



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

TEMA:

**Evaluación del comportamiento de vigas de hormigón
pres forzado de puentes de 15 a 25 metros, diseñadas con
AASHTO Standard Specification 2002, con la norma AASHTO
LRFD Bridge Design Specifications 2014 debido al cambio de
carga viva.**

AUTOR:

Mackliff Pinto, Andrés Enrique

**Trabajo de titulación previo a la obtención del grado de
INGENIERO CIVIL**

TUTOR:

Ing. Ponce Vásquez, Guillermo Alfonso

Guayaquil, Ecuador

23 de Marzo del 2017



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por **Mackliff Pinto, Andrés Enrique**, como requerimiento para la obtención del Título de **Ingeniero Civil**.

TUTOR

f. _____

Ing. Ponce Vásquez, Guillermo Alfonso

DIRECTORA DE LA CARRERA

f. _____

Ing. Alcívar Bastidas, Stefany Esther

Guayaquil, a los 23 días del mes de Marzo del año 2017



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **Mackliff Pinto, Andrés Enrique**

DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación, **Evaluación del comportamiento de vigas de hormigón pres forzado de puentes de 15 a 25 metros, diseñadas con AASHTO Standard Specification 2002, con la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014 debido al cambio de carga viva** previo a la obtención del Título **de Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, a los 23 días del mes de Marzo del año 2017

EL AUTOR

f. _____
Mackliff Pinto, Andrés Enrique



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **Mackliff Pinto, Andrés Enrique**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil a la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación, **Evaluación del comportamiento de vigas de hormigón pres forzado de puentes de 15 a 25 metros, diseñadas con AASHTO Standard Specification 2002, con la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014 debido al cambio de carga viva**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

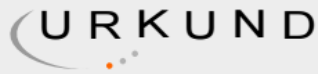
Guayaquil, a los 23 días del mes de Marzo del año 2017

EL AUTOR:

f. _____

Mackliff Pinto, Andrés Enrique

REPORTE URKUND



Urkund Analysis Result

Analysed Document: TRABAJO DE TITULO ANDRES MACKLIF.docx (D26155421)
Submitted: 2017-03-03 20:54:00
Submitted By: claglas@hotmail.com
Significance: 10 %

Sources included in the report:

TESIS DANILO FELIX DISEÑO Y ANALISIS DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE DE HORMIGON LUZ 15M ANCHO 9M.docx (D16978477)
TESIS MARCO QUILUMBA CAPITULOS 1-6 COMPLETOS.pdf (D14128887)
TESIS J.M. N.Z..docx (D13045755)
<http://documents.mx/documents/calculo-y-diseno-de-un-puente-de-vigas-pretensadas.html>
<http://docplayer.es/33073401-Universidad-central-del-ecuador-facultad-de-ingenieria-en-ciencias-fisicas-y-matematica-carrera-de-ingenieria-civil.html>
<http://megaslides.es/doc/443285/universidad-de-cuenca-nardo-gabriel-bacuilima-alvarrac%C3%ADn-1>
<http://documents.mx/documents/capitulo-iii-5622a0355e167.html>
<http://myslide.es/documents/clase-3cargas-de-diseno.html>
<https://pt.slideshare.net/freddyramirofloresvega/7-filosofia-de-diseno>

Instances where selected sources appear:

18

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mi padre Byron Derryck Enrique Mackliff Barrezueta y a mi madre Daysi Azucena Pinto Álvarez por ser los pilares de mi vida, por su amor, por su sacrificio, por su dedicación y por haberme enseñado que el regalo más preciado que uno puede tener es la familia.

A mis hermanos Derryck Fernando Mackliff Pinto y Andrea Belén Mackliff Pinto por haber cumplido juntos el más grande anhelo de nuestros padres, ser todos profesionales.

A mi esposa, Shirley Lissette Mosquera Vera, por impulsarme a ser constante, por estar conmigo en los momentos buenos y malos y sobre todo por el amor incondicional que me ha brindado desde hace ya trece años.

A mi compañero Oswaldo David González Muñoz, por el mutuo apoyo para llevar a cabo este trabajo.

A mi tutor, el Ing. Guillermo Ponce, por sus consejos y su experiencia para desarrollar el presente trabajo.

Y a Dios.

DEDICATORIA

Este trabajo se lo dedico por completo a mis dos hijas, Paula Isabella Mackliff Mosquera y Daniela Belén Mackliff Mosquera, princesas de papá.
Solo me basta una de sus sonrisas para querer siempre ir por más. LAS AMO.



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

f. _____

Ing. Guillermo Alfonso Ponce Vásquez

TUTOR

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. _____

Ing. Lilia Marlene Valarezo Moreno

DECANA DE LA CARRERA

Ing. Jaime Francisco Hernández Barredo

OPONENTE

f. _____

Ing. Xavier Federico Casal Rodríguez

DOCENTE DE LA CARRERA

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	22
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	22
1.2 ANTECEDENTES	23
1.2.1 LEVANTAMIENTO DE PUENTES EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL	23
1.2.1.1 PASO ELEVADO VEHICULAR AVENIDA PLAZA DAÑÍN – URDESA NORTE (CENTRO COMERCIAL SAN MARINO).....	24
1.2.1.2 PASO ELEVADO VEHICULAR AVENIDA PEDRO MENÉNDEZ GILBERT – AVENIDA PLAZA DAÑÍN	28
1.3 ALCANCE.....	31
1.4 OBJETIVOS	31
1.4.1 OBJETIVO GENERAL	31
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	31
1.5 METODOLOGÍA.....	31
CAPÍTULO 2: ESPECIFICACIONES DE LA NORMA “AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES 2002”	33
2.1 GENERAL.....	33
2.2 CARGAS.....	33
2.2.1 CARGA MUERTA.....	34
2.2.2 CARGA VIVA.....	35
2.2.2.1 CARGA DE CAMIÓN	35
2.2.2.1.1 CAMIÓN ESTANDAR	35
2.2.2.1.2 CARGA DE CARRIL	37
2.2.2.2 CARGA PEATONAL	37
2.2.3 COEFICIENTES EN LOS ESFUERZOS DE CARGA VIVA.....	38
2.2.3.1 COEFICIENTE DE IMPACTO.....	38
2.2.3.2 FUERZA LONGITUDINAL	39
2.2.3.3 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN	39
2.2.3.4 COEFICIENTE DE MAYORACIÓN	39
2.2.3.5 COEFICIENTE DE DISTRIBUCIÓN	40
2.2.3.5.1 VIGAS INTERIORES	40
2.2.3.5.2 VIGAS EXTERIORES	41
2.2 COMBINACIONES DE CARGAS	41
2.3 MOMENTO.....	42
2.4 CORTANTE.....	43
CAPÍTULO 3: ESPECIFICACIONES DE LA NORMA “AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS 2014”	45
3.1 GENERAL	45

3.2 ESTADOS LÍMITES	45
3.2.1 ESTADO LÍMITE DE SERVICIABILIDAD	45
3.2.2 ESTADOS LÍMITES DE FATIGA Y FRACTURA	46
3.2.3 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA	47
3.2.4 ESTADOS LÍMITE DE EVENTO EXTREMO	48
3.3 CARGAS	48
3.3.1 CARGAS PERMANENTES.....	48
3.3.2 CARGAS TRANSITORIAS.....	50
3.3.2.1 CARGA VIVA	50
3.3.2.1.1 CARGA PEATONAL.....	50
3.3.2.1.2 CARGA VEHICULAR	50
3.3.2.1.2.1 CARGA DE CAMIÓN	51
3.3.2.1.2.2 CARGA DE TÁNDEM	52
3.3.2.1.2.3 CARGA DE CARRIL	52
3.3.2.2 CARGA DINÁMICA VEHICULAR	53
3.3.2.3 FUERZA CENTRÍFUGA VEHICULAR.....	54
3.3.2.4 FUERZA DE FRENADO VEHICULAR.....	54
3.3.2.5 SISMO.....	55
3.3.3 COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA	55
3.3.4 APLICACIÓN DE LAS CARGAS.....	57
3.3.4.1 APLICACIÓN DE LAS CARGAS DE CAMIÓN DE DISEÑO	57
3.3.4.2 FACTORES DE DISTRIBUCIÓN.....	58
3.3.4.2.1 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE MOMENTO PARA VIGA INTERIOR	60
3.3.4.2.2 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE MOMENTO PARA VIGA EXTERIOR	61
3.3.4.2.3 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE PARA VIGA INTERIOR	62
3.3.4.2.4 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE PARA VIGA EXTERIOR	63
3.4 FACTOR DE RESISTENCIA	65
3.5 ESTADOS DE CARGA.....	65

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS A FLEXIÓN Y CORTANTE POR CARGAS VIVAS DE VIGAS DE HORMIGÓN PREFORZADO ENTRE 15 A 25 METROS EN NORMA AASHTO STANDARD (2002) Y AASHTO LRFD (2014). COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS..... 66

4.1 GENERAL	66
4.2 CÁLCULO DE CARGAS VIVAS EN SAP 2000	67
4.2.1 CARGAS VIVAS EN VIGA DE 15.00M	67
4.2.1.1 CAMIÓN HS 20-44 (AASHTO STANDARD 2002)	67
4.2.1.2 CAMIÓN MILITAR (AASHTO STANDARD 2002)	67
4.2.1.3 CAMIÓN HL-93 (AASHTO LRFD 2014)	68
4.2.1.4 TÁNDEM HL-93 (AASHTO LRFD 2014)	69
4.2.2 CARGAS VIVAS EN VIGA DE 17.50M.....	70
4.2.2.1 CAMIÓN HS 20-44 (AASHTO STANDARD 2002)	70

4.2.2.2 CAMIÓN MILITAR (AASHTO STANDARD 2002)	70
4.2.2.3 CAMIÓN HL-93 (AASHTO LRFD 2014)	71
4.2.2.4 TÁNDEM HL-93 (AASHTO LRFD 2014)	72
4.2.3 CARGAS VIVAS EN VIGA DE 20.00M.....	72
4.2.3.1 CAMIÓN HS 20-44 (AASHTO STANDARD 2002)	72
4.2.3.2 CAMIÓN MILITAR (AASHTO STANDARD 2002)	73
4.2.3.3 CAMIÓN HL-93 (AASHTO LRFD 2014)	74
4.2.3.4 TÁNDEM HL-93 (AASHTO LRFD 2014)	74
4.2.4 CARGAS VIVAS EN VIGA DE 22.50M.....	75
4.2.4.1 CAMIÓN HS 20-44 (AASHTO STANDARD 2002)	75
4.2.4.2 CAMIÓN MILITAR (AASHTO STANDARD 2002)	76
4.2.4.3 CAMIÓN HL-93 (AASHTO LRFD 2014)	77
4.2.4.4 TÁNDEM HL-93 (AASHTO LRFD 2014)	77
4.2.5 CARGAS VIVAS EN VIGA DE 25.00M.....	78
4.2.5.1 CAMIÓN HS 20-44 (AASHTO STANDARD 2002)	78
4.2.5.2 CAMIÓN MILITAR (AASHTO STANDARD 2002)	79
4.2.5.3 CAMIÓN HL-93 (AASHTO LRFD 2014)	79
4.2.5.4 TÁNDEM HL-93 (AASHTO LRFD 2014)	80
4.2.3 CÁLCULO MANUAL DE CARGAS VIVAS	81
4.2.3.1 CÁLCULO SEGÚN AASHTO STANDARD 2002.....	81
4.2.3.2 CÁLCULO SEGÚN AASHTO LRFD 2014	82
4.2.4 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN AASHTO STANDARD 2002.....	82
4.2.5 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN AASHTO LRFD 2014	83
4.3 COMPARACIÓN DE RESULTADOS	84

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS A FLEXIÓN Y CORTANTE DE VIGA DE HORMIGÓN PRESFORZADO L = 20 METROS CON CARGAS VIVAS Y CARGAS MUERTAS EN AMBAS NORMAS. 88

5.1 CÁLCULO EN SAP 2000 DE REACCIONES EN LAS VIGAS EN UNA SECCIÓN TRANSVERSAL	88
5.2 ANÁLISIS EN SAP 2000 DE LA VIGA EN SECCIÓN LONGITUDINAL PARA CALCULAR LA DEMANDA.....	92
5.3 CÁLCULO MANUAL DE ESFUERZOS EN LA FIBRA SUPERIOR (ft) E INFERIOR (fb) DE LA VIGA. NORMA AASHTO STANDARD.	95
5.4 CÁLCULO MANUAL DE ESFUERZOS EN LA FIBRA SUPERIOR (ft) E INFERIOR (fb) DE LA VIGA. NORMA AASHTO LRFD.....	102
5.5 CÁLCULO MANUAL DE CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXIÓN EN UNA VIGA DE HORMIGÓN PRESFORZADO DE L = 20M. (ASD Y LRFD).....	107
5.6 MOMENTO ÚLTIMO OBTENIDO DE SAP 2000 (ASD Y LRFD).....	109
5.7 CÁLCULO MANUAL DE CAPACIDAD RESISTENTE A CORTANTE EN UNA VIGA DE HORMIGÓN PRESFORZADO DE L = 20M. (ASD Y LRFD).....	110

5.8 CORTANTE ÚLTIMO OBTENIDO DE SAP 2000 (ASD Y LRFD).....	116
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	117
6.1 MOMENTOS Y CORTANTES DEBIDO A CARGA VIVA	117
6.2 ESFUERZOS EN FIBRAS SUPERIORES E INFERIORES	117
6.3 MOMENTOS Y CORTANTES DEBIDO A CARGAS MUERTAS Y VIVAS. DEMANDA Y CAPACIDAD.....	118
BIBLIOGRAFÍA	119

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1: PESOS PARA CÁLCULO DE CARGA MUERTA	34
TABLA 2: CARGA VIVA DE PEATONES	37
TABLA 3: COEFICIENTE DE REDUCCIÓN POR INTENSIDAD DE CARGA.....	39
TABLA 4: DISTRIBUCIÓN DE CARGAS DE RUEDA EN VIGAS LONGITUDINALES.....	40
TABLA 5: TABLA DE COEFICIENTES QUE AFECTAN A LAS CARGAS	42
TABLA 6: PESOS PARA CÁLCULO DE CARGA DC, DW Y EV.....	49
TABLA 7: CARGA DINÁMICA VEHICULAR.....	53
TABLA 8: FACTORES DE PRESENCIA MÚLTIPLE	54
TABLA 9: FACTORES DE CARGA PARA CARGAS PERMANENTES LRFD	56
TABLA 10: FACTORES DE CARGA PARA CARGAS PERMANENTES DEBIDO A DEFORMACIONES SUPERPUENTAS	56
TABLA 11: COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA.....	57
TABLA 12: SECCIONES TÍPICAS DE SUPERESTRUCTURA	58
TABLA 13: FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE MOMENTO PARA VIGA INTERIOR LRFD.....	60
TABLA 14: FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE MOMENTO PARA VIGA EXTERIOR LRFD.....	62
TABLA 15: FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE PARA VIGA INTERIOR LRFD.....	63
TABLA 16: FACTOR DE DISTRIBUCIÓN PARA CORTANTE DE VIGA EXTERIOR	64
TABLA 17: FACTORES DE RESISTENCIA LRFD.....	65
TABLA 18: CALCULO DE MOMENTO MÁXIMO CON CAMIÓN HS 20-44, STANDARD.....	81
TABLA 19: CALCULO DE MOMENTO MÁXIMO CON CAMIÓN MILITAR, STANDARD.....	81
TABLA 20: CALCULO DE MOMENTO MÁXIMO CON CAMIÓN HL-93 + CARRIL, LRFD	82
TABLA 21: CALCULO DE MOMENTO MÁXIMO CON TÁNDEM HL-93 + CARRIL, LRFD.....	82
TABLA 22: FACTOR DE DISTRIBUCIÓN PARA MOMENTO Y CORTANTE, STANDARD	83
TABLA 23: FACTOR DE DISTRIBUCIÓN PARA MOMENTO Y CORTANTE, LRFD	83
TABLA 24: TABLA COMPARATIVA DE MOMENTOS POR CARGA VIVA PARA VIGAS ENTRE 15 Y 25M. .	84
TABLA 25: TABLA COMPARATIVA DE CORTANTES POR CARGA VIVA PARA VIGAS ENTRE 15 Y 25M.	86
TABLA 26: COMPARACIÓN ENTRE ESFUERZOS DE LAS FIBRAS SUPERIORES E INFERIORES, ASD Y LRFD.....	117
TABLA 27: COMPARACIÓN ENTRE DEMANDA Y CAPACIDAD DE FLEXIÓN Y CORTANTE, ASD Y LRFD	118

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: VISTA INFERIOR DEL PUENTE FRENTE A C.C. SAN MARINO.....	24
FIGURA 2: VISTA CERCANA DE VIGAS EN PUENTE FRENTE AL C.C. SAN MARINO	24
FIGURA 3: VISTA LATERAL DE VIGA DE 20M EN PUENTE FRENTE A C.C. SAN MARINO.....	25
FIGURA 4: VISTA LATERAL DE VIGA DE 25M DE PUENTE FRENTE AL C.C SAN MARINO	25
FIGURA 5: SECCIÓN TRANSVERSAL DE VIGA DE PUENTE FRENTE A C.C. SAN MARINO.....	26
FIGURA 6: SEPARACIÓN ENTRE VIGAS DE PUENTE FRENTE A C.C. SAN MARINO	27
FIGURA 7: ANCHO DE TABLERO DE PUENTE FRENTE A C.C. SAN MARINO.....	27
FIGURA 8: VISTA INFERIOR DE PUENTE EN LA ATARAZANA	28
FIGURA 9: VISTA CERCANA DE VIGA DE PUENTE EN LA ATARAZANA	28
FIGURA 10: SECCIÓN TRANSVERSAL DE VIGA DE PUENTE EN LA ATARAZANA.....	29
FIGURA 11: ANCHO DE TABLERO DE PUENTE EN LA ATARAZANA.....	30
FIGURA 12: SEPARACIÓN ENTRE VIGAS DE PUENTE EN LA ATARAZANA	30
FIGURA 13: ANCHO DE CAMIÓN AASHTO STANDARD 2002.....	35
FIGURA 14: CARGAS DE CAMIÓN HS 20-44.....	36
FIGURA 15: CARGAS POR EJE DEL CAMIÓN HS 20-44	36
FIGURA 16: CARGA DE CARRIL DE DISEÑO	37
FIGURA 17: POSICIÓN DEL CAMIÓN HS 20-44 PARA HALLAR EL MOMENTO MAXIMO	43
FIGURA 18: POSICIÓN DEL CAMIÓN HS 20-44 PARA HALLAR EL CORTANTE MÁXIMO	43
FIGURA 19: SECCIÓN TRANSVERSAL DEL CAMIÓN LRFD.....	51
FIGURA 20: SECCIÓN LONGITUDINAL DEL CAMIÓN LRFD.....	52
FIGURA 21: CARGA DE TANDEM LRFD	52
FIGURA 22: CARGA DE CARRIL LRFD	53
FIGURA 23: SECCIÓN TRANSVERSAL DE VIGA	66
FIGURA 24: DIAGRAMA DE MOMENTO CAMIÓN HS 20-44, L=15M	67
FIGURA 25: DIAGRAMA DE CORTANTE CAMIÓN HS 20-44, L=15M	67
FIGURA 26: DIAGRAMA DE MOMENTO CAMIÓN MILITAR, L=15M.....	68
FIGURA 27: DIAGRAMA DE CORTANTE CAMIÓN MILITAR, L=15M.....	68
FIGURA 28: DIAGRAMA DE MOMENTO CAMIÓN HL-93+CARRIL, L=15M	68
FIGURA 29: DIAGRAMA DE CORTANTE CAMIÓN HL-93+CARRIL, L=15M	69
FIGURA 30: DIAGRAMA DE MOMENTO TÁNDEM HL-93+CARRIL, L=15M	69
FIGURA 31: DIAGRAMA DE CORTANTE TÁNDEM HL-93+CARRIL, L=15M.....	69
FIGURA 32: DIAGRAMA DE MOMENTO CAMIÓN HS 20-44, L=17.50M	70
FIGURA 33: DIAGRAMA DE CORTANTE CAMIÓN HS 20-44, L=17.50M	70
FIGURA 34: DIAGRAMA DE MOMENTO CAMIÓN MILITAR, L=17.50M.....	71
FIGURA 35: DIAGRAMA DE CORTANTE CAMIÓN MILITAR, L=17.50M	71

FIGURA 36: DIAGRAMA DE MOMENTO CAMIÓN HL-93+CARRIL, L=17.50M	71
FIGURA 37: DIAGRAMA DE CORTANTE CAMIÓN HL-93+CARRIL, L=17.50M	71
FIGURA 38: DIAGRAMA DE MOMENTO TÁNDEM HL-93+CARRIL, L=17.50M.....	72
FIGURA 39: DIAGRAMA DE CORTANTE TÁNDEM HL-93+CARRIL, L=17.50M.....	72
FIGURA 40: DIAGRAMA DE MOMENTO CAMION HS 20-44, L=20.00M	73
FIGURA 41: DIAGRAMA DE CORTANTE CAMIÓN HS 20-44, L=20.00M	73
FIGURA 42: DIAGRAMA DE MOMENTO CAMIÓN MILITAR, L=20.00M	73
FIGURA 43: DIAGRAMA DE CORTANTE CAMIÓN MILITAR, L=20.00M	74
FIGURA 44: DIAGRAMA DE MOMENTO CAMIÓN HL-93+CARRIL, L=20.00M	74
FIGURA 45: DIAGRAMA DE CORTANTE CAMIÓN HL-93+CARRIL, L=20.00M	74
FIGURA 46: DIAGRAMA DE MOMENTO TÁNDEM HL-93+CARRIL, L=20.00M.....	75
FIGURA 47: DIAGRAMA DE CORTANTE TÁNDEM HL-93+CARRIL, L=20.00M.....	75
FIGURA 48: DIAGRAMA DE MOMENTO CAMIÓN HS 20-44, L=22.50M	76
FIGURA 49: DIAGRAMA DE CORTANTE CAMIÓN HS 20-44, L=22.50M	76
FIGURA 50: DIAGRAMA DE MOMENTO CAMIÓN MILITAR, L=22.50M	76
FIGURA 51: DIAGRAMA DE CORTANTE CAMIÓN MILITAR, L=22.50M	76
FIGURA 52: DIAGRAMA DE MOMENTO CAMIÓN HL-93+CARRIL, L=22.50M	77
FIGURA 53: DIAGRAMA DE CORTANTE CAMIÓN HL-93+CARRIL, L=22.50M	77
FIGURA 54: DIAGRAMA DE MOMENTO TÁNDEM HL-93+CARRIL, L=22.50M.....	78
FIGURA 55: DIAGRAMA DE CORTANTE TÁNDEM HL-93+CARRIL, L=22.50M.....	78
FIGURA 56: DIAGRAMA DE MOMENTO CAMIÓN HS 20-44, L=25.00M	78
FIGURA 57: DIAGRAMA DE CORTANTE CAMIÓN HS 20-44, L=25.00M	79
FIGURA 58: DIAGRAMA DE MOMENTO CAMIÓN MILITAR, L=25.00M	79
FIGURA 59: DIAGRAMA DE CORTANTE CAMIÓN MILITAR, L=25.00M	79
FIGURA 60: DIAGRAMA DE MOMENTO CAMIÓN HL-93+CARRIL, L=25.00M	80
FIGURA 61: DIAGRAMA DE CORTANTE CAMIÓN HL-93+CARRIL, L=25.00M	80
FIGURA 62: DIAGRAMA DE MOMENTO TÁNDEM HL-93+CARRIL, L=25.00M.....	80
FIGURA 63: DIAGRAMA DE CORTANTE TÁNDEM HL-93+CARRIL, L=25.00M.....	81
FIGURA 64: INERCIA Y ÁREA DE LA VIGA PRESFORZADA SEGÚN SAP 2000	84
FIGURA 65: DISTANCIA ENTRE CENTRO DE GRAVEDAD DE LA VIGA Y DE LA LOSA.....	84
FIGURA 66: SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO DEL INTERCAMBIADOR TERMINAL TERRESTRE - PASCUALES	88
FIGURA 67: SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO EN SAP 2000	88
FIGURA 68: DIMENSIONES DE LA LOSA EN ANÁLISIS TRANSVERSAL SAP 2000.....	89
FIGURA 69: SECCIÓN DE BARANDA	90
FIGURA 70: CARGAS APLICADAS A LA SECCIÓN TRANSVERSAL, SAP2000.....	91

FIGURA 71: REACCIÓN EN LA VIGA CENTRAL DEBIDO A LA LOSA, SECCIÓN TRANSVERSAL SAP 2000	91
FIGURA 72: REACCIÓN EN LA VIGA CENTRAL DEBIDO A ASFALTO, BARANDA Y POSTES, SECCIÓN TRANSVERSAL SAP 2000	92
FIGURA 73: REACCIÓN EN LA VIGA CENTRAL DEBIDO A LA LOSA, ASFALTO, BARANDA Y POSTES, SECCIÓN TRANSVERSAL SAP 2000	92
FIGURA 74: MACIZO Y ZONA DE TRANSICIÓN DE LA VIGA PRESFORZADA	92
FIGURA 75: SECCIÓN LONGITUDINAL DE LA VIGA PRESFORZADA	93
FIGURA 76: DIMENSIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA EN SAP 2000	93
FIGURA 77: DIMENSIONES DEL MACIZO DE LA VIGA PRESFORZADA EN SAP 2000	93
FIGURA 78: CARGAS SOBRE LA SECCIÓN LONGITUDINAL DE LA VIGA	94
FIGURA 79: CARGA VIVA QUE ACTÚA SOBRE LA VIGA	94
FIGURA 80: NOTAS GENERALES DEL PLANO	95
FIGURA 81: SECCIÓN TRANSVERSAL CON TORONES DE LA VIGA PRESFORZADA	95
FIGURA 82: DIAGRAMA DE MOMENTO POR PESO PROPIO ASD	95
FIGURA 83: DIAGRAMA DE MOMENTO DEBIDO AL PESO PROPIO + PESO DE LA LOSA	97
FIGURA 84: DIAGRAMA DE MOMENTO DEBIDO AL PESO DE ASFALTO, BARANDAS Y POSTES	99
FIGURA 85: DIAGRAMA DE MOMENTO DEBIDO A LA CARGA VIVA + IMPACTO + FACTOR DE DISTRIBUCIÓN	99
FIGURA 86: DIAGRAMA DE MOMENTO DEBIDO AL PESO PROPIO, LRFD	102
FIGURA 87: DIAGRAMA DE MOMENTO DEBIDO AL PESO PROPIO + PESO DE LOSA	104
FIGURA 88: DIAGRAMA DE MOMENTO DEBIDO AL PESO DE ASFALTO, BARANDAS Y POSTES, LRFD	105
FIGURA 89: DIAGRAMA DE MOMENTO DEBIDO A LA CARGA VIVA + CARGA DINÁMICA VEHICULAR + FACTOR DE DISTRIBUCION, LRFD	106
FIGURA 90: ÁREA DE ALA SUPERIOR	108
FIGURA 91: DIAGRAMA DE MOMENTO DEBIDO A CARGAS VIVAS Y MUERTAS, ASD	109
FIGURA 92: DIAGRAMA DE MOMENTO DEBIDO A CARGAS VIVAS Y MUERTAS, LRFD	110
FIGURA 93: DIAGRAMA DE MOMENTO DEBIDO AL PESO PROPIO, ASD	111
FIGURA 94: DIAGRAMA DE CORTANTE DEBIDO AL PESO PROPIO	111
FIGURA 95: DIAGRAMA DE CORTANTE DEBIDO AL PESO DEL CAMIÓN HS 20-44 + PESO DE LA LOSA + ASFALTO, BARANDAS Y POSTES	112
FIGURA 96: DIAGRAMA DE MOMENTO DEBIDO AL PESO DE LA LOSA + ASFALTO, BARANDAS Y POSTES	112
FIGURA 97: DIAGRAMA DE MOMENTO DEBIDO AL PESO PROPIO	114
FIGURA 98: DIAGRAMA DE CORTANTE DEBIDO AL PESO PROPIO + LOSA + ASFALTO, BARANDAS Y POSTES, LRFD	114

FIGURA 99: DIAGRAMA DE CORTANTE DEBIDO A LA CARGA VIVA, LRFD	115
FIGURA 100: DIAGRAMA DE MOMENTO DEBIDO A LA CARGA VIVA, LRFD	115
FIGURA 101: DIAGRAMA DE CORTANTE DEBIDO A LAS CARGAS VIVAS Y MUERTAS, ASD	116
FIGURA 102: DIAGRAMA DE CORTANTE DEBIDO A LAS CARGAS VIVAS Y MUERTAS, LRFD	116

ÍNDICE DE ECUACIONES

ECUACIÓN 1: ALLOWABLE STRESS DESIGN.....	33
ECUACIÓN 2: LOAD FACTOR DESIGN	34
ECUACIÓN 3: CARGA PEATONAL.....	38
ECUACIÓN 4: CALCULO DEL COEFICIENTE DE IMPACTO	38
ECUACIÓN 5: COMBINACIÓN DE CARGAS AASHTO STANDARD	41
ECUACIÓN 6: MOMENTO MÁXIMO	43
ECUACIÓN 7: CORTANTE MAXIMO.....	44
ECUACIÓN 8: FUERZAS CENTRIFUGAS	54
ECUACIÓN 9: DETERMINACIÓN DE EQ	55
ECUACIÓN 10: PARÁMETRO DE RIGIDEZ LONGITUDINAL	83
ECUACIÓN 11: RELACIÓN ENTRE MÓDULO DE ELASTICIDAD DE LA LOSA Y DE LA VIGA.....	83
ECUACIÓN 12: CALCULO DE LA CARGA DE ASFALTO.....	89
ECUACIÓN 13: CALCULO DE CARGA DE BARANDA	90
ECUACIÓN 14: FUERZA DE PRETENSADO INICIAL	95
ECUACIÓN 15: ESFUERZO EN LA FIBRA SUPERIOR (TRANSFERENCIA)	96
ECUACIÓN 16: ESFUERZO EN LA FIBRA INFERIOR (TRANSFERENCIA).....	96
ECUACIÓN 17: ESFUERZO PERMITIDO PARA TRACCIÓN, STANDARD	97
ECUACIÓN 18: ESFUERZO PERMITIDO PARA COMPRESIÓN, STANDARD	97
ECUACIÓN 19: ESFUERZO EN LA FIBRA SUPERIOR (FUNDICION)	98
ECUACIÓN 20: ESFUERZO EN LA FIBRA INFERIOR (FUNDICION).....	98
ECUACIÓN 21: CALCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA SECCIÓN COMPUESTA	100
ECUACIÓN 22: CALCULO DE LA INERCIA DE LA SECCIÓN COMPUESTA.....	100
ECUACIÓN 23: ESFUERZO EN LA FIBRA SUPERIOR (SERVICIO)	100
ECUACIÓN 24: ESFUERZO EN LA FIBRA INFERIOR (SERVICIO).....	101
ECUACIÓN 25: ESFUERZO PERMITIDO PARA TRACCIÓN, STANDARD, SERVICIO	101
ECUACIÓN 26: ESFUERZO PERMITIDO PARA COMPRESIÓN, STANDARD, SERVICIO.....	102
ECUACIÓN 27: ESFUERZO PERMITIDO PARA TRACCIÓN, LRFD, TRANSFERENCIA.....	103
ECUACIÓN 28: ESFUERZO PERMITIDO PARA COMPRESIÓN, LRFD, TRANSFERENCIA	103
ECUACIÓN 29: ESFUERZO PERMITIDO PARA TRACCIÓN, LRFD, SERVICIO.....	107
ECUACIÓN 30: ESFUERZO PERMITIDO PARA COMPRESIÓN, LRFD, SERVICIO	107
ECUACIÓN 31: CALCULO DE TENSIÓN	107
ECUACIÓN 32: COMPRESIÓN EN LAS ALAS	108
ECUACIÓN 33: COMPRESIÓN EN EL NERVIO	108
ECUACIÓN 34: CENTRO DE COMPRESIÓN DEL NERVIO	108
ECUACIÓN 35: BRAZO DE PALANCA	109

ECUACIÓN 36: MOMENTO NOMINAL	109
ECUACIÓN 37: RESISTENCIA AL CORTANTE V_{CI} , ASD	110
ECUACIÓN 38: MOMENTO DE AGRIETAMIENTO M_{CR} , ASD.....	111
ECUACIÓN 39: RESISTENCIA AL CORTANTE V_{CW} , ASD	112
ECUACIÓN 40: RESISTENCIA AL CORTANTE V_{CI} , LRFD	113
ECUACIÓN 41: MOMENTO DE AGRIETAMIENTO, LRFD.....	113
ECUACIÓN 42:: RESISTENCIA AL CORTANTE V_{CW} , LRFD	115

RESUMEN

La mayoría de los puentes en Guayaquil fueron diseñados según la norma "AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES", la cual tiene ciertas disposiciones de diseño que fueron cuestionadas en su momento.

Por otro lado, la AASHTO publica la norma "AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS", la cual corrige muchas deficiencias que se exhiben en la AASHTO STANDARD; y que a la vez se basa en nuevos métodos de cálculo.

La siguiente tesis busca estudiar los criterios expuestos en ambas normas y consecuentemente aplicarlos al análisis de las vigas presforzadas de hormigón de puentes para proceder a su debida comparación según los 5 modelos siguientes: vigas de longitudes de 15.00, 17.50, 20.00, 22.50 y 25.00 metros.

Una vez terminado el análisis de todos los modelos, se evidencian las diferencias en la comparación entre los resultados de ambas normas, debido a que en la LRFD se considera el diseño por "factores de carga y resistencia" siendo un método más elaborado que el STANDARD que es por "tensiones admisibles".

PALABRAS CLAVES:

AASHTO STANDARD, AASHTO LRFD, Intercambiador de tránsito Terminal Terrestre – Pascuales, Carga viva, Carga muerta, Momento, Cortante, Esfuerzo, Presfuerzo, Puente, Viga, Hormigón Presforzado, SAP2000.

ABSTRACT

Most of the bridges in Guayaquil were designed according to the standard "AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES", which has certain design criteria that were questioned at the time.

On the other hand, AASHTO publishes the "AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS" standard, which corrects many deficiencies that are exhibited in the AASHTO STANDARD; and which is based on new methods of calculation.

The following thesis seeks to study the criteria presented in both standards and consequently apply them to the analysis of reinforced concrete beams of bridges to proceed to their proper comparison according to the following 5 models: beams with lengths of 15.00, 17.50, 20.00, 22.50 and 25.00 meters.

Once the analysis of all the models has been completed, the differences in the comparison between the results of both standards are evident, because in the LRFD the design is considered by "load and resistance factors" being a more elaborate method than the STANDARD which is by "admissible tensions".

KEYWORDS:

AASHTO STANDARD, AASHTO LRFD, Ring Road Terminal Terrestre - Pascuales, Live Load, Dead Load, Moment, Shear, Effort, Bridge, Beam, Prestressed Concrete, SAP200

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Para poder construir puentes de calidad, se requieren que las normas con la que estos puentes serán construidos sean ajustadas a la realidad. En Ecuador, no contamos con una norma propia para diseño de vigas presforzadas, o estructuras de acero, o elementos de hormigón armado; menos para diseño de puentes, por esto se adoptan las normas internacionales.

La norma AASHTO¹ STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES tiene dos métodos para diseño: ASD² (método de tensiones admisibles) y LFD (método por factores de carga), siendo de éstos dos, ASD el más conservador y el más usado en nuestro país. En Estados Unidos, pasado el año 2002, año en el que fue publicada por última vez la norma STANDARD, se fue dejando de lado cada vez más y fue reemplazada por la norma LRFD³, por considerarse obsoleta y con algunos criterios inexactos.

En vista de que este es un mundo que tiene que ir avanzando a la par con la tecnología y el conocimiento, resulta imperativo analizar las ventajas económicas y técnicas que la norma LRFD puede traer. El análisis que usa dicha norma es para distintos estados límites, con el fin de satisfacer que las resistencias nominales sean mayores a las cargas de servicio afectadas por los factores.

Este estudio está orientado hacia la variación que habría entre normas por el cambio de carga viva, que es básicamente la diferencia entre el camión HS 20-44, camión militar, carga de camión + carril y carga de tándem + carril.

¹ American Association of State Highway and Transportation Officials

² Allowable Strength Design

³ Load and Resistance Factor Design

1.2 ANTECEDENTES

Nuestro país siempre ha utilizado la norma AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, por ser la norma internacional reconocida para el diseño de puentes.

La norma LRFD se empezó a desarrollar en el año 1986, cuando un subcomité de AASHTO presentó ante el comité de investigación una reforma para la evaluación de las especificaciones de diseño en Estados Unidos con el fin de analizar criterios alternativos, estudiar normas extranjeras y presentar recomendaciones basadas en dichas investigaciones. Se lo llamó: NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM, dicho trabajo se terminó en 1987, pero aun no tenían las filosofías de diseño de LRFD que usamos actualmente.

De la evaluación que surgió en ese año se rescató la recomendación de desarrollar una nueva norma de diseño para puentes, que mediante el Comité Permanente de Investigación de AASHTO se aprobó como proyecto. Este duró 5 años y dio como resultado lo que hoy en día conocemos como Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el MÉTODO LRFD.

1.2.1 LEVANTAMIENTO DE PUENTES EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL

Como parte de este trabajo, fue necesario hacer un recorrido por la ciudad para realizar un levantamiento básico de las vigas de puentes que cumplan con las condiciones establecidas en el tema de la tesis: 15, 20 y 25 metros de longitud.

1.2.1.1 PASO ELEVADO VEHICULAR AVENIDA PLAZA DAÑÍN – URDESA NORTE (CENTRO COMERCIAL SAN MARINO)

Figura 1: Vista inferior del puente frente a C.C. San Marino



Figura 2: Vista cercana de vigas en puente frente al C.C. San Marino



En su tramo final, es decir sobre el estribo en el sentido AV. PLAZA DAÑÍN – URDESA NORTE, las vigas tienen 20 metros de longitud; y desde la última columna hasta el estribo, hay vigas de 25 metros; como se muestra en las siguientes fotos:

Figura 3: Vista lateral de viga de 20m en puente frente a C.C. San Marino



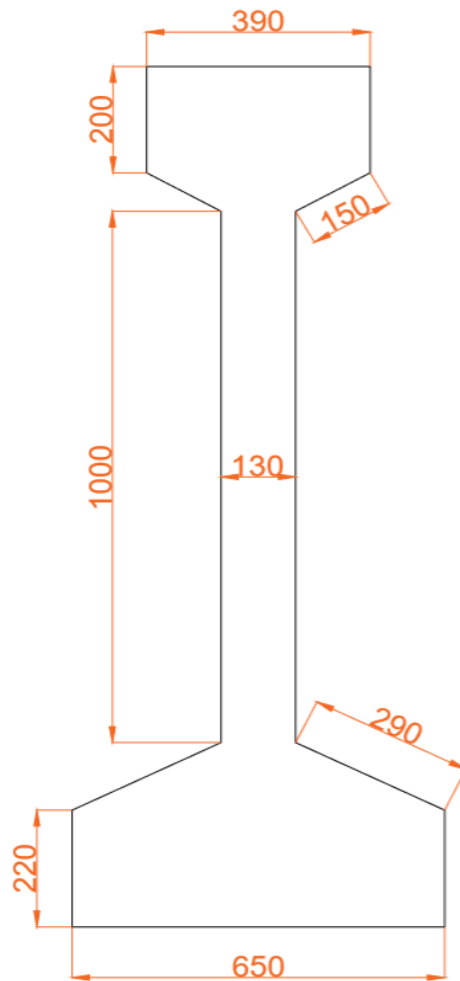
Figura 4: Vista lateral de viga de 25m de puente frente al C.C San Marino



Por tanto, en el mismo puente se pueden analizar dos de los tres casos del tema de este trabajo.

A continuación, el detalle del perfil de viga que se obtuvo:

Figura 5: Sección transversal de viga de puente frente a C.C. San Marino



Este perfil se usa tanto en el tramo de 20 metros como en el de 25 metros, lo cual resulta bastante interesante, ya que la separación de vigas en todo el puente es la misma: 2.25m de eje a eje.

El tablero tiene un espesor de 20 centímetros, mide 15 metros de ancho, tiene barandas de hormigón en ambos costados y un muro tipo Jersey para dividir ambos carriles del puente. Y esta soportado por 7 vigas con las dimensiones antes descritas, como muestran las siguientes fotografías:

Figura 6: Separación entre vigas de puente frente a C.C. San Marino



Figura 7: Ancho de tablero de puente frente a C.C. San Marino



Este puente fue diseñado bajo norma AASHTO STANDARD, por lo que será idóneo para su análisis de carga, encontrar sus resistencias máximas al momento y al corte y comparar según la carga viva de la norma LRFD 2014 o en su defecto con alguna viga tipo diseñada con LRFD existente en el mercado.

1.2.1.2 PASO ELEVADO VEHICULAR AVENIDA PEDRO MENÉNDEZ GILBERT – AVENIDA PLAZA DAÑÍN

Figura 8: Vista inferior de puente en La Atarazana

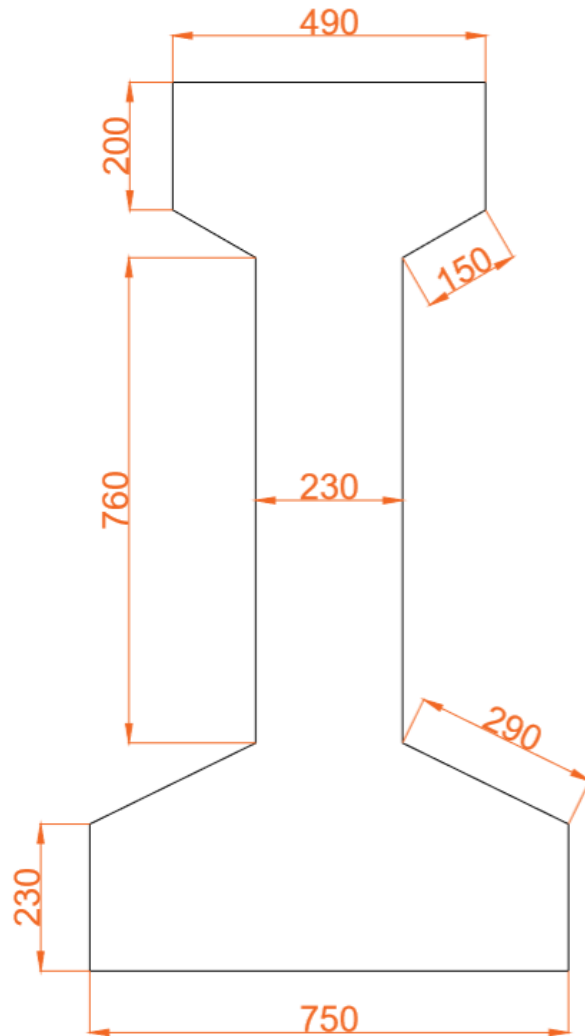


Figura 9: Vista cercana de viga de puente en La Atarazana



En este paso elevado, se encontraron vigas de 25 metros en sus tramos centrales, con las siguientes dimensiones:

Figura 10: Sección transversal de viga de puente en La Atarazana



El tablero tiene un espesor de 20 centímetros, mide 10.85 metros de ancho, con bordillos a los costados y guardavías metálicos.

Esta soportado por 6 vigas con las dimensiones antes descritas y con separaciones de 2.00m entre sus ejes.

Figura 11: Ancho de tablero de puente en La Atarazana



Figura 12: Separación entre vigas de puente en La Atarazana



Este puente también fue diseñado bajo norma AASHTO STANDARD, por lo que se le realizara análisis de carga, se hallaran sus resistencias máximas al momento y al corte y se comparara según la carga viva de la norma LRFD 2014 o en su defecto con alguna viga tipo diseñada con LRFD existente en el mercado.

1.3 ALCANCE

La gran mayoría de puentes construidos en la ciudad de Guayaquil han sido diseñados bajo las regularizaciones especificadas en la norma AASHTO STANDARD; en este trabajo se busca analizar los efectos que se tendrían en los puentes escogidos si se aplicara la norma AASHTO LRFD.

Para el análisis a efectuarse mediante norma AASHTO STANDARD, se utilizará el método ASD (ALLOWABLE SERVICE DESIGN), diseño por tensiones admisibles.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Evaluar mediante cálculos, el comportamiento de vigas de hormigón presforzado de puentes de 15 a 25 metros, diseñadas con AASHTO Standard Specification 2002, con la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014 a partir del cambio de carga viva según la norma.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Revisar el comportamiento de vigas con diferentes longitudes cuando son afectadas por la carga viva solamente, con ambas normas.
- Analizar el comportamiento de una viga de un puente de la ciudad de Guayaquil cuando es afectada por cargas vivas y muertas, para ambas normas.
- Evaluar los esfuerzos producidos en la fibra superior e inferior de la viga presforzada debido a las cargas, en ambas normas.

1.5 METODOLOGÍA

Para detallar este trabajo de la mejor manera, se clasificará en 6 capítulos:

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

En este capítulo se detallará la introducción del trabajo, antecedentes, metodología del trabajo, alcance, objetivos generales y específicos.

CAPÍTULO 2: ESPECIFICACIONES DE LA NORMA “AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES 2002”

Selección relevante de las especificaciones de la norma AASHTO STANDARD (2002) para el diseño de puentes.

CAPÍTULO 3: ESPECIFICACIONES DE LA NORMA “AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS 2014”

Selección relevante de las especificaciones de la norma AASHTO LRFD (2014) para el diseño de puentes.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS A FLEXIÓN Y CORTANTE POR CARGAS VIVAS DE VIGAS DE HORMIGÓN PRESFORZADO ENTRE 15 A 25 METROS EN NORMA AASHTO STANDARD (2002) Y AASHTO LRFD (2014). COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS.

Se analizarán vigas entre 15 a 25 metros solamente con su carga viva afectada por el factor de distribución y factor de impacto para ambas normas y se compararán sus resultados.

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS A FLEXIÓN Y CORTANTE DE VIGA DE HORMIGÓN PRESFORZADO L=20METROS CON CARGAS VIVAS Y CARGAS MUERTAS EN AMBAS NORMAS.

Se analizará un caso concreto: Una viga de 20 metros de longitud a la cual se le aplicara todas las cargas muertas y vivas.

Se compararán sus momentos y sus cortantes de demanda versus los momentos y cortantes nominales.

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Una vez obtenidos todos los resultados del siguiente trabajo, en este capítulo se explicarán las conclusiones obtenidas y comentarios a realizar acerca de la diferencia que existe entre la norma AASHTO STANDARD (2002) y AASHTO LRFD (2014).

CAPÍTULO 2: ESPECIFICACIONES DE LA NORMA “AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES 2002”

2.1 GENERAL

Todas las particularidades más importantes de la norma AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 2002 para el diseño de una viga de hormigón presforzado de un puente, se encuentran a continuación (OCHOA, 2008).

Además de éstas, se adicionan algunas consideraciones que se recopilan de libros y publicaciones de normas de diseño del Precast/Prestressed Concrete Institute.

2.2 CARGAS

La estructura estará sometida a diferentes tipos de cargas en el transcurso de su vida útil, por tanto, debe ser diseñada para contemplar cada una de éstas o por lo menos las de mayor impacto, de manera que puedan ser toleradas una por una o todas a la vez (OCHOA, 2008, pág. 10).

Las cargas que se consideran para el diseño de la viga presforzada de hormigón según la norma AASHTO STANDARD 2002, son las siguientes: a) Carga Muerta (D), b) Carga Viva (L), c) Impacto dinámico de la carga viva vehicular, d) Carga de Viento, e) Frenado, f) Fuerza Centrífuga, g) Esfuerzos térmicos, h) Presión de tierras, i) Presión de aguas, j) Sismo, etc.; siempre que éstas correspondan (AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2002, pág. 19).

El diseño de la viga de hormigón presforzado de un puente puede efectuarse por los siguientes métodos:

- **ASD (Allowable Stress Design)**

Método que se basa en el diseño por esfuerzos admisibles o cargas de servicio, trabaja en el rango elástico y no diferencia el tipo de carga. Matemáticamente se expresa:

$$\frac{Rn}{FS} \geq \sum Qi$$

Ecuación 1: Allowable Stress Design

(Ing. Pedro Rojas Cruz, 2016, pág. 8)

- **LFD (Load Factor Design)**

Método que se basa en el diseño por resistencia última del elemento. Se caracteriza por ser un método inconsistente.

Matemáticamente se expresa:

$$R_n \geq \sum Y_i Q_i$$

Ecuación 2: Load Factor Design

(Ing. Pedro Rojas Cruz, 2016, pág. 8)

2.2.1 CARGA MUERTA

La carga muerta consiste en el peso propio de la totalidad de la superestructura. En ésta se incluye el tablero, volados, capa de rodadura, tuberías, cables y otros (AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2002, pág. 19).

Los siguientes pesos específicos son usados para calcular la carga muerta de los diferentes elementos:

Tabla 1: Pesos para cálculo de carga muerta

Materiales	Peso en kg/m3
Acero o acero fundido	7.866
Hierro Fundido	7.223
Aleación de aluminio	2.809
Madera (tratada o sin tratar)	803
Hormigón simple o armado	2.408
Arena compactada, tierra , grava o balasto	1.926
Arena suelta, tierra y grava	1.605
Grava rodillada	2.247
Relleno de escorias o cenizas	963
Pavimentos, que no sea de bloques de madera	2.408

Mampostería de piedra	2.729
Rieles de ferrocarril, baranda de protección y fijadores (por ml)	298
Planchas de asfalto de 2.5cm de espesor	44

(AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2002, pág. 20).

2.1.2 CARGA VIVA

La carga viva se define como el peso de las cargas que se encuentran en movimiento sobre el puente, tales como los vehículos y peatones (AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2002, pág. 20).

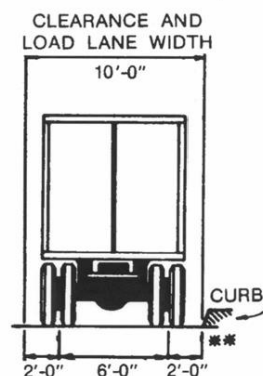
2.1.2.1 CARGA DE CAMIÓN

Se refiere a la carga de camión estándar o cargas de carril.

2.1.2.1.1 CAMIÓN ESTANDAR

El camión de diseño ocupa un ancho de vía de tránsito de 3,05 m, colocado en una vía de diseño de 3,66 m de ancho (ver figura 13); este camión se debe colocar en cada vía de diseño, a lo largo de la calzada, tantas veces como vías de diseño se puedan colocar en dicha calzada (OCHOA, 2008, pág. 12).

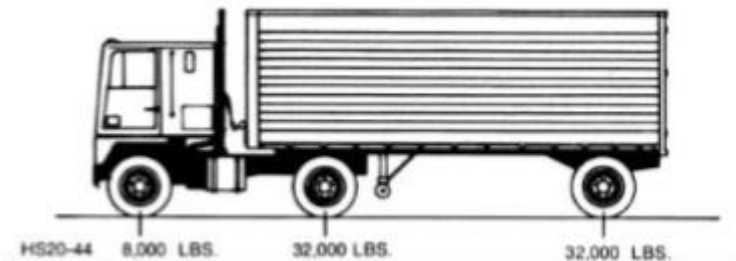
Figura 13: Ancho de camión AASHTO STANDARD 2002



(AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2002, pág. 24).

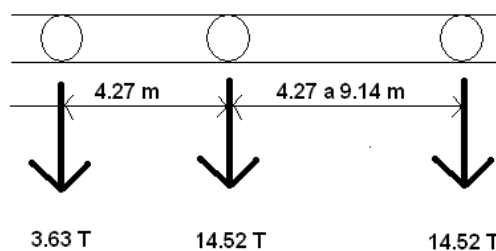
La norma AASHTO Standard define cuatro clases de camiones estándares: a) H 15 – 44, b) H 20 – 44, c) HS 15 – 44 y d) **HS 20 – 44** (ver figura 14) (OCHOA, 2008, pág. 12).

Figura 14: Cargas de camión HS 20-44



(AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2002, pág. 24).

Figura 15: Cargas por eje del camión HS 20-44



(OCHOA, 2008, pág. 14).

El camión HS 20-44 tiene un peso de 3.63 T en el eje delantero y de 14,52 T en el eje central y eje posterior; y es el que se usa en el Ecuador.

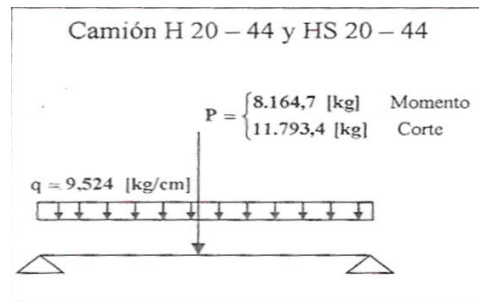
La separación entre los ejes traseros del camión se considera variable, debido a que este parámetro varía según los camiones actuales, y además, permite considerar la ubicación de las cargas, para así provocar los esfuerzos máximos en las vigas solicitadas según se analice (OCHOA, 2008, pág. 14).

Por ejemplo, para hallar los esfuerzos por flexión debido a la carga de camión, se ubica de tal manera que el primer eje trasero y la resultante de la cargas del camión quedan centro a centro con el eje longitudinal de la viga.

Pero por otro lado, para hallar los esfuerzos por cortante debido a la carga del camión, se ubica de tal manera que el eje trasero del camión queda en el apoyo de la viga.

2.1.2.1.2 CARGA DE CARRIL

Figura 16: Carga de carril de diseño



(OCHOA, 2008, pág. 14)

La carga de carril consiste en una carga uniforme por metro lineal de vía de tránsito (9.52 T/m), combinada con una carga concentrada (o dos cargas concentradas en el caso de tramos continuos) colocada sobre la viga, en posición tal que provoque los máximos esfuerzos (ver figura 16). Según la norma AASHTO STANDARD, para el cálculo de momentos y cortes, diferentes cargas concentradas deben ser usadas. Las cargas concentradas más ligeras (8.17 T para camión HS 20-44) deben ser usadas para calcular los esfuerzos por flexión (en el centro de la viga), y las cargas concentradas más pesadas (11.79 T para camión HS 20-44) deben ser usadas para calcular los esfuerzos por corte en el apoyo (OCHOA, 2008, pág. 15).

2.1.2.2 CARGA PEATONAL

La carga peatonal que va sobre las aceras y los apoyos adyacentes, está dada según la luz, como se muestra a continuación:

Tabla 2: Carga viva de peatones

Luz (m)	Carga viva peatonal ($\frac{Kg}{m^2}$)
0 a 7.6	415
7.6 a 30.5	293

(OCHOA, 2008, pág. 15).

También, para los puentes con luces superiores a los 30.50m, la carga peatonal está dada por:

Ecuación 3: Carga peatonal

$$P = \left(146.47 + \frac{4464.47}{L}\right) \cdot \left(1.1 - \frac{W}{15.24}\right)$$

(AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2002, pág. 26).

Donde “P” es la carga viva peatonal menor a 293 Kg/m²; “L” es la longitud del pasillo y “W” corresponde al ancho del pasillo.

Todos los puentes que estén destinados a tránsito peatonal o de ciclistas deben ser diseñados con una carga de 415 Kg/m².

En el diseño de la viga de hormigón presforzado, no se va a utilizar esta carga peatonal por ser poco relevante en los resultados finales.

2.1.3 COEFICIENTES EN LOS ESFUERZOS DE CARGA VIVA

2.1.3.1 COEFICIENTE DE IMPACTO

La carga viva vehicular provoca esfuerzos que deben ser afectados en favor de incluir los efectos dinámicos, efectos vibratorios y efectos de impacto para el correcto diseño de la superestructura y elementos de apoyo (columnas, vigas cabezales, etc.) que sean monolíticos con ellos. No se incluye en el diseño de los estribos, cimentación, estructuras de madera y cargas de acera.

La fórmula para hallar el coeficiente de impacto a utilizar para calcular los esfuerzos de momento y corte, es la siguiente:

Ecuación 4: Calculo del coeficiente de impacto

$$C_I = 1 + \frac{15.24}{L + 38} \leq 1.3$$

(AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2002, pág. 21).

Donde “L” es la longitud entre ejes de apoyos elastoméricos de la viga.

2.1.3.2 FUERZA LONGITUDINAL

La fuerza longitudinal es una fuerza considerada como el 5% de la carga viva en todos los carriles que podrían llegar a tener tránsito vehicular en una misma dirección, en el futuro. Ésta carga viva a usar, que no considera impacto, es la carga uniforme de carril (9.52 T/m) combinada con la carga concentrada para momento (8.17 T) y con la respectiva reducción a varios carriles. El centro de gravedad de la fuerza longitudinal está localizado a 1.83m sobre la calzada vehicular y es transmitido a la subestructura por medio de la superestructura (AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2002, pág. 23).

Como dato recalable, es muy poco probable que todo el tren vehicular que va sobre el puente se detenga simultáneamente.

2.1.3.3 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN

Según la norma, si varias vías de tránsito están siendo cargadas simultáneamente se están produciendo los máximos esfuerzos en los elementos, por tanto, deben usarse porcentajes de carga vehicular en vista de la menor probabilidad de que esto ocurra (ver tabla 3) (OCHOA, 2008, pág. 18):

Tabla 3: Coeficiente de reducción por intensidad de carga

<u>Vías de tránsito</u>	<u>C_R</u>
1 ó 2	1.0
3	0.9
4 ó mas	0.75

(AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2002, pág. 25)

2.1.3.4 COEFICIENTE DE MAYORACIÓN

Como una reglamentación del MTOP, y con el fin de considerar el incremento de las cargas de los camiones, se ha agregado un coeficiente de mayoración en la carga viva del camión HS 20-44.

El coeficiente se especifica cómo el 37% de la carga viva.

$$1.37 \times (\text{Camión HS 20-44})$$

2.1.3.5 COEFICIENTE DE DISTRIBUCIÓN

El coeficiente de distribución es un factor obtenido de un análisis teórico complejo que intenta explicar la distribución de cargas de rueda del camión que actúa sobre las vigas longitudinales (OCHOA, 2008, pág. 17)

2.1.3.5.1 VIGAS INTERIORES

El momento de flexión que se produce por la carga vehicular para cada una de las vigas interiores se debe multiplicar por una fracción de la carga de la rueda. Esta fracción depende del tipo de viga, el número de vías de tránsito y el tipo de calzada vehicular. Según estos parámetros, escogemos en la tabla 3.23.1 de la norma AASHTO Standard (ver tabla 4) (AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2002, pág. 32)

Tabla 4: Distribución de cargas de rueda en vigas longitudinales

Kind of Floor	Bridge Designed for One Traffic Lane	Bridge Designed for Two or more Traffic Lanes
Timber: ^a Plank ^b	S/4.0	S/3.75
Nail laminated ^c 4" thick or multiple layer ^d floors over 5" thick	S/4.5	S/4.0
Nail laminated ^e 6" or more thick	S/5.0 If S exceeds 5' use footnote f.	S/4.25 If S exceeds 6.5' use footnote f.
Glued laminated ^f Panels on glued laminated stringers		
4" thick	S/4.5	S/4.0
6" or more thick	S/6.0 If S exceeds 6' use footnote f.	S/5.0 If S exceeds 7.5' use footnote f.
On steel stringers		
4" thick	S/4.5	S/4.0
6" or more thick	S/5.25 If S exceeds 5.5' use footnote f.	S/4.5 If S exceeds 7' use footnote f.
Concrete: On steel I-Beam stringers ^g and prestressed concrete girders	S/7.0 If S exceeds 10' use footnote f.	S/5.5 If S exceeds 14' use footnote f.
On concrete T-Beams	S/6.5 If S exceeds 6' use footnote f.	S/6.0 If S exceeds 10' use footnote f.
On timber stringers	S/6.0 If S exceeds 6' use footnote f.	S/5.0 If S exceeds 10' use footnote f.
Concrete box girders ^h	S/8.0 If S exceeds 12' use footnote f.	S/7.0 If S exceeds 16' use footnote f.
On steel box girders	See Article 10.39.2.	
On prestressed concrete spread box Beams	See Article 3.28.	
Steel grid: (Less than 4" thick) (4" or more)	S/4.5 S/6.0 If S exceeds 6' use footnote f.	S/4.0 S/5.0 If S exceeds 10.5' use footnote f.
Steel bridge Corrugated plank ⁱ (2" min. depth)	S/5.5	S/4.5

(AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2002, pág. 33)

2.1.3.5.2 VIGAS EXTERIORES

La carga muerta que está actuando en las vigas exteriores del puente tiene que ser obligadamente la porción de calzada que está siendo sostenida por dichas vigas. El momento de flexión que se produce por la carga vehicular para cada una de las vigas interiores se debe multiplicar por una fracción de la carga de la rueda. Esta fracción será la reacción de cada viga debido a la carga del eje más pesado del camión HS 20-44, tomando en cuenta que la losa actúa como simplemente apoyada entre las vigas (AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2002, pág. 32).

Los coeficientes de distribución para cortante son exactamente los mismos que para momento, ya que la norma no muestra información acerca de éstos (OCHOA, 2008, pág. 18).

2.2 COMBINACIONES DE CARGAS

La siguiente fórmula representa las numerosas combinaciones de cargas y fuerzas a las que una estructura podría estar sometida (AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2002, pág. 30)

Ecuación 5: Combinación de cargas AASHTO STANDARD

$$\begin{aligned} \text{Group (N)} = & \gamma[\beta_D \cdot D + \beta_L (L + I) + \beta_C CF + \beta_E E \\ & + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL \\ & + \beta_L \cdot LF + \beta_R (R + S + T) \\ & + \beta_{EQ} EQ + \beta_{ICE} ICE] \end{aligned} \quad (3-10)$$

(AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2002,
pág. 30)

Tabla 5: Tabla de coeficientes que afectan a las cargas

Col. No.	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
GROUP	γ	β FACTORS													%	
		D	(L+I) _n	(L+I) _p	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE		
SERVICE LOAD	I	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.0	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	**
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
	IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150
X	1.0	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	100	
LOAD FACTOR DESIGN	I	1.3	β_D	1.67*	0	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	Not Applicable
	IA	1.3	β_D	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1.3	β_D	0	1	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	
	II	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	0	
	III	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	
	IV	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	
	V	1.25	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	0	
	VI	1.25	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	
	VII	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1	0	
	VIII	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	1	
	IX	1.20	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	1	
X	1.30	1	1.67	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0		

(AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2002, pág. 31)

Ya que el fin de este trabajo es el diseño de una viga de hormigón preforzado, el grupo a escoger en la tabla sería el GRUPO I, que se encuentra catalogado como típico para losas y vigas.

Ya reemplazados los valores de la tabla (ver tabla 5) en la fórmula nos queda así:

$$1.0 [D + 1.0 (L+I)]$$

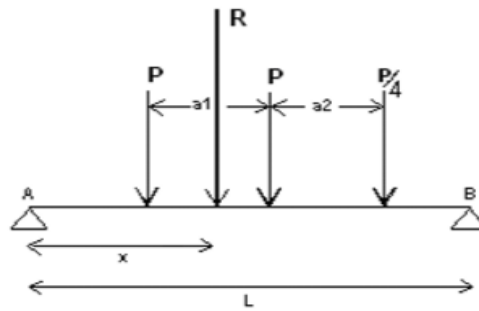
Donde "D" corresponde a la carga muerta y "L+I" a la carga viva más impacto.

2.3 MOMENTO

El momento de flexión que se obtiene por la carga vehicular, va a ser el mayor valor obtenido entre el momento que se produjo por la carga del camión HS 20-44 que es el que usamos en el país y el momento debido a la carga de carril HS 20-44 (OCHOA, 2008, pág. 19)

Adicionalmente, mediante líneas de influencia (ver figura 17) obtenemos el momento máximo para la carga de camión HS 20-44 como se muestra a continuación:

Figura 17: Posición del camión Hs 20-44 para hallar el momento máximo



(OCHOA, 2008, pág. 20)

A una distancia $x=L/2 + a/6$ del apoyo izquierdo, se encuentra el momento máximo; y se calcula con la siguiente fórmula:

Ecuación 6: Momento máximo

$$M_{\max} = P \left(\frac{1}{4L} \cdot \left(\frac{3L}{2} + \frac{a}{2} \right)^2 - a \right)$$

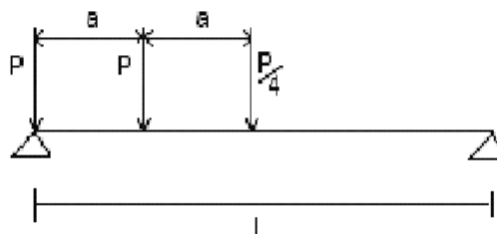
(OCHOA, 2008, pág. 20)

Donde “P” equivale a 7.26 T (valor para camión HS 20-44) y “a” es 4.27m que es la distancia mínima entre ejes del camión.

2.4 CORTANTE

El esfuerzo de cortante máximo se lo halla colocando uno de los ejes (carga P) sobre un apoyo, tal como se muestra a continuación:

Figura 18: Posición del camión HS 20-44 para hallar el cortante máximo



(OCHOA, 2008, pág. 21)

Y la fórmula para hallar el cortante máximo es:

Ecuación 7: Cortante máximo

$$V_{MAX} = \frac{P}{4} \cdot \left(9 - 6 \cdot \frac{a}{L} \right)$$

(OCHOA, 2008, pág. 21)

Donde “P” equivale a 7.26 T (valor para camión HS 20-44) y “a” es 4.27m que es la distancia mínima entre ejes del camión.

CAPÍTULO 3: ESPECIFICACIONES DE LA NORMA “AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS 2014”

3.1 GENERAL

La norma AASHTO LRFD y su método LRFD: LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN introdujo un cambio bastante relevante en lo que corresponde al cálculo para estructuras de puentes considerando estados límites últimos y factores tanto para cargas como para cada resistencia nominal.

Esta norma, también presenta una nueva forma de combinar las cargas, que a su vez toma en cuenta algunos factores que cambian el margen de seguridad del puente, otorgándole un mayor grado de confiabilidad al mismo.

Otra variante con respecto a AASHTO STANDARD es la nueva forma de combinaciones de la carga viva vehicular, ya que ahora se consideran tres tipos: Carga de carril de diseño, carga de tándem de diseño y carga de camión de diseño.

En resumen, cada una de las particularidades de la norma AASHTO LRFD 2014 para el diseño de una viga de hormigón presforzado de un puente se muestran a continuación.

3.2 ESTADOS LÍMITES

Los estados límites son condiciones que necesitan ser cumplidas para que una estructura no falle.

Hay cuatro estados límites según la norma AASHTO LRFD y son los siguientes:

- SERVICIABILIDAD
- FATIGA Y FRACTURA
- RESISTENCIA
- EVENTO EXTREMO

3.2.1 ESTADO LÍMITE DE SERVICIABILIDAD

Se enfoca en restricciones a las tensiones, deformaciones y ancho de fisuras en condiciones regulares de servicio (OCHOA, 2008, pág. 35)

Este estado límite tiene las siguientes combinaciones de carga:

- **SERVICIO I:**

Esta combinación de carga representa el funcionamiento común del puente con vientos de 90 Km/h, con cargas con sus valores nominales. Se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas bajo tierra y con el ancho de grietas en las estructuras de hormigón armado (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.10).

- **SERVICIO II**

Esta combinación de carga sirve para controlar la fluencia en las estructuras metálicas y la falla en las conexiones críticas en consecuencia de la carga viva vehicular (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.10).

- **SERVICIO III**

Esta combinación de carga sirve para el análisis longitudinal correspondiente a tracción en superestructuras de hormigón presforzado para así controlar los agrietamientos. También sirve para las almas de vigas segmentales de hormigón (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.10).

- **SERVICIO IV**

Esta combinación de carga está relacionada a la tensión en las columnas de hormigón presforzado para controlar los agrietamientos (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.11).

3.2.2 ESTADOS LÍMITES DE FATIGA Y FRACTURA

Estos estados límites se refieren a las restricciones en el intervalo de esfuerzos ocasionados por el camión de diseño. Estas restricciones intentan apaciguar el crecimiento de las fisuras y de impedir la fractura que se ocasiona por la acumulación de esfuerzos producidos en la estructura (OCHOA, 2008, pág. 36).

- **FATIGA I**

Esta combinación de carga está relacionada con la carga de fatiga infinita (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.11).

- **FATIGA II**

Esta combinación de carga está relacionada con la carga de fatiga finita (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.11).

3.2.3 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

Este estado límite establece los parámetros de capacidad última de la estructura para así poder garantizar su estabilidad y resistencia. Tiene como objeto resistir las combinaciones de carga que actuaran en el transcurso de vida útil del puente (OCHOA, 2008, pág. 36)

Tiene las siguientes combinaciones:

- **RESISTENCIA I**

Combinación de carga para uso vehicular normal sin carga de viento (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.9).

- **RESISTENCIA II**

Combinación de cargas para el uso de vehículos con diseños especiales, vehículos con permiso (sobrepeso), o ambos, sin carga de viento (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.9).

- **RESISTENCIA III**

Combinación de carga en la que el puente se encuentra expuesto a velocidades altas de viento, mayores a 90 Km/h (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.9).

- **RESISTENCIA IV**

Combinación de carga que relaciona las solicitaciones por consecuencia de la sobrecarga (carga viva bien alta) y la carga muerta. Este estado limite controla cuando dicha relación esta alrededor de 7.0 (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.9).

- **RESISTENCIA V**

Combinación de carga para uso vehicular normal con una velocidad de viento de 90 Km/h (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.9).

3.2.4 ESTADOS LÍMITE DE EVENTO EXTREMO

Este estado límite se considera para asegurar que la conservación estructural del puente sea efectiva, ya sea en un sismo de alta categoría, en una inundación, en el choque de algún vehículo, colisión de alguna embarcación o banco de hielo, en condiciones de socavamiento (OCHOA, 2008, pág. 37)

Tiene 2 combinaciones de carga descritas a continuación:

- **EVENTO EXTREMO I**

Esta combinación de carga incluye sismos (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.9).

- **EVENTO EXTREMO II**

Esta combinación de carga está relacionada con la carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos y algunos eventos hidráulicos con sobrecarga reducida (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.10).

3.3 CARGAS

Las cargas se las divide en dos grupos: Cargas permanentes y cargas transitorias.

3.3.1 CARGAS PERMANENTES

Son aquellas cargas que se mantienen en la estructura del puente por un periodo amplio de tiempo, probablemente durante todo el periodo de servicio (Ing. Pedro Rojas Cruz, 2016, pág. 18)

Son las siguientes: a) CR = Creep (flujo plástico), b) DD = Empuje hacia abajo, c) DC = Carga muerta de componentes estructurales y colgados nos estructurales, e) DW = Carga muerta de carpeta de rodadura y servicios de utilidad pública, f) EH = Carga de empuje horizontal de tierras, g) EL = Efectos de fuerza acumulados que resulten del proceso constructivo, h) ES = Sobrecarga de tierras, i) EV = Presión

vertical debido a la carga muerta del relleno, j) PS = Fuerzas secundarias resultantes del postensado, k) SH = Efectos de fuerza por contracción (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.8)

Para las cargas DC, DW y EW se pueden usar los siguientes valores especificados en esta tabla:

Tabla 6: Pesos para cálculo de carga DC, DW y EV

Materiales		Peso en kg/m³
Aleaciones de aluminio		2.800
Superficies de rodamiento bituminosas		2.250
Hierro fundido		7.200
Escoria		960
Arcilla blanda		1.600
Arena compactada, tierra, grava o balasto		1.926
Arena suelta, tierra y grava		1.605
Hormigón	Agregados de baja densidad	1.775
	Agregados de baja densidad y arena	1.925
	Densidad normal con $f_c \leq 35\text{MPa}$	2.320
	Densidad normal con $35 < f_c \leq 105\text{MPa}$	$2.240 + 2,29 f_c$
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2.250
Acero		7.850
Sillería		2.725
	Dura	960

Madera	Blanda	800
Agua	Dulce	1.000
	Salada	1.025

(Ing. Pedro Rojas Cruz, 2016, pág. 18)

3.3.2 CARGAS TRANSITORIAS

Son: a) BL = Carga impulsiva, b) BR = Fuerza de frenado vehicular, c) CE = Fuerza centrífuga vehicular, d) CT = Fuerza de colisión vehicular, e) CV = Fuerza de colisión de barco, f) EQ = Sismo, g) FR = Fricción, h) IC = Carga de hielo, i) IM = Carga dinámica vehicular, j) LL = Carga viva vehicular, k) LS = Carga viva debido a sobrecarga, l) PL = Carga viva peatonal, m) SE = Asentamiento, n) TG = Efecto de fuerza debido al gradiente de temperatura, o) TU = Efecto de fuerza debido a la temperatura uniforme, p) WA = Carga y presión de las corrientes de agua, q) WL = Carga de viento en carga viva, r) WS = Carga de viento en la estructura (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.8)

3.3.2.1 CARGA VIVA

La carga viva se define como el peso de las cargas que se encuentran en movimiento sobre el puente, tales como los vehículos y peatones (OCHOA, 2008, pág. 42).

3.3.2.1.1 CARGA PEATONAL

La carga peatonal es una carga que se considera simultánea con la carga vehicular, un valor de 0.0036 MPa que se aplica a las aceras con más de 0.60m de ancho. Aquellos puentes que son utilizados solamente para peatones o bicicletas deberán ser diseñados para una carga viva de 0.0041 MPa (OCHOA, 2008, pág. 42).

En nuestro diseño de la viga de hormigón presforzado, no se va a utilizar esta carga peatonal por ser poco relevante en los resultados finales.

3.3.2.1.2 CARGA VEHICULAR

Para caminos con anchos de vía desde 6.00m hasta 7.20m, se deben considerar dos carriles, cada uno con la mitad del ancho anteriormente señalado. Existen tres

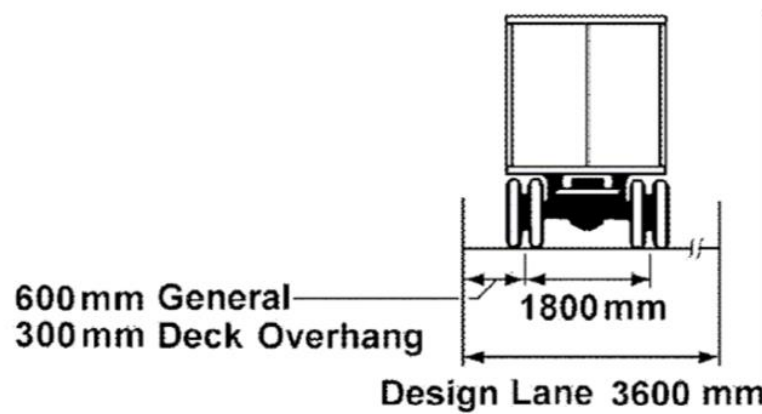
tipos de cargas para la carga vehicular: Carga de camión, carga de carril y carga de tándem. (OCHOA, 2008, pág. 42).

Estas cargas como conjunto se denominan como “Carga HL-93” y se escogerá entre el mayor valor procedente de las siguientes combinaciones: a) Carga de camión + Carga de carril, b) Carga de tándem + Carga de carril (OCHOA, 2008, pág. 43).

3.3.2.1.2.1 CARGA DE CAMIÓN

El camión de diseño que se usa en la norma AASHTO LRFD es el mismo que se usa en la norma AASHTO STANDARD, es decir el camión HS 20-44 (ver figura 19). La separación entre los ejes de las ruedas es de 1.80m, el ancho del carril de diseño es de 3.60m, tal como se muestra en la figura a continuación (OCHOA, 2008, pág. 43).

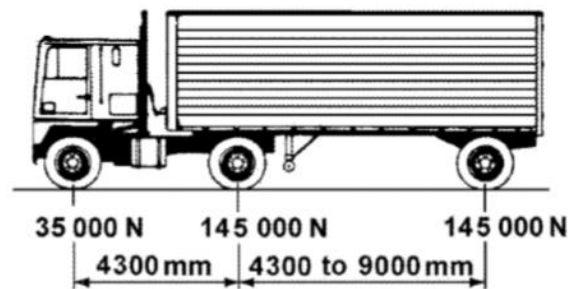
Figura 19: Sección transversal del camión LRFD



(OCHOA, 2008, pág. 43)

Tiene una distancia entre ejes longitudinales de ruedas de 4.30m y otra que fluctúa entre 4.30m y 9.0m según lo que resulte en las solicitaciones más críticas. La carga del camión se reparte de la siguiente manera: 3.57T en el eje delantero y la mayor parte de la carga en los ejes traseros, 14.80T en cada uno (OCHOA, 2008, pág. 43)

Figura 20: Sección longitudinal del camión LRFD

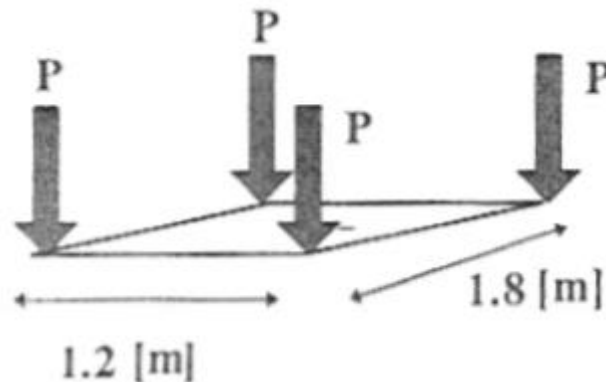


(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.25)

3.3.2.1.2.2 CARGA DE TÁNDEM

El tándem de diseño consiste en un par de ejes distanciados longitudinalmente a 1.20m con cargas de 11.22 T (ver figura 21). Transversalmente tienen un espaciamiento de ruedas de 1.80m (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.25)

Figura 21: Carga de Tándem LRFD

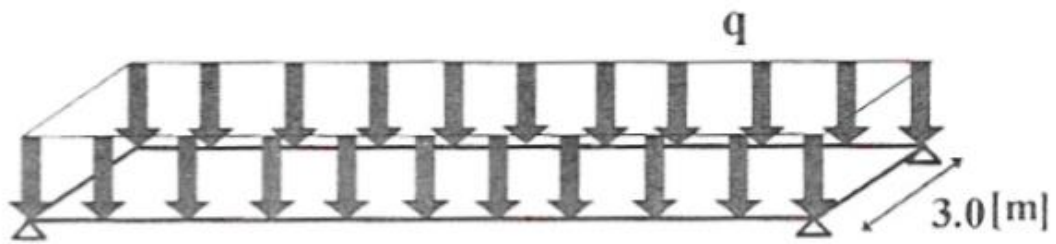


(OCHOA, 2008, pág. 44)

3.3.2.1.2.3 CARGA DE CARRIL

La carga de carril es una carga uniformemente distribuida en sentido longitudinal de 0.949 T/m y transversalmente se considera igual pero sobre un ancho de 3 metros (ver figura 22) (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.25).

Figura 22: Carga de carril LRFD



(OCHOA, 2008, pág. 45)

3.3.2.2 CARGA DINÁMICA VEHICULAR

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño deben ser incrementados por los porcentajes especificados en la siguiente tabla (OCHOA, 2008, pág. 45):

Tabla 7: Carga dinámica vehicular

<u>Componentes</u>	<u>IM (%)</u>
Juntas de losa – Todos los estados límites	75
- Todos los demás componentes	
• Estado límite de fatiga y fractura	15
• Todos los demás estados límites	33

(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.33).

El factor que se va a aplicar a la carga estática debe ser considerado como:

$$C1 = (1 + IM/100)$$

La carga dinámica vehicular no debe ser aplicada a la carga peatonal ni a la carga de carril de diseño.

De la misma manera, la carga dinámica vehicular no se aplica a muros de contención no sujetos a reacciones verticales de la superestructura, o a componentes de la cimentación que estén bajo el terreno (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.34).

3.3.2.3 FUERZA CENTRÍFUGA VEHICULAR

Con la finalidad de calcular la fuerza radial o el efecto de volcamiento en las cargas de rueda, se debe tomar el producto de los pesos de los ejes del camión o tándem de diseño con el coeficiente C como efecto centrífugo en la carga viva (ver ecuación 8) (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.35).

Está dado por:

Ecuación 8: Fuerzas centrifugas

$$C = f \frac{v^2}{gR}$$

(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.35).

Donde:

V = Velocidad de diseño (pie/seg)

f = 4/3 para combinaciones de carga diferentes a fatiga y 1.0 para fatiga

g = aceleración de la gravedad (32.2 ft/seg²)

R = Radio de curvatura de carril de tráfico (pies)

Los factores de presencia múltiple, especificados en la tabla a continuación, deben considerarse:

Tabla 8: Factores de presencia múltiple

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

(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.20).

Las fuerzas centrifugas deberán ser aplicadas horizontalmente a una distancia de 1.80m sobre la superficie de la calzada

3.3.2.4 FUERZA DE FRENADO VEHICULAR

La fuerza de frenado vehicular deberá tomarse como la mayor entre: a) El 25% del peso de los ejes del camión o tándem de diseño, b) El 5% del camión de diseño más la carga de carril o el 5% del tándem de diseño más la carga de carril (Ing. Pedro Rojas Cruz, 2016, pág. 21).

Esta fuerza de frenado deberá ser colocada en todos los carriles de diseño considerando que pueden llegar a tener transito orientado en la misma dirección. Se asumirá que estas fuerzas deberán actuar horizontalmente a una distancia de 1.80m sobre la superficie de rodamiento en cualquier dirección longitudinal con el fin de causar efectos de fuerza críticos (Ing. Pedro Rojas Cruz, 2016, pág. 21).

Todos los carriles de diseño deben ser cargados simultáneamente para puentes, apuntando a que actúen en una sola dirección en el futuro. También se aplican los factores de presencia múltiple, tal como en la fuerza centrífuga vehicular (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.35).

3.3.2.5 SISMO

Los puentes deben ser diseñados para tener una muy pequeña probabilidad de colapso, pero está contemplado que sufran daños importantes que ocasionen la suspensión del servicio cuando estén bajo los efectos de movimientos sísmicos con probabilidades del 7% de ser excedido para un periodo de retorno de 75 años; donde reparaciones parciales o completas serán requeridas (Ing. Pedro Rojas Cruz, 2016, pág. 22).

Ecuación 9: Determinación de EQ

$$EQ = Csm (W)$$

(Ing. Pedro Rojas Cruz, 2016, pág. 22).

Donde:

EQ = Fuerza estática horizontal equivalente elástica

Csm = Coeficiente sísmico de respuesta elástica para el modo de vibración "m"

W = Carga muerta total de la estructura

3.3.3 COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA

Las combinaciones de carga que se consideran para cada uno de los estados límites especificados en esta norma corresponden a distintos factores de carga que se pueden determinar mediante las siguientes tablas (OCHOA, 2008, pág. 46):

Tabla 9: Factores de carga para cargas permanentes LRFD

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• AEP for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
○ Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.5	0.9
○ Thermoplastic Culverts		1.3	0.9
○ All others		1.95	0.9
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.15)

Tabla 10: Factores de carga para cargas permanentes debido a deformaciones superpuertas

Bridge Component	PS	CR, SH
Superstructures—Segmental	1.0	See γ_p for DC, Table 3.4.1-2
Concrete Substructures supporting Segmental Superstructures (see 3.12.4, 3.12.5)		
Concrete Superstructures—non-segmental	1.0	1.0
Substructures supporting non-segmental Superstructures		
• using I_g	0.5	0.5
• using $I_{effective}$	1.0	1.0
Steel Substructures	1.0	1.0

(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.15)

Una vez identificados los factores que corresponden a cada carga que se necesite, se procede a verificar en la siguiente tabla:

Tabla 11: Combinaciones de carga y factores de carga

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	1.4 0	—	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	0.4 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.3 0	1.0	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	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	0.7 0	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 3.14).

La manera de aplicar la carga viva en AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD no es igual, por tanto el γ_p también será diferente.

3.3.4 APLICACIÓN DE LAS CARGAS

3.3.4.1 APLICACIÓN DE LAS CARGAS DE CAMIÓN DE DISEÑO

En la norma AASHTO LRFD, la carga vehicular que se utiliza se la obtiene es mediante la comparación de la carga de camión más la carga de carril con la carga de tándem más la carga de carril. La menos favorable es la que se escoge.

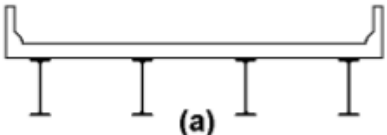
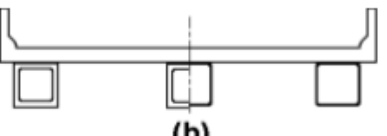
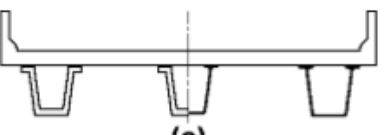
Ya en el diseño, la carga de tándem o de camión de diseño se deberá ubicar transversalmente, de manera que el centro de la rueda exterior se encuentre a más de: a) 0.30m de la cara interna del guardavía, para el diseño de la losa en voladizo, b) 0.60m del borde la vía de diseño, para el diseño del resto de elementos (OCHOA, 2008, pág. 48).





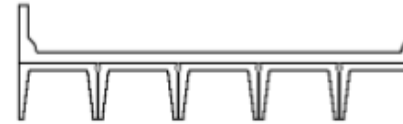
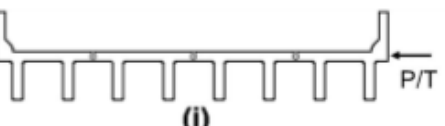
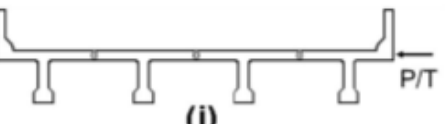

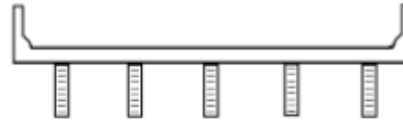
3.3.4.2 FACTORES DE DISTRIBUCIÓN

Los factores de distribución para cargas vivas se usan para obtener los máximos cortantes y momentos producidos por el paso del camión de diseño, el cual se distribuye en porcentajes para cada viga en el puente. Dicho porcentaje depende también del material y de la geometría del puente.

Para que se pueda diseñar por factor de distribución, debe cumplir lo siguiente:
 a) Ancho de losa constante, b) Tres o más vigas, c) Vigas paralelas con la misma rigidez y separación entre ellas, d) Sección transversal constante, idéntica a una de las secciones especificadas en la tabla siguiente (OCHOA, 2008, pág. 48):

Tabla 12: Secciones típicas de superestructura

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)

Cast-in-Place Concrete Multicell Box	Monolithic concrete	 (d)
Cast-in-Place Concrete Tee Beam	Monolithic concrete	 (e)
Precast Solid, Voided or Cellular Concrete Boxes with Shear Keys	Cast-in-place concrete overlay	 (f)
Precast Solid, Voided, or Cellular Concrete Box with Shear Keys and with or without Transverse Post-Tensioning	Integral concrete	 (g)
Precast Concrete Channel Sections with Shear Keys	Cast-in-place concrete overlay	 (h)
Precast Concrete Double Tee Section with Shear Keys and with or without Transverse Post-Tensioning	Integral concrete	 (i)
Precast Concrete Tee Section with Shear Keys and with or without Transverse Post-Tensioning	Integral concrete	 (j)
Precast Concrete I or Bulb-Tee Sections	Cast-in-place concrete, precast concrete	 (k)
Wood Beams	Cast-in-place concrete or plank, glued/spiked panels or stressed wood	 (l)

(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 4.33).

3.3.4.2.1 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE MOMENTO PARA VIGA INTERIOR

El factor de distribución de momento para las vigas interiores se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 13: Factor de distribución de momento para viga interior LRFD

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	Distribution Factors	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, l	See Table 4.6.2.2.2a-1	
Concrete Deck on Wood Beams	1	One Design Lane Loaded: $S/12.0$ Two or More Design Lanes Loaded: $S/10.0$	$S \leq 6.0$
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: $0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.5} \left(\frac{K_g}{12.0 L t_f^3}\right)^{0.1}$ Two or More Design Lanes Loaded: $0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12.0 L t_f^3}\right)^{0.1}$	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $4.5 \leq t_f \leq 12.0$ $20 \leq L \leq 240$ $N_b \geq 4$ $10,000 \leq K_g \leq 7,000,000$
		use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule	$N_b = 3$
Cast-in-Place Concrete Multicell Box	d	One Design Lane Loaded: $\left(1.75 + \frac{S}{3.6}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0.35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0.45}$ Two or More Design Lanes Loaded: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0.3} \left(\frac{S}{5.8}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0.25}$	$7.0 \leq S \leq 13.0$ $60 \leq L \leq 240$ $N_c \geq 3$ If $N_c > 8$ use $N_c = 8$
Concrete Deck on Concrete Spread Box Beams	b, c	One Design Lane Loaded: $\left(\frac{S}{3.0}\right)^{0.35} \left(\frac{Sd}{12.0L^2}\right)^{0.25}$ Two or More Design Lanes Loaded: $\left(\frac{S}{6.3}\right)^{0.6} \left(\frac{Sd}{12.0L^2}\right)^{0.125}$	$6.0 \leq S \leq 18.0$ $20 \leq L \leq 140$ $18 \leq d \leq 65$ $N_b \geq 3$
		Use Lever Rule	$S > 18.0$
Concrete Beams used in Multibeam Decks	f, g	One Design Lane Loaded: $k \left(\frac{b}{33.3L}\right)^{0.5} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.25}$ where: $k = 2.5(N_b)^{-0.2} \geq 1.5$ Two or More Design Lanes Loaded: $k \left(\frac{b}{305}\right)^{0.6} \left(\frac{b}{12.0L}\right)^{0.2} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.06}$	$35 \leq b \leq 60$ $20 \leq L \leq 120$ $5 \leq N_b \leq 20$

continued on next page

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	Distribution Factors	Range of Applicability														
	h, also i, j if connected only enough to prevent relative vertical displacement at the interface	<p>Regardless of Number of Loaded Lanes: S/D</p> <p>where: $C = K(W/L) \leq K$ $D = 11.5 - N_L + 1.4N_L(1 - 0.2C)^2$ when $C \leq 5$ $D = 11.5 - N_L$ when $C > 5$</p> $K = \sqrt{\frac{(1 + \mu)I}{J}}$ <p>for preliminary design, the following values of K may be used:</p> <table> <tr> <td>Beam Type</td> <td>K</td> </tr> <tr> <td>Nonvoided rectangular beams</td> <td>0.7</td> </tr> <tr> <td>Rectangular beams with circular voids:</td> <td>0.8</td> </tr> <tr> <td>Box section beams</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>Channel beams</td> <td>2.2</td> </tr> <tr> <td>T-beam</td> <td>2.0</td> </tr> <tr> <td>Double T-beam</td> <td>2.0</td> </tr> </table>	Beam Type	K	Nonvoided rectangular beams	0.7	Rectangular beams with circular voids:	0.8	Box section beams	1.0	Channel beams	2.2	T-beam	2.0	Double T-beam	2.0	<p>Skew $\leq 45^\circ$</p> <p>$N_L \leq 6$</p>
Beam Type	K																
Nonvoided rectangular beams	0.7																
Rectangular beams with circular voids:	0.8																
Box section beams	1.0																
Channel beams	2.2																
T-beam	2.0																
Double T-beam	2.0																
Open Steel Grid Deck on Steel Beams	a	<p>One Design Lane Loaded: $S/7.5$ If $t_g < 4.0$ $S/10.0$ If $t_g \geq 4.0$</p> <p>Two or More Design Lanes Loaded: $S/8.0$ If $t_g < 4.0$ $S/10.0$ If $t_g \geq 4.0$</p>	<p>$S \leq 6.0$</p> <p>$S \leq 10.5$</p>														
Concrete Deck on Multiple Steel Box Girders	b, c	<p>Regardless of Number of Loaded Lanes: $0.05 + 0.85 \frac{N_L}{N_b} + \frac{0.425}{N_L}$</p>	<p>$0.5 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1.5$</p>														

(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 4.37).

3.3.4.2.2 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE MOMENTO PARA VIGA EXTERIOR

El factor de distribución de momento para las vigas exteriores se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 14: Factor de distribución de momento para viga exterior LRFD

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
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, 1	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Wood Beams	1	Lever Rule	Lever Rule	N/A
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	$N_b = 3$
Cast-in-Place Concrete Multicell Box	d	$g = \frac{W_e}{14}$	$g = \frac{W_e}{14}$	$W_e \leq S$
		or the provisions for a whole-width design specified in Article 4.6.2.2.1		
Concrete Deck on Concrete Spread Box Beams	b, c	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.97 + \frac{d_e}{28.5}$	$0 \leq d_e \leq 4.5$ $6.0 < S \leq 18.0$
			Use Lever Rule	$S > 18.0$
Concrete Box Beams Used in Multibeam Decks	f, g	$g = e g_{interior}$ $e = 1.125 + \frac{d_e}{30} \geq 1.0$	$g = e g_{interior}$ $e = 1.04 + \frac{d_e}{25} \geq 1.0$	$d_e \leq 2.0$
Concrete Beams Other than Box Beams Used in Multibeam Decks	h, also i, j if connected only enough to prevent relative vertical displacement at the interface	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Open Steel Grid Deck on Steel Beams	a	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Multiple Steel Box Girders	b, c	As specified in Table 4.6.2.2.2b-1		

(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 4.40).

3.3.4.2.3 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE PARA VIGA INTERIOR

El factor de distribución de cortante para las vigas interiores se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 15: Factor de distribución de cortante para viga interior LRFD

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
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, l	See Table 4.6.2.2.2a-1		
Concrete Deck on Wood Beams	l	Lever Rule	Lever Rule	N/A
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	$N_b = 3$
Cast-in-Place Concrete Multicell Box	d	$\left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{d}{12.0L}\right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{7.3}\right)^{0.9} \left(\frac{d}{12.0L}\right)^{0.1}$	$6.0 \leq S \leq 13.0$ $20 \leq L \leq 240$ $35 \leq d \leq 110$ $N_b \geq 3$
Concrete Deck on Concrete Spread Box Beams	b, c	$\left(\frac{S}{10}\right)^{0.6} \left(\frac{d}{12.0L}\right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{7.4}\right)^{0.8} \left(\frac{d}{12.0L}\right)^{0.1}$	$6.0 \leq S \leq 18.0$ $20 \leq L \leq 140$ $18 \leq d \leq 65$ $N_b \geq 3$
		Lever Rule	Lever Rule	$S > 18.0$
Concrete Box Beams Used in Multibeam Decks	f, g	$\left(\frac{b}{130L}\right)^{0.15} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.05}$	$\left(\frac{b}{156}\right)^{0.4} \left(\frac{b}{12.0L}\right)^{0.1} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.05} \left(\frac{b}{48}\right)$ $\frac{b}{48} \geq 1.0$	$35 \leq b \leq 60$ $20 \leq L \leq 120$ $5 \leq N_b \leq 20$ $25,000 \leq J \leq 610,000$ $40,000 \leq I \leq 610,000$
Concrete Beams Other Than Box Beams Used in Multibeam Decks	h, also i, j if connected only enough to prevent relative vertical displacement at the interface	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Open Steel Grid Deck on Steel Beams	a	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Multiple Steel Box Beams	b, c	As specified in Table 4.6.2.2.2b-1		

(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 4.43).

3.3.4.2.4 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE PARA VIGA EXTERIOR

El factor de distribución de cortante para las vigas exteriores se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 16: Factor de distribución para cortante de viga exterior

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
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, l	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Wood Beams	1	Lever Rule	Lever Rule	N/A
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	$N_b = 3$
Cast-in-Place Concrete Multicell Box	d	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.64 + \frac{d_e}{12.5}$	$-2.0 \leq d_e \leq 5.0$
			or the provisions for a whole-width design specified in Article 4.6.2.2.1	
Concrete Deck on Concrete Spread Box Beams	b, c	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.8 + \frac{d_e}{10}$	$0 \leq d_e \leq 4.5$
			Lever Rule	$S > 18.0$
Concrete Box Beams Used in Multibeam Decks	f, g	$g = e g_{interior}$ $e = 1.25 + \frac{d_e}{20} \geq 1.0$	$g = e g_{interior} \left(\frac{48}{b} \right)$ $\frac{48}{b} \leq 1.0$ $e = 1 + \left(\frac{d_e + \frac{b}{12} - 2.0}{40} \right)^{0.5} \geq 1.0$	$d_e \leq 2.0$ $35 \leq b \leq 60$
Concrete Beams Other Than Box Beams Used in Multibeam Decks	h, also i, j if connected only enough to prevent relative vertical displacement at the interface	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Open Steel Grid Deck on Steel Beams	a	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Multiple Steel Box Beams	b, c	As specified in Table 4.6.2.2.2b-1		

(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 4.45).

3.4 FACTOR DE RESISTENCIA

Factor de resistencia se le llama a los valores que alteran la resistencia nominal de los elementos (ver tabla 17). Según el elemento que se considera, el tipo de requerimiento o el material utilizado, el factor de resistencia va variando (OCHOA, 2008, pág. 53).

Tabla 17: Factores de resistencia LRFD

<u>Uso</u>	<u>Factor de resistencia ϕ</u>
- Flexión y tracción	
Hormigón armado	0,9
Hormigón pretensado	1
- Corte y Torsión	
Hormigón de peso normal	0,9
Hormigón liviano	0,7
-Compresión Axial	0,75
-Apoyo de hormigón	0,7
Compresión en los modelos de puntal y nudo	0,7
-Compresión en las zonas de anclaje	
Hormigón de peso normal	0,8
Hormigón liviano	0,65
-Tracción en el acero en zonas de anclaje	1

(OCHOA, 2008, pág. 54).

3.5 ESTADOS DE CARGA

La combinación de carga que se usará en el diseño de los modelos de la superestructura es: **RESISTENCIA I = 1.0 [1.25DC + 1.50DW + 1.75 (LL + IM)]** (OCHOA, 2008, pág. 54).

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS A FLEXIÓN Y CORTANTE POR CARGAS VIVAS DE VIGAS DE HORMIGÓN PRESFORZADO ENTRE 15 A 25 METROS EN NORMA AASHTO STANDARD (2002) Y AASHTO LRFD (2014). COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS.

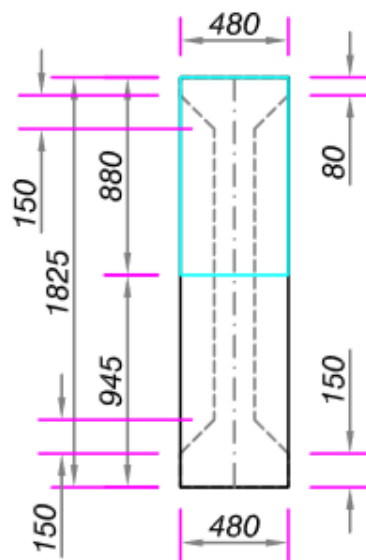
4.1 GENERAL

En el recorrido que se hizo por la ciudad de Guayaquil se obtuvo datos de los puentes señalados anteriormente y del Intercambiador de tránsito en la intersección de Av. De las Américas y Av. Benjamín Rosales ubicado en la Autopista Terminal Terrestre – Pascuales.

Gracias a la ayuda del Ing. Guillermo Ponce, tutor de este trabajo de grado, y a la autorización de la Dirección de Obras Públicas Municipales de la ciudad de Guayaquil por medio de su titular, Ing. Jorge Berrezueta P., se pudo obtener los planos referentes a dicho puente, lo cual permite alcanzar resultados bastante aproximados y por tanto, conseguir comparaciones muy acertadas entre las normas AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD.

La viga escogida tiene la siguiente sección transversal:

Figura 23: Sección transversal de viga



(M.I. Municipalidad de Guayaquil, 2008)

Con la ayuda del programa SAP 2000, se procederá a hacer un análisis de cinco longitudes de vigas (15.00, 17.50, 20.00, 22.50, 25.00 metros) con su respectiva carga viva, para obtener CORTANTES y MOMENTOS, con el fin de comparar resultados.

4.2 CÁLCULO DE CARGAS VIVAS EN SAP 2000

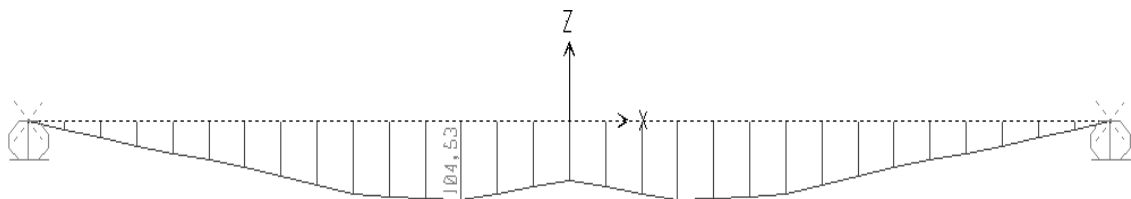
4.2.1 CARGAS VIVAS EN VIGA DE 15.00M

4.2.1.1 CAMIÓN HS 20-44 (AASHTO STANDARD 2002)

La viga simplemente apoyada de 15.00 metros de longitud es considerada como si no tuviera peso propio, se coloca el camión HS 20-44 y se multiplica por su factor de impacto (1.30):

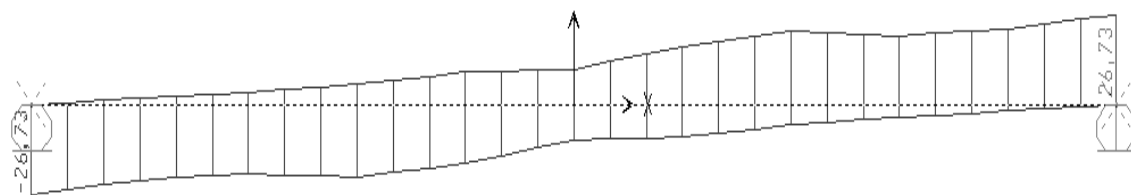
MOMENTO (Ton.m)

Figura 24: Diagrama de momento Camión HS 20-44, L=15m



CORTANTE (Ton)

Figura 25: Diagrama de cortante Camión HS 20-44, L=15m

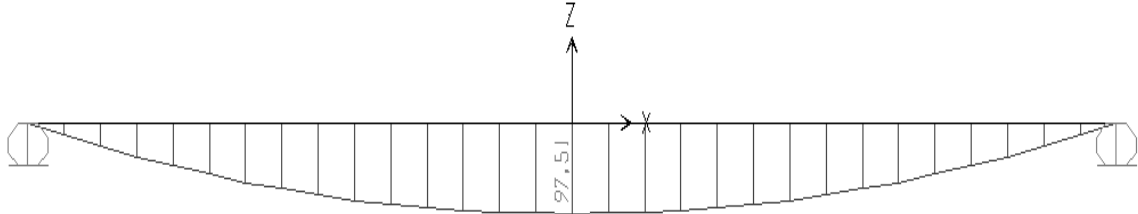


4.2.1.2 CAMIÓN MILITAR (AASHTO STANDARD 2002)

La viga simplemente apoyada de 15.00 metros de longitud es considerada como si no tuviera peso propio, se coloca el camión militar y se multiplica por su factor de impacto (1.30):

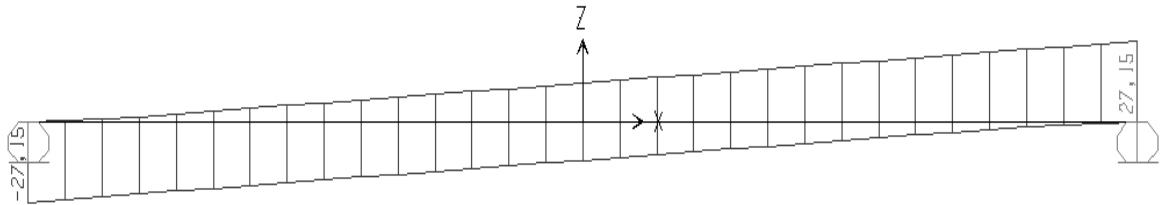
MOMENTO (Ton.m)

Figura 26: Diagrama de momento Camión Militar, L=15m



CORTANTE (Ton)

Figura 27: Diagrama de cortante Camión Militar, L=15m

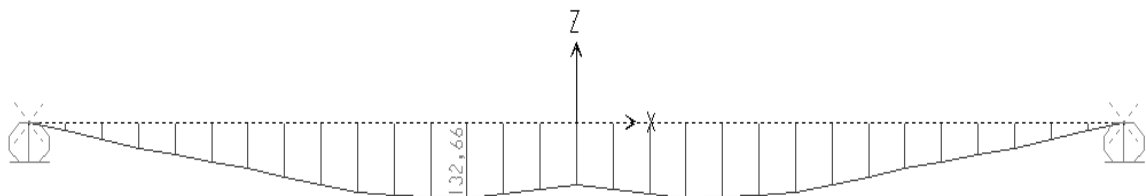


4.2.1.3 CAMIÓN HL-93 (AASHTO LRFD 2014)

La viga simplemente apoyada de 15.00 metros de longitud es considerada como si no tuviera peso propio, se coloca el camión HL-93 sin factor de impacto, ya que por defecto en el SAP viene ya multiplicado por su valor de carga dinámica vehicular (1.33):

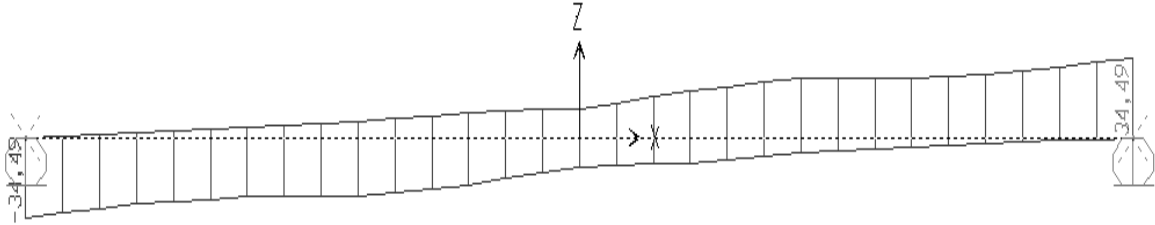
MOMENTO (Ton.m)

Figura 28: Diagrama de momento camión HL-93+Carril, L=15m



CORTANTE (Ton)

Figura 29: Diagrama de cortante Camión HL-93+Carril, L=15m

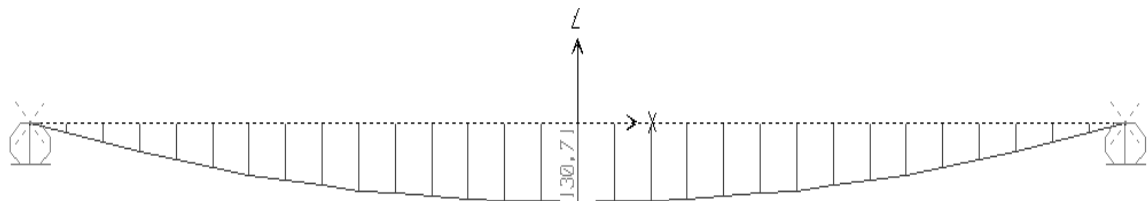


4.2.1.4 TÁNDEM HL-93 (AASHTO LRFD 2014)

La viga simplemente apoyada de 15.00 metros de longitud es considerada como si no tuviera peso propio, se coloca el tándem HL-93 sin factor de impacto, ya que por defecto en el SAP viene ya multiplicado por su valor de carga dinámica vehicular (1.33):

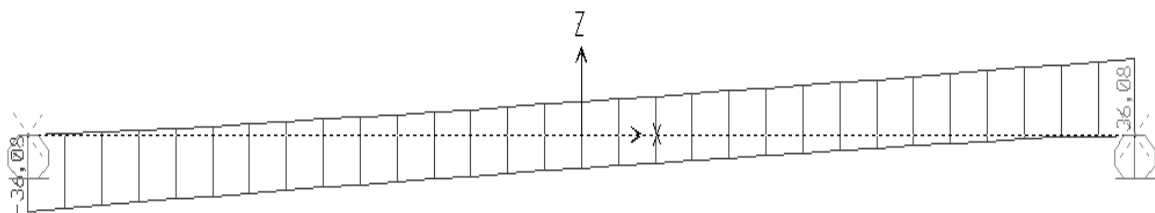
MOMENTO (Ton.m)

Figura 30: Diagrama de momento Tándem HL-93+Carril, L=15m



CORTANTE (Ton)

Figura 31: Diagrama de cortante Tándem HL-93+Carril, L=15m



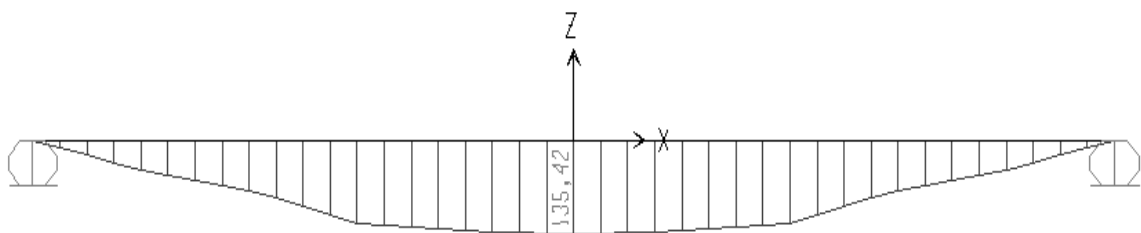
4.2.2 CARGAS VIVAS EN VIGA DE 17.50M

4.2.2.1 CAMIÓN HS 20-44 (AASHTO STANDARD 2002)

La viga simplemente apoyada de 17.50 metros de longitud es considerada como si no tuviera peso propio, se coloca el camión HS 20-44 y se multiplica por su factor de impacto (1.30):

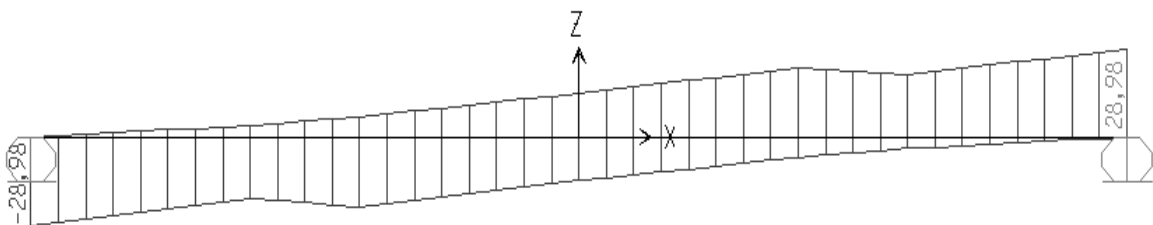
MOMENTO (Ton.m)

Figura 32: Diagrama de momento Camión HS 20-44, L=17.50m



CORTANTE (Ton)

Figura 33: Diagrama de cortante Camión HS 20-44, L=17.50m

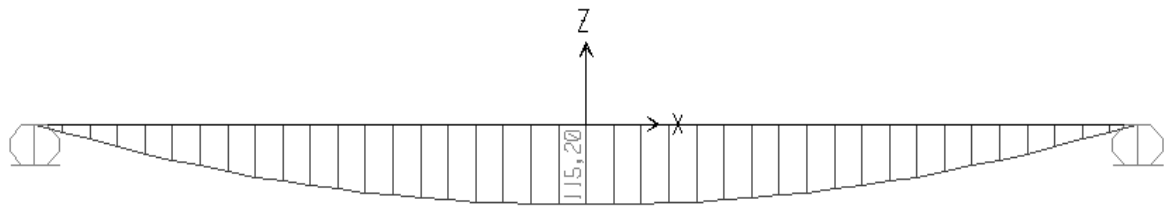


4.2.2.2 CAMIÓN MILITAR (AASHTO STANDARD 2002)

La viga simplemente apoyada de 17.50 metros de longitud es considerada como si no tuviera peso propio, se coloca el camión militar y se multiplica por su factor de impacto (1.30):

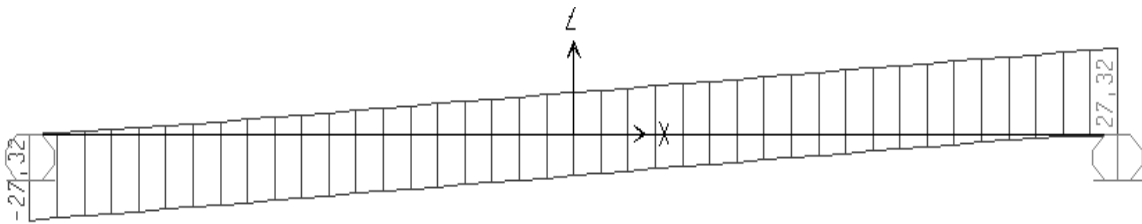
MOMENTO (Ton.m)

Figura 34: Diagrama de momento Camión Militar, L=17.50m



CORTANTE (Ton)

Figura 35: Diagrama de cortante Camión Militar, L=17.50m

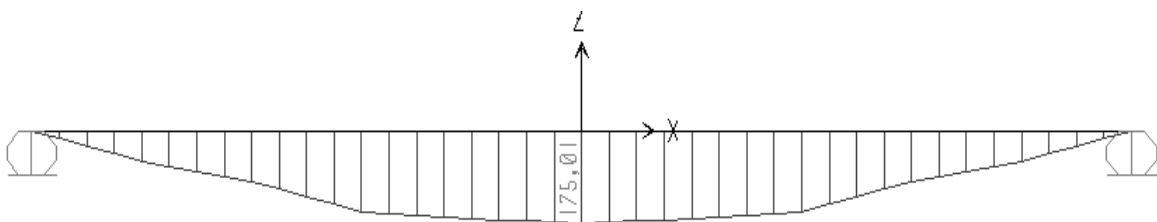


4.2.2.3 CAMIÓN HL-93 (AASHTO LRFD 2014)

La viga simplemente apoyada de 17.50 metros de longitud es considerada como si no tuviera peso propio, se coloca el camión HL-93 sin factor de impacto, ya que por defecto en el SAP viene ya multiplicado por su valor de carga dinámica vehicular (1.33):

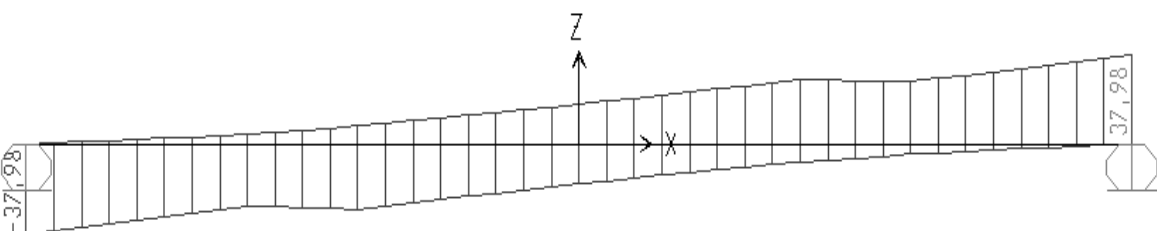
MOMENTO (Ton.m)

Figura 36: Diagrama de momento Camión HL-93+Carril, L=17.50m



CORTANTE (Ton)

Figura 37: Diagrama de cortante Camión HL-93+Carril, L=17.50m

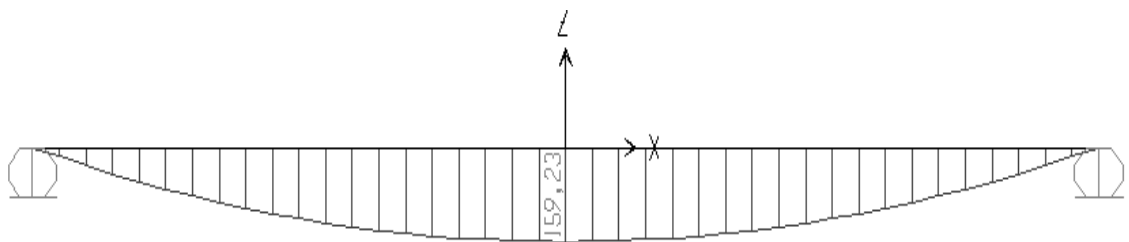


4.2.2.4 TÁNDEM HL-93 (AASHTO LRFD 2014)

La viga simplemente apoyada de 17.50 metros de longitud es considerada como si no tuviera peso propio, se coloca el tándem HL-93 sin factor de impacto, ya que por defecto en el SAP viene ya multiplicado por su valor de carga dinámica vehicular (1.33):

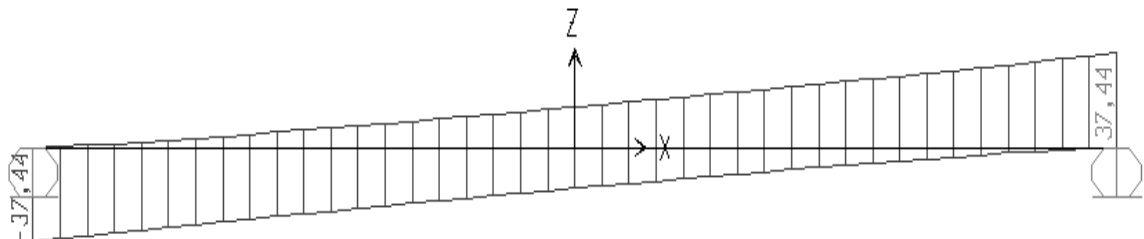
MOMENTO (Ton.m)

Figura 38: Diagrama de momento Tándem HL-93+Carril, L=17.50m



CORTANTE (Ton)

Figura 39: Diagrama de cortante Tándem HL-93+Carril, L=17.50m



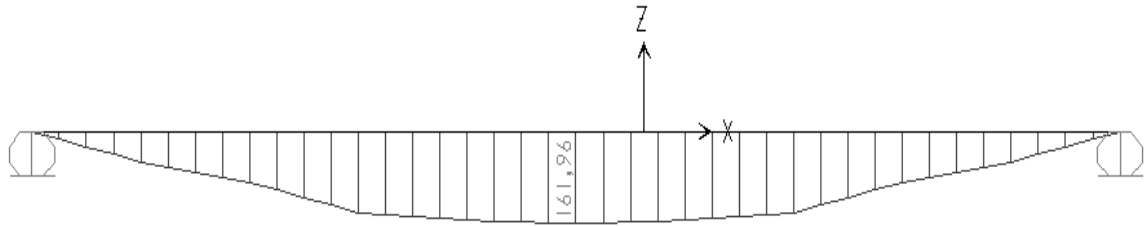
4.2.3 CARGAS VIVAS EN VIGA DE 20.00M

4.2.3.1 CAMIÓN HS 20-44 (AASHTO STANDARD 2002)

La viga simplemente apoyada de 20.00 metros de longitud es considerada como si no tuviera peso propio, se coloca el camión HS 20-44 y se multiplica por su factor de impacto (1.30):

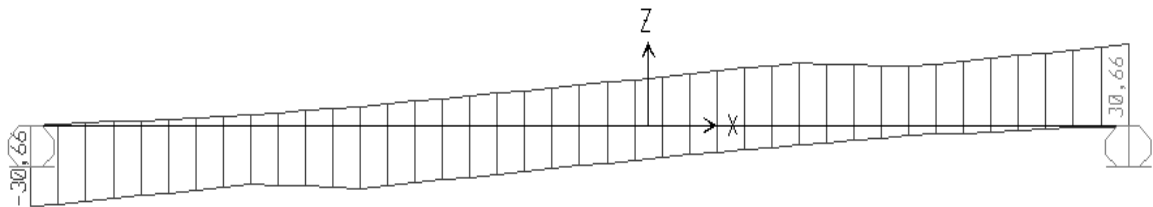
MOMENTO (Ton.m)

Figura 40: Diagrama de momento Camión HS 20-44, L=20.00m



CORTANTE (Ton)

Figura 41: Diagrama de cortante Camión HS 20-44, L=20.00m

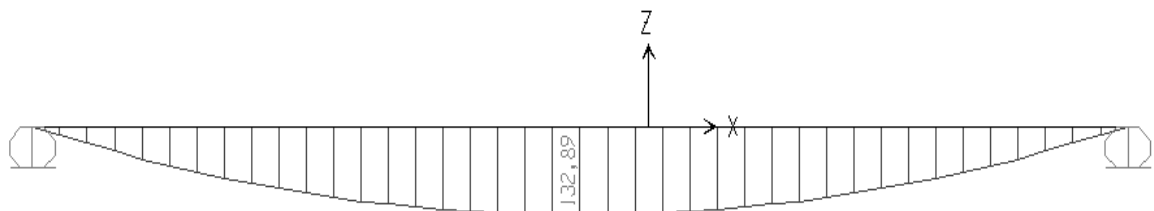


4.2.3.2 CAMIÓN MILITAR (AASHTO STANDARD 2002)

La viga simplemente apoyada de 20.00 metros de longitud es considerada como si no tuviera peso propio, se coloca el camión militar y se multiplica por su factor de impacto (1.30):

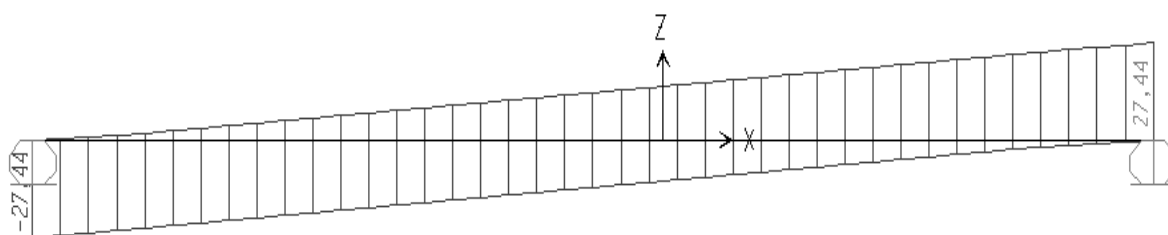
MOMENTO (Ton.m)

Figura 42: Diagrama de momento Camión Militar, L=20.00m



CORTANTE (Ton)

Figura 43: Diagrama de cortante Camión Militar, L=20.00m

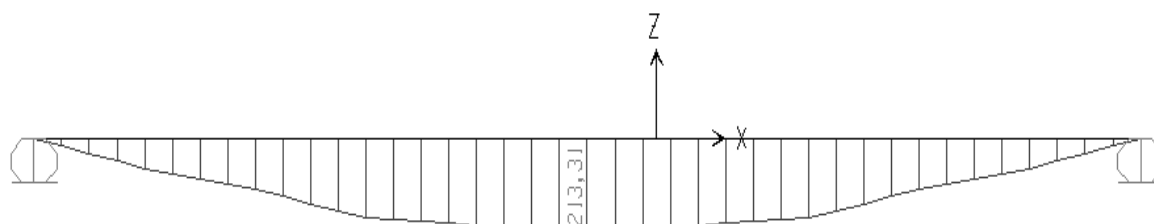


4.2.3.3 CAMIÓN HL-93 (AASHTO LRFD 2014)

La viga simplemente apoyada de 20.00 metros de longitud es considerada como si no tuviera peso propio, se coloca el camión HL-93 sin factor de impacto, ya que por defecto en el SAP viene ya multiplicado por su valor de carga dinámica vehicular (1.33):

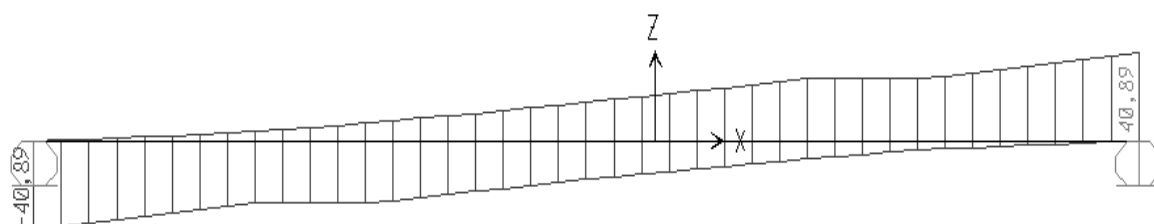
MOMENTO (Ton.m)

Figura 44: Diagrama de momento Camión HL-93+Carril, L=20.00m



CORTANTE (Ton)

Figura 45: Diagrama de cortante Camión HL-93+Carril, L=20.00m

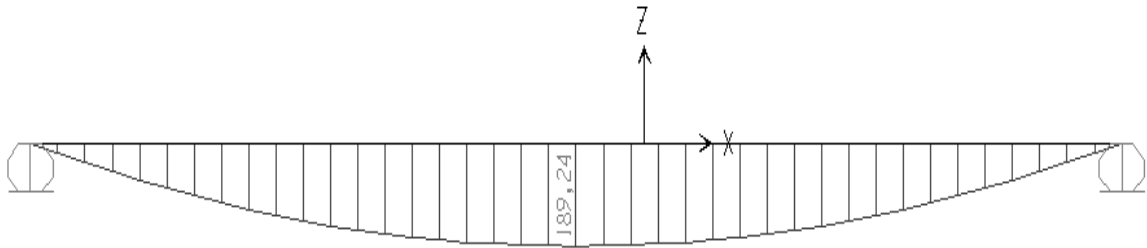


4.2.3.4 TÁNDEM HL-93 (AASHTO LRFD 2014)

La viga simplemente apoyada de 20.00 metros de longitud es considerada como si no tuviera peso propio, se coloca el tándem HL-93 sin factor de impacto, ya que por defecto en el SAP viene ya multiplicado por su valor de carga dinámica vehicular (1.33):

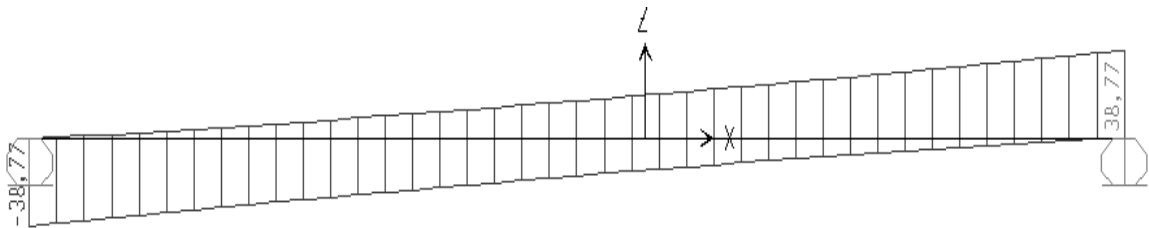
MOMENTO (Ton.m)

Figura 46: Diagrama de momento Tándem HL-93+Carril, L=20.00m



CORTANTE (Ton)

Figura 47: Diagrama de cortante Tándem HL-93+Carril, L=20.00m



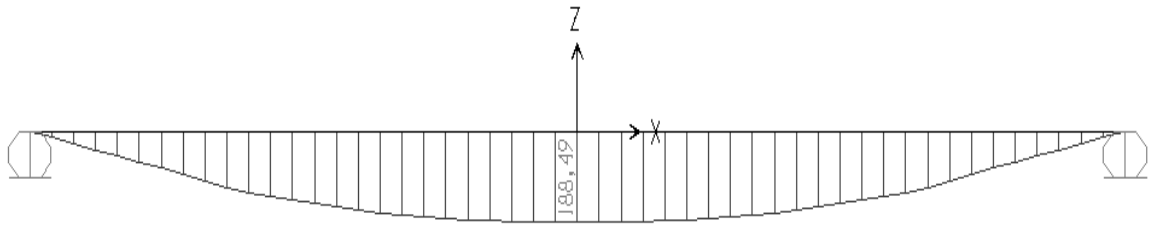
4.2.4 CARGAS VIVAS EN VIGA DE 22.50M

4.2.4.1 CAMIÓN HS 20-44 (AASHTO STANDARD 2002)

La viga simplemente apoyada de 22.50 metros de longitud es considerada como si no tuviera peso propio, se coloca el camión HS 20-44 y se multiplica por su factor de impacto (1.30):

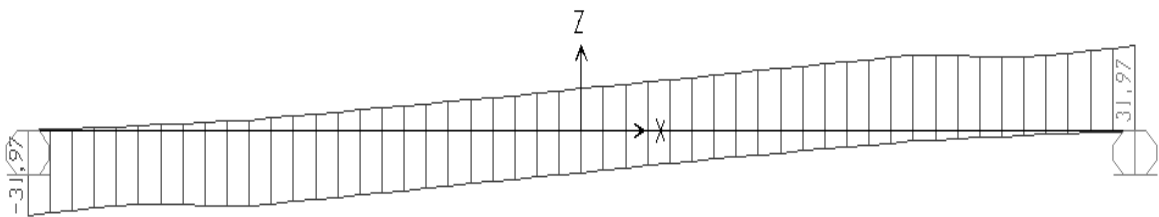
MOMENTO (Ton.m)

Figura 48: Diagrama de momento Camión HS 20-44, L=22.50m



CORTANTE (Ton)

Figura 49: Diagrama de cortante Camión HS 20-44, L=22.50m

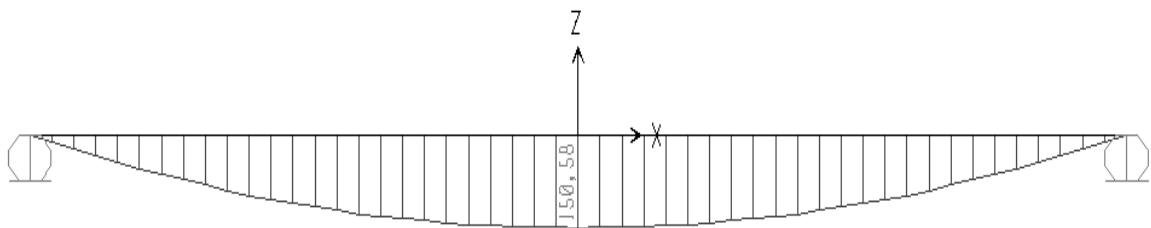


4.2.4.2 CAMIÓN MILITAR (AASHTO STANDARD 2002)

La viga simplemente apoyada de 22.50 metros de longitud es considerada como si no tuviera peso propio, se coloca el camión militar y se multiplica por su factor de impacto (1.30):

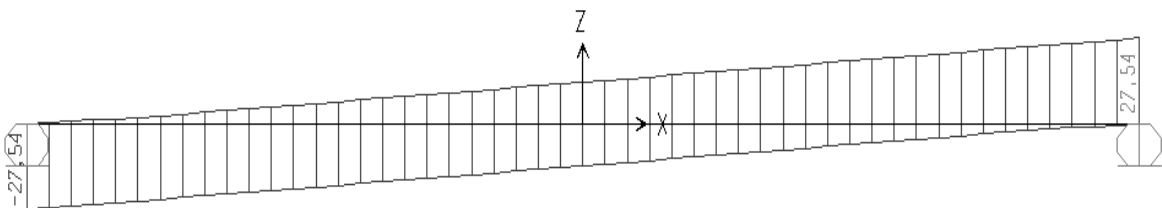
MOMENTO (Ton.m)

Figura 50: Diagrama de momento Camión Militar, L=22.50m



CORTANTE (Ton)

Figura 51: Diagrama de cortante Camión Militar, L=22.50m

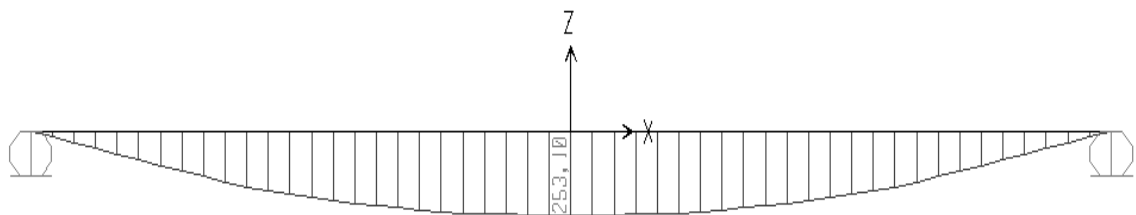


4.2.4.3 CAMIÓN HL-93 (AASHTO LRFD 2014)

La viga simplemente apoyada de 22.50 metros de longitud es considerada como si no tuviera peso propio, se coloca el camión HL-93 sin factor de impacto, ya que por defecto en el SAP viene ya multiplicado por su valor de carga dinámica vehicular (1.33):

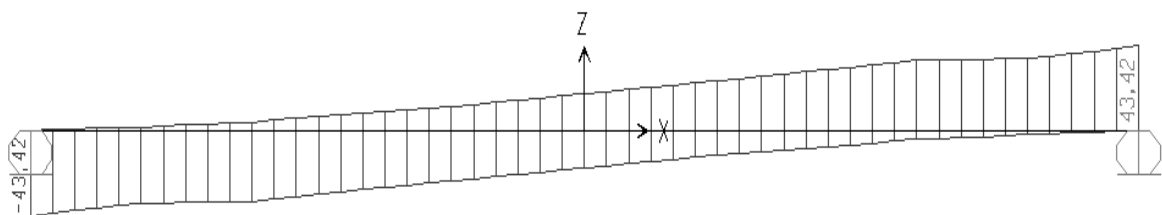
MOMENTO (Ton.m)

Figura 52: Diagrama de momento Camión HL-93+Carril, L=22.50m



CORTANTE (Ton)

Figura 53: Diagrama de cortante Camión HL-93+Carril, L=22.50m

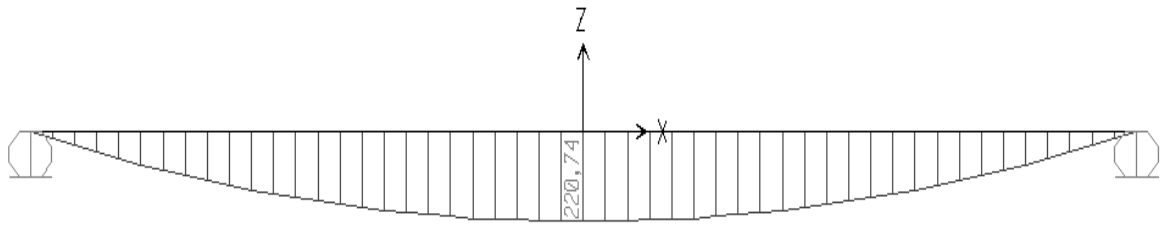


4.2.4.4 TÁNDEM HL-93 (AASHTO LRFD 2014)

La viga simplemente apoyada de 22.50 metros de longitud es considerada como si no tuviera peso propio, se coloca el tándem HL-93 sin factor de impacto, ya que por defecto en el SAP viene ya multiplicado por su valor de carga dinámica vehicular (1.33):

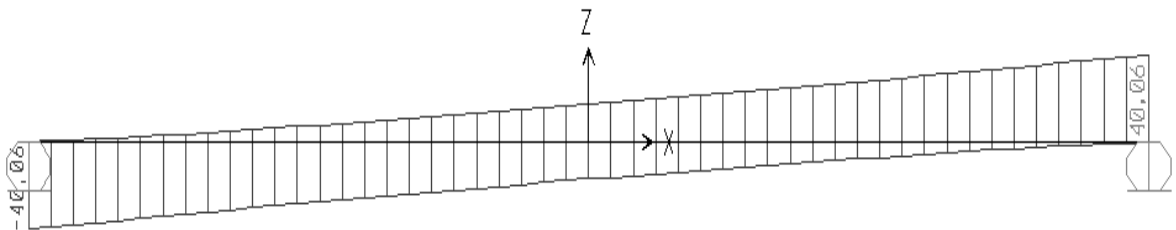
MOMENTO (Ton.m)

Figura 54: Diagrama de momento Tándem HL-93+Carril, L=22.50m



CORTANTE (Ton)

Figura 55: Diagrama de cortante Tándem HL-93+Carril, L=22.50m



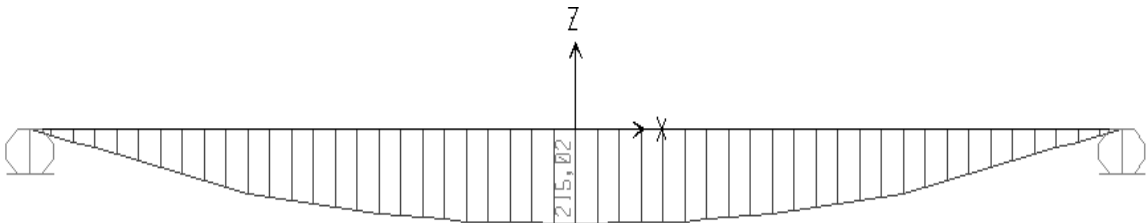
4.2.5 CARGAS VIVAS EN VIGA DE 25.00M

4.2.5.1 CAMIÓN HS 20-44 (AASHTO STANDARD 2002)

La viga simplemente apoyada de 25.00 metros de longitud es considerada como si no tuviera peso propio, se coloca el camión HS 20-44 y se multiplica por su factor de impacto (1.30):

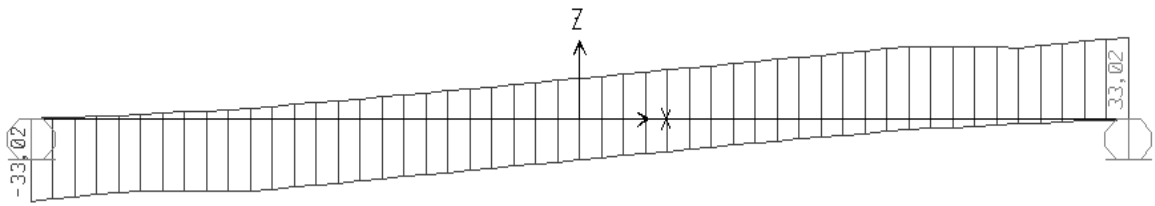
MOMENTO (Ton.m)

Figura 56: Diagrama de momento Camión HS 20-44, L=25.00m



CORTANTE (Ton)

Figura 57: Diagrama de cortante Camión HS 20-44, L=25.00m

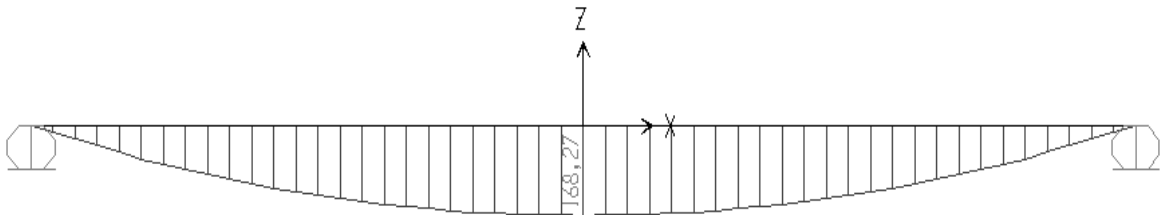


4.2.5.2 CAMIÓN MILITAR (AASHTO STANDARD 2002)

La viga simplemente apoyada de 25.00 metros de longitud es considerada como si no tuviera peso propio, se coloca el camión militar y se multiplica por su factor de impacto (1.30):

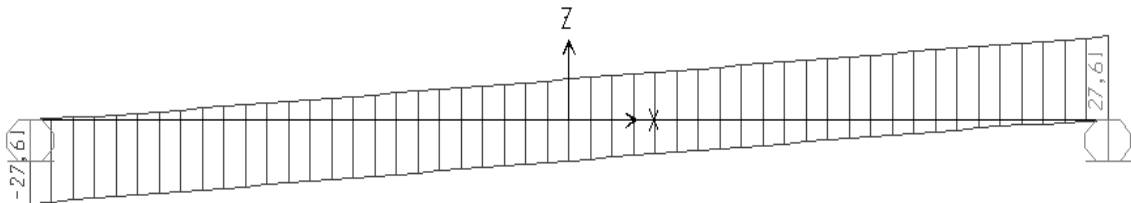
MOMENTO (Ton.m)

Figura 58: Diagrama de momento Camión Militar, L=25.00m



CORTANTE (Ton)

Figura 59: Diagrama de cortante Camión Militar, L=25.00m



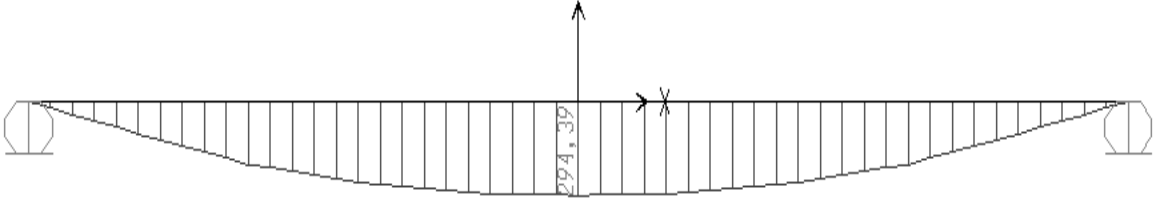
4.2.5.3 CAMIÓN HL-93 (AASHTO LRFD 2014)

La viga simplemente apoyada de 25.00 metros de longitud es considerada como si no tuviera peso propio, se coloca el camión HL-93 sin factor de impacto, ya que

por defecto en el SAP viene ya multiplicado por su valor de carga dinámica vehicular (1.33):

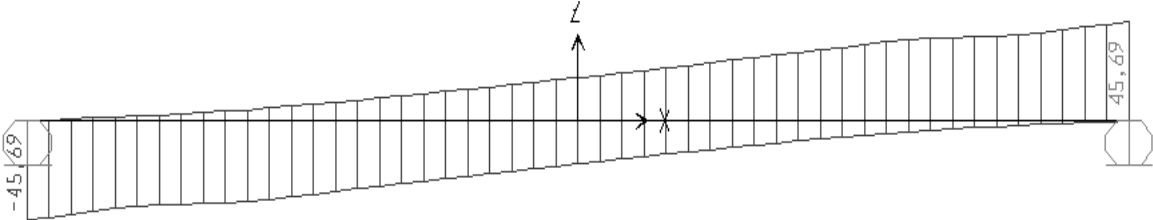
MOMENTO (Ton.m)

Figura 60: Diagrama de momento Camión HL-93+Carril, L=25.00m



CORTANTE (Ton)

Figura 61: Diagrama de cortante Camión HL-93+Carril, L=25.00m

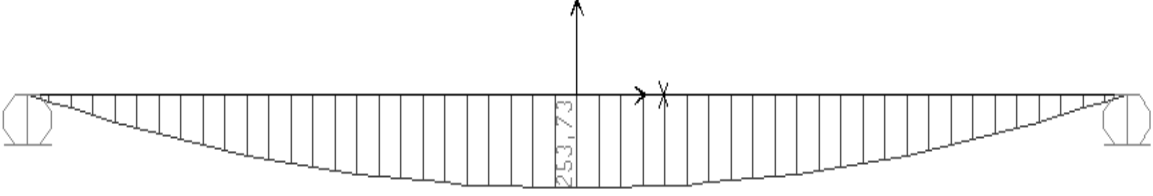


4.2.5.4 TÁNDEM HL-93 (AASHTO LRFD 2014)

La viga simplemente apoyada de 25.00 metros de longitud es considerada como si no tuviera peso propio, se coloca el tándem HL-93 sin factor de impacto, ya que por defecto en el SAP viene ya multiplicado por su valor de carga dinámica vehicular (1.33):

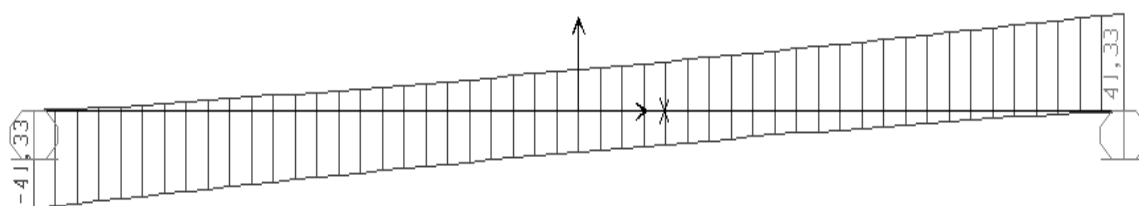
MOMENTO (Ton.m)

Figura 62: Diagrama de momento Tándem HL-93+Carril, L=25.00m



CORTANTE (Ton)

Figura 63: Diagrama de cortante Tándem HL-93+Carril, L=25.00m



4.2.3 CÁLCULO MANUAL DE CARGAS VIVAS

En las siguientes tablas se pueden encontrar los cálculos manuales de momentos y cortantes con las formulas y especificaciones de AASHTO STANDARD y AAHSTO LRFD, en los que se denota que salen muy aproximados a los que fueron calculados con el programa SAP 2000, por lo tanto, quedan validados:

4.2.3.1 CÁLCULO SEGÚN AASHTO STANDARD 2002

Tabla 18: Calculo de momento máximo con Camión HS 20-44, STANDARD

HS 20 -44 (CAMION)								
	P1	3,63 Tn		8,00 Kips				
	P2	14,51 Tn		32,00 Kips				
	q	0,000						
	x	1,422						
L (m)	R2 (CT)	R1 (CT)	R2 (CP)	R1 (CP)	M (CP)	M (CR)	M (T)	M(T)+Imp=1.30M(T)
15,0	17,88	14,78	17,88	14,78	84,86	0,00	84,86	110,32
17,5	17,66	15,00	17,66	15,00	105,11	0,00	105,11	136,65
20,0	17,49	15,17	17,49	15,17	125,41	0,00	125,41	163,03
22,5	17,36	15,30	17,36	15,30	145,73	0,00	145,73	189,45
25,0	17,26	15,40	17,26	15,40	166,07	0,00	166,07	215,89

(Ponce Vasquez, 2017)

Tabla 19: Calculo de momento máximo con Camión Militar, STANDARD

Camión Militar (TANDEM)							
	P1	10,89		24,00 Kips			
	P2	10,89		24,00 Kips			
	q	0,000					
		0,000					
L (m)	R2	R1	M (CP)	M (CR)	M (T)	M(T)+Imp=1.30M(T)	
15,0	10,89	10,89	75,01	0,00	75,01	97,51	
17,5	10,89	10,89	88,62	0,00	88,62	115,20	
20,0	10,89	10,89	102,23	0,00	102,23	132,89	
22,5	10,89	10,89	115,83	0,00	115,83	150,58	

25,0	10,89	10,89	129,44	0,00	129,44	168,27
------	-------	-------	--------	------	--------	--------

(Ponce Vasquez, 2017)

4.2.3.2 CÁLCULO SEGÚN AASHTO LRFD 2014

Tabla 20: Calculo de momento máximo con Camión HL-93 + Carril, LRFD

HL-93 (TRUCK + LINE)							
	P1	4,83 Tn		10,64 Kips			(Incl Imp 1.33%)
	P2	19,30 Tn		42,56 Kips			
	q	0,952					
	x	1,422					
L (m)	R2 (CT)	R1 (CT)	R2 (CP)	R1 (CP)	M (CP)	M (CR)	M (T)
15,0	30,92	26,80	23,78	19,66	112,86	26,79	139,65
17,5	31,82	28,29	23,48	19,95	139,80	36,46	176,26
20,0	32,79	29,70	23,26	20,17	166,79	47,62	214,41
22,5	33,81	31,06	23,09	20,35	193,82	60,27	254,09
25,0	34,86	32,39	22,95	20,48	220,87	74,41	295,28

(Ponce Vasquez, 2017)

Tabla 21: Calculo de momento máximo con Tándem HL-93 + Carril, LRFD

HL-93 (TANDEM + LINE)					
P1	15,08			33,25 Kips	
P2	15,08			33,25 Kips	
q	0,952			(Incl Imp 1.33%)	
	0,000				
R2	R1	M (CP)	M (CR)	M (T)	
22,23	22,23	103,92	26,79	130,71	
23,42	23,42	122,77	36,46	159,23	
24,61	24,61	141,63	47,62	189,25	
25,80	25,80	160,48	60,27	220,75	
26,99	26,99	179,33	74,41	253,74	

(Ponce Vasquez, 2017)

4.2.4 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN AASHTO STANDARD 2002

Según las ecuaciones para calcular los factores de distribución (ver tabla 4) para la norma AASHTO STANDARD, obtenemos los siguientes resultados:

Tabla 22: Factor de distribución para momento y cortante, STANDARD

MOMENTO Y CORTANTE			
S (m)	S (ft)	1 CARRIL S/7,0	DOS O MAS CARRILES S/5,0
2,60	8,530	1,219	1,551

(Ponce Vasquez, 2017)

4.2.5 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN AASHTO LRFD 2014

Según las ecuaciones para calcular los factores de distribución (ver tabla 13 a tabla 16) para la norma AASHTO LRFD, obtenemos los siguientes resultados:

Tabla 23: Factor de distribución para momento y cortante, LRFD

							CORTANTE		MOMENTO	
S (m)	S (ft)	L (m)	L (ft)	Kg	ts (cm)	ts (in)	1 CARRIL	2 O MAS CARRILES	1 CARRIL	2 O MAS CARRILES
2,6	8,530	15	49,213	1615494,8	18,000	7,087	0,701	0,851	0,6545	0,8846
2,6	8,530	17,5	57,415	1615494,8	18,000	7,087	0,701	0,851	0,6190	0,8480
2,6	8,530	20	65,617	1615494,8	18,000	7,087	0,701	0,851	0,5899	0,8177
2,6	8,530	22,5	73,819	1615494,8	18,000	7,087	0,701	0,851	0,5655	0,7919
2,6	8,530	25	82,021	1615494,8	18,000	7,087	0,701	0,851	0,5447	0,7696

Ecuación 10: Parámetro de rigidez longitudinal

- $Kg = n (I + Ae_s^2)$

(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 4.32)

Ecuación 11: Relación entre módulo de elasticidad de la losa y de la viga

- $n = \frac{Eb}{Ed} ; n = \frac{3604.99}{3604.99} ; n = 1$

(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 4.32)

- $I = 398435.1 \text{ in}^4$

- $A = 685.87 \text{ in}^2$

Se usa la Inercia y el Área de la viga que se obtiene del SAP 2000 (ver figura 64).

Figura 64: Inercia y área de la viga presforzada según SAP 2000

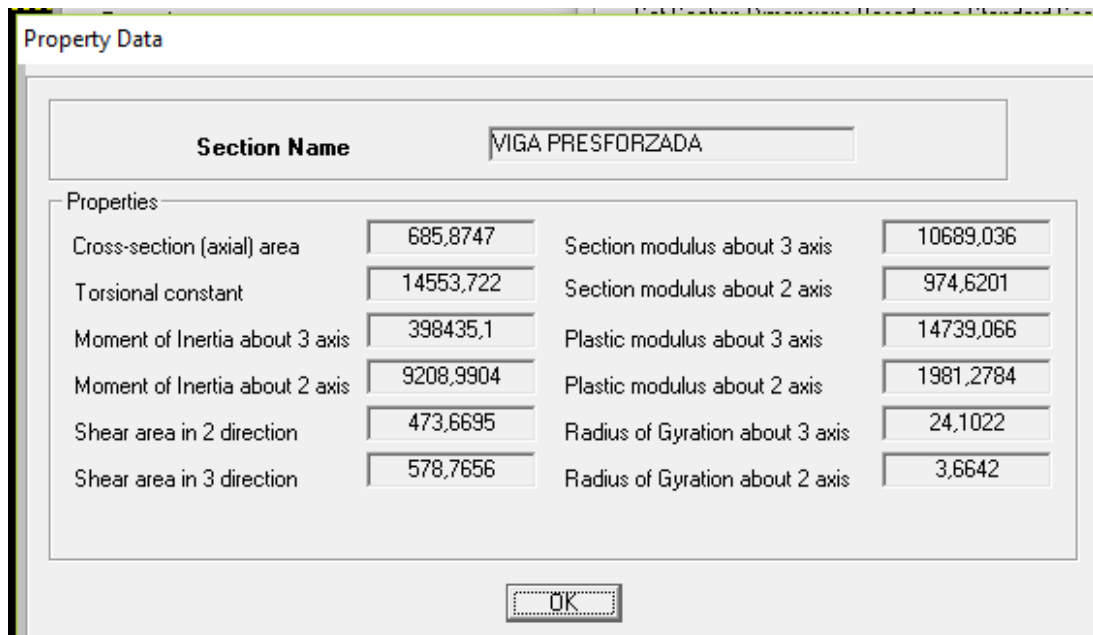


Figura 65: Distancia entre centro de gravedad de la viga y de la losa

- $e_g = Cg_{viga} + Cg_{tablero} ; e_g = 38.58 + 3.54 ; e_g = 42.13 \text{ in}$
(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 4.32)

Donde:

e_g = Distancia entre los centros de gravedad de la viga y el tablero (in)

4.3 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Las siguientes tablas muestran los valores obtenidos para momentos y cortantes máximos (incl. Impacto y factor de distribución) en las diferentes longitudes de vigas para ambas normas:

Tabla 24: Tabla comparativa de momentos por carga viva para vigas entre 15 y 25m.

MOMENTO				
15,00M				
NORMA	CARGA VIVA	Mmax	FACTOR DISTRIB.	MOMENTO VIGA
ASD	HS 20-44	104,53 Ton.m	1,551	162,12 Ton.m
	CAMIÓN MILITAR	97,51 Ton.m	1,551	151,23 Ton.m

LRFD	CAMIÓN + CARRIL	132,66 Ton.m	0,885	117,35 Ton.m
	TÁNDEM + CARRIL	130,71 Ton.m	0,885	115,63 Ton.m

17,50M				
NORMA	CARGA VIVA	Mmax	FACTOR DISTRIB.	MOMENTO VIGA
ASD	HS 20-44	135,42 Ton.m	1,551	210,03 Ton.m
	CAMIÓN MILITAR	115,20 Ton.m	1,551	178,67 Ton.m
LRFD	CAMIÓN + CARRIL	175,01 Ton.m	0,848	148,42 Ton.m
	TÁNDEM + CARRIL	159,23 Ton.m	0,848	135,03 Ton.m

20,00M				
NORMA	CARGA VIVA	Mmax	FACTOR DISTRIB.	MOMENTO VIGA
ASD	HS 20-44	161,96 Ton.m	1,551	251,19 Ton.m
	CAMIÓN MILITAR	132,89 Ton.m	1,551	206,10 Ton.m
LRFD	CAMIÓN + CARRIL	213,31 Ton.m	0,818	174,42 Ton.m
	TÁNDEM + CARRIL	189,24 Ton.m	0,818	154,74 Ton.m

22,50M				
NORMA	CARGA VIVA	Mmax	FACTOR DISTRIB.	MOMENTO VIGA
ASD	HS 20-44	188,49 Ton.m	1,551	292,34 Ton.m
	CAMIÓN MILITAR	150,58 Ton.m	1,551	233,54 Ton.m
LRFD	CAMIÓN + CARRIL	253,10 Ton.m	0,792	200,43 Ton.m
	TÁNDEM + CARRIL	220,74 Ton.m	0,792	174,81 Ton.m

25,00M				
NORMA	CARGA VIVA	Mmax	FACTOR DISTRIB.	MOMENTO VIGA
ASD	HS 20-44	215,02 Ton.m	1,551	333,48 Ton.m
	CAMIÓN MILITAR	168,27 Ton.m	1,551	260,98 Ton.m
LRFD	CAMIÓN + CARRIL	294,39 Ton.m	0,770	226,56 Ton.m
	TÁNDEM + CARRIL	253,73 Ton.m	0,770	195,27 Ton.m

En la tabla anterior se puede ver claramente como se ve afectado, el momento máximo siempre fue más alto en la combinación CAMIÓN+CARRIL de LRFD, pero al multiplicarlos por el coeficiente de distribución el momento máximo terminó siendo el del camión HS 20-44 de ASD. De todas maneras, al multiplicarlos después por los factores de carga y resistencia, tendremos otros resultados.

Tabla 25: Tabla comparativa de cortantes por carga viva para vigas entre 15 y 25m.

CORTANTE

15,00M				
NORMA	CARGA VIVA	Vmax	FACTOR DISTRIB.	CORTANTE VIGA
ASD	HS 20-44	26,73 Ton	1,551	41,46 Ton
	CAMIÓN MILITAR	27,15 Ton	1,551	42,11 Ton
LRFD	CAMIÓN + CARRIL	34,49 Ton	0,851	29,35 Ton
	TÁNDEM + CARRIL	36,08 Ton	0,851	30,70 Ton

17,50M				
NORMA	CARGA VIVA	Vmax	FACTOR DISTRIB.	CORTANTE VIGA
ASD	HS 20-44	28,98 Ton	1,551	44,95 Ton
	CAMIÓN MILITAR	27,32 Ton	1,551	42,37 Ton
LRFD	CAMIÓN + CARRIL	37,98 Ton	0,851	32,32 Ton
	TÁNDEM + CARRIL	37,44 Ton	0,851	31,86 Ton

20,00M				
NORMA	CARGA VIVA	Vmax	FACTOR DISTRIB.	CORTANTE VIGA
ASD	HS 20-44	30,66 Ton	1,551	47,55 Ton
	CAMIÓN MILITAR	27,44 Ton	1,551	42,56 Ton
LRFD	CAMIÓN + CARRIL	40,89 Ton	0,851	34,80 Ton
	TÁNDEM + CARRIL	38,77 Ton	0,851	32,99 Ton

22,50M				
NORMA	CARGA VIVA	Vmax	FACTOR DISTRIB.	CORTANTE VIGA
ASD	HS 20-44	31,97 Ton	1,551	49,58 Ton
	CAMION MILITAR	27,54 Ton	1,551	42,71 Ton
LRFD	CAMION + CARRIL	43,42 Ton	0,851	36,95 Ton
	TANDEM + CARRIL	40,06 Ton	0,851	34,09 Ton

25,00M				
NORMA	CARGA VIVA	Vmax	FACTOR DISTRIB.	CORTANTE VIGA
ASD	HS 20-44	33,02 Ton	1,551	51,21 Ton
	CAMIÓN MILITAR	27,61 Ton	1,551	42,82 Ton

LRFD	CAMIÓN + CARRIL	45,69 Ton	0,851	38,88 Ton
	TÁNDEM + CARRIL	41,33 Ton	0,851	35,17 Ton

En la tabla anterior se puede ver claramente como se ve afectado, el cortante máximo siempre fue más alto en la combinación CAMIÓN+CARRIL de LRFD, pero al multiplicarlos por el coeficiente de distribución el cortante máximo terminó siendo el del camión HS 20-44 de ASD. De todas maneras, al multiplicarlos después por los factores de carga y resistencia, tendremos otros resultados.

De esta manera queda comprobado que para ASD siempre se debe usar el CAMIÓN HS 20-44 como dice en la norma y para LRFD, la combinación Camión + Carril; ambas son las más críticas, por lo tanto controlan sobre las otras.

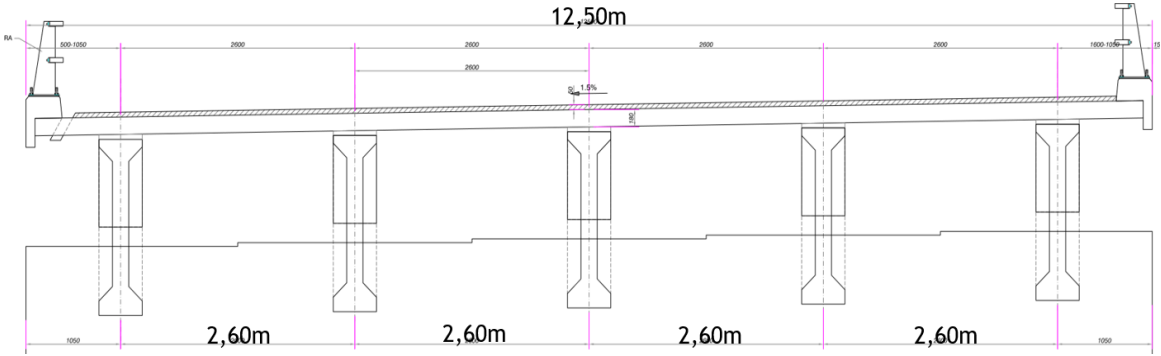
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS A FLEXIÓN Y CORTANTE DE VIGA DE HORMIGÓN PRESFORZADO L = 20 METROS CON CARGAS VIVAS Y CARGAS MUERTAS EN AMBAS NORMAS.

5.1 CÁLCULO EN SAP 2000 DE REACCIONES EN LAS VIGAS EN UNA SECCIÓN TRANSVERSAL

La sección transversal del tablero comprende 5 vigas, con un tablero de 12.50m de ancho y 0.18m de espesor.

Tiene barreras y postes en sus extremos, una carpeta asfáltica de 11.45m con 0.05m de espesor y la distancia entre vigas es de 2.60m (ver figura 66).

Figura 66: Sección transversal del tablero del Intercambiador Terminal Terrestre - Pascuales

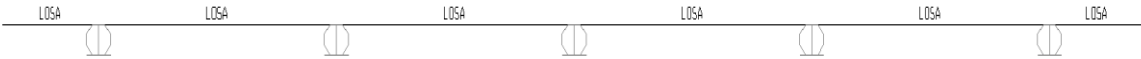


(M.I. Municipalidad de Guayaquil, 2008)

Con los datos del plano, se usa el programa SAP 2000 para analizar la sección transversal del tablero, tener una carga actuante por carga de losa y carga de asfalto + baranda y postes (SDL) por 1 metro de ancho.

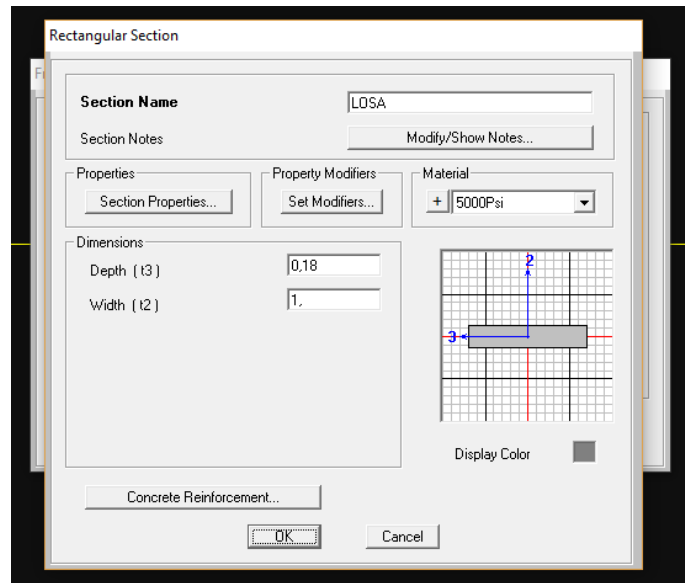
En el modelo, queda de la siguiente manera:

Figura 67: Sección transversal del tablero en SAP 2000



La losa tiene las siguientes características:

Figura 68: Dimensiones de la losa en análisis transversal SAP 2000



Se calcula la carga distribuida de asfalto por 1m de ancho:

Ecuación 12: Calculo de la carga de asfalto

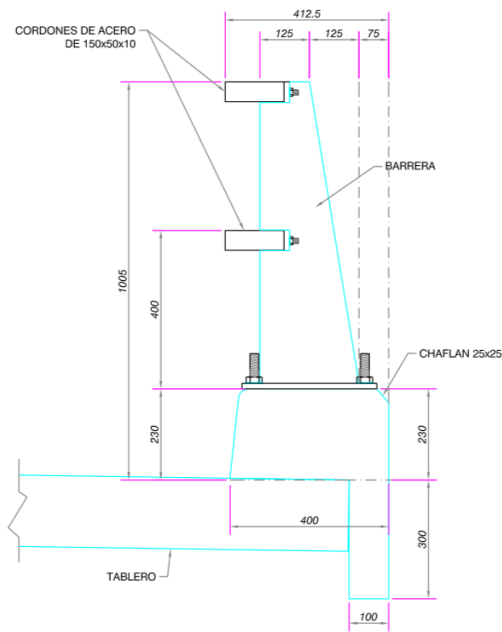
$$(a) * (esp) * (22.55 \frac{KN}{m^3})$$

$$(1m) * (0.05m) * (22.55 \frac{KN}{m^3})$$

$$1.13 \frac{KN}{m}$$

Se calcula la carga distribuida de baranda en los extremos según la sección:

Figura 69: Sección de baranda



(M.I. Municipalidad de Guayaquil, 2008)

Ecuación 13: Calculo de carga de baranda

$$[(a1) * (b1)] + [(a1) * (b1)] + [(a1) * (b1)] * (23.54 \frac{KN}{m^3})$$

$$[(0.78) * (0.19)] + [(0.40) * (0.23)] + [(0.30) * (0.10)] * (23.54 \frac{KN}{m^3})$$

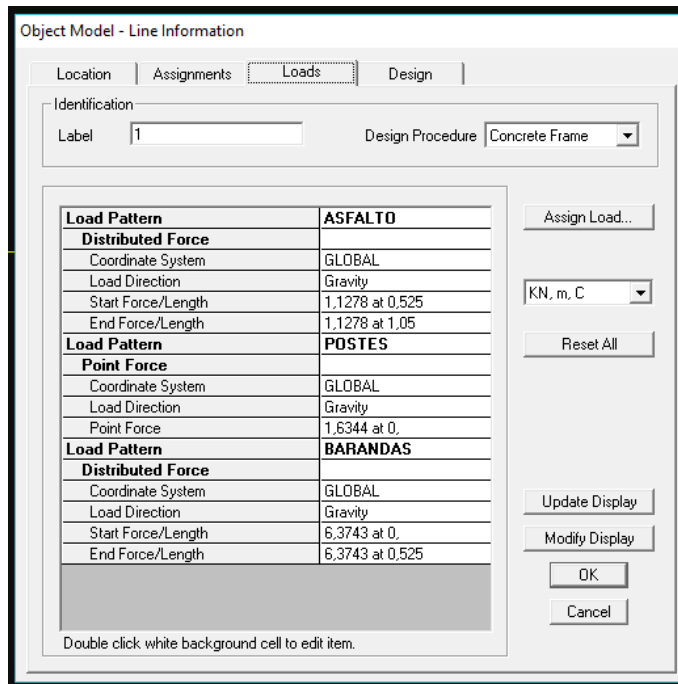
$$6.37 \frac{KN}{m^3}$$

También, se consideró una carga puntual por poste de $4.90 \frac{KN}{m^3}$ dividida entre 3 porque en el ancho de 1 metro que se está considerando no va a haber 1 solo poste.

$$1.63 \frac{KN}{m^3}$$

En el SAP, se ingresan las cargas antes calculadas como se muestra a continuación:

Figura 70: Cargas aplicadas a la sección transversal, SAP2000



De las 5 vigas que conforman el tablero, se tiene que escoger la que mayor carga va a recibir de la combinación entre losa, asfalto, barandas y postes; para poder ingresarla al análisis longitudinal que se hará a continuación.

Las vigas exteriores tendrán mucha carga muerta por las barandas y los postes, pero no van a recibir mayor carga por losa, asfalto y carril cargado. Por tanto, la viga central va a ser la más crítica.

A continuación las reacciones en las vigas por la carga de losa:

Viga central = 11.01 KN

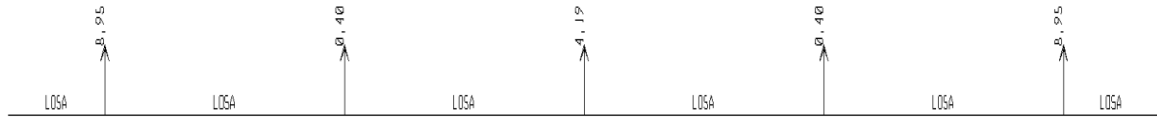
Figura 71: Reacción en la viga central debido a la losa, sección transversal SAP 2000



Ahora se muestran las reacciones por la carga de asfalto, barandas y postes (SDL):

Viga central = 4.19 KN

Figura 72: Reacción en la viga central debido a asfalto, baranda y postes, sección transversal SAP 2000



Sumando las dos anteriores obtenemos la reacción transversal total en la viga central:

Viga central = 15.20 KN

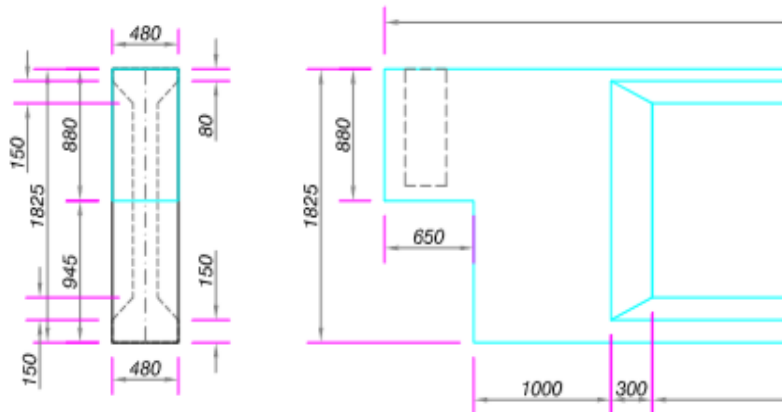
Figura 73: Reacción en la viga central debido a la losa, asfalto, baranda y postes, sección transversal SAP 2000



5.2 ANÁLISIS EN SAP 2000 DE LA VIGA EN SECCIÓN LONGITUDINAL PARA CALCULAR LA DEMANDA.

La viga tiene en ambos extremos una sección a la que se le va a llamar MACIZO (1.30m desde sus extremos), como se muestra en el plano:

Figura 74: Macizo y zona de transición de la viga presforzada



(M.I. Municipalidad de Guayaquil, 2008)

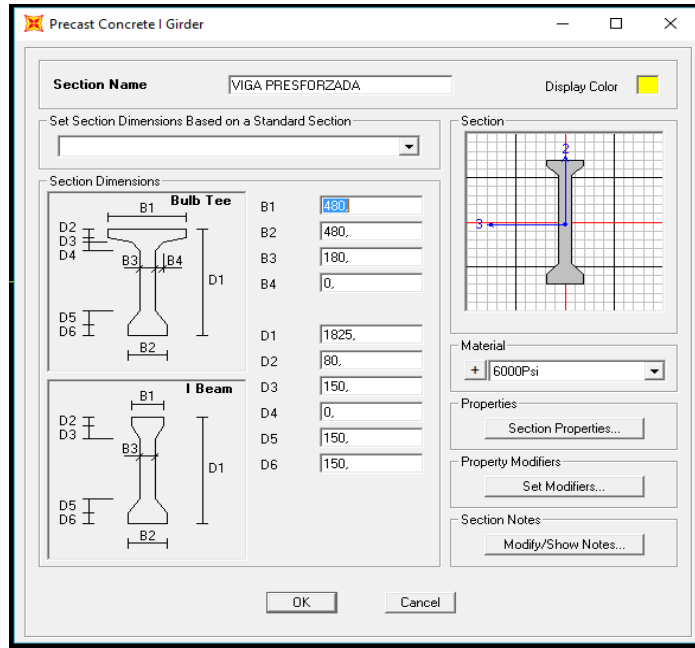
Y al resto de la viga se le llamará VIGA PRESFORZADA (17.40m), al modelar la viga de 20.00m en SAP 2000 obtenemos algo como esto:

Figura 75: Sección longitudinal de la viga presforzada



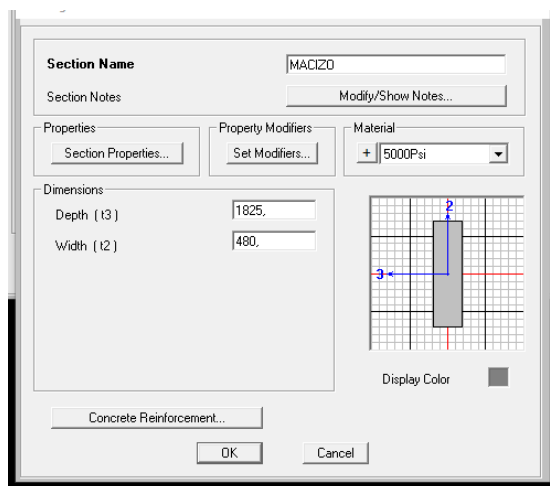
Donde VIGA PRESFORZADA tiene las siguientes dimensiones y características:

Figura 76: Dimensiones de la sección transversal de la viga en SAP 2000



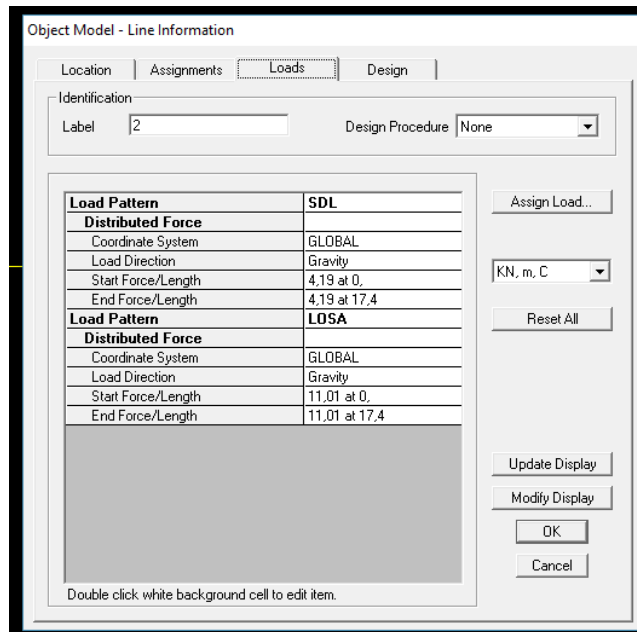
Y MACIZO las siguientes:

Figura 77: Dimensiones del macizo de la viga presforzada en SAP 2000



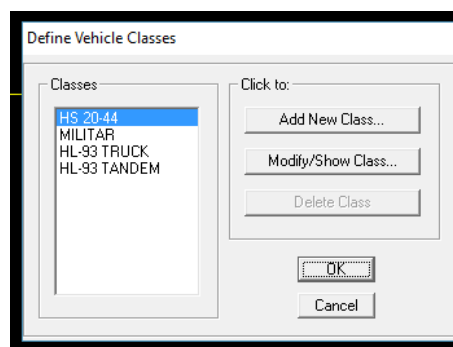
Se ingresa la reacción obtenida en el análisis de la sección transversal como carga distribuida en este modelo, a lo largo de toda la viga, pero en dos partes: a) SDL, b) LOSA.

Figura 78: Cargas sobre la sección longitudinal de la viga



Se ingresan también los camiones respectivos para cada norma: HS 20-44 y MILITAR para AASHTO STANDARD (se incluye factor de impacto) y Camión HL-93 y Tándem HL-93 para AASHTO LRFD (se incluye factor de carga dinámica vehicular).

Figura 79: Carga viva que actúa sobre la viga



Y se crean algunas combinaciones de carga que se irán utilizando y explicando en el transcurso del trabajo según se vaya requiriendo.

5.3 CÁLCULO MANUAL DE ESFUERZOS EN LA FIBRA SUPERIOR (f_t) E INFERIOR (f_b) DE LA VIGA. NORMA AASHTO STANDARD.

Figura 81: Sección transversal con torones de la viga presforzada

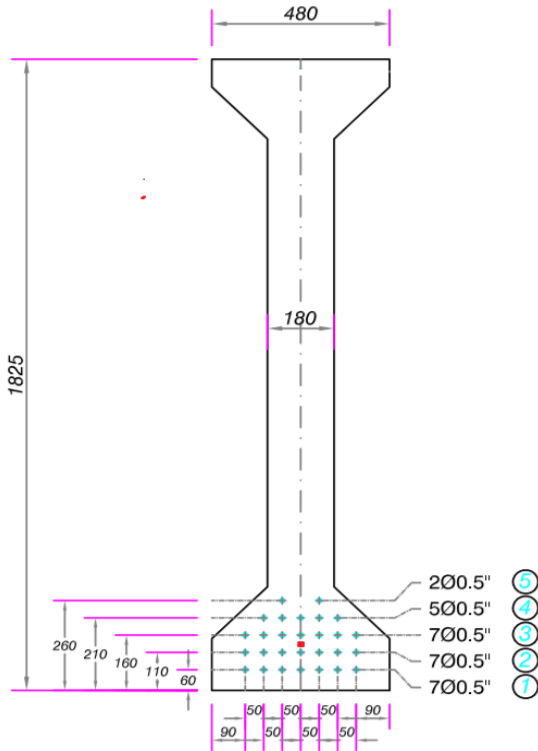


Figura 80: Notas generales del plano

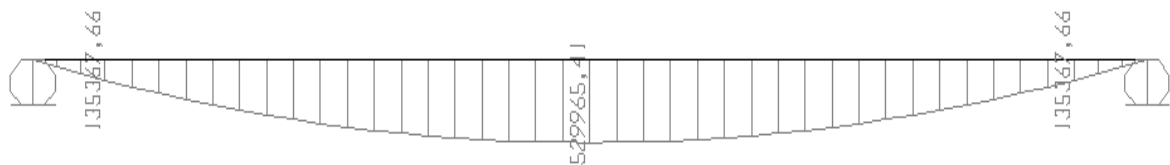
NOTAS GENERALES (VIGAS)	
1.-	LA CARA DEL PATIN SUPERIOR DE LAS VIGAS DEBE SER ASPERA, PARA LO CUAL POCO TIEMPO DESPUES DE INICIADO EL FRAGUADO, LA LECHADA DEBE SER REMOVIDA CON UN CEPILLO DE ALAMBRE.
2.-	LA APLICACION DE LA FUERZA DE PRETENSADO SE LO HARA CUANDO EL CONCRETO HAYA ALCANZADO SU RESISTENCIA A LA RUPTURA O SEA $f_c = 336 \text{ Kg/cm}^2$ (80% DE 420 Kg/cm^2).
3.-	APOYO EN LAS VIGAS; PARA EL DISEÑO DE LAS PLACAS DE APOYO SE ELIGE UN SISTEMA REFERENCIAL CON DUREZA SHORE 60.
4.-	LAS VIGAS DEBEN SER IZADAS POR MEDIO DE LOS DISPOSITIVOS INDICADOS, Y COLOCADOS EN SUS ZONAS EXTREMAS.
5.-	EL ACERO DE REFUERZO ESTARA LIMPIO Y LIBRE DE OXIDACION EXCESIVA.
6.-	EN LOS PRISMAS EXTREMOS SE REDUCIRA EL TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADOS A 12 mm. DEBIDO A LA CONGESTION DE LA ARMADURA.
7.-	FUERZA DE TENSADO INICIAL 419.10 Ton. FUERZA DE TENSADO FINAL 353.80 Ton.
8.-	LOS ESFUERZOS MAXIMOS ADMISIBLES EN EL CONCRETO SON: AASHTO/98-02 $f_c = 420 \text{ Kg/cm}^2$ EN LA TRANSFERENCIA: TENSION= Kg/cm ² COMPRESION= 210.00 Kg/cm ² EN SERVICIO: TENSION= Kg/cm ² COMPRESION= 168.00 Kg/cm ² .
9.-	EL ACERO DE ALTA RESISTENCIA Y BAJA RELAJACION EN FORMA DE ALAMBRE, CABLES DIAMETRO 12 mm. RESISTENCIA ULTIMA= 18.600 Kg/cm ² ESFUERZO INICIAL= 13.020 Kg/cm ²
10.-	LAS VIGAS DEBERAN SER PREFABRICADAS Y PRETENSADAS A SU MAXIMA CAPACIDAD ANTES DE COLOCARLAS EN SU SITIO.
11.-	SE HAN UTILIZADO LOS TIPOS DE CABLES DE DIAMETRO 0.5" (SWS #12), PUDIENDO APLICARSE CUALQUIER OTRO SIMILAR QUE CUMPLA LAS ESPECIFICACIONES Y DETALLES.
12.-	LAS PERDIDAS TOTALES EN LA FUERZA APLICADA ES DEL ORDEN DEL 15.6%.

(M.I. Municipalidad de Guayaquil, 2008)

FASE DE TRANSFERENCIA ($P_i + P_p$)

En esta etapa, se considera el momento causado por el peso propio de la viga (M_g).

Figura 82: Diagrama de momento por peso propio ASD



Cálculo de la fuerza de pretensado inicial

Ecuación 14: Fuerza de pretensado inicial

$$P_i = 0.7 * (f_{pu}) * (A_{torones})$$

$$P_i = 0.7 * \left(1860 \frac{N}{mm^2} \right) * (100mm^2) * (28)$$

$$P_i = 3645.60 \text{ KN}$$

Cálculo del esfuerzo en la fibra superior

Ecuación 15: Esfuerzo en la fibra superior (TRANSFERENCIA)

$$f_t = \frac{-P_i}{A_v} * \left(1 + \frac{(e) * (A_v)}{\frac{I_v}{y_t}} \right) + \frac{M_g}{\frac{I_v}{y_t}}$$

(Nawy, 2009, pág. 12)

$$f_t = \frac{-3645.60 \text{ KN}}{442500 \text{ mm}^2} * \left(1 + \frac{(845mm - 135mm) * (442500mm^2)}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{-980mm}} \right) + \frac{(1) * 529965.41 \text{ KN} \cdot \text{mm}}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{-980mm}}$$

$$f_t = -8.239 \times 10^{-3} \frac{KN}{mm^2} * (-0.857) - 0.0313 \frac{KN}{mm^2}$$

$$f_t = 0.00393 \frac{KN}{mm^2}; \mathbf{f_t = 3.93 \text{ MPa}}$$

Cálculo del esfuerzo en la fibra inferior

Ecuación 16: Esfuerzo en la fibra inferior (TRANSFERENCIA)

$$f_b = \frac{-P_i}{A_v} * \left(1 + \frac{(e) * (A_v)}{\frac{I_v}{y_b}} \right) + \frac{M_g}{\frac{I_v}{y_b}}$$

(Nawy, 2009, pág. 12)

$$f_b = \frac{-3645.60 \text{ KN}}{442500 \text{ mm}^2} * \left(1 + \frac{(845mm - 135mm) * (442500mm^2)}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{845mm}} \right) + \frac{(1) * 529965.41 \text{ KN} \cdot \text{mm}}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{845mm}}$$

$$f_b = -8.239 \times 10^{-3} \frac{KN}{mm^2} * (2.6012) - 2.70 \times 10^{-3} \frac{KN}{mm^2}$$

$$fb = -0.01873 \frac{KN}{mm^2}; fb = -18.73 MPa$$

Esfuerzos permitidos para la transferencia (AASHTO STANDARD A9.15.2.1)

Máximo esfuerzo de tracción

Ecuación 17: Esfuerzo permitido para tracción, STANDARD

(AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2002)

$$7.5\sqrt{f'c_i} ; 7.5\sqrt{0.8 * f'c} ; 7.5\sqrt{0.8 * (5973.80 \text{ psi})} ; 518.48 \text{ psi} ;$$

$$3.57 MPa$$

Máximo esfuerzo de compresión

Ecuación 18: Esfuerzo permitido para compresión, STANDARD

$$0.60 * (f'c_i) ; 0.60 * (0.8 * f'c) ; 0.60 * 0.8 * 5973.80 \text{ psi} ; 2867.42 \text{ psi}$$

$$; 19.77 MPa$$

Revisando:

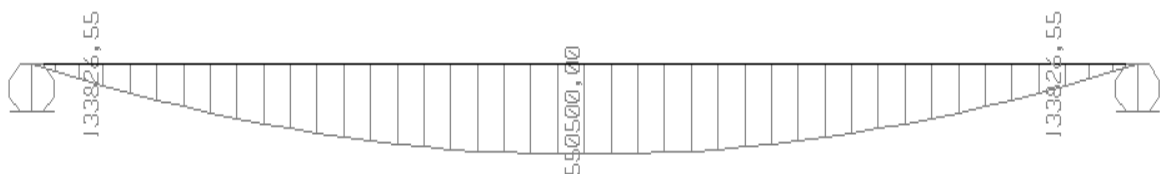
$$ft < 3.57 ; 3.93 < 3.57 \quad \text{NO CUMPLE}$$

$$fb < 19.77 ; 18.73 < 19.77 \quad \text{SI CUMPLE}$$

FASE DE FUNDICIÓN DE LOSA (Pi + DL)

En esta etapa, se considera el momento causado por el peso propio de la viga (Mg) más el peso de la losa (Mlo).

Figura 83: Diagrama de momento debido al peso propio + peso de la losa



Cálculo del esfuerzo en la fibra superior

Ecuación 19: Esfuerzo en la fibra superior (FUNDICION)

$$f_t = \frac{-P_i}{A_v} * \left(1 + \frac{(e) * (A_v)}{\frac{I_v}{y_t}} \right) + \frac{M_g + M_{lo}}{\frac{I_v}{y_t}}$$

$$f_t = \frac{-3645.60 \text{ KN}}{442500 \text{ mm}^2} * \left(1 + \frac{(845\text{mm} - 135\text{mm}) * (442500\text{mm}^2)}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{-980\text{mm}}} \right)$$

$$+ \frac{(1) * 529965.41 \text{ KN} \cdot \text{mm} + 550500 \text{ KN} \cdot \text{mm} * (1)}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{-980\text{mm}}}$$

$$f_t = -8.239 \times 10^{-3} \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} * (-0.857) - 0.006386 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}$$

$$f_t = 0.00067 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} ; \mathbf{f_t = 0.67 \text{ MPa}}$$

Cálculo del esfuerzo en la fibra inferior

Ecuación 20: Esfuerzo en la fibra inferior (FUNDICION)

$$f_b = \frac{-P_i}{A_v} * \left(1 + \frac{(e) * (A_v)}{\frac{I_v}{y_b}} \right) + \frac{M_g + M_{lo}}{\frac{I_v}{y_b}}$$

$$f_b = \frac{-3645.60 \text{ KN}}{442500 \text{ mm}^2} * \left(1 + \frac{(845\text{mm} - 135\text{mm}) * (442500\text{mm}^2)}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{845\text{mm}}} \right)$$

$$+ \frac{(1) * 529965.41 \text{ KN} \cdot \text{mm} + 550500 \text{ KN} \cdot \text{mm} * (1)}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{845\text{mm}}}$$

$$f_b = -8.239 \times 10^{-3} \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} * (2.6012) + 0.0055 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}$$

$$f_b = -0.01593 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} ; \mathbf{f_b = -15.93 \text{ MPa}}$$

Esfuerzos permitidos (AASHTO STANDARD A9.15.2.1)

Máximo esfuerzo de tracción

$$7.5\sqrt{f'c_i} ; 7.5\sqrt{0.8 * f'c} ; 7.5\sqrt{0.8 * (5973.80 \text{ psi})} ; 518.48 \text{ psi} ;$$
$$3.57 \text{ MPa}$$

Máximo esfuerzo de compresión

$$0.60 * (f'c_i) ; 0.60 * (0.8 * f'c) ; 0.60 * 0.8 * 5973.80 \text{ psi} ; 2867.42 \text{ psi}$$
$$; 19.77 \text{ MPa}$$

Revisando:

$$f_t < 3.57 ; 0.67 < 3.57 \quad \text{[SI CUMPLE]}$$

$$f_b < 19.77 ; 15.93 < 19.77 \quad \text{[SI CUMPLE]}$$

FASE DE SERVICIO (Pe + DL + SDL + LL)

En esta etapa, se considera el momento causado por el peso propio de la viga (Mg), la carga de la losa (Mlo), la carga de la carpeta asfáltica con bandadas y postes (Msd) y la carga viva (Mll).

Figura 84: Diagrama de momento debido al peso de asfalto, bandadas y postes

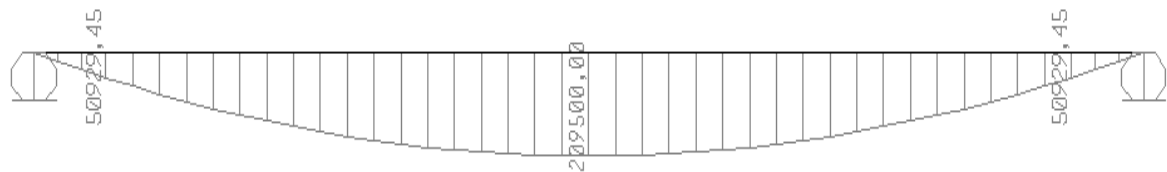
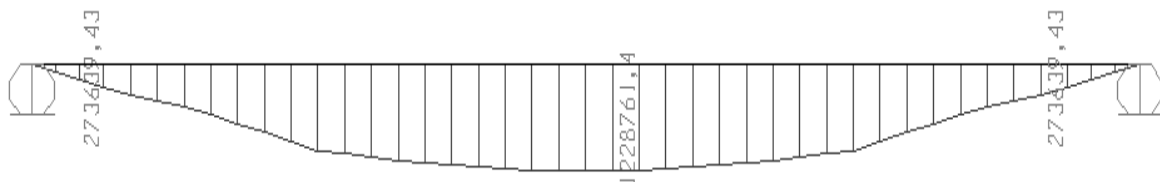


Figura 85: Diagrama de momento debido a la carga viva + impacto + factor de distribución



Se trabaja una parte de la ecuación con la Inercia de la sección compuesta y su respectivo centro de gravedad nuevo. Se lo obtiene de la siguiente manera:

$$n = \frac{E_{losa}}{E_{viga}} ; n = \frac{2534563.60}{2833728.20} ; n = 0.89$$

$$b_{alterno} = n * b_{original} ; b_{alterno} = 0.89 * 2.60m ; b_{alterno} = 2.31m$$

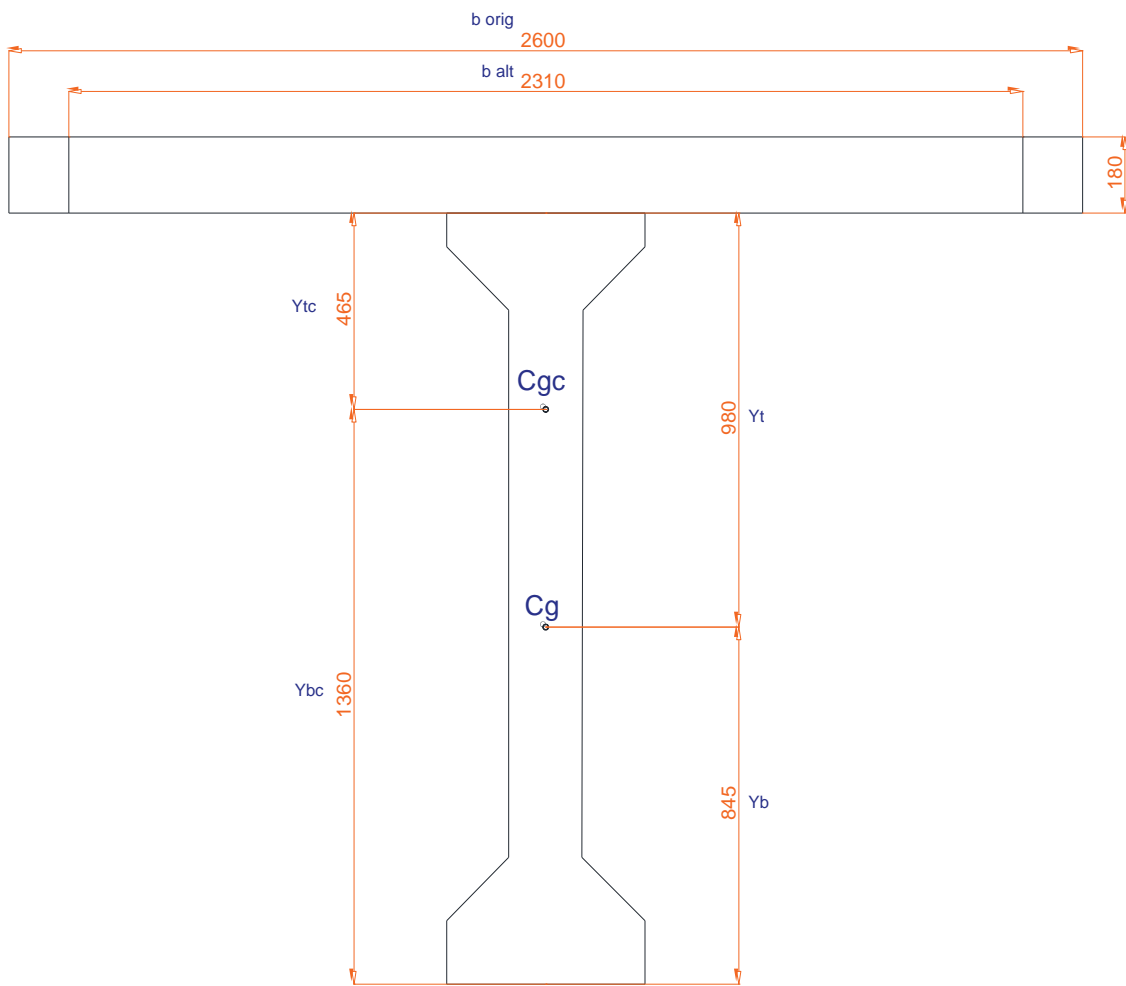
Ecuación 21: Cálculo del centro de gravedad de la sección compuesta

$$Cg_c = \frac{(A_1 * d_1) + (A_2 * d_2)}{A_t} ; Cg_c = \frac{(0.4425 * 0.845) + (0.18 * 2.31) * (1.825 + 0.09)}{(0.4425 + 0.4158)} ; Cg_c = 1.36m$$

Ecuación 22: Cálculo de la inercia de la sección compuesta

$$I_{sc} = 0.1658 + \frac{2.31(0.18)^3}{12} + 0.4425(1.36 - 0.845)^2 + 0.4158(1.915 - 1.36)^2$$

$$I_{sc} = 0.4124 m^4 ; I_{sc} = 4.124 \times 10^{11} mm^4$$



Cálculo del esfuerzo en la fibra superior

Ecuación 23: Esfuerzo en la fibra superior (SERVICIO)

$$f_t = \frac{-Pe}{Av} * \left(1 + \frac{(e) * (Av)}{\frac{Iv}{y_t}} \right) + \frac{Mg + M_{lo}}{\frac{Iv}{y_t}} + \frac{M_{SDL} + M_{LL}}{\frac{I_{sc}}{y_{tc}}}$$

$$f_t = \frac{-0.8(3645.60 \text{ KN})}{442500 \text{ mm}^2} * \left(1 + \frac{(845\text{mm} - 135\text{mm}) * (442500\text{mm}^2)}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{-980\text{mm}}} \right) \\ + \frac{(1) * 529965.41 \text{ KN} \cdot \text{mm} + 550500 \text{ KN} \cdot \text{mm} * (1)}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{-980\text{mm}}} \\ + \frac{(1) * 209500 \text{ KN} \cdot \text{mm} + 1228761.40 \text{ KN} \cdot \text{mm} * (1.3) * (1.55)}{\frac{4.124 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{-465\text{mm}}}$$

$$f_t = -6.59 \times 10^{-3} \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} * (-0.857) - 0.006386 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} - 3.03 \times 10^{-3} \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}$$

$$f_t = -0.00377 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} ; \mathbf{f_t = -3.77 \text{ MPa}}$$

Cálculo del esfuerzo en la fibra inferior

Ecuación 24: Esfuerzo en la fibra inferior (SERVICIO)

$$f_b = \frac{-Pe}{Av} * \left(1 + \frac{(e) * (Av)}{\frac{Iv}{y_b}} \right) + \frac{Mg + M_{lo}}{\frac{Iv}{y_b}} + \frac{M_{SDL} + M_{LL}}{\frac{I_{sc}}{y_{bc}}}$$

$$f_b = \frac{-0.8(3645.60 \text{ KN})}{442500 \text{ mm}^2} * \left(1 + \frac{(845\text{mm} - 135\text{mm}) * (442500\text{mm}^2)}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{845\text{mm}}} \right) \\ + \frac{(1) * 529965.41 \text{ KN} \cdot \text{mm} + 550500 \text{ KN} \cdot \text{mm} * (1)}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{845\text{mm}}} \\ + \frac{(1) * 209500 \text{ KN} \cdot \text{mm} + 1228761.40 \text{ KN} \cdot \text{mm} * (1.3) * (1.55)}{\frac{4.124 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{1360\text{mm}}}$$

$$f_b = -6.59 \times 10^{-3} \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} * (2.6012) + 0.0055 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} + 0.00886 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}$$

$$f_b = -0.00278 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} ; \mathbf{f_b = -2.78 \text{ MPa}}$$

Esfuerzos permitidos (AASHTO STANDARD A9.15.2.2)

Máximo esfuerzo de tracción

Ecuación 25: Esfuerzo permitido para tracción, STANDARD, SERVICIO

$$6\sqrt{f'_c} ; 6\sqrt{5973.80 \text{ psi}} ; 463.74 \text{ psi} ; \mathbf{3.20 \text{ MPa}}$$

Máximo esfuerzo de compresión

Ecuación 26: Esfuerzo permitido para compresión, STANDARD, SERVICIO

$$0.60 * (f'c) \ ; \ 0.60 * (5973.80 \text{ psi}) \ ; \ 3584.28 \text{ psi} \ ; \ 24.71 \text{ MPa}$$

Revisando:

$$f_t < 24.71 \ ; \ 3.77 < 24.71 \quad \text{[SI CUMPLE]}$$

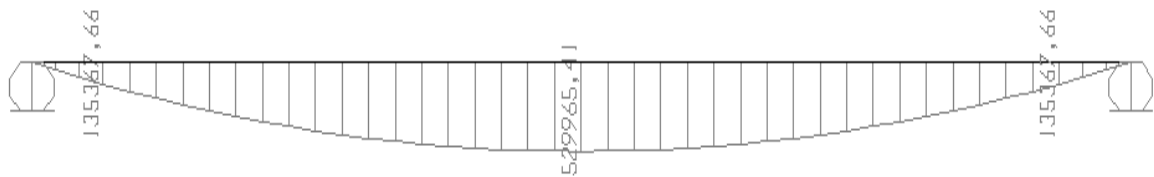
$$f_b < 24.71 \ ; \ 2.78 < 24.71 \quad \text{[SI CUMPLE]}$$

5.4 CÁLCULO MANUAL DE ESFUERZOS EN LA FIBRA SUPERIOR (f_t) E INFERIOR (f_b) DE LA VIGA. NORMA AASHTO LRFD.

FASE DE TRANSFERENCIA ($P_i + P_p$)

En esta etapa, se considera el momento causado por el peso propio de la viga (M_g).

Figura 86: Diagrama de momento debido al peso propio, LRFD



Cálculo de la fuerza de pretensado inicial

$$P_i = 0.7 * (f_{pu}) * (A_{\text{torones}})$$

$$P_i = 0.7 * \left(1860 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right) * (100\text{mm}^2) * (28)$$

$$P_i = 3645.60 \text{ KN}$$

Cálculo del esfuerzo en la fibra superior

$$f_t = \frac{-P_i}{A_v} * \left(1 + \frac{(e) * (A_v)}{\frac{I_v}{y_t}}\right) + \frac{M_g}{\frac{I_v}{y_t}}$$

$$f_t = \frac{-3645.60 \text{ KN}}{442500 \text{ mm}^2} * \left(1 + \frac{(845\text{mm} - 135\text{mm}) * (442500\text{mm}^2)}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{-980\text{mm}}} \right) + \frac{(1) * 529965.41 \text{ KN} \cdot \text{mm}}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{-980\text{mm}}}$$

$$f_t = -8.239 \times 10^{-3} \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} * (-0.857) - 0.0313 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}$$

$$f_t = 0.00393 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}; \mathbf{f_t = 3.93 \text{ MPa}}$$

Cálculo del esfuerzo en la fibra inferior

$$f_b = \frac{-P_i}{A_v} * \left(1 + \frac{(e) * (A_v)}{\frac{I_v}{y_b}} \right) + \frac{M_g}{\frac{I_v}{y_b}}$$

$$f_b = \frac{-3645.60 \text{ KN}}{442500 \text{ mm}^2} * \left(1 + \frac{(845\text{mm} - 135\text{mm}) * (442500\text{mm}^2)}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{845\text{mm}}} \right) + \frac{(1) * 529965.41 \text{ KN} \cdot \text{mm}}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{845\text{mm}}}$$

$$f_b = -8.239 \times 10^{-3} \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} * (2.6012) - 2.70 \times 10^{-3} \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}$$

$$f_b = -0.01873 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}; \mathbf{f_b = -18.73 \text{ MPa}}$$

Esfuerzos permitidos para la transferencia (AASHTO LRFD A5.9.4.1)

Máximo esfuerzo de tracción

Ecuación 27: Esfuerzo permitido para tracción, LRFD, TRANSFERENCIA

$$0.24 \sqrt{f'_c} ; 0.24 \sqrt{0.8 * f'_c} ; 0.24 \sqrt{0.8 * (5.97 \text{ ksi})} ; 0.525 \text{ ksi} ;$$

$$\mathbf{3.62 \text{ MPa}}$$

Máximo esfuerzo de compresión

Ecuación 28: Esfuerzo permitido para compresión, LRFD, TRANSFERENCIA

$$0.60 * (f'_c) ; 0.60 * (0.8 * f'_c) ; 0.60 * 0.8 * 5.97 \text{ ksi} ; 2.87 \text{ ksi} ;$$

$$\mathbf{19.78 \text{ MPa}}$$

Revisando:

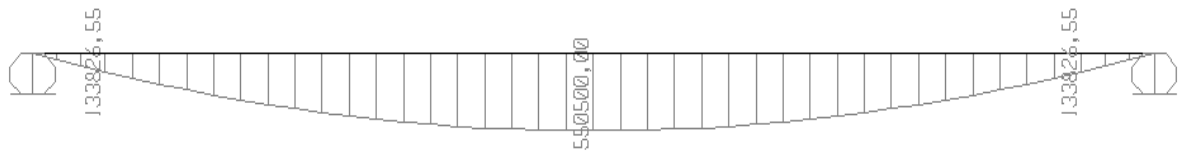
$$f_t < 3.62 \quad ; \quad 3.93 < 3.62 \quad \text{(NO CUMPLE)}$$

$$f_b < 19.78 \quad ; \quad 18.73 < 19.78 \quad \text{(SI CUMPLE)}$$

FASE DE FUNDICIÓN DE LOSA (Pi + DL)

En esta etapa, se considera el momento causado por el peso propio de la viga (Mg) más el peso de la losa (Mlo).

Figura 87: Diagrama de momento debido al peso propio + peso de losa



Cálculo del esfuerzo en la fibra superior

$$f_t = \frac{-Pi}{Av} * \left(1 + \frac{(e) * (Av)}{\frac{Iv}{y_t}} \right) + \frac{Mg + M_{lo}}{\frac{Iv}{y_t}}$$

$$f_t = \frac{-3645.60 \text{ KN}}{442500 \text{ mm}^2} * \left(1 + \frac{(845\text{mm} - 135\text{mm}) * (442500\text{mm}^2)}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{-980\text{mm}}} \right) + \frac{(1) * 529965.41 \text{ KN} \cdot \text{mm} + 550500 \text{ KN} \cdot \text{mm} * (1)}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{-980\text{mm}}}$$

$$f_t = -8.239 \times 10^{-3} \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} * (-0.857) - 0.006386 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}$$

$$f_t = 0.00067 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} ; \quad \mathbf{f_t = 0.67 \text{ MPa}}$$

Cálculo del esfuerzo en la fibra inferior

$$f_b = \frac{-Pi}{Av} * \left(1 + \frac{(e) * (Av)}{\frac{Iv}{y_b}} \right) + \frac{Mg + M_{lo}}{\frac{Iv}{y_b}}$$

$$fb = \frac{-3645.60 \text{ KN}}{442500 \text{ mm}^2} * \left(1 + \frac{(845\text{mm} - 135\text{mm}) * (442500\text{mm}^2)}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{845\text{mm}}} \right)$$

$$+ \frac{(1) * 529965.41 \text{ KN} \cdot \text{mm} + 550500 \text{ KN} \cdot \text{mm} * (1)}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{845\text{mm}}}$$

$$fb = -8.239 \times 10^{-3} \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} * (2.6012) + 0.0055 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}$$

$$fb = -0.01593 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}; \mathbf{fb = -15.93 \text{ MPa}}$$

Esfuerzos permitidos (AASHTO LRFD A5.9.4.1)

Máximo esfuerzo de tracción

$$7.5\sqrt{f'_c_i} ; 7.5\sqrt{0.8 * f'_c} ; 7.5\sqrt{0.8 * (5973.80 \text{ psi})} ; 518.48 \text{ psi} ;$$

$$\mathbf{3.57 \text{ MPa}}$$

Máximo esfuerzo de compresión

$$0.60 * (f'_c_i) ; 0.60 * (0.8 * f'_c) ; 0.60 * 0.8 * 5973.80 \text{ psi} ; 2867.42 \text{ psi}$$

$$; \mathbf{19.77 \text{ MPa}}$$

Revisando:

$$ft < 3.57 ; 0.67 < 3.57 \quad \mathbf{[SI CUMPLE]}$$

$$fb < 19.77 ; 15.93 < 19.77 \quad \mathbf{[SI CUMPLE]}$$

FASE DE SERVICIO (Pe + DL + SDL + LL)

En esta etapa, se considera el momento causado por el peso propio de la viga (Mg), la carga de la losa (Mlo), la carga de la carpeta asfáltica con barandas y postes (Msdl) y la carga viva (Mll).

Figura 88: Diagrama de momento debido al peso de asfalto, barandas y postes, LRFD

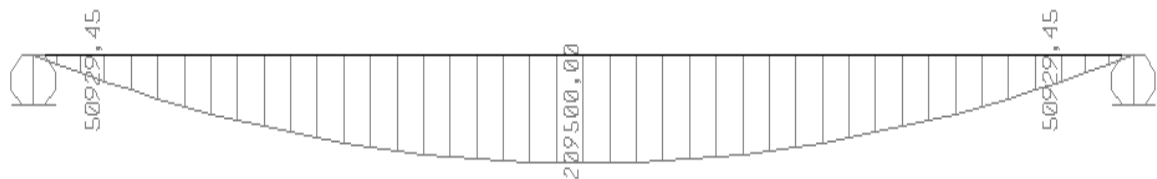
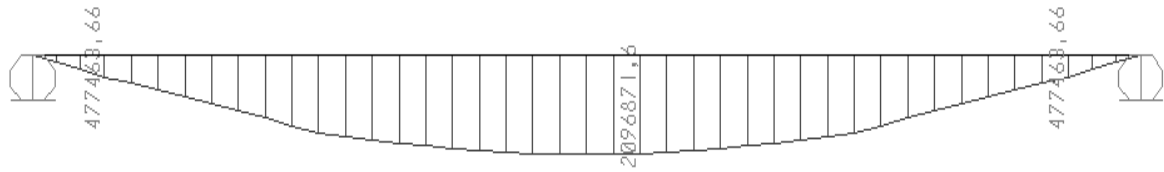


Figura 89: Diagrama de momento debido a la carga viva + carga dinámica vehicular + factor de distribución, LRFD



Cálculo del esfuerzo en la fibra superior

$$f_t = \frac{-Pe}{Av} * \left(1 + \frac{(e) * (Av)}{\frac{Iv}{y_t}} \right) + \frac{Mg + M_{lo}}{\frac{Iv}{y_t}} + \frac{M_{SDL} + M_{LL}}{\frac{I_{sc}}{y_{tc}}}$$

$$f_t = \frac{-0.8(3645.60 \text{ KN})}{442500 \text{ mm}^2} * \left(1 + \frac{(845\text{mm} - 135\text{mm}) * (442500\text{mm}^2)}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{-980\text{mm}}} \right)$$

$$+ \frac{(1) * 529965.41 \text{ KN} \cdot \text{mm} + 550500 \text{ KN} \cdot \text{mm} * (1)}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{-980\text{mm}}}$$

$$+ \frac{(1) * 209500 \text{ KN} \cdot \text{mm} + 2098671.6 \text{ KN} \cdot \text{mm} * (0.82)}{\frac{4.124 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{-465\text{mm}}}$$

$$f_t = -6.59 \times 10^{-3} \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} * (-0.857) - 0.006386 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} - 0.00218 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}$$

$$f_t = -0.00292 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}; \mathbf{f_t = -2.92 \text{ MPa}}$$

Cálculo del esfuerzo en la fibra inferior

$$f_b = \frac{-Pe}{Av} * \left(1 + \frac{(e) * (Av)}{\frac{Iv}{y_b}} \right) + \frac{Mg + M_{lo}}{\frac{Iv}{y_b}} + \frac{M_{SDL} + M_{LL}}{\frac{I_{sc}}{y_{bc}}}$$

$$f_b = \frac{-0.8(3645.60 \text{ KN})}{442500 \text{ mm}^2} * \left(1 + \frac{(845\text{mm} - 135\text{mm}) * (442500\text{mm}^2)}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{845\text{mm}}} \right)$$

$$+ \frac{(1) * 529965.41 \text{ KN} \cdot \text{mm} + 550500 \text{ KN} \cdot \text{mm} * (1)}{\frac{1.658 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{845\text{mm}}}$$

$$+ \frac{(1) * 209500 \text{ KN} \cdot \text{mm} + 2098671.6 \text{ KN} \cdot \text{mm} * (0.82)}{\frac{4.124 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{1360\text{mm}}}$$

$$fb = -6.59 \times 10^{-3} \frac{KN}{mm^2} * (2.6012) + 0.0055 \frac{KN}{mm^2} + 0.00637 \frac{KN}{mm^2}$$

$$fb = -0.00527 \frac{KN}{mm^2} ; \mathbf{fb = -5.27 MPa}$$

Esfuerzos permitidos (AASHTO LRFD A5.9.4.2)

Máximo esfuerzo de tracción

Ecuación 29: Esfuerzo permitido para tracción, LRFD, SERVICIO

$$0.19\sqrt{f'c} ; 0.19\sqrt{5.97 \text{ ksi}} ; 0.46 \text{ ksi} ; \mathbf{3.17 MPa}$$

Máximo esfuerzo de compresión

Ecuación 30: Esfuerzo permitido para compresión, LRFD, SERVICIO

$$0.60 * \phi * (f'c) ; 0.60 * (1) * (5.97 \text{ ksi}) ; 3.58 \text{ ksi} ; \mathbf{24.68 MPa}$$

Revisando:

$$ft < 24.68 ; 2.92 < 24.68 \quad \mathbf{SI CUMPLE}$$

$$fb < 3.17 ; 5.27 < 24.68 \quad \mathbf{SI CUMPLE}$$

5.5 CÁLCULO MANUAL DE CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXIÓN EN UNA VIGA DE HORMIGÓN PRESFORZADO DE L = 20M. (ASD Y LRFD)

Mediante las siguientes formulas se procederá a obtener el momento ultimo resistente de la viga para luego poder compararlo con el momento que resultó en el cálculo de demanda en el SAP 2000.

TENSIÓN MÁXIMA

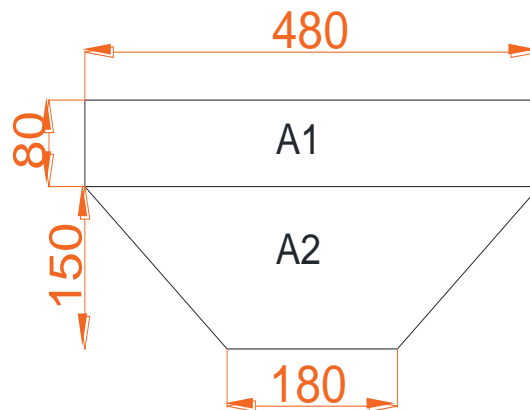
Ecuación 31: Calculo de tensión

$$T = fp_u * (A_{torones}) ; T = 1.86 \frac{KN}{mm^2} * (100mm^2) * (28) ; \mathbf{T = 5208 KN}$$

(Leuschner, 2012)

COMPRESIÓN EN LAS ALAS

Figura 90: Área de ala superior



$$A1 = 480 \cdot 80 ; A1 = 38400 \text{ mm}^2$$

$$A2 = (480 + 180) / 2 \cdot (150) ; A2 = 49500 \text{ mm}^2$$

Ecuación 32: Compresión en las alas

$$C_{flange} = 0.85 \cdot (f'c) \cdot A_{flange}$$

(Leuschner, 2012)

$$C_{flange} = 0.85 \cdot \left(0.0412 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} \right) \cdot (38500 \text{ mm}^2 + 49500 \text{ mm}^2)$$

$$C_{flange} = 3076.76 \text{ KN}$$

COMPRESIÓN EN EL NERVIO

Ecuación 33: Compresión en el nervio

$$C_{web} = T - C_{flange} ; C_{web} = 5208 \text{ KN} - 3076.76 \text{ KN} ; C_{web} = 2131.24 \text{ KN}$$

(Leuschner, 2012)

CENTRO DE COMPRESIÓN DEL NERVIO

Ecuación 34: Centro de compresión del nervio

$$c = \frac{C_{web}}{k1 \cdot k3 \cdot f'c \cdot b} ; c = \frac{2131.24 \text{ KN}}{(0.80) \cdot (0.85) \cdot \left(0.0412 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} \right) \cdot (180 \text{ mm})} ; c = 422.83 \text{ mm}$$

(Leuschner, 2012)

BRAZO DE PALANCA

Ecuación 35: Brazo de palanca

$$z = \frac{C_{flange} * \left(d - \frac{t}{2}\right) + C_{web} * (d - k2 * c)}{T}$$

(Leuschner, 2012)

Donde:

d = distancia desde la fibra superior hasta el centroide de los torones

t = espesor del ala superior

$$z = \frac{3076.76 \text{ KN} * \left(1690\text{mm} - \frac{80\text{mm} + 150\text{mm}}{2}\right) + 2131.24 \text{ KN} * (1690\text{mm} - 0.40 * (422.83\text{mm}))}{5208 \text{ KN}}$$

$$z = 1586.82 \text{ mm}$$

MOMENTO NOMINAL

Ecuación 36: Momento nominal

$$Mn = T * z \quad ; \quad Mn = 5208 \text{ KN} * 1586.82 \text{ mm} \quad ; \quad \mathbf{Mn = 8264158.56 \text{ KN} - \text{mm}}$$

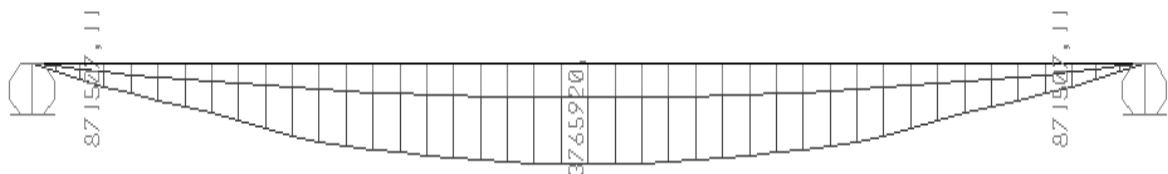
(Leuschner, 2012)

Tanto en ASD como en LRFD, el factor de resistencia ϕ es igual a 1.

5.6 MOMENTO ÚLTIMO OBTENIDO DE SAP 2000 (ASD Y LRFD)

En AASHTO STANDARD, para obtener el máximo momento se usa la carga de camión HS 20-44 ya que como fue demostrado en el Capítulo 4 de este trabajo, produce mayor carga que el camión militar.

Figura 91: Diagrama de momento debido a cargas vivas y muertas, ASD



$$\mathbf{Mu = 3765920.00 \text{ KN-mm}}$$

En AASHTO LRFD, para obtener el máximo momento se usa la carga de camión HL-93, ya que como fue demostrado en el Capítulo 4 de este trabajo, produce mayor carga que el tándem HL-93.

Figura 92: Diagrama de momento debido a cargas vivas y muertas, LRFD



$$M_u = 4666503.00 \text{ KN-mm}$$

5.7 CÁLCULO MANUAL DE CAPACIDAD RESISTENTE A CORTANTE EN UNA VIGA DE HORMIGÓN PREFORZADO DE L = 20M. (ASD Y LRFD)

En AASHTO STANDARD, la resistencia al corte de la viga de hormigón preforsado estará dada por el menor valor entre V_{ci} y V_{cw} .

La ecuación para V_{ci} es la siguiente:

Ecuación 37: Resistencia al cortante V_{ci} , ASD

$$V_{ci} = 0.60\sqrt{f'_c} * b * d + V_d + \frac{V_i + M_{cr}}{M_{max}}$$

(AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2002, pág. 238)

Donde:

f'_c = Resistencia del hormigón a la compresión

b = espesor del ala superior

d = distancia desde la fibra superior hasta el centroide de los torones

V_d = Cortante por peso propio de la viga

V_i = Cortante por carga de losa, asfalto, barandas, postes y carga viva

M_{cr} = Momento de agrietamiento

M_{max} = Momento por carga de losa, asfalto, barandas, postes y carga viva

$$M_{cr} = \frac{I}{Y_t} * (6\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$$

(AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2002, pág. 238)

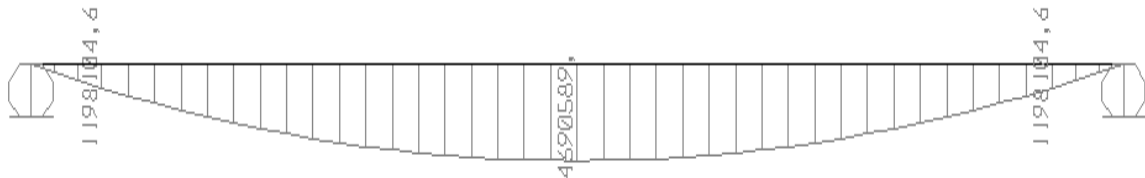
Donde:

$$f_{pe} = \frac{-Pe}{A} * \left(1 + \frac{e \cdot A}{S_b}\right)$$

$$f_d = \frac{M_g}{S_b}$$

CÁLCULO DE M_{cr} :

Figura 93: Diagrama de momento debido al peso propio, ASD



$$M_{cr} = \frac{398336.09 \text{ in}^4}{-38.58 \text{ in}} * (6\sqrt{5973.8 \text{ psi}} + \left(\frac{-655650.79 \text{ lb}}{685.88 \text{ in}^2}\right) * \left(1 + \frac{27.95 \text{ in} * 685.88 \text{ in}^2}{\frac{398336.09 \text{ in}^4}{33.27 \text{ in}}}\right) - \frac{1198104.6 \text{ lb} - \text{in}}{\frac{398336.09 \text{ in}^4}{33.27 \text{ in}}}$$

$$M_{cr} = -10324.94 \text{ in}^3 * (463.74 \text{ psi} - 955.93 \text{ psi} * (2.6012) - 100.06 \text{ psi})$$

$$M_{cr} = 21918640.22 \text{ lb} - \text{in}$$

CÁLCULO DE V_{ci} :

Figura 94: Diagrama de cortante debido al peso propio

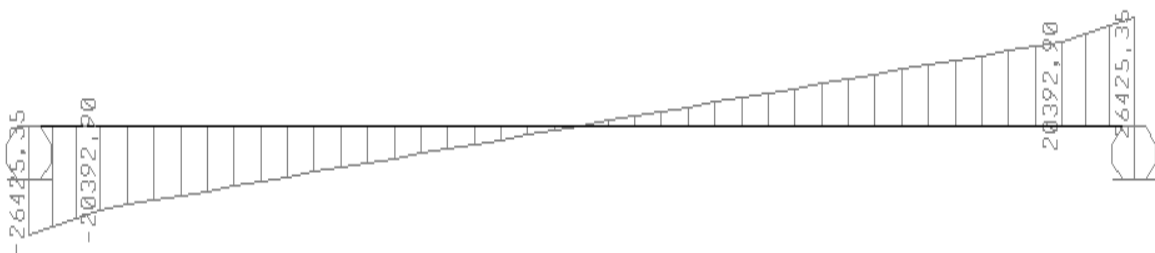


Figura 95: Diagrama de cortante debido al peso del camión HS 20-44 + peso de la losa + asfalto, barandas y postes

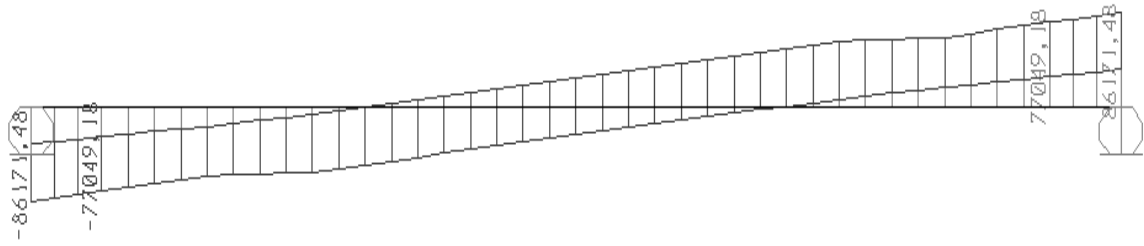


Figura 96: Diagrama de momento debido al peso de la losa + asfalto, barandas y postes



$$V_{ci} = 0.60\sqrt{5973.80 \text{ psi}} * (7.09 \text{ in}) * (66.55 \text{ in}) + 20392.9 \text{ lb} \\ + \frac{(1) * 77049.78 \text{ lb} * 21918640.22 \text{ lb} - \text{in}}{4057141 \text{ lb} - \text{in}}$$

$$V_{ci} = 21881.19 \text{ lb} + 20392.9 \text{ lb} + 416260.22 \text{ lb}$$

$$V_{ci} = 458534.31 \text{ lb} \quad ; \quad V_{ci} = \mathbf{458.53 \text{ Kips}}$$

CÁLCULO DE V_{cw} :

Ecuación 39: Resistencia al cortante V_{cw} , ASD

$$V_{cw} = \left(3.5\sqrt{f'_c} + 0.3 \frac{P_e}{A_v} \right) * b * d + V_p$$

(AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2002)

El valor de V_p será 0, porque no hay componente vertical en el cable. Es todo horizontal.

$$V_{cw} = \left(3.5\sqrt{5973.8 \text{ psi}} + 0.3 \frac{655650.79 \text{ lb}}{685.88 \text{ in}^2} \right) * 7.09 * 66.53 + 0$$

$$V_{cw} = 262874.38 \text{ lb} \quad ; \quad V_{cw} = \mathbf{262.87 \text{ Kips}}$$

El valor más crítico es V_{cw} , se lo multiplica por su factor de resistencia $\phi = 0.75$:

En AASHTO STANDARD, el valor del cortante máximo será:

$$\phi V_{cw} = 197.15 \text{ Kips} \quad ; \quad \phi V_{cw} = 876.97 \text{ KN}$$

En AASHTO LRFD, la resistencia al corte de la viga de hormigón presforzado estará dada también por el menor valor entre V_{ci} y V_{cw} .

La ecuación para V_{ci} es la siguiente:

Ecuación 40: Resistencia al cortante V_{ci} , LRFD

$$V_{ci} = 0.02\sqrt{f'c} * b * d + V_d + \frac{V_i + M_{cre}}{M_{max}}$$

(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 5.75)

Donde:

$f'c$ = Resistencia del hormigón a la compresión

b = espesor del ala superior

d = distancia desde la fibra superior hasta el centroide de los torones

V_d = Cortante por peso propio de la viga, losa, asfalto, barandas y postes

V_i = Cortante por carga viva

M_{cre} = Momento de agrietamiento

M_{max} = Momento por carga viva

Ecuación 41: Momento de agrietamiento, LRFD

$$M_{cre} = \frac{I_{sc}}{Y_{tc}} * (f_r + f_{cpe} - \frac{M_{dnc}}{S_{nc}})$$

(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 5.76)

Donde:

$\frac{I_{sc}}{Y_{tc}}$ = Sección modular de la sección compuesta

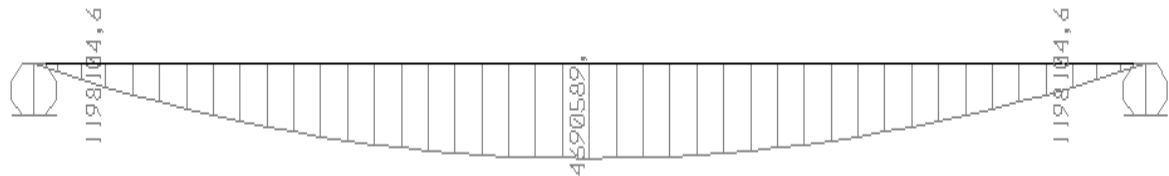
$$f_r = 6\sqrt{f'c}$$

$$f_{cpe} = \frac{-Pe}{A} * (1 + \frac{e * A}{S_b})$$

$$\frac{M_{dnc}}{S_{nc}} = \text{Momento debido al peso propio de la viga entre su seccion modular}$$

CÁLCULO DE Mcre:

Figura 97: Diagrama de momento debido al peso propio



$$M_{cre} = \frac{990794.96 \text{ in}^4}{53.54 \text{ in}} * (6\sqrt{5.97 \text{ ksi}} + \left(\frac{-655.65 \text{ Kips}}{685.88 \text{ in}^2} * \left(1 + \frac{27.95 \text{ in} * 685.88 \text{ in}^2}{\frac{398336.09 \text{ in}^4}{33.27 \text{ in}}} \right) \right) - \frac{1198.10 \text{ kips} - \text{in}}{\frac{398336.09 \text{ in}^4}{33.27 \text{ in}}}$$

$$M_{cre} = 18505.70 \text{ in}^3 * (14.66 \text{ ksi} - 0.96 \text{ ksi} * (2.6012) - 0.1 \text{ ksi})$$

$$M_{cre} = 223231.45 \text{ Kips} - \text{in}$$

CÁLCULO DE Vci:

Figura 98: Diagrama de cortante debido al peso propio + losa + asfalto, barandas y postes, LRFD



Figura 99: Diagrama de cortante debido a la carga viva, LRFD

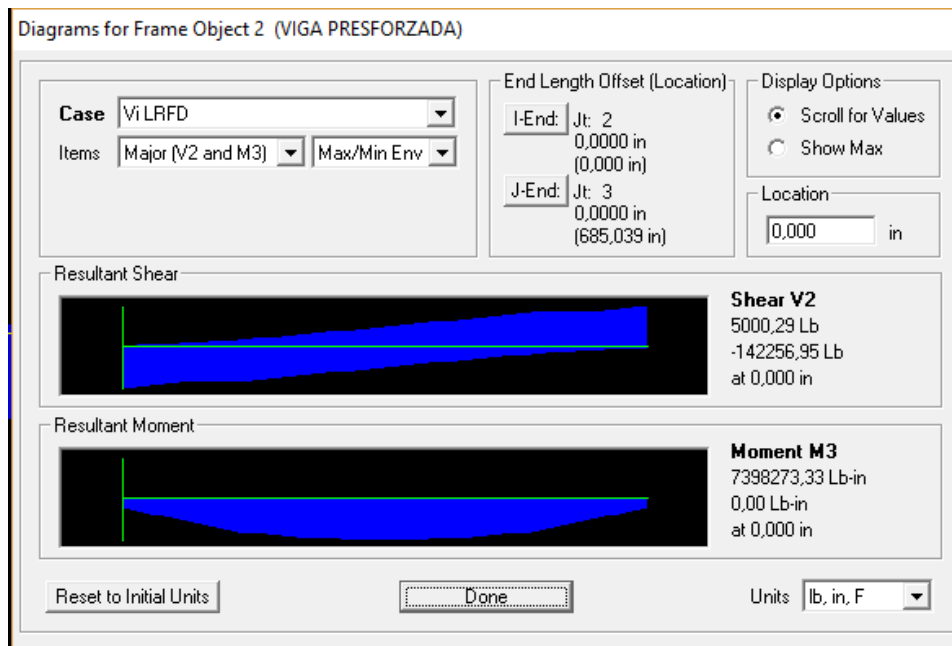


Figura 100: Diagrama de momento debido a la carga viva, LRFD



$$V_{ci} = 0.02\sqrt{5.97 \text{ ksi}} * (7.09 \text{ in}) * (66.55 \text{ in}) + 50.12 \text{ Kips} + \frac{142.26 \text{ Kips} * 223231.45 \text{ Kips} - \text{in}}{7395341 \text{ Kips} - \text{in}}$$

$$V_{ci} = 4367.35 \text{ Kips}$$

CÁLCULO DE V_{cw} :

Ecuación 42:: Resistencia al cortante V_{cw} , LRFD

$$V_{cw} = (0.06\sqrt{f'c} + 0.3 fpc) * b * d + Vp$$

(AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 2014, pág. 5.76)

El valor de Vp será 0, porque no hay componente vertical en el cable. Es todo horizontal.

$$V_{cw} = \left(0.06\sqrt{5.97 \text{ ksi}} + 0.3 * \frac{655.65 \text{ Kips}}{685.88 \text{ in}^2}\right) * 7.09 * 66.53 + 0$$

$$V_{cw} = 204.45 \text{ Kips}$$

El valor más crítico es V_{cw} , se lo multiplica por su factor de resistencia $\phi = 0.90$:

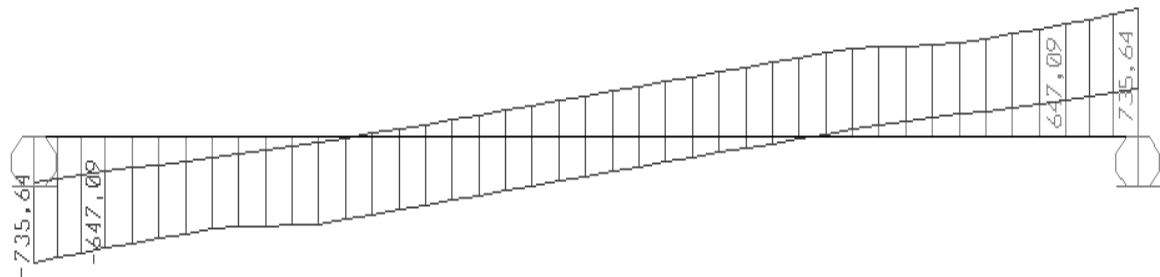
En AASHTO LRFD, el valor del cortante máximo será:

$$\phi V_{cw} = 184.01 \text{ Kips} \quad ; \quad \phi V_{cw} = 818.52 \text{ KN}$$

5.8 CORTANTE ÚLTIMO OBTENIDO DE SAP 2000 (ASD Y LRFD)

En AASHTO STANDARD, para obtener el máximo cortante se usa la carga de camión HS 20-44 ya que como fue demostrado en el Capítulo 4 de este trabajo, produce mayor carga que el camión militar.

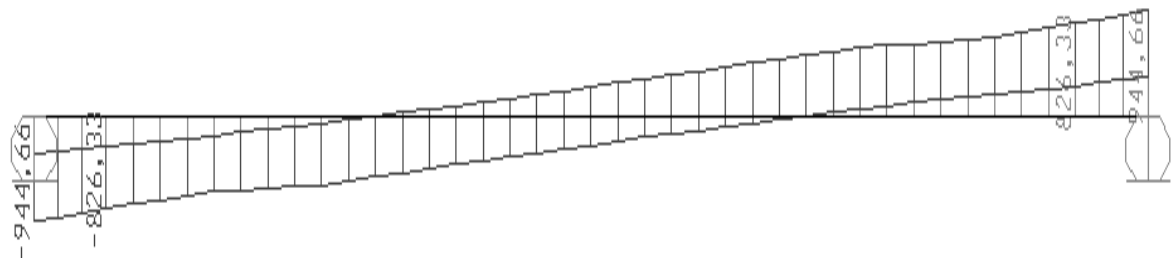
Figura 101: Diagrama de cortante debido a las cargas vivas y muertas, ASD



$$V_u = 647.09 \text{ KN}$$

En AASHTO LRFD, para obtener el máximo cortante se usa la carga de camión HL-93, ya que como fue demostrado en el Capítulo 4 de este trabajo, produce mayor carga que el tándem HL-93.

Figura 102: Diagrama de cortante debido a las cargas vivas y muertas, LRFD



$$V_u = 826.33 \text{ KN}$$

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

En este trabajo de grado se hicieron modelos en SAP2000 para analizar diferentes longitudes de vigas afectadas solamente con cargas vivas, en norma AASHTO STANDARD 2002, donde se pudo verificar que la carga más crítica es el camión HS 20-44 por sobre el camión militar.

6.1 MOMENTOS Y CORTANTES DEBIDO A CARGA VIVA

En la viga con longitud de 15m, se pudo observar una irregularidad marcada en el diagrama de momento, por motivo de que al ser una viga con longitud corta, el camión ocupa casi toda su extensión y el eje más liviano de éste quedaría muy cercano a uno de los apoyos. De igual manera sucede con AASHTO LRFD, pero con la diferencia que la carga viva es la combinación de carril + camión (HL-93).

6.2 ESFUERZOS EN FIBRAS SUPERIORES E INFERIORES

Se examinaron las variaciones que iban teniendo los esfuerzos en las fibras superiores e inferiores de la viga presforzada y se obtuvo lo siguiente:

Tabla 26: Comparación entre esfuerzos de las fibras superiores e inferiores, ASD y LRFD

FASE	ASD		LRFD	
	ft	fb	ft	fb
TRANSFERENCIA	3,93 < 3,57	-18,73 < -19,77	3,93 < 3,62	-18,73 < -19,78
FUNDICION	0,67 < 3,57	-15,93 < -19,77	0,67 < 3,57	-15,93 < -19,77
SERVICIO	-3,77 < -24,71	-2,78 < -24,71	-2,92 < -24,68	-5,27 < -24,68

Los límites permisibles de tracción y compresión de AASHTO STANDARD son prácticamente los mismos que para AASHTO LRFD.

Revisando los esfuerzos de fibras superiores e inferiores obtenidos en STANDARD para las 3 fases, se concluye que si se decidiera aplicar la norma LRFD en dicho tramo de viga, los esfuerzos estarían dentro del rango esperado.

Hubo una novedad en el esfuerzo de la fibra superior en la fase de transferencia donde en STANDARD no cumple, por consiguiente en LRFD tampoco; pero la viga contempla más de 2500mm² de refuerzo longitudinal en su diseño, lo cual lo soluciona.

6.3 MOMENTOS Y CORTANTES DEBIDO A CARGAS MUERTAS Y VIVAS. DEMANDA Y CAPACIDAD.

A su vez, también se analizó una viga de 20m de longitud del Intercambiador de tránsito de la Autopista Terminal Terrestre - Pascuales, afectada por cargas vivas y muertas para obtener la demanda en las normas mencionadas anteriormente y se calcularon las capacidades para momento y cortante mediante ecuaciones.

Tabla 27: Comparación entre demanda y capacidad de flexión y cortante, ASD y LRFD

	ASD		LRFD	
	DEMANDA	CAPACIDAD	DEMANDA	CAPACIDAD
FLEXION	3765920	8264159	4666503	8264159
CORTANTE	647,09	876,97	826,33	818,52

Se pudo observar que aplicando AASHTO LRFD, la demanda de la viga a flexión es mayor que si se aplicara AASHTO STANDARD. Sin embargo, sigue estando muy por debajo de la capacidad de la viga. Por lo que no habría ningún problema si se aplicara un cambio de norma.

Como se esperaba, la demanda de la viga a cortante por STANDARD se encuentra también por debajo de la capacidad; pero en LRFD ya no sucede lo mismo, aunque es por muy poco, al aplicar la nueva norma si habría una insuficiencia con la capacidad resistente al cortante aportada por el concreto; cabe recalcar que en los planos originales también existe refuerzo con varillas al cortante en la viga, lo cual lo soluciona.

En conclusión, ni en el diseño a flexión ni en el de cortante habría problema, pero lo que si es cierto, es que la demanda en LRFD 2014 sí es mayor a la de Standard 2002, por lo tanto, si se hubiera diseñado “ajustado” para Standard 2002, ciertamente habrían problemas con la nueva norma.

Bibliografía

AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS. (2014).

AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES. (2002).

Ing. Pedro Rojas Cruz. (2016). *Apuntes de Puentes*.

Leuschner, I. (2012). *Concreto Presforzado*.

M.I. Municipalidad de Guayaquil. (2008). Estudios y diseños definitivos del proyecto "Intercambiador de transito Terminal Terrestre - Pascuales".

Nawy, E. G. (2009). *Prestressed Concrete*.

OCHOA, C. (2008). *DISEÑO DE SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES DE HORMIGON ARMADO. COMPARACION ENTRE DISEÑO SEGÚN NORMA AASHTO STANDARD (METODO ASD) Y NORMA AASHTO LRFD*.

Ponce Vasquez, I. A. (2017).



Presidencia
de la República
del Ecuador



Plan Nacional
de Ciencia, Tecnología,
Innovación y Saberes



DECLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN

Yo, **Mackliff Pinto, Andrés Enrique**, con C.C: # **0927856781** autor/a del trabajo de titulación: **Evaluación del comportamiento de vigas de hormigón pres forzado de puentes de 15 a 25 metros, diseñadas con AASHTO Standard Specification 2002, con la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014 debido al cambio de carga viva** previo a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaro tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de titulación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de la Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizo a la SENESCYT a tener una copia del referido trabajo de titulación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

Guayaquil, 23 de Marzo del 2017

f. _____

Nombre: **Mackliff Pinto, Andrés Enrique**

C.C: **0927856781**



REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA

FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE TITULACIÓN

TÍTULO Y SUBTÍTULO:	Evaluación del comportamiento de vigas de hormigón presforzado de puentes de 15 a 25 metros, diseñadas con AASHTO Standard Specification 2002, con la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014 debido al cambio de carga viva		
AUTOR(ES)	Mackliff Pinto, Andrés Enrique		
REVISOR(ES)/TUTOR(ES)	Ing. Ponce Vásquez, Guillermo Alfonso		
INSTITUCIÓN:	Universidad Católica de Santiago de Guayaquil		
FACULTAD:	Facultad de Ingeniería		
CARRERA:	Carrera de Ingeniería Civil		
TÍTULO OBTENIDO:	INGENIERO CIVIL		
FECHA DE PUBLICACIÓN:	23 de Marzo del 2017	No. PÁGINAS:	DE 120
ÁREAS TEMÁTICAS:	Estructuras, Puentes, Hormigón Presforzado.		
PALABRAS CLAVES/ KEYWORDS:	AASHTO STANDARD, AASHTO LRFD, Intercambiador de tránsito Terminal Terrestre – Pascuales, Carga viva, Carga muerta, Momento, Cortante, Esfuerzo, Presfuerzo, Puente, Viga, Hormigón Presforzado, SAP2000.		
RESUMEN/ABSTRACT (150-250 palabras):			
<p>La mayoría de los puentes en Guayaquil fueron diseñados según la norma “AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES”, la cual tiene ciertas disposiciones de diseño que fueron cuestionadas en su momento.</p> <p>Por otro lado, la AASHTO publica la norma “AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS”, la cual corrige muchas deficiencias que se exhiben en la AASHTO STANDARD; y que a la vez se basa en nuevos métodos de cálculo.</p> <p>La siguiente tesis busca estudiar los criterios expuestos en ambas normas y consecuentemente aplicarlos al análisis de las vigas presforzadas de hormigón de puentes para proceder a su debida comparación según los 5 modelos siguientes: vigas de longitudes de 15.00, 17.50, 20.00, 22.50 y 25.00 metros.</p> <p>Una vez terminado el análisis de todos los modelos, se evidencian las diferencias en la comparación entre los resultados de ambas normas, debido a que en la LRFD se considera el diseño por “factores de carga y resistencia” siendo un método más elaborado que el STANDARD que es por “tensiones admisibles”.</p>			
ADJUNTO PDF:	<input checked="" type="checkbox"/> SI	<input type="checkbox"/> NO	
CONTACTO CON AUTOR/ES:	Teléfono: +593-4-2823747	E-mail: amackliff@licosa.ec , aemp220689@hotmail.com	
CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN (COORDINADOR DEL PROCESO UTE)::	Nombre: Ing. Clara Glas Cevallos		
	Teléfono: +593-4-2202763		
	E-mail: clara.glas@cu.ucsg.edu.ec		
SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA			
Nº. DE REGISTRO (en base a datos):			
Nº. DE CLASIFICACIÓN:			
DIRECCIÓN URL (tesis en la web):			