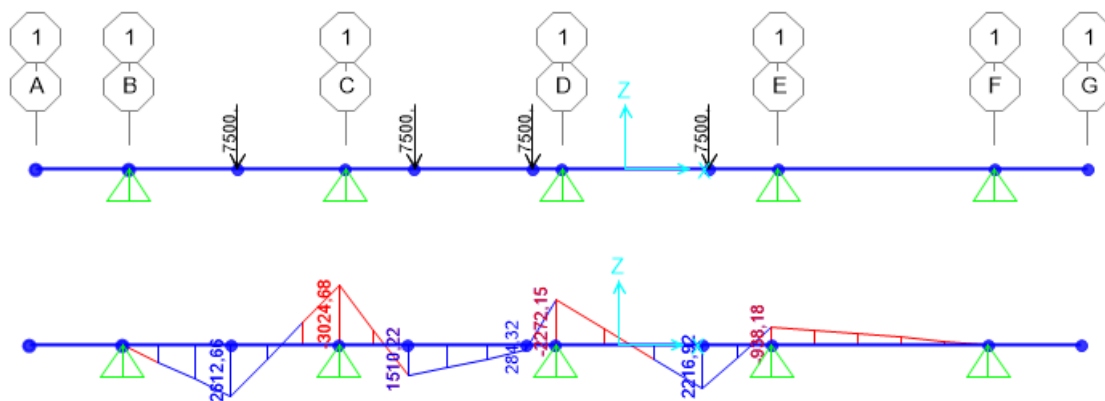


Para un carril cargado, y afectado del factor de presencia múltiple m (art. 3.6.1.1.2)

$$M(-) = 2914.44 * 1.2 = 3497.33 \text{ kgf} - m$$

Considerando 02 carriles cargados.

Resolviendo la losa continua sobre seis apoyos (programa SAP2000) se tiene.



Para dos carriles cargados

$$M(-) = 3024.68 * 1.0 = 3024.68 \text{ kgf} - m$$

El ancho de franja en que se distribuye es:

$$E(-) = 1220 + 0.25 * S$$

$$E(-) = 1220 + 0.25 * 2200 = 1770.0 \text{ mm} = 1.77 \text{ m}$$

Entonces, el momento negativo critico en B, incluido el efecto de carga dinámica y el ancho de franja es:

$$M_{LL+IM} = -\frac{3.50}{1.77} * 1.33 = -2.63 \text{ tonf} - m$$

Combinación de Carga (Estado Limite de Resistencia I)

Para el Diseño por Estado Limite de Resistencia 1

$$M_u = 1.25DC + 1.50DW + 1.75LL + IM$$

$$M_u = 1.25 * (-0.187 + 0.021) + 1.5 * (-0.058) + 1.75(-2.63)$$

$$M_u(-) = -4.90 \text{ tonf} - m$$

Momento Positivo

Carga Muerta (DC)

Peso propio de losa:

Del diagrama de momento en la losa por peso propio, a una distancia de 0.4L

$$M_{DC1} = 86.95 \text{ kgf} \cdot m = 0.086 \text{ tonf} \cdot m$$

Barreras:

Igualmente, para las barreras:

$$M_{DC2} = 6.08 \text{ kgf} \cdot m = 0.006 \text{ tonf} \cdot m$$

Carga Muerta Recubrimientos e Instalaciones (DW)

Del diagrama de momentos en losa por carga de asfalto a una distancia de 0.4L

$$M_{DW} = 16.56 \text{ kgf} \cdot m = 0.016 \text{ tonf} \cdot m$$

Carga Viva más Impacto (LL+IM)

Carga viva y efecto de Carga dinámica (LL+IM)

Para un carril cargado, y con el factor de presencia múltiple m

$$M(+) = 2667.78 * 1.2 = 3201.34 \text{ kgf.m}$$

Para dos carriles cargados.

$$M(+) = 3096.1 * 1.0 = 3096.1 \text{ kgf.m}$$

El ancho de franja en que se distribuye es:

$$E(+) = 660 + 0.55 S$$

$$E(+) = 660 + 0.55 (2200) = 1870 \text{ mm}$$

$$E(+) = 1.87 \text{ m}$$

Entonces, el momento negativo critico en B, incluido el efecto de carga dinámica y el ancho de franja es:

$$M_{LL+IM} = \frac{3.20}{1.87} * 1.33 = 2.27 \text{ tonf.m}$$

Combinación de Carga (Estado Limite de Resistencia I)

$$M_u = 1.25DC + 1.50DW + 1.75LL + IM$$

$$M_u = 1.25 * (0.086 + 0.006) + 1.5 * (0.016) + 1.75(2.27)$$

$$M_u(+) = 4.11 \text{ tonf} - m$$

7.2.4 Diseño de la Losa

Acero Momento Negativo (Perpendicular al Tráfico)

$$M_u = -4.90 \text{ tonf} - m$$

$$r = 4 + \frac{1.6}{2} = 4.8 \text{ cm}$$

$$d = 20 - 4.8 = 15.2 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f' c b}}$$

$$a = 15.2 - \sqrt{15.2^2 - \frac{2(490000)}{(0.90)(0.85)(280)(100)}}$$

$$a = 1.59$$

$$As = \frac{Mu}{0.9fy(d - \frac{a}{2})}$$

$$As = \frac{490000}{0.9(4200)(15 - \frac{1.59}{2})}$$

$$As = 9.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Usar

$$\emptyset 12 \text{ C}/12 \text{ cm}$$

Acero Momento Positivo (Perpendicular al Tráfico)

$$M_u = 4.11 \text{ Tonf} - m$$

$$r = 3 + \frac{1.6}{2} = 3.8 \text{ cm}$$

$$d = 20 - 3.8 = 16.2 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\emptyset 0.85f'cb}}$$

$$a = 16.2 - \sqrt{16.2^2 - \frac{2(411000)}{(0.90)(0.85)(280)(100)}}$$

$$a = 1.23$$

$$As = \frac{Mu}{0.9fy(d - \frac{a}{2})}$$

$$As = \frac{411000}{0.9(4200)(16.2 - \frac{1.23}{2})}$$

$$As = 6.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Usar

$$\emptyset 12 \text{ C}/14 \text{ cm}$$

Acero de Temperatura

$$As_{temp} = 0.0018 Ag$$

$$As_{temp} = 0.0018 * 20 * 100 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Usar

$$\emptyset 12 \text{ C}/20 \text{ cm}$$

Acero de Distribución

En la parte inferior de la losa se coloca armadura en la dirección secundaria en un porcentaje del acero positivo igual a:

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$S = 2.25\text{m}$$

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{2200}} = 80.9 \leq 67\%$$

$$\% = 67\%$$

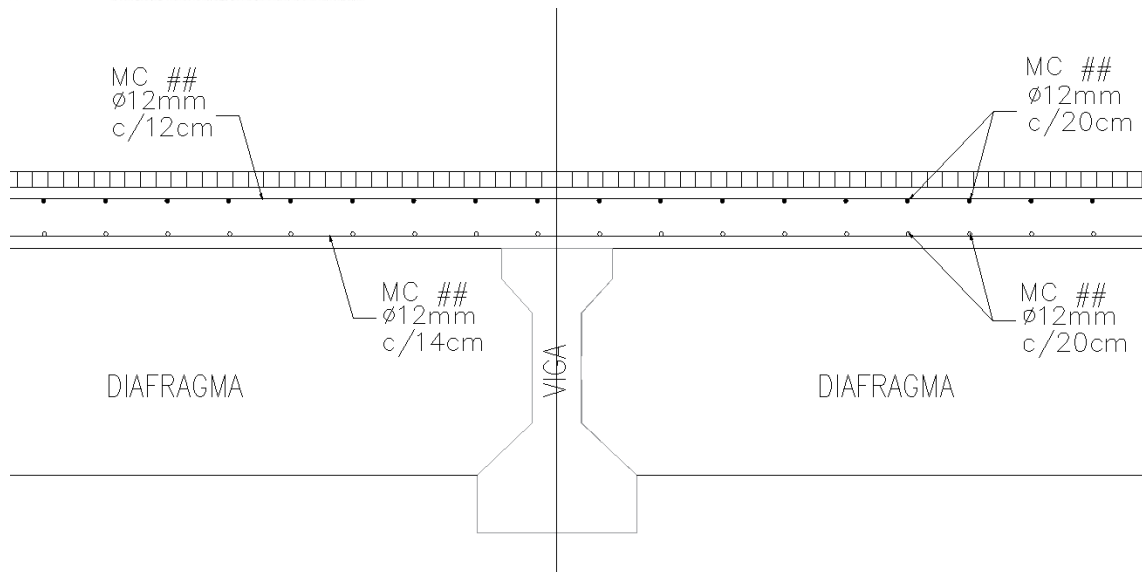
Acero inferior

$$As = \emptyset 16 \text{ C}/25 \text{ cm} = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$As_{repart} = 8.04 * 0.67 = 5.38 \text{ cm}^2$$

Usar

$$\emptyset 12 \text{ C}/20 \text{ cm}$$



Revisión a Corte

Sección crítica por corte cerca de apoyo extremo (5.8.2.9)

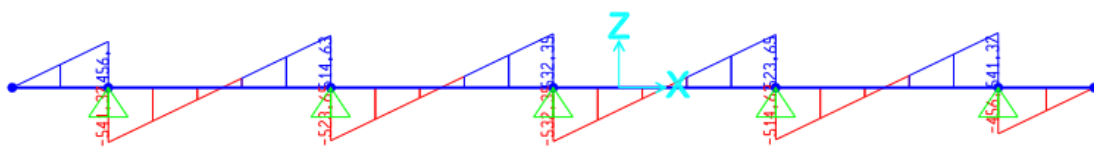
$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d - \frac{a}{2} = 15.2 - \frac{1.59}{2} = 14.40 \text{ cm}$$

La sección crítica se ubica desde el eje del apoyo en:

$$\frac{0.52}{2} \text{ m} + 0.144 \text{ m} = 0.40 \text{ m}$$

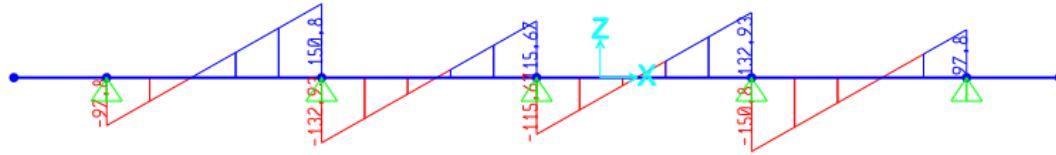
Del segundo apoyo

Carga Muerta



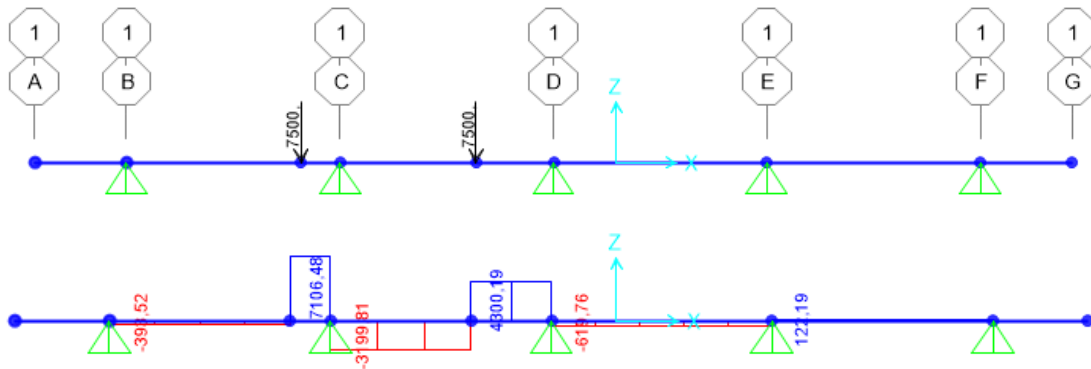
$$V_{DC} = 0.33 \text{ tonf}$$

Carga asfalto



$$V_{DW} = 0.10 \text{ tonf}$$

Carga Viva



Con la posición del camión de diseño mostrada:

Con el factor de carga dinámica $IM=0.33$ y el factor de presencia múltiple $m=1.2$ y distribuido en el ancho de franja equivalente 1.78

$$V_{LL+IM} = 7.10 \text{ tonf} * 1.2 * \frac{1.33}{1.78} = 6.36 \text{ tonf}$$

Combinación crítica, Estado Limite de Resistencia 1.

$$V_u = 1.25V_{DC} + 1.50V_{DW} + 1.75V_{LL+IM}$$

$$V_u = 1.25 * 0.33 + 1.50 * 0.10 + 1.75 * 6.36 = 11.69 \text{ tonf}$$

Cortante resistente del concreto (V_c)

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} * d * b \text{ (5.8.3.3-3)}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{280} * 100 * 15 = 13.30 \text{ tonf}$$

$$V_c > V_u \quad \text{OK}$$

7.3 Análisis y diseño de barrera

El diseño de las barreras se lo hace al nivel de ensayo AASHTO LRFD 13.7.2. Para nuestro caso se lo hará para el ensayo tipo 4 (TL-4), Aceptable para la carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas y carreteras interestatales en la cuales el trafico incluye camiones y vehículos pesados.

Velocidad de diseño que diseño

Tabla 13.7.2.1 – Niveles de ensayo para las barandas de puentes y criterios para los ensayos de choque

Características de los vehículos	Pequeños automóviles		Camionetas (Pickups)	Camión semi-remolque	Camión con remolque		Camión cisterna
W (N)	7000	8000	20.000	80.000	220.000	355.000	355.000
B (mm)	1700	1700	2000	2300	2450	2450	2450
G (mm)	550	550	700	1250	1630	1850	2050
Ángulo de impacto, θ	20°	20°	25°	15°	15°	15°	15°
Nivel de Ensayo	VELOCIDADES DE ENSAYO (km/h)						
TL-1	50	50	50	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-2	70	70	70	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-3	100	100	100	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-4	100	100	100	80	N/A	N/A	N/A
TL-5	100	100	100	N/A	N/A	80	N/A
TL-6	100	100	100	N/A	N/A	N/A	80

La fuerza de diseño para las barreras de acuerdo al tipo de ensayo.

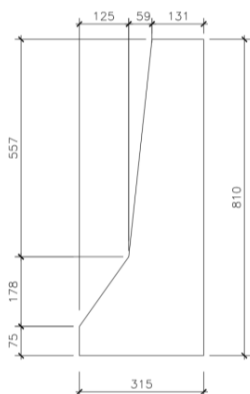
Tabla A13.2-1 – Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_T (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_L (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_v (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_T y L_L (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_v (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_e (min.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290

Análisis del muro baranda

Análisis mediante líneas de fluencia de un muro de concreto, para el caso de un impacto dentro de un segmento del muro

GEOMETRIA



e tablero = 20.00 cm

CARGAS

Ft =	240 kN
FL =	80 kN
Fv =	80 kN
Lt =	1070 mm
LL = Lt	
Lv =	5500 mm

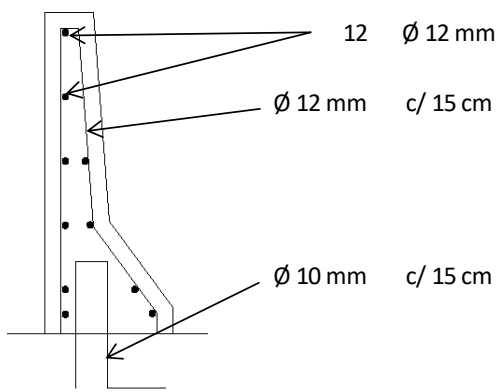
Materiales

f'c =	280 kg/cm ²
fy =	4200 kg/cm ²

1.- Momento resistente del muro alrededor del eje vertical (Mwh)

El momento resistente es evaluado de acuerdo al refuerzo horizontal del muro.

Como el espesor de la barrera varía, el calculo se realiza con un espesor promedio.



Area_Barrera =	0.150 m ²	
H =	0.81 m	
Ø =	12 mm	
N var =	6.67	Número de varillas en tracción
As =	7.540 cm ²	

$$h_{prom} = 18.52 \text{ cm}$$

$$d = 13.5$$

$$\alpha = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot H}$$

$$a = 1.6427$$

$$M_{wh} = \phi As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{wh} = 361876.26 \text{ kg-m} \longrightarrow 3.62 \text{ ton-m}$$

2.- Momento resistente del muro alrededor del eje horizontal (Mc)

El momento resistente es evaluado de acuerdo al refuerzo vertical del muro

$$\begin{aligned}\phi &= 12 \text{ mm} && \text{Armadura Vertical} \\ \text{Area de Varilla} &= 1.131 \\ \text{Espaciamiento} &= 15 \text{ cm} \\ A_s &= 7.540 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Cálculo del momento resistente para el segmento 1

$$h_{\text{prom1}} = 14.50 \text{ cm} \quad \text{Canto promedio de Segmento 1}$$

$$d = h_{\text{prom1}} - 5 \text{ cm} - \frac{\phi_v}{2}$$

$$d = 8.90 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = 1.331$$

$$M_{c1} = \phi A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{c1} = 234693.73 \text{ kg-m} \longrightarrow 2.35 \text{ ton-m}$$

Cálculo del momento resistente para el segmento 2.

$$h_{\text{prom2}} = 23.50 \text{ cm} \quad \text{Canto promedio de Segmento 2}$$

$$d = 17.90 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = 1.331$$

$$M_{c2} = \phi A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{c2} = 491198.27 \text{ kg-m} \longrightarrow 4.91 \text{ ton-m}$$

Momento Resistente promedio

$$M_c = \frac{(0.55m \cdot M_{c1} + 0.45m \cdot M_{c2})}{(0.55m + 0.45m) \cdot b}$$

$$M_c = 3.50 \text{ ton-m}$$

3.- Longitud crítica del patron de falla por líneas de fluencia (Lc)

$$L_t = 1070 \text{ mm} \quad \text{corresponde al diámetro de los neumáticos del eje trasero del camión}$$

$$M_b = 0.00 \text{ ton-m} \quad \text{Momento resistente de la viga superior (no hay viga)}$$

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}} \quad \text{AASHTO LRFD 13.3.1-2}$$

$$L_c = 3.18 \text{ m}$$

4.- Resistencia Nominal a la Carga Transversal

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right) \quad \text{AASHTO LRFD 13.3.1-1}$$

$$R_w = \frac{27.47 \text{ ton}}{269 \text{ kN}} > 240 \text{ kN} \quad \text{ok}$$

5.- Transferencia de corte entre la barrera y la losa

La resistencia nominal R_w , debe ser transferida a través de la junta por corte

$$T = \frac{R}{L_c + 2H} \quad \text{AASHTO LRFD 13.4.2-1}$$

$$T = 5.73 \text{ ton}$$

$$V_{ct} = T \quad \text{Fuerza de corte producida por el impacto del camión}$$

La resistencia nominal de corte V_n , en el plano de interface es dado por:

$$V_n = c \cdot A_{cv} + \mu \cdot (A_{vf} \cdot f_y + P_c)$$

la que no excederá de $0.2 \cdot f'_c \cdot A_{cv}$ ó $5 \text{ MPa} \cdot A_{cv}$

donde:

Acv	Área de contacto de corte	Acv =	300 mm ² /mm
Avf	Área transversal del dowel en el plano de corte	Avf =	1.05 mm ² /mm Ø 12 c/15cm
fy	Resistencia a fluencia del acero	fy =	420 MPa
Pc	Fuerza a compresión	Pc =	3.53 N/mm
f'c	Resistencia mínima del concreto	f'c =	28 MPa
c	Coeficiente de cohesión	c =	0.52 MPa A.5.8.4.2
μ	Coeficiente de Fricción	μ =	0.60

los últimos coeficientes son para vaciado del concreto contra un concreto, endurecido, con superficie limpia y rugosa

$$V_n = c \cdot A_{cv} + \mu \cdot (A_{vf} \cdot f_y + P_c)$$

$$V_n = 422.01 \text{ N/mm} \longrightarrow 43.03 \text{ ton} \quad \text{ok}$$

El área transversal mínima de los dowells a través del plano de corte es

$$A_{vf} = \frac{0.35 \cdot b_v}{f_y} \quad \text{Espaciamiento} = 15.00 \text{ cm}$$

$$A_{vf} = 125.00 \text{ mm}^2 < 157.08 \text{ mm}^2 \quad \text{ok}$$

La longitud de desarrollo para una varilla con gancho con $f_y = 420 \text{ MPa}$ es dado por (A5.11.2.4.1)

$$\ell_{hb} = \frac{100 d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad \ell_{hd} = 18.90 \text{ cm}$$

Factor de modificación de respuesta

- 0.7 si el recubrimiento lateral para barras es mayor o igual a 64mm y para ganchos a 90°, el recubrimiento sobre la prolongación de la barra más allá del gancho no es menor que 50mm
- 1.3 si se utiliza hormigón de agregados livianos

$$\ell_{hd} = 17.20 \text{ cm}$$

$$\ell_{longitud} = e \text{ tablero} - 40 \text{ mm}$$

$$\ell_{longitud \text{ disponible}} = 16.00 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ requerido}} = A_s \cdot \left(\frac{\ell_{disponible}}{\ell_{adh}} \right)$$

INMOBILIARIA JOALPA S.A. RUC 0992836032001

Av. León Febres Cordero, Edificio River Plaza, 5to. Piso, Parroquia Satelital La Aurora

Arequeno = Teléfono 044 505803 - E-mail: inmojoalpa_01@hotmail.com

Cálculo del momento resistente para el segmento 1

$$a = \frac{A s_{requerido} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \quad a = 1.719$$

$$M_{c1} = \phi \cdot A s_{requerido} \cdot f_y \cdot \left(d1 - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{c1} = 296109.21 \text{ kg-m} \longrightarrow 2.96 \text{ ton-m}$$

Cálculo del momento resistente para el segmento 2

$$a = \frac{A s_{requerido} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \quad a = 1.719$$

$$M_{c2} = \phi \cdot A s_{requerido} \cdot f_y \cdot \left(d2 - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{c2} = 627560.84 \text{ kg-m} \longrightarrow 6.28 \text{ ton-m}$$

Momento resistente promedio

$$M_c = \frac{(0,55m \cdot M_{c1} + 0,45m \cdot M_{c2})}{(0,55m + 0,42m) \cdot b}$$

$$M_c = 4.45 \text{ ton-m}$$

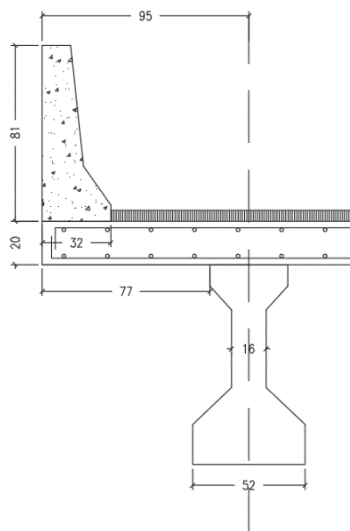
$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}}$$

$$L_c = 2.89 \text{ m}$$

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t}\right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H}\right)$$

$$R_w = 31.79 \text{ ton} > 240 \text{ kN} \quad \text{ok}$$

7.4 Análisis y diseño de volado de losa



Determinación de Cargas

Barrera = wb

$$wb = 0.36 \text{ tonf}$$

Losa = wl

$$wl = (0.20m)(1m) \left(2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}\right) = 0.48 \text{ tonf/m}$$

Determinación de Momentos por carga muerta

$$M_b = (0.36 \text{ tonf}) \left(0.95m - \frac{0.32}{2}m\right) = 0.28 \text{ tonf.m}$$

$$M_l = \left(0.48 \frac{\text{tonf}}{m}\right) \left(0.95m - \frac{0.77}{2}\right) = 0.27 \text{ tonf.m}$$

$$M_D = M_b + M_l$$

$$M_D = 0.55 \text{ tonf.m}$$

Determinación de Momentos por carga viva:

Ancho de franja equivalente que actúa la carga viva

$$E = 0.83x + 1.14$$

$$E = 0.83(0.77) + 1.14 = 1.78$$

$$M_{LL+IM} = \frac{(7.5 \text{ tonf})(1.33)(1.20)}{1.78} (0.46m) = 3.09 \text{ tonf.m}$$

Determinación de Momento que transmite la colisión de un camión hacia la losa.

$$M_{CT} = \left(\frac{Rw}{Lc + 2H}\right) (H)$$

$$M_{CT} = \left(\frac{26.9 \text{ tonf}}{3.18 + 2(0.81m)}\right) (0.81m) = 4.53 \text{ tonf.m}$$

Combinaciones de Carga

Para estado límite de Resistencia 1:

$$(1.25M_D + 1.75M_{LL+IM})$$

$$Mu = 1.25(0.55 \text{ tonf.m}) + 1.75(3.09 \text{ tonf.m}) = 3.09 \text{ tonf.m}$$

Para estado límite de Evento Extremo $(1.25M_D + 1.0M_{CT})$

$$Mu = 1.25(0.55 \text{ tonf.m}) + 1.00(4.53 \text{ tonf.m}) = 5.21 \text{ tonf.m}$$

Determinación del Acero de Refuerzo

$$As(-) = 12.5 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 12mm \text{ c}/120mm + \emptyset 12mm \text{ c}/240mm$$

$$As(+) = 8.0 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 12mm \text{ c}/140mm$$

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$a = \frac{(12.5)(4200)}{0.85(280)(100)} = 2.21 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = (0.9)(12.5)(4200) \left(15 - \frac{2.21}{2} \right) = 6.56 \text{ tonf.m}$$

Este momento debe reducirse por la fuerza de tensión axial por la colisión en el volado

$$T = \left(\frac{Rw}{L_c + 2H} \right)$$

$$T = \left(\frac{26.9}{3.18 + 2(0.81)} \right) = 5.60 \text{ tonf.m}$$

Resolviendo como un caso de momento de flexión y tensión combinados

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1.0$$

$$M_u = \phi M_n \left(1 - \frac{P_u}{\phi P_n} \right)$$

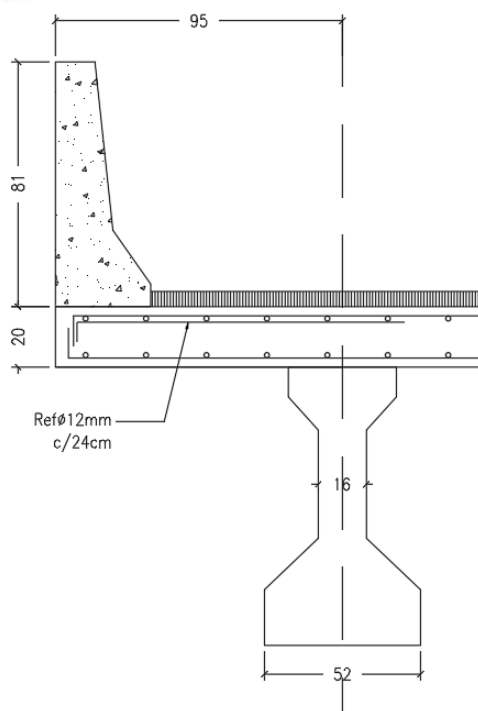
Siendo:

$$A_{sb} = A_s(-) + A_s(+) = 12.5 + 8.0 = 20.5 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = \phi A_{sb} f_y = 1.0(20.5)(4200) = 86.1 \text{ tonf}$$

$$M_u = (6.56 \text{ tonf.m}) \left(1 - \frac{5.60 \text{ tonf}}{86.1 \text{ tonf}} \right) = 6.13 \text{ tonf.m}$$

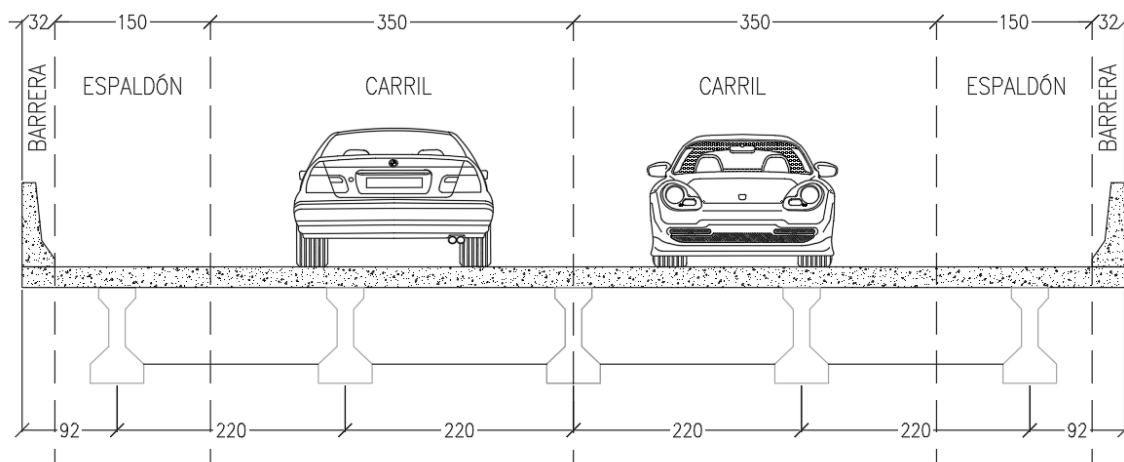
$$6.13 \text{ tonf.m} > 5.21 \text{ tonf.m}$$



7.5 Análisis y diseño de diafragma

Las vigas diafragmas son vigas transversales que usan como riostras en los extremos de las vigas T, en apoyos y en puntos intermedios. En versiones anteriores del AASHTO se sugiere colocar diafragmas en intervalos que no excedan 12.19m (40').

Las vigas de borde se pueden diseñar como vigas con ancho para la distribución de la carga viva similar al ancho efectivo del tablero especificado en el artículo 4.6.2.1.4



Carga en el eje A debido al volado

$$P_{barrera} = 360 \frac{kgf}{m} * 0.25m = 90 \text{ kgf}$$

$$P_{losa} = 2400 \frac{kgf}{m^3} * 0.25m * 0.77m * 0.20m = 92.4 \text{ kgf}$$

$$P_{total} = 182.4 \text{ kgf}$$

Momento en el eje A debido al volado:

$$M_{barrera} = 90kgf * \left(0.95 - \frac{0.32}{2}\right)m = 71.1 \text{ kgf.m}$$

$$M_{losa} = 87kgf * \left(0.95 - \frac{0.77}{2}\right)m = 49.15 \text{ kgf.m}$$

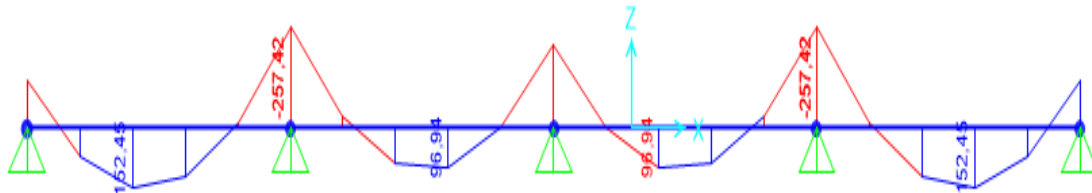
$$M_{Total} = 120.25 \text{ kgf.m}$$

Carga distribuida por peso propio del diafragma:

$$w_{pp} = 0.25m * 0.94m * \frac{2400kgf}{m^3} = 564 \text{ kgf/m}$$

Resolviendo la viga hiperestática tenemos:

Momento por carga viva



El momento por carga viva

$$M_{Total} = -3497.33 \text{ kgf.m}$$

Combinación Crítica

$$M_u = 1.25M_{DC} + 1.75M_{LL+IM}$$

$$M_u = 1.25 * 120.25 + 1.75 * 3497.33 = 6.27 \text{ tonf.m}$$

Cálculo del Acero

Acero Negativo (perpendicular al tráfico)

$$M_u = -6.27 \text{ tonf.m}$$

$$r = 4 + 1.6/2 = 4.8\text{cm}$$

As mínimo (5.7.3.3.2)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir 1.2Mcr.

$$1.2M_{cr} = 1.2 * f_r * S = 1.2 * 33.63 * 36816.7 = 14.85 \text{ tonf.m}$$

$$f_r = 2.01\sqrt{f'_c} = 2.01\sqrt{280} = 33.63\text{kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = 25 * \frac{94^2}{6} = 36816.7 \text{ cm}^3$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi 0.85 f'_c b}}$$

$$a = 84 - \sqrt{84^2 - \frac{2(1485000)}{(0.90)(0.85)(280)(25)}}$$

$$a = 3.36$$

$$As = \frac{Mu}{0.9fy(d - \frac{a}{2})}$$

$$As = \frac{1485000}{0.9(4200)(84 - \frac{3.36}{2})}$$

$$As = 4.77 \text{ cm}^2$$

Usar

$$2 \text{ } \phi 18 \text{ mm}$$

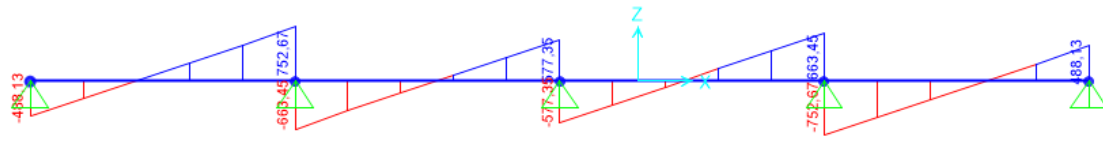
Diseño por Corte

Sección crítica por corte cerca de apoyo extremo (5.8.2.9)

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d - \frac{a}{2} = 84 - \frac{3.36}{2} = 82.32 \text{ cm}$$

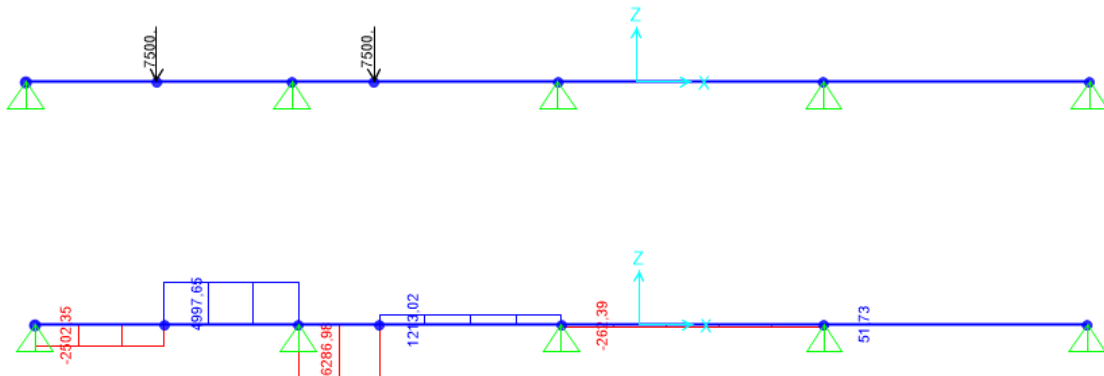
La sección crítica se ubica desde el eje del apoyo en:

$$0.26\text{m} + 0.82\text{m} = 1.08\text{m}$$



$$V_{DC} = 0.15 \text{ tonf}$$

Carga Viva



Con la posición del camión de diseño mostrada:

Con el factor de carga dinámica $IM=0.33$ y el factor de presencia múltiple $m=1.2$.

$$V_{LL+IM} = 2.5 \text{ tonf} * 1.2 * 1.33 = 4.0 \text{ tonf}$$

Combinación crítica, Estado Limite de Resistencia 1.

$$V_u = 1.25V_{DC} + 1.75V_{LL+IM}$$

$$V_u = 1.25 * 0.15 + 1.75 * 4.0 = 7.20 \text{ tonf}$$

Diseño de Estribos

Cortante resistente del concreto (V_c)

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * d * b \quad (5.8.3.3-3)$$

$$V_c = 0.53\sqrt{280} * 84 * 25 = 18.62 \text{ tonf}$$

Cortante resistente del acero (V_s) (5.8.3.3-4)

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v}{s}$$

Se propone estribos de 10mm espaciados 15cm

$$V_s = \frac{(2 * 0.78) * 4200 * 82.32}{15} = 35.95 \text{ tonf}$$

Cortante Resistente Total

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 18.62 + 35.95 = 54.57 \text{ tonf}$$

$$V_r = 0.9 * 64.71 = 49.11 \text{ tonf}$$

Refuerzo transversal mínimo (5.8.2.5-1)

$$A_v \geq 0.27\sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_v \geq 0.27\sqrt{280} \frac{25(15)}{4200} \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{vmin} = 1.56 \text{ cm}^2 \geq 0.40 \text{ cm}^2$$

Armadura de contracción y temperatura en caras laterales (Art. 5.10.8)

En el alma de la viga diafragma

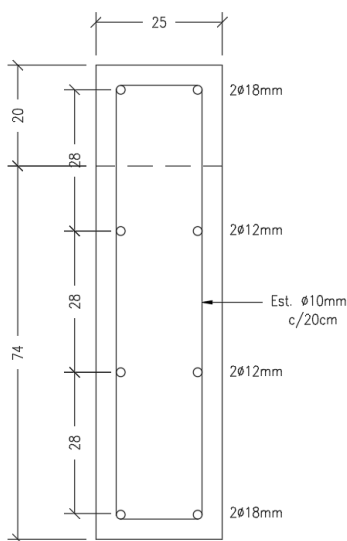
$$A_{smin} = 0.0018 A_g \text{ (5.10.8.2-1)}$$

$$A_{smin} = 0.0018 (74 * 25) = 3.33 \text{ cm}^2$$

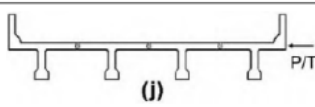
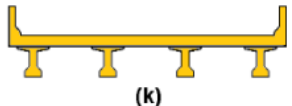
$$A_{smin} = 1.7 \text{ cm}^2 / \text{cara}$$

Usaremos por cara: 1 Ø 12mm (1.12cm²), con la consideración:

$$S_{max} = 3t = 3 * 25 = 75 \text{ cm} \quad \text{y} \quad S_{max} = 28 \text{ cm}$$



7.6.2 Factor de Distribución.

Precast Concrete Tee Section with Shear Keys and with or without Transverse Post-Tensioning	Integral concrete	
Precast Concrete I or Bulb-Tee Sections	Cast-in-place concrete, precast concrete	
Wood Beams	Cast-in-place concrete or plank, glued/spiked panels or stressed wood	

Factor de distribución para momento

Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, o emparrillado con vanos parcialmente llenos sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te	a, e, k y también i, j si está suficientemente conectada para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0,4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$
		Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0,6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0,1}$	$N_b = 3$

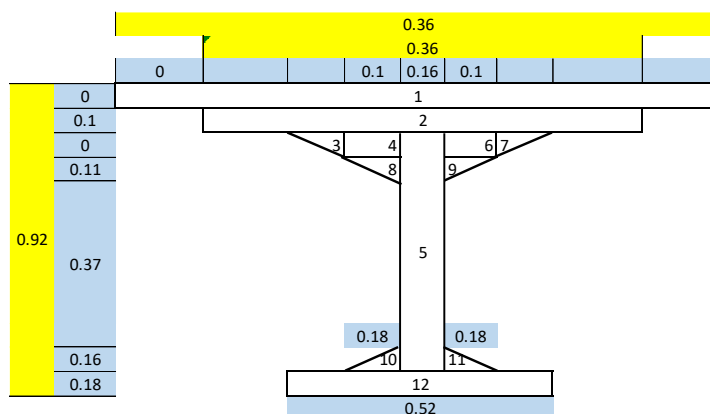
Condiciones para utilizar las ecuaciones del factor de distribución g

$$S = 2200 \text{ mm}$$

$$T_s = 200 \text{ mm}$$

$$L = 20000 \text{ mm}$$

$$N_b = 5$$


Ingresar
Calcular

RESUMEN

Area=	0.27 m2
hi =	0.40 m
hs =	0.52 m
H total=	0.92 m
Ixx=	0.02 m4
Iyy=	0.00 m4

$$I = 24013285376 \text{ mm}^4$$

INMOBILIARIA JOALPA S.A. RUC 0992836032001

Av. León Febres Cordero, Edificio River Plaza, 5to. Piso, Parroquia Satelital La Aurora
Teléfono 044 505803 - E-mail: inmojoalpa_01@hotmail.com

$$A = 269000 \text{ mm}^2$$

F'c= 280 kg/cm² Para Losa

$$E_{losa} = 4.7\sqrt{28}(1000) = 24870 \text{ MPa}$$

F'c = 450 kg/cm² Para viga

$$E_{viga} = 4.7\sqrt{45}(1000) = 31528 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_{viga}}{E_{losa}} = 1.26$$

Distancia entre centros de gravedad de viga y losa

$$e_g = 620 \text{ mm}$$

Kg = Parámetro de rigidez longitudinal

$$k_g = n(I + A \cdot e_g^2)$$

$$k_g = 1.26(2.401 \times 10^{10} + (26900) \cdot (620)^2)$$

$$k_g = 4.328 \times 10^{10}$$

Un carril cargado

$$0.06 + \left(\frac{s}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{s}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{k_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

$$0.06 + \left(\frac{2200}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{2200}{20000}\right)^{0.3} \left(\frac{4.328 \times 10^{10}}{(20000)(200)^3}\right)^{0.1} = 0.41$$

Dos o más carriles cargados

$$0.075 + \left(\frac{s}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{s}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{k_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

$$0.075 + \left(\frac{2200}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{2200}{20000}\right)^{0.2} \left(\frac{k_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} = 0.55$$

El valor de g = 0.55

Factor de distribución a Corte

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

Condiciones para utilizar las ecuaciones del factor de distribución g

$$S = 2200 \text{ mm}$$

$$T_s = 200 \text{ mm}$$

$$L = 20000 \text{ mm}$$

$$N_b = 5$$

Para un Carril Cargado

$$0,36 + \frac{S}{7600}$$

$$0,36 + \frac{2200}{7600} = 0,65$$

Para Dos Carriles Cargados

$$0,20 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^2$$

$$0,20 + \frac{2200}{3600} - \left(\frac{2200}{10700} \right)^2 = 0,77$$

7.6.3 Fuerzas Internas en la Viga

Carga Muerta (DC)

Peso propio de viga:

$$\text{Área Exterior} = 0.37\text{m}^2$$

$$\text{Área Interior} = 0.27\text{ m}^2$$

$$\text{Peso total de la viga} = 0.37*1.8*2.4 + 0.27*18.2*2.4$$

$$\text{Peso total de la viga} = 13.4\text{ tonf}$$

$$\text{Carga repartida de la Viga} = 0.67\text{ tonf/m}$$

Peso propio de losa:

$$\text{Peso de la losa} = 0.2*2.20*2.4*20$$

$$\text{Peso de la losa} = 21.12\text{ tonf}$$

$$\text{Carga repartida de la losa} = 1.05\text{ tonf/m}$$

Carga Muerta Total:

$$\text{CARGA MUERTA (DC)} = 0.67 + 1.08 = 1.72\text{ tonf/m}$$

Momento Positivo por Carga Muerta:

$$\text{Momento por carga muerta (DC)} = \frac{wl^2}{8} = 1.72*(20)^2/8$$

$$\text{Momento por carga muerta (DC)} = 86\text{ tonf-m}$$

Cortante por carga muerta

$$\text{Cortante por carga muerta (DC)} = \frac{wl}{2} = 1.72(20)/2$$

$$\text{Cortante por carga muerta (DC)} = 17.2\text{ tonf}$$

Carga Muerta Revestimientos e Instalaciones (DW)

$$\text{Peso de Asfalto} = 0.05 \times 2.2 \times 2.20 \times 20$$

$$\text{Peso de Asfalto} = 4.84 \text{ tonf}$$

$$\text{Carga repartida de asfalto} = 0.24 \text{ tonf/m}$$

$$\text{Momento por carga de desgaste (DW)} = \frac{wl^2}{8} = 0.24 \times (20)^2 / 8$$

$$\text{Momento por carga de desgaste (DW)} = 12 \text{ tonf-m}$$

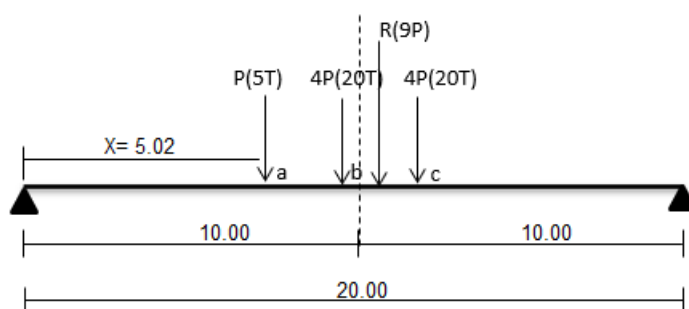
$$\text{Cortante por carga de desgaste (DW)} = \frac{wl}{2} = 0.24 \times (20) / 2$$

$$\text{Cortante por carga de desgaste (DW)} = 2.4 \text{ tonf}$$

Carga Viva (LL)

Momento

** MOMENTO MAXIMO DE LA SOBRECARGA



x =	5.02 m	P =	5.00 Ton
s =	4.27 m	4P =	20.00 Ton
L/2 =	10.00 m	4P =	20.00 Ton
r/2 =	0.712 m	r = s/3 =	1.423 m
L =	20.00 m		

Efectuando equilibrio de fuerzas con respecto a FY

$$RA + RB = 9P \quad RA + RB = 45.00 \text{ Ton}$$

Determinación del momento con respecto al apoyo A

$$RB(L) = P(x) + 4P(x+s) + 4P(x+2s)$$

$$RB = 24.101 \text{ Ton}$$

$$RA = 20.899 \text{ Ton}$$

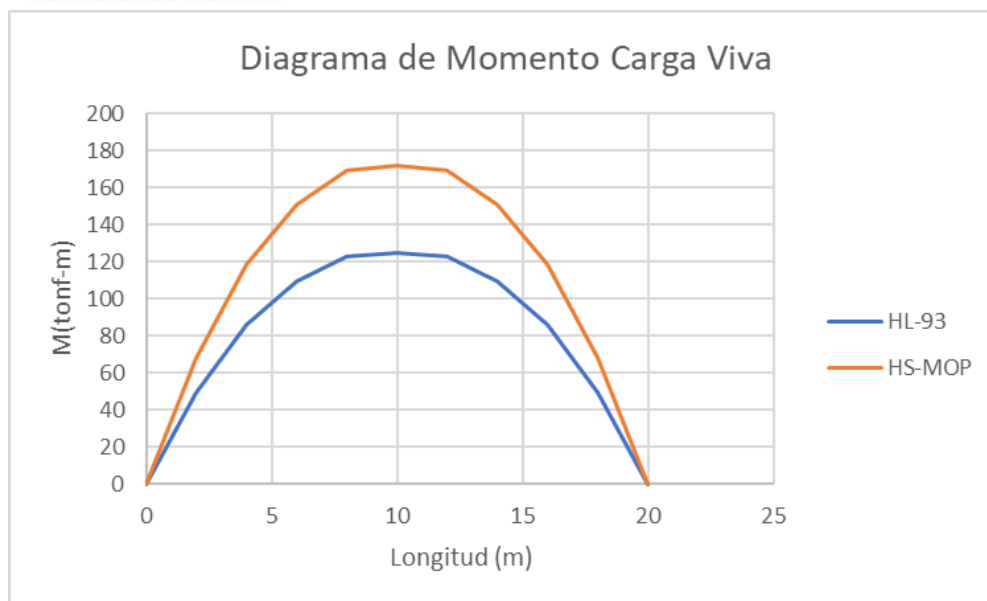
**Cálculo del momento máximo suponiendo que uno de los ejes está ubicado en (b)

$$Mb = RA(L/2) - P(s) \quad Mb = 172.76 \text{ Ton-m}$$

**Cálculo del maximo momentos suponiendo que uno de los ejes está ubicado en (c)

$$Mc = RA(x+2s) - P(2s) + 4P(s)$$

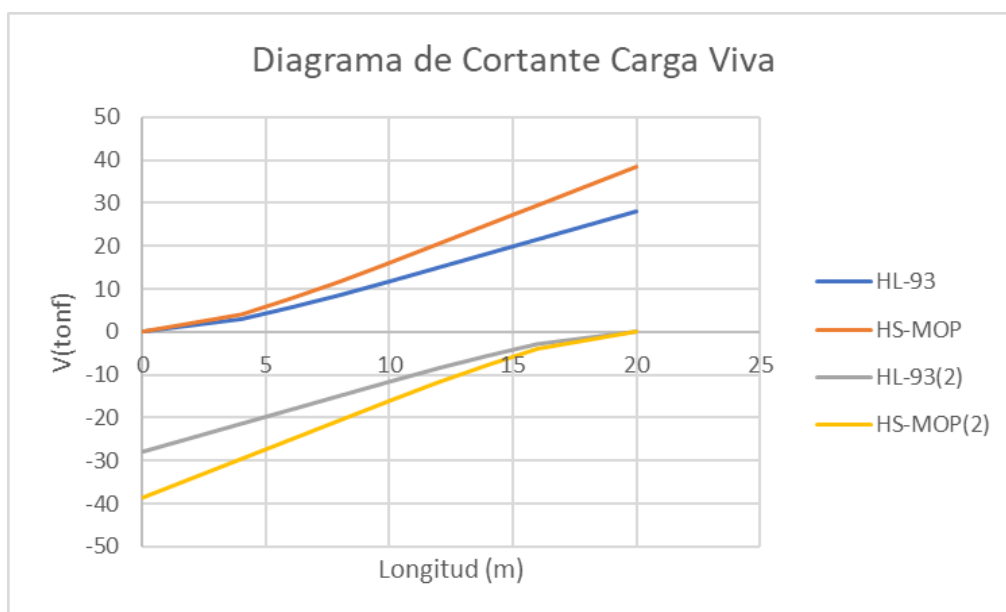
$$Mc = 155.25 \text{ Ton-m}$$



$$M(LL+IM) = 0.55 * (1.33 * 172.7)$$

$$M(LL+IM) = 126.3 \text{ ton-m}$$

Cortante



Cortante por carga viva

$$V(LL+IM) = 0.77 * (1.33 * 38)$$

$$V(LL+IM) = 38.9 \text{ tonf}$$

Combinación de Carga (Estado Limite de Resistencia I)

El momento último de diseño, en las proximidades del centro de la luz es:

$$U = 1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 1.75 (\text{LL} + \text{IM})$$

$$M_u = 1.25*(86) + 1.50*(12) + 1.75*(126.3)$$

$$M_u = 346.52 \text{ tonf-m}$$

$$M_u = 3399.41 \text{ kN-m}$$

El Cortante último de diseño, en los apoyos:

$$U = 1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 1.75 (\text{LL} + \text{IM})$$

$$V_u = 1.25*(17.2) + 1.50*(2.40) + 1.75*(38.9)$$

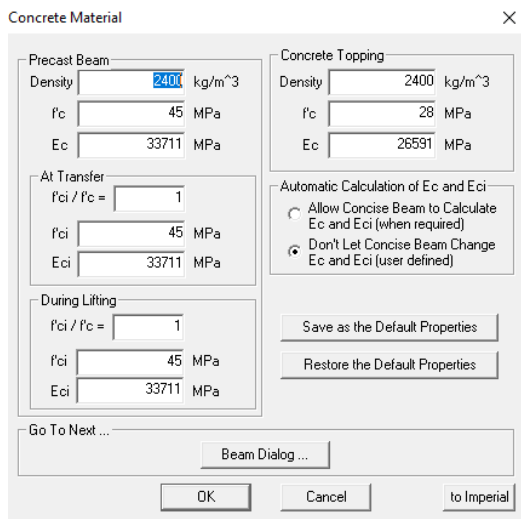
$$V_u = 93.17 \text{ tonf}$$

$$V_u = 914 \text{ kN}$$

7.6.4 Diseño de viga

Para realizar el diseño de la viga presforzada utilizamos el software concise beam. A continuación, presentamos el ingreso de datos en el programa y los resultados.

Materiales



Beam Definition

Segment Selection

Select New Section

Folder: I-Girder

Item: MACISO H=92

Segment Length: 0.9 m

Lateral (Z) Offset: 0 mm

Vertical (Y) Offset: 0 mm

View Section Properties

Beam Segment List

Folder	Item	Length	Offset Z	Offset Y	
1	I-Girder	MACISO H...	0.9 m	0 mm	0 mm
2	I-Girder	CALIFORN...	18.2 m	0 mm	0 mm
3	I-Girder	MACISO H...	0.9 m	0 mm	0 mm

Support Locations *

Beam Length: 20 m

At Transfer: 0

Right End: 20 m

Bearing Length in Service: 0 mm

Lifting Point: 0

In Service: 0.3

Right End: 19.7 m

* Distance from left end of beam to center of support.

Go To Next ...

Define Topping Torsion Parameters Define Loading

OK Cancel to Imperial

Beam Definition

Segment Selection

Select New Section

Folder: I-Girder

Item: CALIFORNIA H=92

Segment Length: 18.2 m

Lateral (Z) Offset: 0 mm

Vertical (Y) Offset: 0 mm

View Section Properties

Beam Segment List

Folder	Item	Length	Offset Z	Offset Y	
1	I-Girder	MACISO H...	0.9 m	0 mm	0 mm
2	I-Girder	CALIFORN...	18.2 m	0 mm	0 mm
3	I-Girder	MACISO H...	0.9 m	0 mm	0 mm

Support Locations *

Beam Length: 20 m

At Transfer: 0

Right End: 20 m

Bearing Length in Service: 0 mm

Lifting Point: 0

In Service: 0.3

Right End: 19.7 m

* Distance from left end of beam to center of support.

Go To Next ...

Define Topping Torsion Parameters Define Loading

OK Cancel to Imperial

Concrete Topping

Topping Definition

Topping Haunch

Thickness, t1: 0 mm

Width, b1: 0 mm

Topping Slab

Thickness, t2: 200 mm

Width, b2: 2200 mm

Beam Segment List

Segment	b1	t1	b2	t2	
1	MACISO ...	0 mm	0 mm	2200 mm	200 mm
2	CALIFD...	0 mm	0 mm	2200 mm	200 mm
3	MACISO ...	0 mm	0 mm	2200 mm	200 mm

☐ Do Not Include Topping

☐ Beam Shored During Topping Placement ☐ Beam Weight Shored

Go To Next ...

Check Self-Weight Define Loading Define Rebar Define Prestressing

OK Cancel to Imperial

Trayectoria de Cables y Fuerzas de Presfuerzo

Prestressing Strands

Strand Group Details

Number of Strands: 4

Stress at Lock-off: 0.74 (fpi / fpu)

Strand Height at Beam Ends: 50 mm

Strand End Type and Offset from End of Beam

Left: Fully Bonded 0 m

Right: Fully Bonded 0 m

Select Strand Material

Folder: CSA A23.1

Item: 1860 MPa

Select Strand Size

Folder: 7-Wire 1860 MPa

Item: 12.7 (1/2")

Edit Strand Profile

Add Modify Delete

Section	Material	Quantity	L Offset	R Offset	Lock-Off
12.7 (1/2")	1860 MPa	4	0 m	0 m	0.74 fpu
12.7 (1/2")	1860 MPa	4	0 m	0 m	0.74 fpu
12.7 (1/2")	1860 MPa	4	0 m	0 m	0.74 fpu
12.7 (1/2")	1860 MPa	4	3.5 m	3.5 m	0.74 fpu

Go To Next ...

Define Rebar Loss Parameters View Reports View Graphs

OK Cancel to Imperial

Pérdidas de Presfuerzo Consideradas

Loss Parameters

Loss Calculation Method

☐ CPCI Detailed Method

☒ PCI/ACI Simplified Method

☐ AS3600 Detailed Method

☐ S6 Detailed Method

Predefined Losses

☒ Use Predefined Losses

Initial Losses %

Total Losses %

Prestressing Steel

☒ Low Relaxation

☐ Stress Relieved

Curing Method

☐ Moist Cured

☒ Heat Cured (i.e. Steam)

Concrete Parameters

Slump mm

Cement Content kg/m³

Air Content %

Relative Humidity % *

Fine/Total Aggregate Ratio

Aggregate Size mm

Basic Shrinkage Strain x10⁻⁶

* Climate Zones

Construction Schedule (loss calc's only)

Prestress Transfer days

Beam Erection days

Topping Placement days

Composite Action days

Save the Loss Settings as Default

Restore the Default Loss Settings

Restore to the Factory Settings

Go To Next ...

Define Prestressing

OK Cancel to Imperial

Acero de Refuerzo No Presforzado

Reinforcing Steel

Reinforcing Steel Group Details

Number of Bars Offset from Left End m

Rebar Offset mm Offset from Right End m

Offset Reference

Reinforcing in Beam

☒ Offset from Bottom of Beam [BB]

☐ Offset from Top of Beam (down) [TB]

Reinforcing in Topping

☐ Offset from Top of Topping (down) [TT]

Select Material

Folder

Item

Select Size

Folder

Item

☐ Rebar Epoxy Coated

☐ Left End of Rebar Hooked * * sufficient to develop bars

☐ Right End of Rebar Hooked *

Add Modify Delete

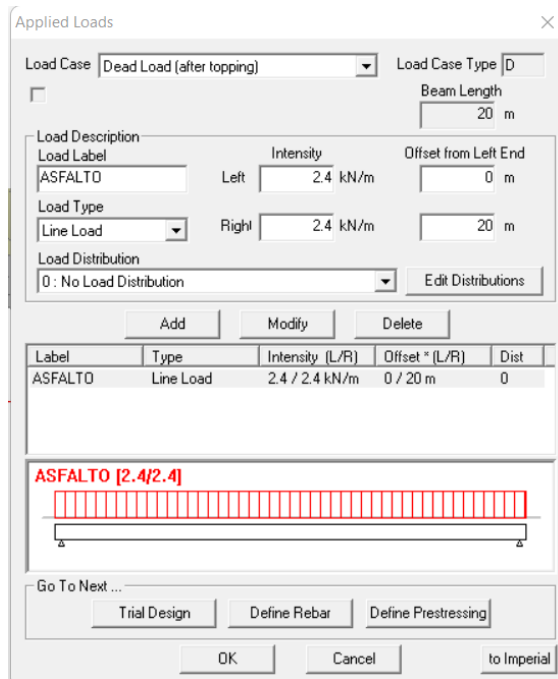
Section	Material	Quantity	Offset	from	L. Offset	R. Offset
#12	Grade ...	5	870 mm	BB	0 m	0 m
#12	Grade ...	2	820 mm	BB	0 m	0 m
#10	Grade ...	2	720 mm	BB	0 m	0 m
#10	Grade ...	2	550 mm	BB	0 m	0 m
#10	Grade ...	2	533 mm	BB	0 m	0 m

Go To Next ...

Define Prestressing View Reports View Graphs

OK Cancel to Imperial

Carga de Asfalto:

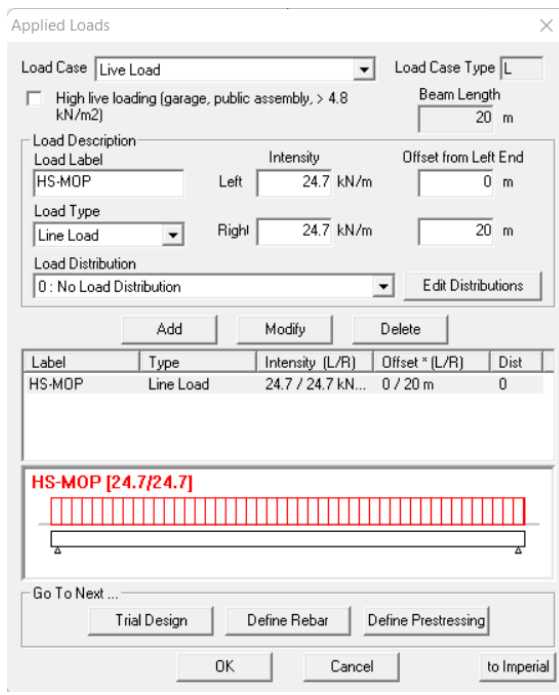


The 'Applied Loads' dialog box is configured for a 'Dead Load (after topping)'. The 'Load Case Type' is set to 'D'. The 'Beam Length' is 20 m. The 'Load Description' section shows 'Load Label' as 'ASFALTO', 'Intensity' as '2.4 kN/m' (Left), and 'Offset from Left End' as '0 m'. The 'Load Type' is 'Line Load'. The 'Load Distribution' is '0 : No Load Distribution'. The 'Edit Distributions' button is visible. Below the input fields, there are 'Add', 'Modify', and 'Delete' buttons. A table lists the load: 'ASFALTO' (Line Load) with intensity '2.4 / 2.4 kN/m' and offset '0 / 20 m'. A visual representation of the load is shown as a red line with vertical bars along the beam length. At the bottom, there are 'Go To Next ...' buttons for 'Trial Design', 'Define Rebar', and 'Define Prestressing', along with 'OK', 'Cancel', and 'to Imperial' buttons.

Label	Type	Intensity (L/R)	Offset * (L/R)	Dist
ASFALTO	Line Load	2.4 / 2.4 kN/m	0 / 20 m	0

Carga Vehicular:

El peso del camión lo ingresamos con impacto y multiplicado por el factor de distribución para momento que es 0.64



The 'Applied Loads' dialog box is configured for a 'Live Load'. The 'Load Case Type' is set to 'L'. The 'Beam Length' is 20 m. The 'Load Description' section shows 'Load Label' as 'HS-MOP', 'Intensity' as '24.7 kN/m' (Left), and 'Offset from Left End' as '0 m'. The 'Load Type' is 'Line Load'. The 'Load Distribution' is '0 : No Load Distribution'. The 'Edit Distributions' button is visible. Below the input fields, there are 'Add', 'Modify', and 'Delete' buttons. A table lists the load: 'HS-MOP' (Line Load) with intensity '24.7 / 24.7 kN...' and offset '0 / 20 m'. A visual representation of the load is shown as a red line with vertical bars along the beam length. At the bottom, there are 'Go To Next ...' buttons for 'Trial Design', 'Define Rebar', and 'Define Prestressing', along with 'OK', 'Cancel', and 'to Imperial' buttons.

Label	Type	Intensity (L/R)	Offset * (L/R)	Dist
HS-MOP	Line Load	24.7 / 24.7 kN...	0 / 20 m	0

Para la carga del camión (Máximo Cortante)

El peso del camión lo ingresamos con impacto y lo multiplicamos por el factor de distribución para cortante que es 0.78

Applied Loads

Load Case: **Live Load** Load Case Type: **L**

☐ High live loading (garage, public assembly, > 4.8 kN/m²)

Beam Length: **30 m**

Load Description

Load Label: **CARRIL** Intensity: **7.31 kN/m** Offset from Left End: **0 m**

Load Type: **Line Load** Right: **7.31 kN/m** **30 m**

Load Distribution: **0: No Load Distribution** **Edit Distributions**

Add **Modify** **Delete**

Label	Type	Intensity (L/R)	Offset * (L/R)	Dist
CARRIL	Line Load	7.3 / 7.3 kN/m	0 / 30 m	0
EJE 1 CAMION	Point Load	148.1 kN	0.4 m	0
EJE 2 CAMION	Point Load	148.1 kN	4.67 m	0
EJE 3 CAMION	Point Load	37 kN	8.94 m	0

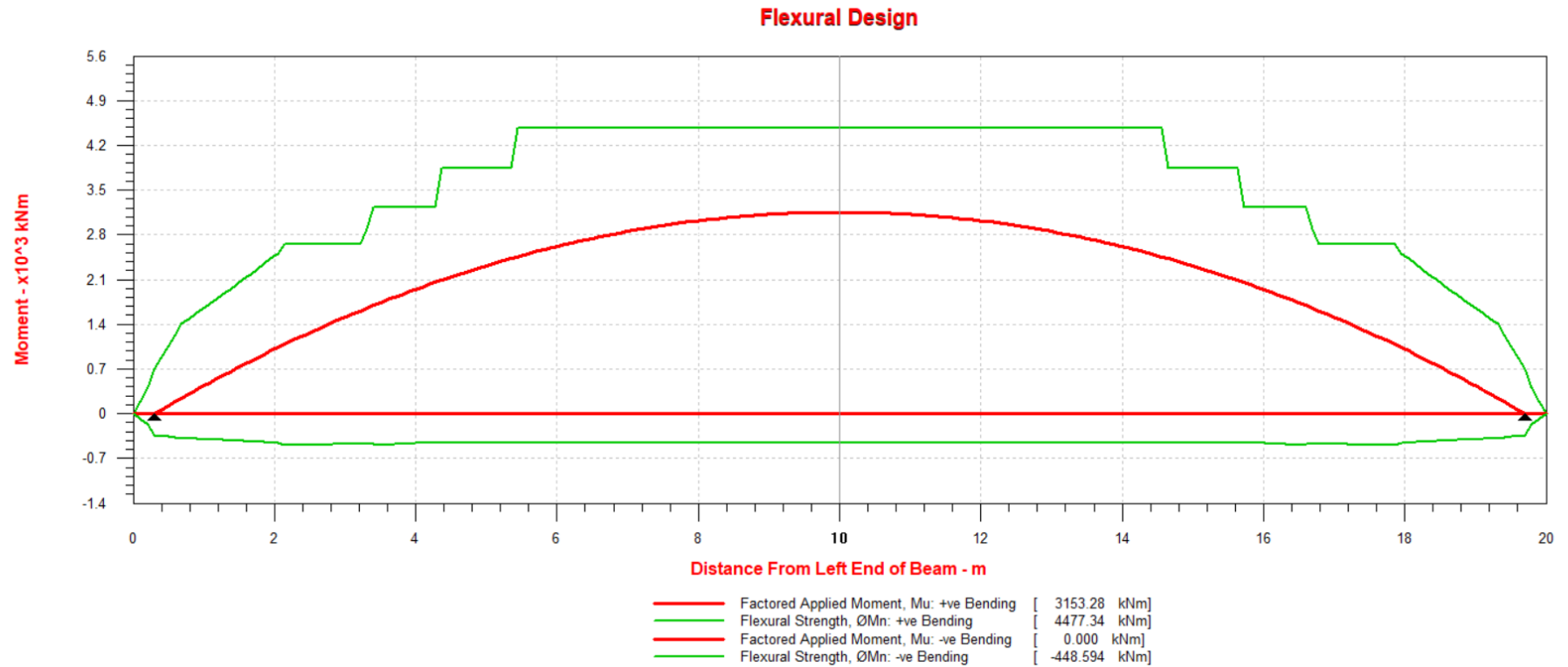
CARRIL [7.3/7.3]

Go To Next ...

Trial Design **Define Rebar** **Define Prestressing**

OK **Cancel** **to Imperial**

Demanda y Capacidad a Flexión.

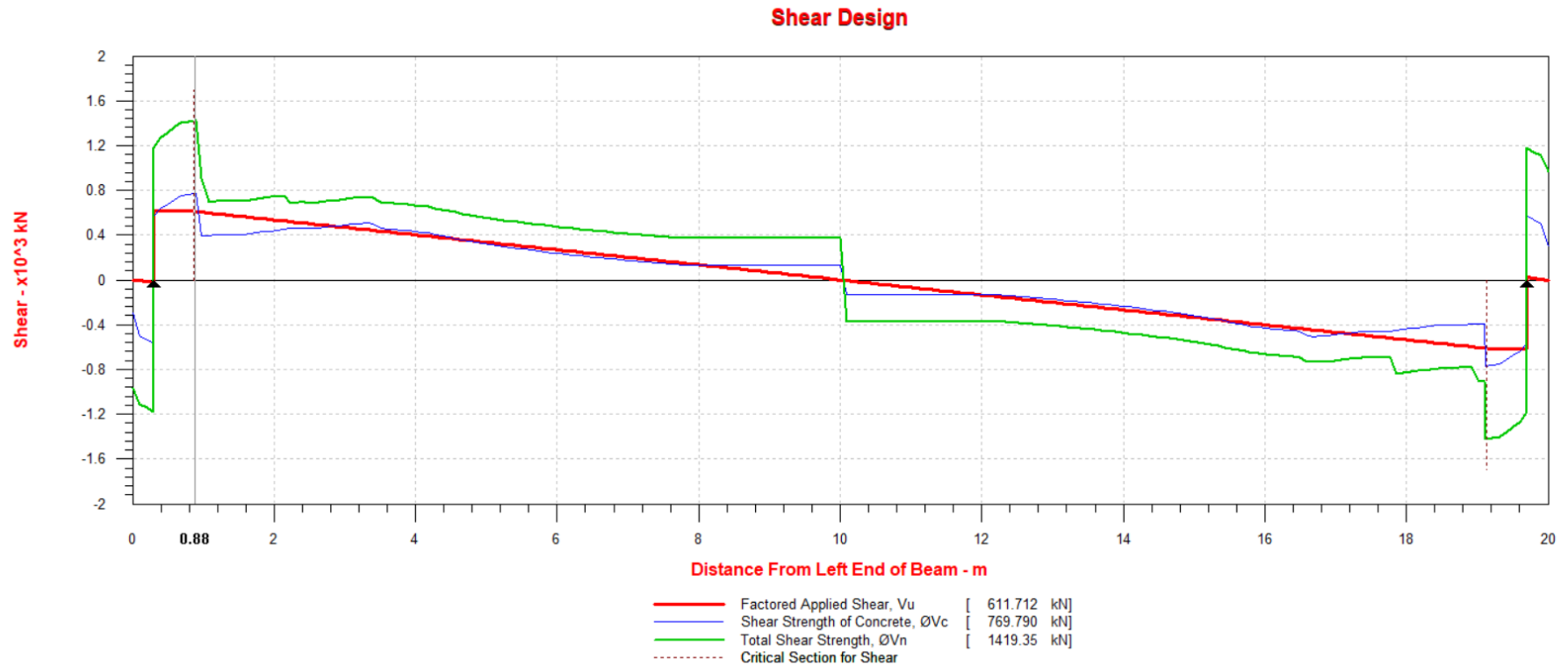


Máximo momento Resistente = 4477 kN-m

INMOBILIARIA JOALPA S.A. RUC 0992836032001

Av. León Febres Cordero, Edificio River Plaza, 5to. Piso, Parroquia Satelital La Aurora
Teléfono 044 505803 - E-mail: inmojoalpa_01@hotmail.com

Demanda y Capacidad a Cortante.

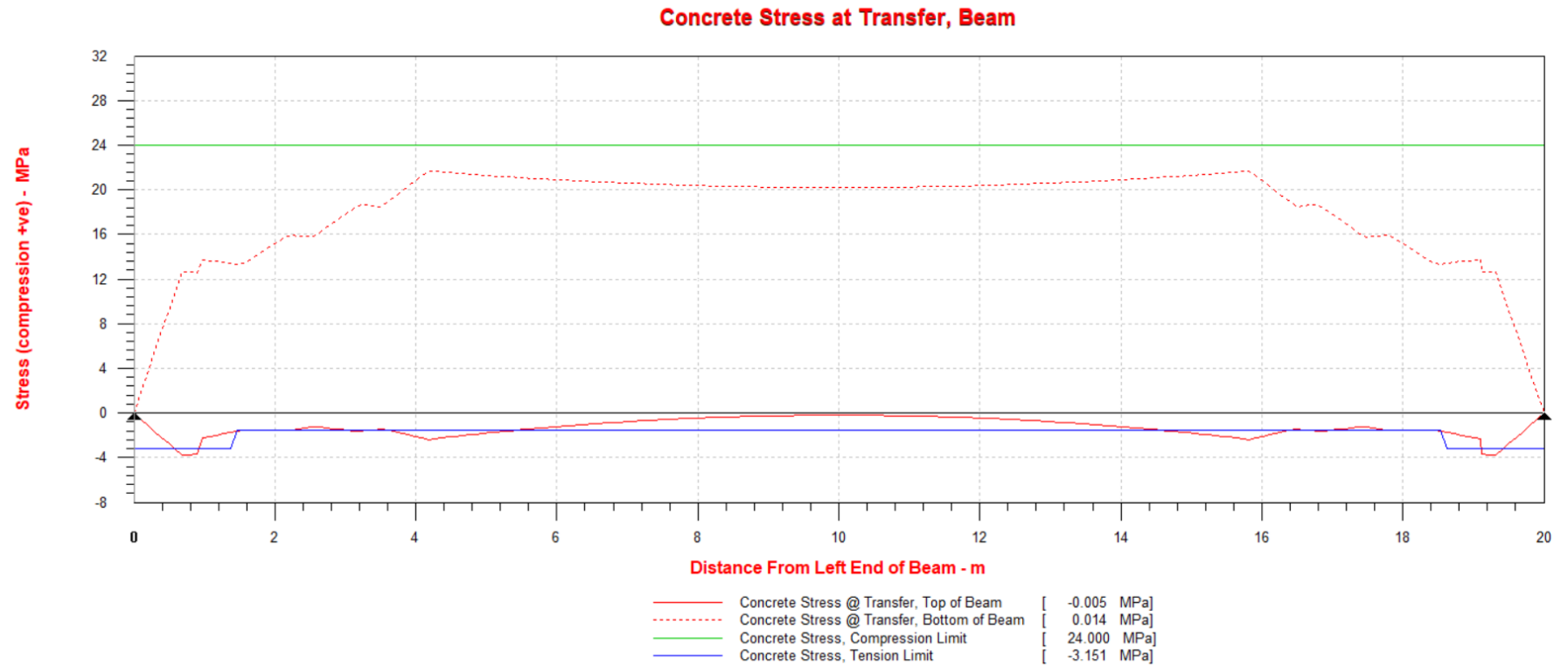


Máxima Resistencia al corte 1419 kN

INMOBILIARIA JOALPA S.A. RUC 0992836032001

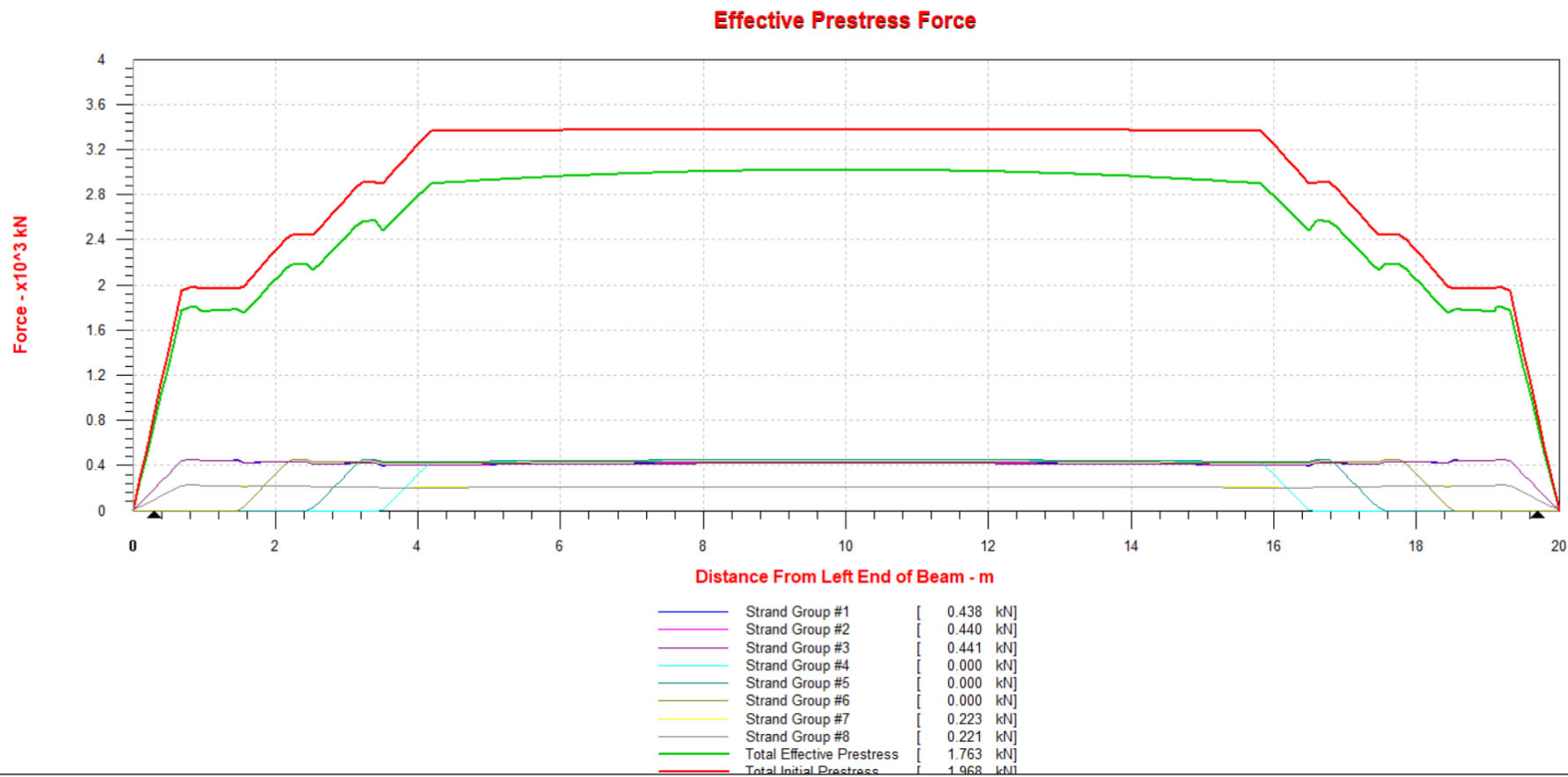
Av. León Febres Cordero, Edificio River Plaza, 5to. Piso, Parroquia Satelital La Aurora
Teléfono 044 505803 - E-mail: inmojoalpa_01@hotmail.com

Chequeo de Esfuerzo en Transferencia.



INMOBILIARIA JOALPA S.A. RUC 0992836032001

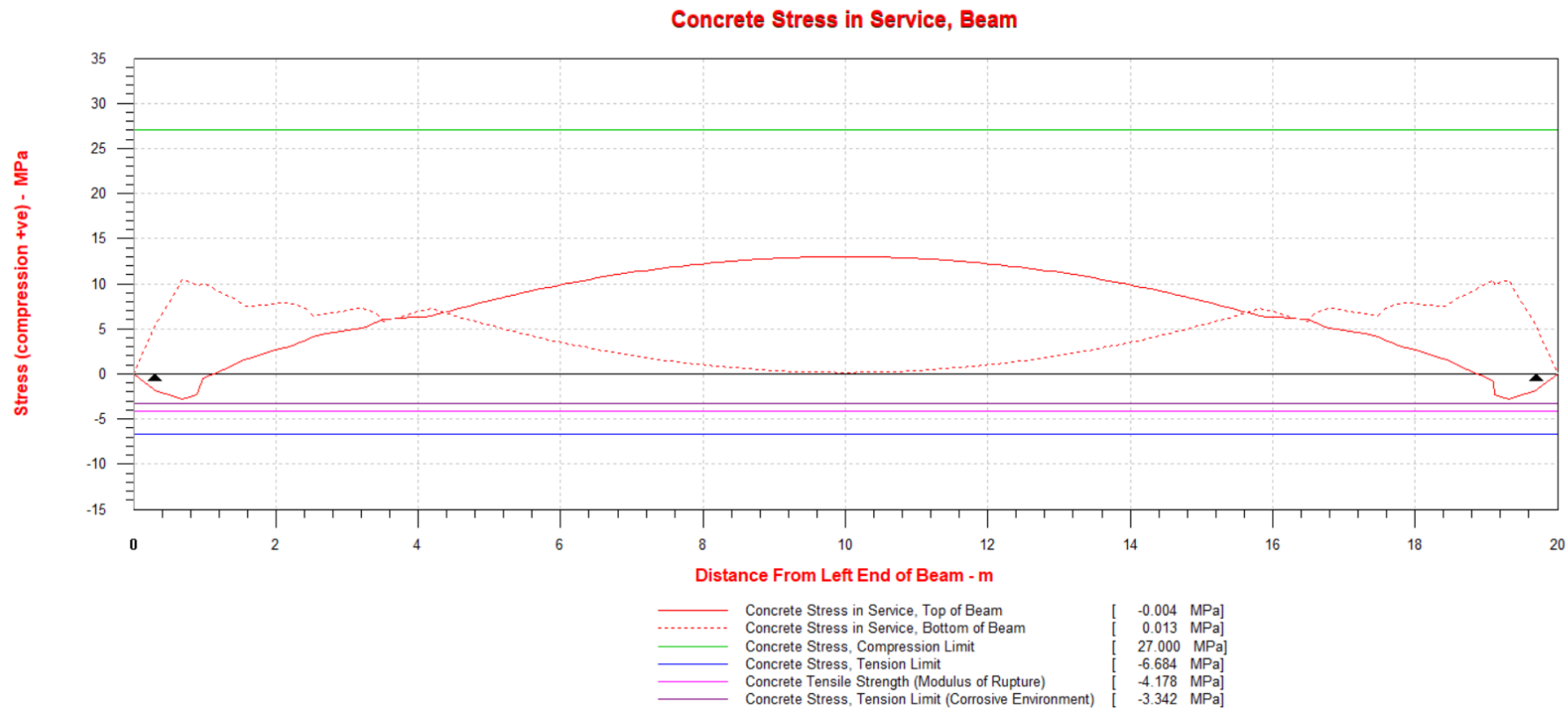
Av. León Febres Cordero, Edificio River Plaza, 5to. Piso, Parroquia Satelital La Aurora
Teléfono 044 505803 - E-mail: inmojoalpa_01@hotmail.com



INMOBILIARIA JOALPA S.A. RUC 0992836032001

Av. León Febres Cordero, Edificio River Plaza, 5to. Piso, Parroquia Satelital La Aurora

Teléfono 044 505803 - E-mail: inmojoalpa_01@hotmail.com

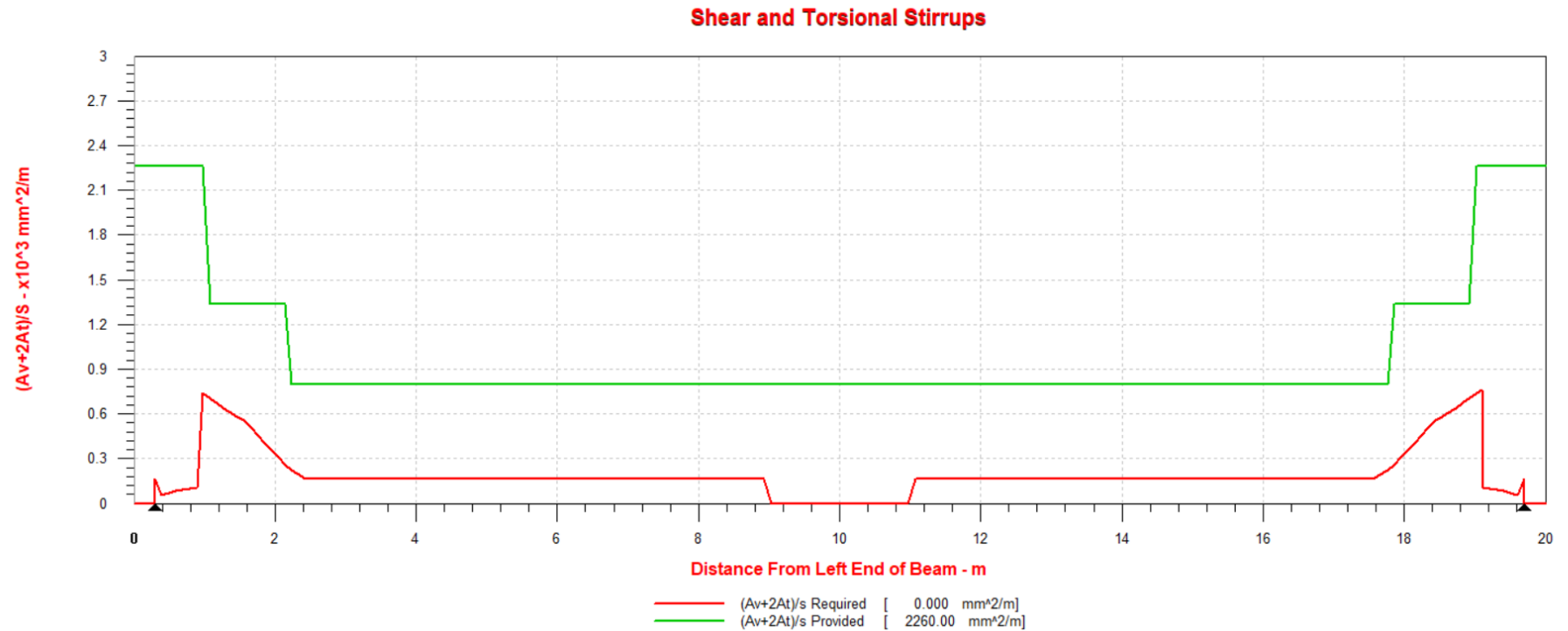


INMOBILIARIA JOALPA S.A. RUC 0992836032001

Av. León Febres Cordero, Edificio River Plaza, 5to. Piso, Parroquia Satelital La Aurora

Teléfono 044 505803 - E-mail: inmojoalpa_01@hotmail.com

Demanda Capacidad Cortante - Torsión.

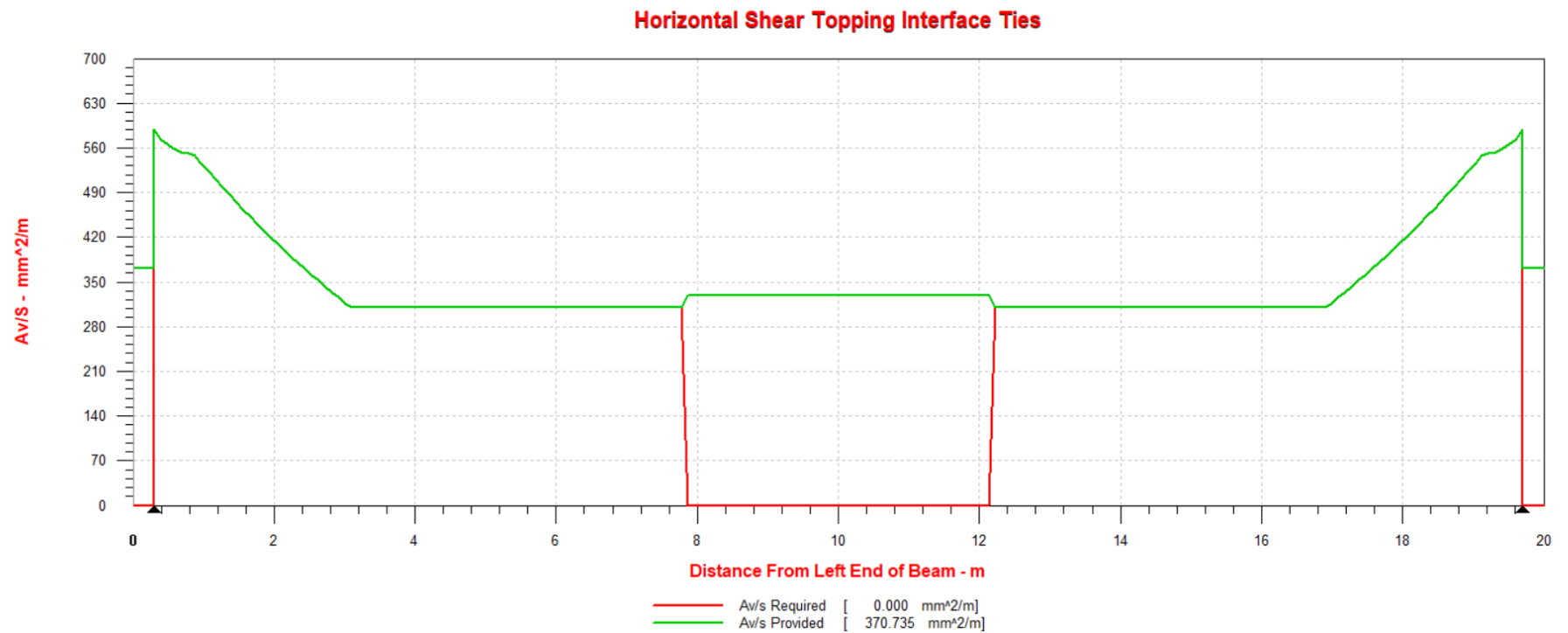


INMOBILIARIA JOALPA S.A. RUC 0992836032001

Av. León Febres Cordero, Edificio River Plaza, 5to. Piso, Parroquia Satelital La Aurora

Teléfono 044 505803 - E-mail: inmojoalpa_01@hotmail.com

Revisión de Estribos como Conectores de Corte.



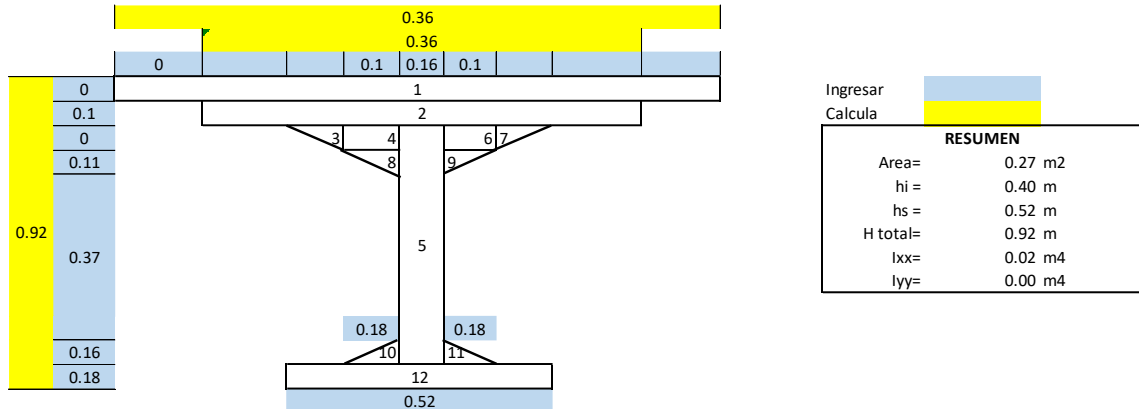
INMOBILIARIA JOALPA S.A. RUC 0992836032001

Av. León Febres Cordero, Edificio River Plaza, 5to. Piso, Parroquia Satelital La Aurora

Teléfono 044 505803 - E-mail: inmojoalpa_01@hotmail.com

7.6.5 Revisión de estado límite de transferencia

Propiedades geométricas



$$S_b = 0.0604 \text{ m}^3$$

$$S_t = 0.0458 \text{ m}^3$$

Torones de presfuerzo									
Código	Diámetro		Conform.	Recub.	Tracción mínima ruptura	Área aprox.	Área mínima	Relajación bajo carga	Masa aproximada
	[pulg]	[mm]			[kgf]	[mm²]	[mm²]	[%]	[kg / km]
189338	1/2"	12,70	1x7	Ninguno	18.730	101,40	98,70	3,50	886
189339	5/8"	15,20	1x7	Ninguno	26.580	143,50	140,00	3,50	1.240
272408	1/2"	12,70	1x7	Engrasado y plastificado*	19.112	101,40	98,70	3,50	886

* Recubrimiento con PED espesor mínimo 1mm y lubricación, reduciendo el coeficiente de atrito para 0,06 - 0,07
Norma ASTM A- 416 - Se dispone de otros diámetros previa consulta con nuestro departamento técnico.

Área de torones de 12.7mm =98.7mm²

				Area Total	A*d			P(GATO)	P(INICIAL)	
	NUMERO	DIAMETRO	d(mm)	(mm2)	mm3		0.74*fpu	(N)	(N)	
GRUPO 1	8	12.7	50	789.6	39480	0.74	1376.4	11011.2	9910.08	
GRUPO 2	8	12.7	100	789.6	78960	0.74	1376.4	11011.2	9910.08	
GRUPO 3	8	12.7	150	789.6	118440	0.74	1376.4	11011.2	9910.08	
GRUPO 4	2	12.7	200	197.4	39480	0.74	1376.4	2752.8	2477.52	
GRUPO 5	2	12.7	300	197.4	59220	0.74	1376.4	2752.8	2477.52	
Total				2763.6	335580					34685.28

Distancia del borde inferior de la viga al centroide de todos los torones

$$d_{total} = \frac{A * d}{A_{TOTAL}}$$

$$d_{total} = \frac{335580}{2763.6} = 121.43mm$$

CARGA POR PESO PROPIO DE LA VIGA

$$\text{Área Exterior} = 0.37m^2$$

$$\text{Área Interior} = 0.27 m^2$$

$$\text{Peso total de la viga} = 0.37*1.8*2.4 + 0.27*18.2*2.4$$

$$\text{Peso total de la viga} = 13.39 \text{ tonf}$$

$$\text{Carga repartida de la Viga} = 0.67 \text{ tonf/m}$$

Momento por peso propio

$$M_o = \frac{q * l^2}{8}$$

$$M_o = \frac{0.67 * 20^2}{8} = 33.5 \text{ tonf.m}$$

En condiciones Iniciales en el centro de la luz

$$P_i = 353.6 \text{ tonf}$$

$$e = h_i - d_{total} = 0.397 - 0.121 = 0.276m$$

Fibra Superior

$$-\frac{P_i}{A} + \frac{P_i * e}{S_t} - \frac{M_o}{S_t} \leq 0.8\sqrt{f'ci}$$

$$-\frac{353.6}{0.272} + \frac{353.6 * 0.276}{0.0458} - \frac{33.5}{0.0458} \leq 0.8\sqrt{4500}$$

$$99.42 \text{ tonf/m}^2 \leq 169.7 \text{ tonf/m}^2$$

$$9.94 \text{ kgf/cm}^2 \leq 16.97 \text{ kgf/cm}^2$$

Fibra Inferior

$$-\frac{P_i}{A} - \frac{P_i * e}{S_b} + \frac{M_o}{S_b} \geq 0.5 * f'ci$$

$$-\frac{353.6}{0.272} - \frac{353.6 * 0.276}{0.0605} + \frac{33.5}{0.0605} \geq 0.6 * 4000$$

$$-\frac{2359 \text{tonf}}{m^2} \geq -2400 \text{tonf}/m^2$$

$$-\frac{235.9 \text{kgf}}{cm^2} \geq -240 \frac{\text{kgf}}{cm^2} \text{"ok"}$$

7.7 Diseño de neopreno

Carga viva obtenida del diseño de la viga

$$V(\text{LL}+\text{IM}) = 0.77 * (1.33 * 38)$$

$$V(\text{LL}+\text{IM}) = 38.9 \text{ tonf}$$



Deformación unitaria del neopreno reforzado de dureza Shore 60.

DISEÑO DE NEOPRENOS

Dureza Shore	60		Dureza Shore	G (Kgf/cm ²)
G	10	Kgf / cm ²	50	6.9 - 7.7
σ_e	70	Kgf / cm ²	60	8.5 - 10.9
L	25	cm	70	11.2 - 18.3
W	45	cm		σ_{CTL} (kgf/cm ²)
L viga	20	m	Apoyos sin refuerzo	56
h asumido	40	mm	Apoyos reforzados	70

Reacciones en apoyos Interior:

Por Carga Muerta	=	26.3	T
Por Carga Viva con impacto	=	38.9	T
Reacción de Diseño	=	65.2	T

Variación de Temperatura $\Delta T = 20^\circ\text{C}$

Temperatura ΔT	=	20	$^\circ\text{C}$
Dilatación Térmica del Concreto K_{concreto}	=	0.00001	$^\circ\text{C}^{-1}$
Contracción $K_{\text{contracción}}$	=	0.00011	m/m
Flujo Plástico $K_{\text{flujo plástico}}$	=	0.00025	m/m

Deformaciones Unitarias

Por temperatura = $\Delta T \times K_{\text{concreto}} \times L$	=	0.0040	m
Por Contracción = $\Delta T \times K_{\text{contracción}} \times L$	=	0.0022	m
Por flujo plástico = $\Delta T \times K_{\text{flujo plástico}} \times L$	=	0.0050	m

Movimiento Horizontal Máximo del Apoyo

$\gamma =$	1.2	(Tabla 3.4.1-1)
$\Delta S = \gamma \times \Sigma \Delta \times L_{\text{viga}}$	=	0.0134 m
	=	13.44 mm

Altura Mínima Total del Apoyo Elastomérico

$h_{rt} = 2 \Delta S$	=	26.9 mm	(14.7.5.3.4-1)
-----------------------	---	---------	----------------

Factor de Forma

$$h_{ri} = 1.2 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L * W}{2h_{ri}(L + W)} = 6.70$$

Esfuerzo Efectivo de Compresión

$$\sigma = \frac{P}{Area} = 58.0 \text{ Kgf / cm}^2$$

El diseño es aceptable

Para apoyos móviles

$$\begin{aligned}\sigma_{TL} &\leq 112 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ \sigma_{TL} &\leq 1.66 \cdot G \cdot S \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ \sigma_L &\leq 0.66 \cdot G \cdot S \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

Para apoyos fijos

$$\begin{aligned}\sigma_{TL} &\leq 123 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ \sigma_{TL} &\leq 2.00 \cdot G \cdot S \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ \sigma_L &\leq 1.00 \cdot G \cdot S \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

 σ_{CTL} : Esfuerzo de compresión promedio debido a la carga total más carga viva

 σ_{CL} : Esfuerzo de compresión promedio debido a la carga viva

Para apoyos móviles

$\sigma_{CTL} =$	57.96 Kg / cm ²	≤	112.0 Kg / cm ²	Satisface
$\sigma_{CTL} =$	57.96 Kg / cm ³	≤	111.2 Kg / cm ²	Satisface
$\sigma_{CL} =$	34.58 Kg / cm ²	≤	44.20 Kg / cm ²	Satisface

Para apoyos fijos

$\sigma_{CTL} =$	57.96 Kg / cm ²	≤	123 Kg / cm ²	Satisface
$\sigma_{CTL} =$	57.96 Kg / cm ³	≤	4636.4 Kg / cm ²	Satisface
$\sigma_{CL} =$	34.58 Kg / cm ²	≤	2318.22 Kg / cm ²	Satisface

Estabilidad

El espesor total del apoyo no debe exceder el valor más pequeño de:

Para apoyos móviles

$$\begin{aligned}L / 3 &= 8.33 \text{ cm} \\ W / 3 &= 15.00 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$h_{rt \text{ máximo}} = 83 \text{ mm}$$

$$h_{rt} = 40 \text{ mm}$$

El espesor del apoyo es adecuado

Para apoyos fijos

$$\begin{aligned}L / 5 &= 5.00 \text{ cm} \\ W / 5 &= 9.00 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$h_{rt \text{ máximo}} = 50 \text{ mm}$$

$$h_{rt} = 40 \text{ mm}$$

El espesor del apoyo es adecuado

Deformación Instantánea por Compresión

Del gráfico esfuerzo vs % deformación obtenemos para:

$$\begin{aligned}\sigma_e &= 58 \text{ Kg / cm}^2 \text{ - shore60 --- } \delta = 3.6 \% \\ S &= 6.70\end{aligned}$$

Apoyo

$$\begin{aligned}h_{rint} &= 12 \text{ mm} \\ h_{rexterior} &= 10 \text{ mm} \\ e_{placas} &= 2 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\# \text{ capas} &= 3 \\ \# \text{ capas} &= 2 \\ \# \text{ placas} &= 4\end{aligned}$$

$$h_{t \text{ neopreno}} = 56.00$$

$$\Delta_{\text{neopreno por compresión}} = 2.016 \text{ mm}$$

Rotación del Apoyo

$$\theta_{TL,x} = \frac{2\Delta c}{L} = 0.0161 \quad \text{rad}$$

$$\theta_{TL,z} = \frac{2\Delta c}{w} = 0.0090 \quad \text{rad}$$

Rotación del apoyo debido a la carga muerta más la viva

Carga muerta sobre la viga	=	2.15	T / m
Carga viva sobre la viga	=	2.00	T / m
Inercia de la viga	=	2401328	cm ⁴
f'c	=	450	Kgf / cm ²
EC viga de hormigón	=	320319	Kgf / cm ²

$$\theta = \frac{qL^3}{24EI} = 0.01798$$

$$\Delta_{max} = L/500 = 4 \quad \text{cm}$$

$$\Delta_{max} = \frac{5wL^4}{384EI} \quad w = \frac{\Delta_{max}(384EI)}{5L^4} \quad \theta = \frac{wL^3}{24EI}$$

$$\theta_{max} = \frac{(384 \cdot \Delta_{max})}{(24 \cdot E \cdot I)} = 0.0064$$

$$\theta = \frac{(w \cdot L^3)}{(24 \cdot E \cdot I)} = 0.0087$$

$$0.0087 \leq \frac{2 \cdot \Delta s}{L} = 0.0161 \quad \text{Satisface}$$

$$0.0087 \leq \frac{2 \cdot \Delta s}{W} = 0.0090 \quad \text{Satisface}$$

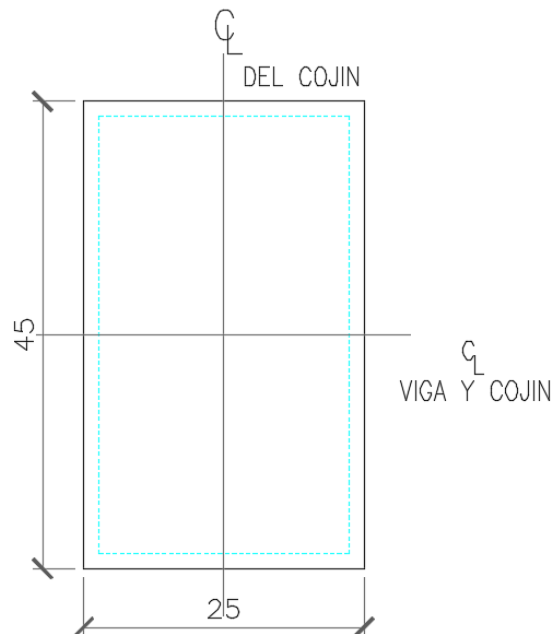
Placa de Refuerzo

Acero:	$H_{ri\ placa}$	=	2	mm
	f_s	=	1700	Kgf / cm ²

La resistencia en Kgf /cm² bajo niveles de esfuerzo de trabajo no debe ser menor

$300 H_{ri\ placa}$	≤	$H_{ri\ placa} \times f_s$	
$300 H_{ri\ placa}$	=	60	Kgf / cm ²
$H_{ri\ placa} \times f_s$	=	340	Kgf / cm ²

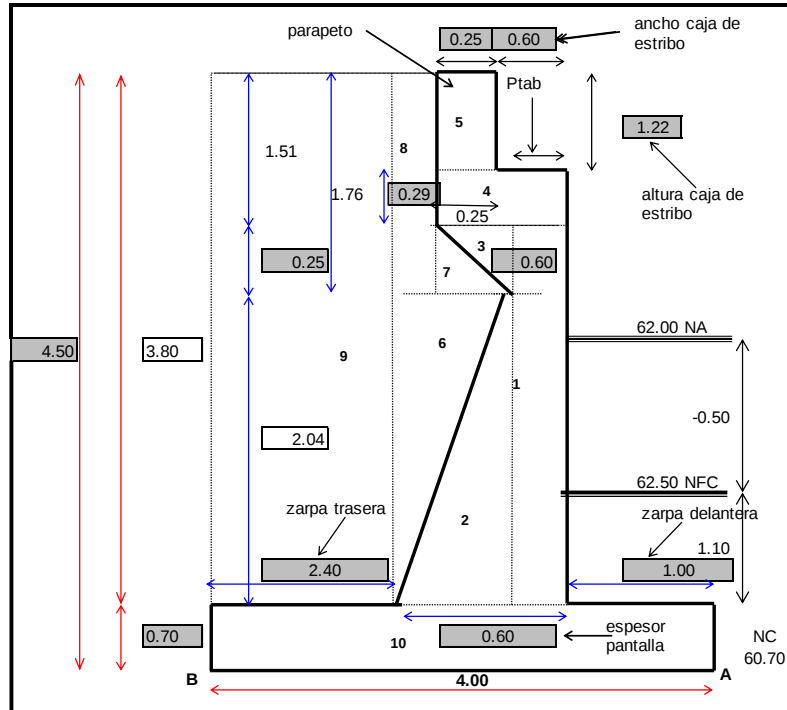
La resistencia de la placa es adecuada



7.8 Análisis y Diseño de Estribo de Puente Pedro Vélez

PROYECTO: ESTRIBOS PUENTE PEDRO VELEZ

CALCULO DE ESTRIBO



$$N = 600 \text{ mm}$$

$$N \geq 305 + 2.5 \cdot L + 10 \cdot H = 400 \text{ mm}$$

$$H = 4.50$$

Correcto

N: longitud mínima de soporte en mm
L: longitud del tablero en metros medida entre juntas. Para juntas dentro de la luz, L debe ser $L_1 + L_2$, correspondientes a las distancias a ambos lados de la junta. Para puentes de una sola luz L es igual a la longitud del tablero

H: altura en metros de pilares o columnas que soportan el tablero hasta la siguiente junta de expansión. H es cero para puentes de una sola luz

Datos de diseño :

Luz del puente	20.00	m
Ancho del puente	10.60	10.60 m
Numero de vias	2	
Angulo de esviaje $\lambda =$	0	°
Concreto f_c	280	kgf/cm ²
Acero de refuerzo f_y	4200	
Peso de la superestructura	DC	216 t
	DW	22.0 t
Tipo de camión de diseño	HL-93	
Carga viva por el tipo de camión	41.98	t
Sobrecarga adoptada	1.25	t/m ²
Peso específico del terreno	$\sigma =$	1.80 t/m ³
Peso específico del concreto		2.40 t/m ³
Angulo de fricción interna	$\phi =$	35.00 °
Nivel Freático (respecto al N.F.Z.)		0.00 m
Coefficiente de fricción del Suelo		0.65

CAMION	TIPOS DE CAMIONES				
	CARGA1	CARGA2	CARGA3	D. EJES	CARGA TOTAL
	t	t	t	m	t
HS-20	14.5	14.5	3.44	4.3	32.44
HS-20	14.5	14.5	3.625	4.3	32.625

	LINEA DE CARGA EQUIVALENTE		
	w t/m	Pm t	Pv t
HS-20	0.954	8.182	11.818
HS-20	0.954	8.182	11.818

TIPOS
HS-15
HS-20
HS-25
HL-93
HS-MOP

La carga del Camión HL-93, es una combinación de la carga de camión más carga repartida del tipo HS-20

Nota: † cargas no utilizadas, solo para comparación.

Reacciones de la Superestructura

Carga Muerta	DC + DW =	238 t	
Reacción por metro lineal	DC =	10.19 t/m	(peso/ (2*ancho del puente)) la carga se reparte entre los 2 estribos
	DW =	1.04 t/m	
Carga viva	LL =	6.80 t/m	peso camion por m de vía

a) Infraestructura

Cuadro de cargas

Carga	Peso (ton)	Xa	Ma-x (ton-m)	Ya	Ma-y (ton-m)	Xcg (cm)	Ycg (cm)
P1	3.30	1.30	4.29	1.85	6.08	2.386	1.968
P2	0.00	1.60	0.00	1.38	0.00		
P3	0.08	1.68	0.13	2.91	0.22		
P4	0.59	1.43	0.84	3.14	1.85		
P5	0.73	1.73	1.26	3.89	2.85		
P6	0.00	2.96	0.00	2.06	0.00		
P7	0.06	1.77	0.10	2.82	0.16		
P8	0.92	1.73	1.58	1.72	1.58		
P9	14.71	2.93	43.02	2.60	38.24		
P10	6.72	2.00	13.44	0.35	2.35		
total	27.10		64.66		53.33		

b) Superestructura

Carga Muerta	DC=	10.19 t/m	M _{DC A} =	13.2 ton-m	e =	1.30
	DW =	1.04	M _{DWA} =	1.3 ton-m		1.30
Carga Viva	LL=	6.80 t/m	M _{LL A} =	8.8 ton-m	e =	1.30

Empuje de Tierras

$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) =$	0.27	$h' =$	0.69 m	Altura de Relleno adicional que simula una sobrecarga
$E_{Ha} = 0.5 \cdot \gamma \cdot h \cdot (h + 2 \cdot h') \cdot K_a =$	6.463 t			
$E_{Ha} = 0.5 \cdot \gamma \cdot h \cdot (h + 2 \cdot h') \cdot K_a =$	4.939 t			sin sobrecarga
$Z =$	1.68 m			
Ma =	10.84 t m			
		Relleno Adicional	0.00 m	
$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) =$	3.69	$h_p =$	0.70 m	2.5
$E_{Hp} = 0.5 \cdot \gamma \cdot h_p^2 \cdot K_p =$	1.63 t			20.757
$Z =$	0.23 m			0.8333
Mp =	0.38 t m			17.298

Fuerzas sísmicas actuando sobre el relleno (Método Mononobe - Okabe)

Coeficiente de aceleración A =	0.56		
Coeficiente sísmico horizontal $K_h =$	0.34		
Coeficiente sísmico vertical $K_v =$	0		
$\theta = \tan^{-1} (K_h / (1 - K_v)) =$	18.6 °	0.3241 rad	
Sobrecarga sobre la superficie del terreno q =	0 t/m		
Altura de Relleno adicional $h' =$	0 m		
Altura de diseño H =	4.50 m		
Angulo entre la superficie del terreno y la horizontal $\beta =$	0 °	0 rad	
Peso unitario del suelo $\gamma =$	1.80 t/m³		
Angulo de fricción interna del suelo $\phi =$	35.00 °	0.6109 rad	
Angulo de fricción entre la pared del muro y el suelo $\delta =$	10 °	0.1745 rad	
Angulo de inclinación de la pared del muro $\alpha =$	0 °	0 rad	
Altura para empuje pasivo $H_p =$	0.70 m		

$$E_{HaE} = E_{Ha} \cdot \sin \delta =$$

$$E_{VaE} = E_{Ha} \cdot \cos \delta =$$

$$K_{aE} = \cos^2(\phi - \alpha - \theta) / [(\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \theta) \cdot (1 + (\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)) / (\cos(\delta + \alpha + \theta) \cdot \cos(\beta - \alpha))))^{1/2}]$$

$$K_{aE} = 0.506$$

$E_{HaE} = (1 - K_v) \cdot (1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cos \delta + q \cdot H) \cdot K_a =$	9.09 t
$\Delta E_{HaE} = E_{Ha} - E_{HaE} =$	4.2 t
$Z = 0.6 \cdot h =$	2.7 m
$M_{E_{HaE}} = \Delta E_{HaE} \cdot Z =$	11.2 t m
$E_{Va-A} = (1 - K_v) \cdot (1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \sin \delta) \cdot K_a =$	1.6 t
$M_{Va-A} = (1 - K_v) \cdot (1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \sin \delta) \cdot K_a \cdot X =$	6.4 t m

$$K_{pE} = \cos^2(\phi + \alpha - \theta) / (\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \theta) \cdot (1 + (\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)) / (\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \cos(\beta - \alpha))))^{1/2}$$

$$K_{pE} = 4.043$$

$E_{HpE} = (1 - K_v) \cdot (1/2 \cdot \gamma \cdot H_p^2) \cdot K_p =$	1.8 t
$\Delta E_{HpE} = E_{Hp} - E_{HpE} =$	0.2 t
$Z = 0.6 \cdot h =$	0.4
$M_{E_{HpE}} = \Delta E_{HpE} \cdot Z =$	0.1 t m

Viento

a) Viento sobre la superestructura que se transmite a la infraestructura a través del apoyo fijo

Altura de aplicación h = 0.585 m
Ángulo del viento = 60°

Velocidad del viento:

 $V_{DZ} = 2.5 \cdot V_o \cdot (V_{10}/V_b) \cdot \ln(Z/Z_o) = 102.34 \text{ Km/h}$
 $V_o = 13 \text{ Km/h}$
 $V_{10} = 100 \text{ Km/h}$
 $V_b = 160 \text{ Km/h}$
 $Z = 10000 \text{ mm}$
 $Z_o = 70 \text{ mm}$

Presión del viento:

 $P_D = P_b \cdot (V_{DZ}/V_b)^2 =$
 $P_b \text{ transv} = 0.0008 \text{ MPa}$ $P_D \text{ transv} = 3.3E-04 \text{ MPa}$ 0.033 t/m^2
 $P_b \text{ long} = 0.0009 \text{ MPa}$ $P_D \text{ long} = 3.7E-04 \text{ MPa}$ 0.037 t/m^2
 $A_{\text{expuesta}} = 28.4 \text{ m}^2$
 $W_{\text{Normal}} = 0.46 \text{ t}$ para 2 estribos
 $W_{\text{Longitudinal}} = 0.52 \text{ t}$ para 2 estribos
 0.2324 t para 1 estribo
 $W_{\text{Longitudinal}} / 2 = 0.2614 \text{ t}$ para 1 estribo

 $M_{WA} = 1.02 \text{ t-m/m}$

b) Viento sobre la carga viva

Punto de aplicación de la carga h = 1.8 m
Ángulo del viento = 60°

 $P_D \text{ transv} = 0.5 \text{ N/mm}$ 0.05 t/m
 $P_D \text{ long} = 0.55 \text{ N/mm}$ 0.06 t/m
 $L_{\text{expuesta}} = 20.00 \text{ m}$
 $W_{\text{Normal}} = 1 \text{ t}$ para 2 estribos
 $W_{\text{Perpendicular}} = 1.10 \text{ t}$ para 2 estribos
 $W_{\text{Normal}} / \text{m de estribo} = 0.0472 \text{ t}$ para 1 estribo
 $W_{\text{Longitudinal}} / \text{m de estribo} = 0.0519 \text{ t}$ para 1 estribo

 $M_{WL} = 0.33 \text{ t-m/m}$
Fuerza Longitudinal (frenado)

Altura de aplicación h = 1.83 m

 $BR = 0.25 \cdot (4E) = 8.11 \text{ t}$
 $BR = 0.05 \cdot (4E + w) = 2.58 \text{ t}$
 $BR_{\text{max}} = 8.11 \text{ t}$ para 1 estribo
 $BR_{\text{max/m de estribo}} = 1.53 \text{ t}$
 $M_{BR} = 9.69 \text{ t-m/m}$ para 1 estribo

 $BR_T \text{ max/m de estribo} = BR \cdot \cos \lambda = 1.5302 \text{ t}$
 $BR_L \text{ max/m de estribo} = BR \cdot \sin \lambda = 0 \text{ t}$

Tabla 3.8.1.1-1 Valores de V_o y Z_o para varias condiciones de superficie ascendente

CONDICIÓN	CAMPO ABIERTO	SUBURBIOS	CIUDAD
V_o (Km/h)	13.2	17.6	19.3
Z_o (mm)	70	1000	2500

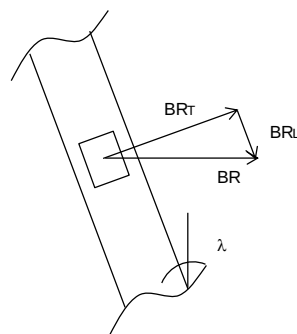
Tabla 3.8.1.2.2-1 presiones de viento base, P_b , para varios ángulos de ataque y $V_b = 160 \text{ Km/h}$

Angulo de esviaje	Armaduras, columnas y arcos		Vigas	
	C. Lateral	C. longit.	C. Lateral	C. longit.
Grados	MPa	MPa	MPa	MPa
0	0.0036	0	0.0024	0
15	0.0034	0.0006	0.0021	0.0003
30	0.0031	0.0013	0.0020	0.0006
45	0.0023	0.0020	0.0016	0.0008
60	0.0011	0.0024	0.0008	0.0009

La presión del viento para diseño, serán las que producen el mayor efecto sobre los componentes bajo investigación. Las presiones transversales y longitudinales, serán aplicadas simultáneamente.

Tabla 3.8.1.3-1 Componentes de viento sobre carga viva

Angulo de esviaje	Componente Normal	Componente Perpendicular
Grados	N/mm	N/mm
0	1.46	0
15	1.28	0.18
30	1.20	0.35
45	0.96	0.47
60	0.50	0.55



Fuerza Sísmica

Coef. Aceleración	Zona Sísmica
A=	0.2
A=	0.3
A=	0.4
A=	0.5

Coef. Sitio (S)	Perfil Tipo
1.00	I
1.20	II
1.50	III
2.00	IV

Factor Mod. Respuesta "R"		
Crítica (1)	Esencial (2)	Otros (3)
1.5	1.5	2

Zona Sísmica	4	A=	0.50
Perfil Tipo Suelo	II	S=	1.20
"CCS" (*)	3	R=	2.00
M=	2.768089	Tn=	0.057
K=	33495.23		
hn=	2.63		
Fórmula a usar:	1		

* Crítica=1; Esencial=2; Otros=3

$$C_{sn} = A(0.8 + 4.0T)$$

Fórmulas a Usar

- $C_{sn} = 1.2 AS / T_n^{2/5} \leq 2.5 A$
- $C_{sn} = A(0.8 + 4.0T)$
- $C_{sn} = 3AST_n^{0.75}$

* Se usará la fórmula 1 al menos que sea especificado que se deba usar algunas de las otras dos.

* Se usará la fórmula 2 cuando se tengan suelos Tipo III y IV y cuando $T_n < 0.3$ s.

* Se usará la fórmula 3 si el periodo de vibración $T_n > 4.0$ s.

a) Infraestructura

Coeficiente sísmico= 0.336

Pantalla

EQpant = 3.84 t
Hcg = 1.18 m
Ma pantalla = 4.515 t-m

Relleno

EQrelleno = 5.28 t
Hcg = 2.60 m
Ma relleno = 13.73 t-m

Ma= 18.25 t-m

b) Superestructura

CS = 0.625 0.34 para puentes de 1 sola luz coef. Sis igual a A Kh = A/2
w= 11.23 t/m Peso/ancho Altura de C.G. Respecto a base de vigas
VEQ = 3.77 t h= 0.585 m
VEQT = 3.77 t
Z = 3.33 m

Ma= 12.6 t-m

COMBINACIONES DE CARGA (Tabla 3.4.1-1 LRFD)
SERVICIO I (SIN SUPERESTRUCTURA)

Q1-1 = DC + EH + WA

Fuerzas axiales y momentos

Suma de cargas Vert. = 27.15 t
Suma de Momentos = 53.9 t m
excentricidad e_c = 1.98 m e_c = 0.02 m
Suma cargas EHSTAT. = 6.46 σ = 6.95 t/m²
Suma cargas EHSTAT+SISM = 19.67

SERVICIO I (CON SUPERESTRUCTURA)

Q1-2 = DC + LL + BR + EH + EV + WA + 0.3WS + WL

Fuerzas axiales y momentos

Suma de cargas= 45.2 t
Suma de Momentos = 67.4 t m
excentricidad e_c = 1.49 m e_c = 0.51 m
Suma cargas EHSTAT. = 6.96 t σ = 19.9 t/m²
Suma cargas EHSTAT+SISM = 24.00 t



RUC: 0992836032001

SERVICIO II

$$Q_2 = DC + EH + EV + 1.3LL + 1.3BR + WA$$

Fuerzas axiales y momentos

Suma de cargas=	47.2 t		
Suma de Momentos	67.8 t m		
excentricidad e_a =	1.43 m	e_c =	0.57 m
Suma cargas $E H_{\text{ESTAT.}}$ =	6.82 t	σ =	21.8 t/m ²
Suma cargas $E H_{\text{ESTAT+SISM}}$ =	23.87 t		

SERVICIO III

$$Q_3 = DC + EH + EV + 0.8LL + 0.8BR + WA$$

Fuerzas axiales y momentos

Suma de cargas=	43.8 t		
Suma de Momentos=	68.2 t m		
excentricidad e_a =	1.56 m	e_c =	0.44 m
Suma cargas $E H_{\text{ESTAT.}}$ =	6.06	σ =	18.3 t/m ²
Suma cargas $E H_{\text{ESTAT+SISM}}$ =	23.11		

SERVICIO IV

$$Q_4 = DC + EH + EV + WA + 0.7WS$$

Fuerzas axiales y momentos

Suma de cargas=	38.4 t		
Suma de Momentos=	69.6 t m		
excentricidad e_a =	1.81 m	e_c =	0.19 m
Suma cargas $E H_{\text{ESTAT.}}$ =	5.02 t	σ =	12.3 t/m ²
Suma cargas $E H_{\text{ESTAT+SISM}}$ =	22.07 t		

EVENTO EXTREMO I

$$Q_4 = 1.25DC + 1.5DW + 1.5EH + 1.35EV + 0.5LL + 0.5BR + WA + EQ$$

Fuerzas axiales y momentos

Suma de cargas=	43.4 t		
Suma de Momentos=	22.6 t m		
excentricidad e_a =	0.52 m	e_c =	1.48 m
Suma cargas $E H_{\text{ESTAT+SISM}}$ =	22.69 t	σ =	34.9 t/m ²



RUC: 0992836032001

FUERZAS SOBRE ZAPATA

COMBINACION	$\Sigma P \downarrow$ t	ΣE_{Hr} t	ΣE_{Ha} t	ΣM_r t m	ΣM_a t m	e_a m	e_c m	FSv	FSd	σ_B t/m ²	σ_A t/m ²	Bo m	
SERVICIO Ia	27.15	11.77	-6.5	64.7	-10.8	1.98	0.02	5.9723	1.821	6.63	6.95		Cargas Estáticas
SERVICIO Ib	45.19	19.58	-7.0	88.55	-21.16	1.49	0.51	4.185	2.815	2.68	19.91		
SERVICIO II	47.23	20.46	-6.8	91.2	-23.4	1.43	0.57	3.8925	2.999	1.80	21.81		
SERVICIO III	43.82	18.99	-6.1	86.8	-18.6	1.56	0.44	4.6688	3.134	3.66	18.25		
SERVICIO IV	38.38	16.63	-5.0	80.4	-10.8	1.81	0.19	7.42	3.314	6.90	12.29		
EVENTO EXT. I	43.39	28.2	-22.69	22.6	35.32	0.52	1.48			0.00	55.43	1.5654	
$\mu_d =$	0.650									Qadm est =	60	t/m ²	
$\mu_e =$	0.433									Qadm din =	90	t/m ²	

NOTA: Un número tachado y en rojo, significa que NO SATISFACE requisitos de factor de seguridad al Volcamiento o Deslizamiento; o los esfuerzos que transmite la estructura al suelo supera los esfuerzos admisibles.

ΣP : Suma de Cargas Verticales
 ΣE_{Hr} resistentes = $\mu \cdot P_b$: Suma de Fuerzas Horizontales Actuantes
 ΣE_{Hr} actuantes = E_{Ha} : Suma de Fuerzas Horizontales Estabilizadoras
 ΣM_r : Suma de Momentos estabilizadores
 ΣM_a est: Suma de Momentos Actuantes Estáticos
 ΣM_a est+sis: Suma de Momentos Actuantes Estáticos + Dinámicos
 μ_d : Coeficiente de fricción dinámico (último) suelo - concreto
 μ_e : Coeficiente de fricción estático suelo - concreto

$F_{svolc\ est} = \Sigma m_{resist} / \Sigma m_{act} \geq 1.50$ Condición para Cargas Estáticas

$F_{svolc\ est} = \Sigma m_{resist} / \Sigma m_{act} \geq 1.00$ Condición para Cargas Estáticas + Sísmicas

$F_{sdesl\ est} = \Sigma F_{Hreist} / \Sigma F_{Hact} \geq 1.50$ Condición de Cargas Estáticas

$F_{sdesl\ est} = \Sigma F_{Hreist} / \Sigma F_{Hact} \geq 1.50$ Condición de Cargas Estáticas + Sísmicas

DISEÑO DE LA ARMADURA EN PANTALLA DEL ESTRIBO

Concreto f'_c	280 kgf/cm ²	$\beta_1 = 1.05 - 0.05 \cdot f'_c / 70 =$	0.85
Acero de refuerzo f_y	4200 kgf/cm ²	$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c / f_y \cdot (6110 / (6110 + f_y)) =$	0.0285
recubrimiento r	6.5 cm	$0.75 \rho_b =$	0.0214
$\phi_r =$	0.9	$0.5 \rho_b =$	0.0143
$\phi_c =$	0.9	$\rho_{\min} = 14 / f_y =$	0.0033
		$\rho_{\text{cont y temp}} =$	0.0018
$f_r = 2 \cdot \sqrt{f'_c} =$	33.466 kgf/cm ²		
$M_{cr} = f_r \cdot I_g / y_t$			
$I_g = b \cdot L^3 / 12$			
$y_t = h / 2$			
$\phi \cdot M_n \geq 1.2 \cdot M_{cr}$			

DC, EH, BR, WA, WS, WL

Y m	MEH t/m	MBR t/m	MWS t/m	MWL t/m	VEH t	VBR t	VWS t	VWL t
1.17	0.36	4.59	0.15	0.06	0.73	1.53	0.26	0.05
1.42	0.57	4.97	0.22	0.07	0.97	1.53	0.26	0.05
1.67	0.85	5.36	0.28	0.09	1.25	1.53	0.26	0.05
3.00	3.72	7.39	0.63	0.16	3.21	1.53	0.26	0.05
4.50	10.84	9.69	1.02	0.23	6.46	1.53	0.26	0.05
5.00	14.40	10.45	1.15	0.26	7.79	1.53	0.26	0.05
5.50	18.65	11.22	1.28	0.29	9.24	1.53	0.26	0.05
6.00	23.66	11.98	1.42	0.31	10.81	1.53	0.26	0.05
3.80	6.91	8.61	0.84	0.20	4.81	1.53	0.26	0.05
4.50	10.84	9.69	1.02	0.23	6.46	1.53	0.26	0.05

ϕ (mm)	Area (cm ²)
10	0.785
12	1.131
14	1.539
16	2.011
18	2.545
20	3.142
22	3.801
25	4.909
28	6.158
32	8.042

EQ

Y m	$\sigma_{\Delta EH-EQ}$ t/m	MEH-EQ t/m	MEQpant t/m	MEQrelleno t/m	MEQtablero t/m	VEQ-EH t	VEQpant t	VEQrelleno t	VEQtablero t
0.00	1.48								
1.17	1.19	0.94	0.14	0.95	2.21	1.56	0.44	1.63	3.77
1.42	1.13	1.37	0.32	1.40	3.15	1.85	0.76	1.97	3.77
1.67	1.07	1.87	0.34	1.94	4.09	2.12	1.03	2.32	3.77
3.00	0.74	5.54	1.28	6.26	9.11	3.32	2.00	4.17	3.77
4.50	0.37	11.21	3.44	14.07	14.77	4.15	3.35	6.26	3.77
5.00	0.25	13.33	4.40	17.38	16.65	4.31	3.80	6.95	3.77
5.50	0.12	15.50	5.48	21.02	18.54	4.40	4.25	7.65	3.77
6.00	0.00	17.71	6.68	25.02	20.43	4.43	4.70	8.34	3.77
3.80	0.54	8.41	2.30	10.04	12.13	3.83	2.72	5.28	3.77
4.50	0.37	11.21				4.15			

COMBINACIÓN DE CARGA	RESISTENCIA I		RESISTENCIA II		RESISTENCIA III		RESISTENCIA IV		RESISTENCIA V		EVENTO EXT. I	
Y m	Mu t/m	Vu t	Mu t/m	Vu t	Mu t/m	Vu t	Mu t/m	Vu t	Mu t/m	Vu t	Mu t/m	Vu t
1.17	8.58	3.77	6.74	3.16	0.76	1.46	0.54	1.10	6.86	3.32	7.1	10.02
1.42	9.56	4.14	7.58	3.52	1.17	1.83	0.86	1.46	7.74	3.68	9.6	11.34
1.67	10.65	4.55	8.51	3.93	1.67	2.23	1.28	1.87	8.71	4.09	12.2	12.64
3.00	18.51	7.49	15.56	6.88	6.46	5.18	5.58	4.82	15.96	7.04	31.5	19.61
4.50	33.21	12.37	29.33	11.76	17.69	10.06	16.26	9.69	29.98	11.92	64.6	28.75
5.00	39.88	14.36	35.70	13.75	23.21	12.05	21.59	11.69	36.42	13.91	78.6	32.05
5.50	47.60	16.54	43.12	15.93	29.77	14.23	27.97	13.86	43.92	16.08	94.1	35.46
6.00	56.45	18.90	51.66	18.28	37.47	16.58	35.49	16.22	52.54	18.44	111.3	38.99
3.80	25.44	9.89	21.99	9.28	11.54	7.58	10.36	7.21	22.52	9.44	47.5	24.35

Calculo del acero de refuerzo para momento

Y m	h m	d cm	M _{umax} t/m	1.2·M _{cr} t/m	a cm	As cm ²	ϕ		# Var	s cm	As proporcionado
							mm	mm			
1.17	25.0	20.0	8.6	4.18	2.114	11.98	18		4.71	21.2	1Ø18mm @ 21.2cm
1.42	60.0	53.5	9.6	24.10	2.146	12.16	25		2.48	40.3	1Ø25mm @ 40.3cm
1.67	60.0	53.5	12.2	24.10	2.146	12.16	25		2.48	40.3	1Ø25mm @ 40.3cm
3.00	60.0	53.5	31.5	24.10	2.819	15.98	25		3.26	30.6	1Ø25mm @ 30.6cm
4.50	60.0	53.5	64.6	24.10	5.969	33.83	25		6.90	14.4	1Ø25mm @ 14.4cm
5.00	60.0	53.5	78.6	24.10	7.363	41.72	25		8.51	11.7	1Ø25mm @ 11.7cm
5.50	60.0	53.5	94.1	24.10	8.965	50.80	25		10.35	9.6	1Ø25mm @ 9.6cm
6.00	60.0	53.5	111.3	24.10	10.804	61.22	25		12.48	8.0	1Ø25mm @ 8cm
3.80	60.0	53.5	47.5	24.10	4.323	24.50	25		5.00	20.0	1Ø25mm @ 20cm

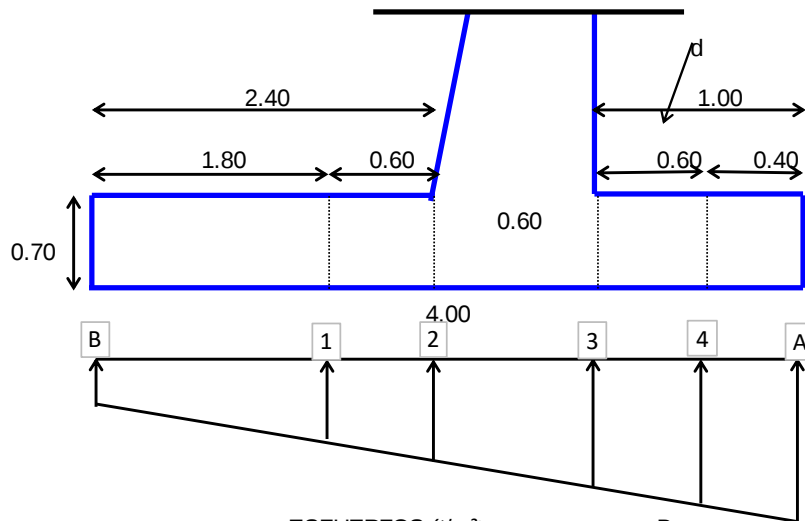
Resistencia a fuerzas cortantes

Y m	V _{umax} t	d cm	V _c t	Ø·V _c t	
1.17	10.02	20	17.74	15.96	No se requieren estribos
1.42	11.34	54	47.45	42.70	No se requieren estribos
1.67	12.64	54	47.45	42.70	No se requieren estribos
3.00	19.61	54	47.45	42.70	No se requieren estribos
4.50	28.75	54	47.45	42.70	No se requieren estribos
5.00	32.05	54	47.45	42.70	No se requieren estribos
5.50	35.46	54	47.45	42.70	No se requieren estribos
6.00	38.99	54	47.45	42.70	No se requieren estribos
3.80	24.35	54	47.45	42.70	No se requieren estribos

Refuerzo por contraccion y temperatura

Y m	h m	d cm	A _{Sct} cm ²	Ø mm	# Var	s cm	As proporcionado
1.17	25.0	20.0	2.25	12	2.00	20.0	1Ø12mm @20cm
1.42	60.0	53.5	5.40	14	4.00	25.0	1Ø14mm @25cm
1.67	60.0	53.5	5.40	14	4.00	25.0	1Ø14mm @25cm
3.00	60.0	53.5	5.40	14	4.00	25.0	1Ø14mm @25cm
4.50	60.0	53.5	5.40	14	4.00	25.0	1Ø14mm @25cm
5.00	60.0	53.5	5.40	14	4.00	25.0	1Ø14mm @25cm
5.50	60.0	53.5	5.40	14	4.00	25.0	1Ø14mm @25cm
6.00	60.0	53.5	5.40	14	4.00	25.0	1Ø14mm @25cm
3.80	60.0	53.5	5.40	14	4.00	25.0	1Ø14mm @25cm

DISEÑO DE LA ZAPATA EN ESTRIBO PARA PUENTES



	ESFUERZOS (t/m ²)						Bo	m
	B	1	2	3	4	A	m	t/m
RESISTENCIA I	0.78	13.61	17.89	22.16	26.44	29.29		7.127
RESISTENCIA II	2.27	13.15	16.77	20.40	24.03	26.44		6.044
RESISTENCIA III	7.82	11.64	12.91	14.18	15.45	16.29		2.118
RESISTENCIA IV	9.96	13.38	14.52	15.65	16.79	17.55		1.898
RESISTENCIA V	8.34	13.75	15.56	17.37	19.17	20.37		3.010
EVENTO EXTREMO I	0.00	9.79	20.95	26.19	31.43	34.92	1.56	8.730

Concreto f _c	280 kgf/cm ²	$\beta_1 = 1.05 - 0.05 \cdot f'_c / 70 =$	0.85
Acero de refuerzo f _y	4200 kgf/cm ²	$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c / f_y \cdot (6110 / (6110 + f_y)) =$	0.03
recubrimiento r	10 cm	$0.75 \rho_b =$	0.02
$\phi_f =$	0.90	$0.5 \rho_b =$	0.01
$\phi_c =$	0.90	$\rho_{min} = 14 / f_y =$	0
d =	60 cm	$\rho_{cont y temp} =$	0
b =	100 cm		
$f_r = 2 \cdot \sqrt{f'_c} =$	33.5 kgf/cm ²		
$I_g = b \cdot L^3 / 12 =$	2858333.3 cm ⁴		
$y_t = h / 2 =$	35 cm		
$M_{cr} = f_r \cdot I_g / y_t =$	2733089.4 kgf cm		
$1.2 \cdot M_{cr} =$	3279707.3 kgf cm		
$A_{smin} =$	14.7821 cm ²		
a =	2.60861 cm		
	14.78 cm ²		

Se hará el análisis de las cargas para el caso con estribo cargado por ser más desfavorable

RESISTENCIA I	Xo1=	0.40 m	V1=	11.15 t	M1=	13.46 t m
RESISTENCIA II	Xo2=	0.40 m	V2=	10.09 t	M2=	12.21 t m
RESISTENCIA III	Xo3=	0.40 m	V3=	6.35 t	M3=	7.79 t m
RESISTENCIA IV	Xo4=	0.40 m	V4=	6.87 t	M4=	8.46 t m
RESISTENCIA V	Xo5=	0.40 m	V5=	7.91 t	M5=	9.69 t m
EVENTO EXTREMO I	Xo6=	0.40 m	V6=	13.27 t	M6=	16.01 t m

1.- PIE

El Momento más desfavorable es: **M1=** 13.46 t-m

La carga más desfavorable es: **V1=** 11.15 t

Revisión para fuerza cortante:

Vu = 11 t

Vdu/Øc = 12 t

Vc = 0.53 · √f_c · b · d = 53 t

Vc deberá ser mayor que Vdu/Øc **Correcto**

Diseño para momento flexionante:

Mu = 13.5 t m

As = 5.99 cm²

a = 1.06 cm

14.78 cm² **Usar Asmin**

Ø (mm)	Area (cm ²)
10	0.785
12	1.131
14	1.539
16	2.011
18	2.545
20	3.142
22	3.801
25	4.909
28	6.158
32	8.042

Ingrese # de varilla a usar +

varillas: 4.71 varillas

s= 21.23 (100 cm) / # de varillas

USAR: 1Ø20mm @ 21.23cm

2.- TALÓN

Se analiza con el Grupo I estribo solo

Revisión para fuerza cortante:

Vu = 20 t

Vdu/Øc = 23 t

Vc = 0.53 · √f_c · b · d = 53 t

Vc deberá ser mayor que Vdu/Øc **Correcto**

Diseño para momento flexionante:

Mu = 29.87 t m

As = 13.44 cm²

a = 2.37 cm

14.78 cm² **Usar Asmin**

Ingrese # de varilla a usar +

varillas: 4.71 varillas

s= 21.23 (100 cm) / # de varillas

USAR: 1Ø20mm @ 21.23cm

Armadura de distribución para las dos zarpas

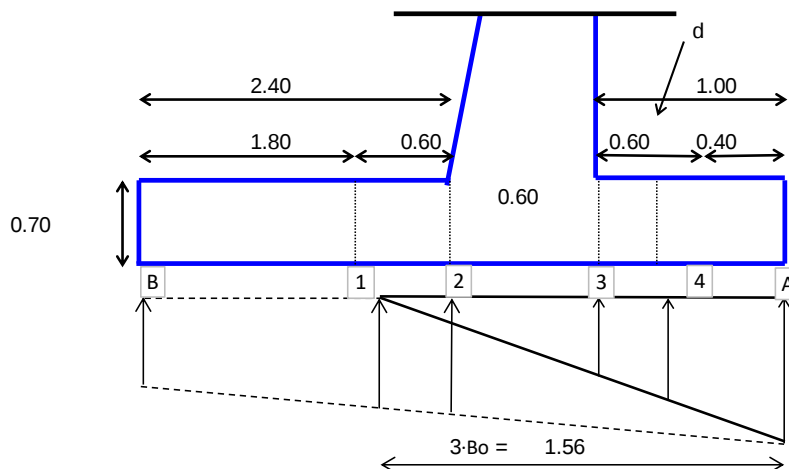
AS cont y temp = 6.3 cm² c/cara

Ingrese # de varilla a usar

varillas: 4 varillas

s= 25.00 (100 cm) / # de varillas

USAR: 1Ø16mm @ 25cm



1.- PIE

Revisión para fuerza cortante:

$$V_u = 12 \text{ t}$$

$$V_{du}/\phi_c = 14 \text{ t}$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 53 \text{ t}$$

V_c deberá ser mayor que V_{du}/ϕ_c

Correcto

Diseño para momento flexionante:

$$M_u = 16.01 \text{ t m}$$

$$A_s = 7.13 \text{ cm}^2$$

$$a = 1.26 \text{ cm}$$

$$14.78 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar Asmin}$$

Ingrese # de varilla a usar +

varillas: 4.71 varillas

s= 21.23 (100 cm) / # de varillas

USAR: 1Ø20mm @ 21.23cm

2.- TALÓN

Revisión para fuerza cortante:

$$V_u = 20 \text{ t}$$

$$V_{du}/\phi_c = 23 \text{ t}$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 53 \text{ t}$$

V_c deberá ser mayor que V_{du}/ϕ_c

Correcto

Diseño para momento flexionante:

$$M_u = 29.8717 \text{ t m}$$

$$A_s = 13.44 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.37 \text{ cm}$$

$$14.78 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar Asmin}$$

Ingrese # de varilla a usar +

varillas: 4.71 varillas

s= 21.23 (100 cm) / # de varillas

USAR: 1Ø20mm @ 21.23cm

7.9 Diseño de Muro de protección

De acuerdo con informe hidráulico es necesario la construcción de un muro para protección de las edificaciones aledañas. Ver Anexo F

8. CONCLUSIONES

Puente sobre el Río Jermud

- El Puente Existente Jermud presenta deficiencias debido a fallas constructivas entre ellas la segregación de concreto en elementos principales como pilas. Otro problema encontrado en la estructura es la capacidad del puente revisado con las normas vigentes para el diseño de puentes, ameritando el reforzamiento del mismo como posible medida de rehabilitación, la cual fue evaluada económicamente, resultando no factible.
- Otra medida evaluada para el Puente Sobre el río Jermud es la construcción de un puente nuevo de 35.0 m de longitud. Distancia determinada para evitar problemas constructivos con la cimentación existente y revisando que no interfiera con el cauce del río, por lo que no fue necesario mayor luz para el puente.
- Evaluada técnica y económicamente la Rehabilitación del Puente existente sobre el Río Jermud, se determinó que la alternativa más óptima era la construcción de un puente nuevo ya que presenta un costo un 23% menor, y la estructura está diseñada para demandas actuales.

Alternativa de Rehabilitación	Costo
Reforzamiento	\$1'039.981,73*
Construcción Nueva	\$797.307,74*
*Los costos son referenciales, el valor definitivo del puente se lo obtiene mediante análisis de precios unitarios de cada rubro.	

- El puente nuevo sobre el Río Jermud estará conformado por vigas metálicas de 35.0 metros de longitud y cimentación con pilotes de 500x500 mm de sección de acuerdo con las recomendaciones del estudio geotécnico.

Puente sobre el Río Vélez

- Se determinó hidráulicamente que sobre el río Pedro Velez era necesario reemplazar la alcantarilla existente por un Puente de 20.0 m de longitud.
- El puente consiste en vigas pretensadas de 20.0 m y estribos con cimentación directa.

9. BIBLIOGRAFIA.

1. AASHTO, 2017, AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2017, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
2. ACI COMMITTEE 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19), American Concrete Institute, Detroit.
3. Martin, Innovative Bridge Design Handbook.
4. MTOP, Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes.
5. NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC 2015

10. ANEXOS

ANEXO A: Informe Fotográfico

ANEXO B: Extracción y ensayos a núcleos de hormigón

ANEXO C: Acero de refuerzo encontrado

ANEXO D: Planos del Relevamiento

ANEXO E: Planos de la Alternativa No seleccionada: Rehabilitación Puente Jermud

ANEXO F: Diseño de Muro de Protección para Puente Pedro Vélez

ANEXO G: Diseño de Viga Metálica por el Método ASD

Elaborado:	Revisado:	Aprobado:
Ing. Francisco Faggioni P. Ing. Técnico en Diseño Estructural	Ing. Víctor Chacón Franco Analista senior vial y tráfico	Ing. Jorge Carrillo Tutiven Director de estudios y fiscalización

ANEXO A

INFORME FOTOGRÁFICO



Ilustración A1. Tablero del puente río Jermud.



Ilustración A2. Vista lateral del puente río Jermud.



Ilustración A3. Pilas y viga cabezal C1.



Ilustración A5. Junta entre puente y calzada de acceso.



Ilustración A10. Varillas expuestas de la unión losa de aproximación y estribo



Ilustración A11. Grieta del hormigón en el estribo derecho



Ilustración A7. Se observa segregación en la zona central de la viga cabezal C1.



Ilustración A8. Parte de la columna que soporta la viga cabezal C1 presenta segregación en su parte superior.



Ilustración A9. En dos de las vigas se identifica una lechada de concreto.



Ilustración A10. Investigación de la cimentación del puente Jermud



Ilustración A11. Camisa de pilote encontrado bajo la zapata pila izquierda



Ilustración A12. Proyección de diámetro de pilote (60 cm)

ANEXO B

EXTRACCIÓN Y ENSAYOS DE NÚCLEOS DE HORMIGÓN



Ilustración B1. Toma de núcleo de Ho. en viga cabezal del puente



Ilustración B2. Toma de núcleo de Ho. en losa del tablero del puente



Ilustración B3. Toma de núcleo de Ho. en estribo derecho



Ilustración B4. Toma de núcleo de Ho. En viga del puente



Ilustración B5. Toma de núcleo de Ho. en columna pila.



Ilustración B6. Ensayo de compresión del núcleo de hormigón.



Ilustración B7. Núcleo de Ho. del estribo ensayado



Ilustración B8. Núcleo de Ho. de la viga cabezal ensayado

RESULTADOS DEL ENSAYO DE COMPRESIÓN A LOS NÚCLEOS DE HORMIGÓN



Guayaquil, Julio 1 del 2022
INFORME: 002-EN-2022

PARA: **PREFECTURA DEL GUAYAS**
PROYECTO: **REHABILITACION DE LA VIA CONEXIÓN E30 - PEDRO VELEZ - CARLOS JULIO AROSEMENA**
NORMA: **INEN 1573 / ASTM C42/C42M-13** RESISTENCIA f_c : 350 Kg/cm²

TOMA	FECHA DE FUNDICION	FECHA DE EXTRACCION	FECHA DE ROTURA	DIAS	DIAMETRO	ALTURA	FACTOR	RESISTENCIA		OBSERVACIONES
					CENTIMETROS		CORREC.	KG/CM2	%	ELEMENTO
T-1										
1	No definido	24-jun	1-jul	28+	6,00	12,00	1	328,21	93,77	Cabezal Pila #2
2	"	"	"	"	6,00	12,00	1	339,35	96,96	Losa
3	"	"	"	"	6,00	12,00	1	321,08	91,74	Estribo #2
4	"	"	"	"	6,00	12,00	1	348,32	99,52	Viga
5	"	"	"	"	6,00	12,00	1	325,98	93,14	Pila #2

NOTA: Según la norma INEN 1573, el hormigón de la zona representada por los núcleos, se considera estructuralmente adecuada, si el promedio de los 3 núcleos es mínimo el 85% del f_c , y ningún núcleo tiene una resistencia menor al 75% del f_c , en caso que los resultados sean erráticos, se puede extraer núcleos adicionales de la misma zona

ANEXO C

ACERO DE REFUERZO EN EL PUENTE EXISTENTE



Ilustración C1. Acero de refuerzo longitudinal existente en viga del puente

$4\phi 22\text{mm}$
Rec. 60mm

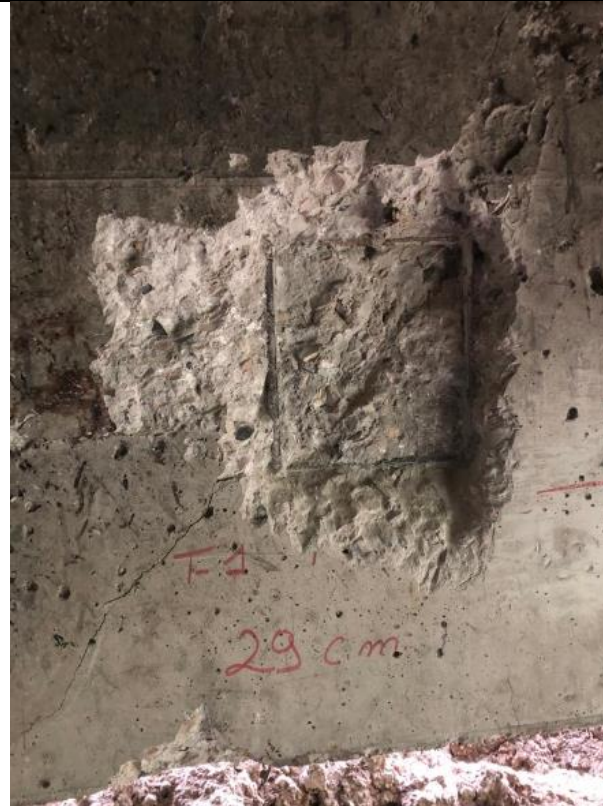


Ilustración C2. Acero de refuerzo transversal existente en la viga del puente .

$2\phi 8\text{mm}$ cada cara
Estribo $\phi 12\text{mm}$ c/250mm



Ilustración C3. Acero de refuerzo longitudinal inferior existente en viga cabezal.

$3\phi 22 + 4\phi 16\text{mm}$
Rec. 50mm

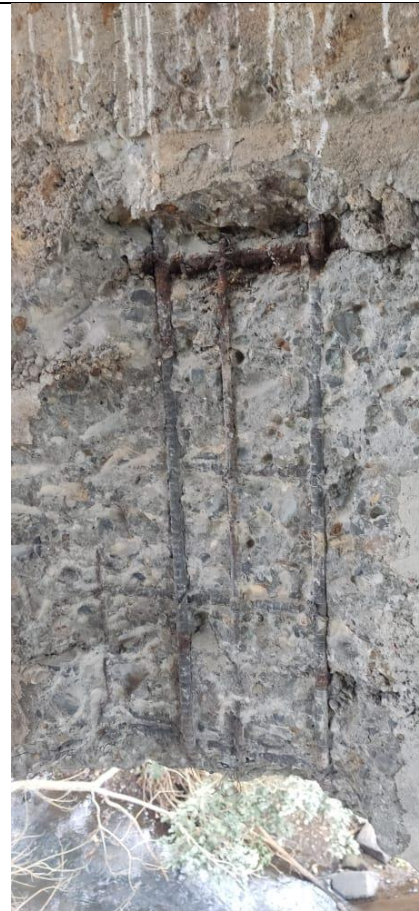


Ilustración C4. Acero de refuerzo transversal existente en viga cabezal.

Estribo $\phi 16$ y $\phi 10\text{mm}$
alternados c/150
 $4\phi 10\text{mm}$ c/cara +
 $1\phi 22\text{mm}$ c/cara



Ilustración C5. Acero de refuerzo transversal en la columna pila

Estribo $\phi 10\text{mm}$ c/300 mm (4 ramas)



Ilustración C6. Acero de refuerzo longitudinal en la columna pila de 600x800mm

$28\phi 25\text{mm}$



Ilustración C5. Acero de refuerzo en el estribo.

Estribo $\phi 12$ cada 300mm en ambos sentidos

ANEXO D

ANEXO E

ANEXO F

ANEXO G