

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“ÍNDICES DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL EN PUENTES DE
LA CARRETERA LONGITUDINAL DE LA SIERRA PROVINCIA
DE CHOTA”**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

AUTOR:

Bach. JORGE MANUEL SILVA CAMPOS

ASESOR:

Dr. Ing. MIGUEL ÁNGEL MOSQUEIRA MORENO

CAJAMARCA – PERÚ

2018

AGRADECIMIENTO

Agradecer a Dios, por guiar mis pasos todos los días y llenarme de su fuerza espiritual para avanzar siempre por el sendero del bien. Y a mis padres por son mi fortaleza, mi ejemplo para salir adelante y mis mejores guías para afrontar los retos de la vida.

Y mi profundo agradecimiento a mi asesor, el Dr. Ing. Miguel Mosqueira Moreno, por compartir su amistad, conocimientos y por todo el apoyo brindado para la elaboración de la presente tesis.

Agradecer a la Universidad Nacional de Cajamarca, Facultad de Ingeniería y a todos los amigos y docentes de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, por brindarme conocimientos y herramientas para mi formación académica.

.

DEDICATORIA

A MIS PADRES

Manuel y Luisa. Por sus sabios consejos, enseñanzas y amor incondicional, porque sin su apoyo no hubiera conseguido nada de lo que hasta ahora tengo.

A MIS HERMANAS

Elizabeth y Lizet, por el apoyo incondicional y crecer juntos compartiendo los momentos más importantes de mi vida.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTO.....	ii
DEDICATORIA.....	iii
CONTENIDO.....	iv
ÍNDICE DE TABLAS.....	vii
RESUMEN	xiii
ABSTRACT	xiv
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. CONTEXTO	2
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	3
1.3. HIPÓTESIS.....	3
1.4. DEFINICIÓN DE VARIABLES.....	3
1.5 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	4
1.6. ALCANCES.....	4
1.7. LIMITACIONES.....	5
1.8. OBJETIVOS.....	6
1.8.1 OBJETIVO GENERAL	6
1.8.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	6
1.9. CONTENIDO DE LOS CAPÍTULOS	6
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	8
2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN	9
2.1.1 ANTECEDENTES INTERNACIONALES	9
2.1.2 ANTECEDENTES NACIONALES.....	10
2.1.3 ANTECEDENTES LOCALES	11
2.2. BASES TEÓRICAS.....	11
2.2.1 DEFINICION Y CLASIFICACIÓN DE PUENTES.....	11
2.2.2 SEGURIDAD ESTRUCTURAL	14
2.2.3 MODELO DE RESISTENCIA.....	17
2.2.4 MODELOS DE CARGA	27
2.2.5 MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE PUENTES.....	34
2.2.6 MÉTODO CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL	38

2.2.7 MÉTODO EVALUACIÓN DEL FACTOR DE CAPACIDAD.....	44
2.2.8 NIVELES DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL	50
2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.....	53
CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS	55
3.1. UBICACIÓN.....	56
3.1.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA INVESTIGACIÓN.....	56
3.1.2 ÉPOCA DE LA INVESTIGACIÓN.....	57
3.2. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	57
3.2.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	57
3.2.2 POBLACIÓN DE ESTUDIO.....	57
3.2.3 MUESTRA.....	57
3.2.4 UNIDAD DE ANÁLISIS.....	58
3.2.5 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS ..	58
3.3. PROCEDIMIENTO.....	61
3.3.1 DESCRIPCIÓN DE LAS SUPERESTRUCTURAS INVESTIGADAS	62
3.3.2 RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	69
3.3.3 SOLICITACIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	70
3.3.4 ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL	71
3.3.5 ÍNDICE DE CAPACIDAD ESTRUCTURAL	80
3.3.6 ÍNDICE DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL.....	83
3.5 RECOLECCIÓN Y ANÁLISIS DE DATOS.....	83
3.5.1 DATOS DE RECOLECCIÓN INDIRECTA	83
3.5.2 DATOS DE RECOLECCIÓN DIRECTA.....	84
3.5.3 PROCESAMIENTO DE DATOS.....	87
3.6 PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS.....	87
3.6.1 RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	87
3.6.2 MODELO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE SOLICITACIONES.....	91
3.6.3 ÍNDICES DE CONFIABILIDAD DE PUENTES	102
3.6.4 ÍNDICES DE CAPACIDAD DE PUENTES.....	123

3.6.5 ÍNDICES DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL.....	130
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	137
4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	138
4.2 DISCUSIÓN DE RESULTADOS DEL MÉTODO DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL.....	141
4.3 DISCUSIÓN DE RESULTADOS DEL MÉTODO DE CAPACIDAD ESTRUCTURAL.....	144
4.4 CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS.	146
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	147
5.1. CONCLUSIONES	148
5.2. RECOMENDACIONES.	149
REFERENCIA BIBLIOGRÁFICAS	150
ANEXOS	153

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Parámetros Estadísticos de tipo de Respuesta Resistente. (Nowak 1999, p 20).	19
Tabla 2: Cálculo del eje Neutro y Momento plástico para momento positivo. (AASHTO, 2014)	22
Tabla 3: Parámetros estadísticos para resistencia a compresión del concreto elaborada in situ. (Wisniewsky D. 2007, p 62)	25
Tabla 4: Parámetros estadísticos para el acero de refuerzo pasivo. (Recopilado de Varios Autores)	26
Tabla 5: Parámetros estadísticos para el acero de refuerzo activo o de preesfuerzo Grado 270. (Recopilado de Varios Autores).....	26
Tabla 6: Parámetros estadísticos para el acero estructural. (Recopilado de Varios Autores).....	26
Tabla 7: Parámetros estadísticos de la variación de dimensiones en los elementos estructurales. (MacGregor y Cornell 1980, p 182).....	27
Tabla 8: Parámetros Estadísticos de Carga Muerta. (Nowak, A. 1999, p 10)	28
Tabla 9: Peso de Materiales que constituyen el peso muerto de un puente. (MTC 2016, p 105)	29
Tabla 10: Parámetros estadísticos para carga de viva móvil y de impacto. (National Cooperative Highway Research Program 2003, p 29)	30
Tabla 11: Parámetros estadísticos para carga de viva móvil y de impacto para cargas diversas cargas móviles. (Adaptado de Nowak, A. 1993, p 281).....	30
Tabla 12: Condiciones de Evaluación de un Puente. (MTC 2006, p 26).....	35
Tabla 13: Índices de confiabilidad y probabilidad de falla. (Taly, N 2014, p 47).....	41
Tabla 14: Carga de Impacto de carga móvil. (AASHTO 2017, p 4-20)	47
Tabla 15: Factores de Carga y clasificación, para evaluación por cargas diseño. (AASHTO 2013, p 6-15).....	48
Tabla 16: Factores de carga y clasificación de carga viva para evaluación por cargas legales. (AASHTO 2013, p 6-22).....	48
Tabla 17: Factores de carga y clasificación, de carga viva, para evaluación por cargas permitidas. (AASHTO 2013, p 6-31)	49
Tabla 18: Factores de Condición. (Adaptado de AASHTO 2013, p 6-16).....	49
Tabla 19: Factores de Sistema. (Adaptado de AASHTO 2013, p 6-17).....	50
Tabla 20: Niveles de Seguridad admisibles en países diversos. (Zlatko Šavor y Marta Šavor 2014, p 568)	51
Tabla 21: Relación entre índice de confiabilidad (β), probabilidad e falla (P_f) y niveles de desempeño, (Adaptado de US Army Corps of Engineers 1997, p 11).....	52
Tabla 22: Nivel de Seguridad para índice de capacidad. (AASHTO 2013)	52
Tabla 23: Clasificadores de Índice de capacidad estructural (RF). (Umpire 2015, p 71).	52
Tabla 24: Información Geográfica de los puentes estudiados en la Carretera Longitudinal de Sierra. Datum WGS 84.	58
Tabla 25: Parámetros estadísticos seleccionados para cargas estáticas.	72
Tabla 26: Parámetros Estadísticos seleccionados para cargas móviles.....	73
Tabla 27: Parámetros estadísticos de resistencia Nominal (R_n), para la evaluación del diseño de los puentes investigados. (Nowak 1999).....	75
Tabla 28: Parámetros estadísticos de la propiedades mecánicas, de los puentes investigados.....	76

Tabla 29: Resistencia de Diseño de los elementos estructurales. (PROVIAS, 2009) ..	84
Tabla 30: Resistencia de los elementos estructurales de Concreto Armado, evaluados con esclerómetro.	84
Tabla 31: Vehículos que transitan en la Carretera Longitudinal de la Sierra - Provincia de Chota.	85
Tabla 32: Momentos y cortantes nominales resistentes, del pontón Trancamayo. (Elaboración Propia)	88
Tabla 33: Momentos y cortantes nominales resistentes, del puente Potrero.	88
Tabla 34: Momentos y cortantes nominales resistentes, del puente Chotano.	89
Tabla 35: Momentos y cortantes nominales resistentes, del puente Retama.	89
Tabla 36: Momentos y cortantes nominales resistentes, del puente Cullacmayo.	90
Tabla 37: Momentos y cortantes nominales resistentes, del puente El Tayal.	91
Tabla 38: Momentos y cortantes nominales resistentes, del puente Santa Isolina. (Elaboración Propia)	91
Tabla 39: Resultados de los valores del Análisis estructural en software FEM, del pontón Trancamayo.	93
Tabla 40: Resultados de los valores del Análisis estructural en software FEM, Puente Potrero.	94
Tabla 41: Resultados de los valores del Análisis estructural en software FEM, Puente Chotano.	95
Tabla 42: Resultados de los valores del Análisis estructural en software FEM, Puente Retama.	97
Tabla 43: Resultados de los valores del Análisis estructural en software FEM, Puente Cullacmayo.	98
Tabla 44: Resultados de los valores del Análisis estructural en software FEM, Puente El Tayal.	100
Tabla 45: Resultados de los valores del Análisis estructural en software FEM, Puente Santa Isolina.	101
Tabla 46: Factores de Resistencia, para evaluación del Diseño. Pontón Trancamayo.	102
Tabla 47: Parámetros Estadísticos del modelo de resistencia para evaluación del desempeño actual, Pontón Trancamayo.	102
Tabla 48: Variables de Solicitación, Pontón Trancamayo.	103
Tabla 49: Resultados Análisis de Confiabilidad del pontón Trancamayo.	104
Tabla 50: Variables de Resistencia, Puente Potrero.	105
Tabla 51: Parámetros Estadísticos del modelo de resistencia para evaluación del desempeño actual, Puente Potrero.	105
Tabla 52: Variables de Solicitación, puente Potrero.	106
Tabla 53: Resultados Análisis de Confiabilidad del puente Potrero.	107
Tabla 54: Variables de Resistencia, para evaluación del Diseño, Puente Chotano. ...	108
Tabla 55: Parámetros Estadísticos del modelo de resistencia para evaluación del desempeño actual, Puente Chotano.	108
Tabla 56: Variables de Solicitación, Puente Chotano.	109
Tabla 57: Resultados Análisis de Confiabilidad del puente Chotano.	110
Tabla 58: Variables de Resistencia, Puente Retama.	111
Tabla 59: Parámetros Estadísticos del modelo de resistencia para evaluación del desempeño actual, Puente Retama.	111
Tabla 60: Variables de Solicitación, puente Retama.	112

Tabla 61: Resultados Análisis de Confiabilidad del puente Retama.....	113
Tabla 62: Variables de Resistencia, Puente Cullacmayo.	114
Tabla 63: Parámetros Estadísticos del modelo de resistencia para evaluación del desempeño actual, Puente Cullacmayo.	114
Tabla 64: Variables de Solicitación, puente Cullacmayo.	114
Tabla 65: Resultados Análisis de Confiabilidad del puente Cullacmayo.....	116
Tabla 66: Variables de Resistencia, Puente El Tayal.	117
Tabla 67: Parámetros Estadísticos del modelo de resistencia para evaluación del desempeño actual, Puente El Tayal.....	117
Tabla 68: Variables de Solicitación, puente El Tayal.	118
Tabla 69: Resultados Análisis de Confiabilidad del puente El Tayal.	119
Tabla 70: Variables de Resistencia, para evaluación del Diseño, Puente Santa Isolina.	120
Tabla 71: Parámetros Estadísticos del modelo de resistencia para evaluación del desempeño actual, Puente Santa Isolina.	120
Tabla 72: Variables de Solicitación, Puente Santa Isolina.....	120
Tabla 73: Resultados Análisis de Confiabilidad del puente Santa Isolina.	122
Tabla 74: Cálculo del índice de capacidad del Pontón Trancamayó.	123
Tabla 75: Cálculo del índice de capacidad del Puente Potrero.....	124
Tabla 76: Cálculo del índice de capacidad del Puente Chotano.....	125
Tabla 77: Cálculo del índice de capacidad del Puente Retama.....	126
Tabla 78: Cálculo del índice de capacidad del Puente Cullacmayo.....	127
Tabla 79: Cálculo del índice de capacidad del Puente El Tayal.	128
Tabla 80: Cálculo del índice de capacidad del Puente Santa Isolina.....	129
Tabla 81: Índices de seguridad método de Confiabilidad, Pontón Trancamayó	130
Tabla 82: Índices de seguridad método de Capacidad estructural, Pontón Trancamayó	131
Tabla 83: Índices de seguridad obtenidos del método de Confiabilidad, Puente Potrero	131
Tabla 84: Índices de seguridad obtenido del método de Capacidad estructural, Puente Potrero.....	132
Tabla 85: Índices de seguridad obtenidos del método de Confiabilidad, Puente Chotano	132
Tabla 86: Índices de seguridad obtenido del método de Capacidad estructural, Puente Chotano	133
Tabla 87: Índices de seguridad obtenidos del método de Confiabilidad, Puente Retama	133
Tabla 88: Índices de seguridad obtenido del método de Capacidad estructural, Puente Retama	134
Tabla 89: Índices de seguridad obtenidos del método de Confiabilidad, Puente Cullacmayo.....	134
Tabla 90: Índices de seguridad obtenido del método de Capacidad estructural, Puente Cullacmayo.....	135
Tabla 91: Índices de seguridad obtenidos del método de Confiabilidad, Puente El Tayal	135
Tabla 92: Índices de seguridad obtenido del método de Capacidad estructural, Puente El Tayal.....	136

Tabla 93: Índices de seguridad obtenidos del método de Confiabilidad, Puente Santa Isolina	136
Tabla 94: Índices de seguridad obtenido del método de Capacidad estructural, Puente Santa Isolina	136
Tabla 95: Grado de Seguridad de los puentes investigados con la metodología de Confiabilidad Estructural.	139
Tabla 96: Niveles de Seguridad de los Elementos Estructurales de los puentes Investigados por Capacidad Estructural.	140
Tabla 84: Índices y Niveles de seguridad, de los puentes pertenecientes a la carretera Longitudinal de la Sierra provincia de Chota – Método de Confiabilidad Estructural. (Elaboración Propia)	148
Tabla 85: Índices y Niveles de seguridad, de los puentes pertenecientes a la carretera Longitudinal de la Sierra provincia de Chota – Método de Capacidad Estructural. (Elaboración Propia)	148

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO II

Figura 2.1 Partes de una Puente (Adaptado de Trujillo J. 2009, p 30)	11
Figura 2.2 Clasificación de Puentes Según su sección Transversal. (Adaptado de Ministerio de Transportes y Comunicaciones 2016, p 33)	12
Figura 2.3 Clasificación de Puentes Según su sección Longitudinal. Adaptado de Ministerio de Transportes y Comunicaciones 2016, p 37)	13
Figura 2.4 Curva de Frecuencias para Cargas. (Adaptado de Melchers R; Beck, A. 2018, p 19)	14
Figura 2.5 Curva de Frecuencias para Resistencia. (Adaptado de Melchers R; Beck, A. 2018, p 20)	15
Figura 2.6 Curva de Frecuencias del Margen de Seguridad Estructural. (Adaptado de Melchers R; Beck, A. 2018).	16
Figura 2.7: Grafico de los estados Límites. (Adaptado de Nowak y Collins 2001, p 94)	17
Figura 2.8: Posibles ubicaciones del eje neutro en secciones de vigas compuestas. AASTHO (2014).....	21
Figura 2.9: Factor bias (λ) para cargas vehiculares. (Adaptado de Nowak, A. 1993, p 281)	31
Figura 2.10: Coeficiente de Variación (CV) para cargas vehiculares. (Adaptado de Nowak, A. 1993, p 281)	31
Figura 2.11: Extracto del Anexo IV. (Reglamento Nacional de Vehículos. MTC 2003, p 78)	32
Figura 2.12: Ilustración de factores que influyen en el análisis de las cargas móviles. (Adaptado de Nowak 2000)	32
Figura 2.13: Detalle Geométrico y refuerzo de puente viga losa de concreto. Caso de Estudio de Ghodoosipoor, F. (2013, p 54)	33
Figura 2.14: Modelo de Elementos Finitos . Caso de Estudio de Ghodoosipoor (2013, p 54).	33
Figura 2.15: Combinación de seguridad y fallas, para carga (S) y resistencia (R). Taly, N. (2014, p 34).....	36
Figura 2.16: Funciones de densidad f_R y f_S . (Adaptado de Melchers, R. y Beck, A. 2018, p 15)	38

Figura 2.17: Margen de Seguridad e Índice de Confiabilidad Estructural. (Melchers, R y Beck, A. 2018, p 18)	40
Figura 2.18: Sistema en Serie. (Adaptado de Nowak, A y Collins. K, 2000, p 253)	43
Figura 2.19: Sistema en Serie. (Adaptado de Nowak, A y Collins. K, 2000, p 255)	43
Figura 2.20: Camiones para evaluación de cargas de Diseño. (Adaptado de AASHTO 2013, p 6-66).	46
Figura 2.21: Camiones para evaluación de cargas legales. AASHTO (2013, p 6-67)..	47

CAPÍTULO III

Figura 3.1: Ubicación Geográfica de los puentes en investigación. (Google Earth).....	56
Figura 3.2: Plano Ubicación de los Puentes Estudiados	58
Figura 3.3: Mediciones de los puentes in situ.....	59
Figura 3.4: Ensayos de Esclerometría en elementos estructurales de puentes.....	60
Figura 3.5: Recolección de Información de vehicular y tráfico in situ.....	61
Figura 3.6: Vista Isométrico de pontón Losa Trancamayo.....	62
Figura 3.7: Sección transversal de superestructura del pontón Losa Trancamayo.....	62
Figura 3.8: Vista Isométrico del Puente Potrero.	63
Figura 3.9: Sección transversal de superestructura del Puente Potrero.	63
Figura 3.10: Vista Isométrico de la superestructura puente Chotano.	64
Figura 3.11: Sección transversal de la superestructura del Puente Chotano.....	64
Figura 3.12: Vista Isométrico de la superestructura puente Retama.	65
Figura 3.13: Sección transversal de la superestructura del puente Retama.	65
Figura 3.14: Vista Isométrico de la superestructura puente Cullacmayo.	66
Figura 3.15: Sección transversal de la superestructura del puente Cullacmayo.....	66
Figura 3.16: Vista Isométrico de la superestructura puente El Tayal.	67
Figura 3.17: Sección transversal de la superestructura del puente El Tayal.....	67
Figura 3.18: Vista Isométrico de la superestructura puente Santa Isolina.	68
Figura 3.19: Sección transversal de la superestructura del puente Santa Isolina.	68
Figura 3.20: Construcción de Funciones de probabilidad, en el Software Crystal Ball. 74	
Figura 3.21: Diagrama metodológico para la determinación de Índice de Confiabilidad, de Diseño. (Elaboración Propia)	78
Figura 3. 22 Diagrama metodológico para la determinación de Índice de Confiabilidad, de desempeño Actual. (Elaboración Propia)	79
Figura 3.23: Propuesta Metodológica de determinación Índice de Capacidad.	82
Figura 3.24: Vehículos pesados de la investigación.....	86
Figura 3.25: Sección transversal del pontón Trancamayo.....	87
Figura 3.26: Dimensiones de elementos Resistentes puente Potrero.	88
Figura 3.27: Dimensiones de elementos Resistentes puente Chotano.....	89
Figura 3.28: Dimensiones de elementos Resistentes puente Retama.....	89
Figura 3.29: Dimensiones de elementos Resistentes puente Cullacmayo.	90
Figura 3.30: Dimensiones de elementos Resistentes puente El Tayal.	90
Figura 3.31: Dimensiones de elementos Resistentes puente Santa Isolina.	91
Figura 3.32: Modelo de elementos finitos pontón Trancamayo.	92
Figura 3.33: Efectos de carga estáticas y móviles sobre la superestructura, Pontón Trancamayo.....	92
Figura 3.34: Modelo de elementos finitos Puente Potrero.	93
Figura 3.35: Efectos de carga estáticas y móviles sobre la superestructura, Puente Potrero.....	94

Figura 3.36: Modelo de elementos finitos del Puente Chotano.	94
Figura 3.37: Efectos de carga estáticas y móviles sobre la superestructura, del Puente Chotano.	95
Figura 3.38: Modelo de elementos finitos Puente Retama.	96
Figura 3.39: Efectos de carga estáticas y móviles sobre la superestructura, Puente Retama.	96
Figura 3.40: Modelo de elementos finitos Puente Cullacmayo.	97
Figura 3.41: Efectos de carga estáticas y móviles sobre la superestructura, Puente Cullacmayo.	98
Figura 3.42: Modelo de elementos finitos Puente El Tayal.	99
Figura 3.43: Efectos de carga estáticas y móviles sobre la superestructura, Puente El Tayal.	99
Figura 3.44: Modelo de elementos finitos del Puente Santa Isolina.	100
Figura 3.45: Efectos de carga estáticas y móviles sobre la superestructura, del Puente Santa Isolina.	101
Figura 3.46: Sistema de Seguridad Pontón Trancamayo.	130
Figura 3.47: Sistema de Seguridad Puente Potrero.	131
Figura 3.48: Sistema de Seguridad Puente Chotano.	132
Figura 3.49: Sistema de Seguridad Puente Retama.	133
Figura 3.50: Sistema de Seguridad Puente Cullacmayo.	134
Figura 3.51: Sistema de Seguridad Puente El Tayal.	135
Figura 3.52: Sistema de Seguridad Puente Santa Isolina.	136

CAPÍTULO IV

Figura 4.1. Índices de Confiabilidad de los puentes Investigados.	138
Figura 4.2: Índices de Capacidad “RF” de las superestructuras estudiadas.	139

RESUMEN

En esta investigación se determinó los índices de seguridad estructural en puentes de la carretera Longitudinal de la Sierra en la provincia de Chota, empleándose la metodología de confiabilidad estructural y capacidad estructural. Evaluándose siete puentes que se encuentran en el tramo, investigándose a nivel de diseño y a nivel operativo o de desempeño actual de la estructura. Se determinó la Solicitación (S) de los elementos estructurales por medio de una modelación a detalle de cada uno los componentes de los puentes en software CSI Bridge v 20, alimentándose de información geométrica, de materiales y cargas, las mismas que se han hecho las indagaciones en campo y de forma documentaria, luego se determina la Resistencia (R) de los elementos, siguiendo los lineamientos de ingeniería estructural y normativa. Para finalmente determinar los índices de seguridad (G) por medio de las metodologías mencionadas y las condiciones encontradas en la realidad, contrastándose con valores de otras investigaciones. Se determinó que los índices de confiabilidad muestran estructuras seguras con un margen de seguridad mayor a la supuesta en el diseño $\beta=3.5$ en algunos casos y sobrepasando en todos los casos el índice $\beta=2.5$ sugerido por la norma AASHTO LRFD. Y el método de capacidad estructural se determinó valores diversos al evaluarse el diseño de estructura, siendo en algunos casos seguro y en otros casos con insuficiente seguridad, pero al evaluarse el nivel operativo, la seguridad estructural de todos puentes se garantiza dado a que los índices son superiores al $RF=1$.

Palabras Claves: Resistencia, Solicitación, Seguridad Estructural, Ingeniería de Puentes, Capacidad, Confiabilidad.

ABSTRACT

The present investigation consisted in the determination of the structural safety indexes in bridges of the “Longitudinal de la Sierra” highway in the province of Chota, using the methodology of structural reliability and structural capacity. Evaluating seven bridges that are in the stretch, being investigated at the design level and at the operational level or the current performance of the structure. The Solicitation (S) of the structural elements was determined by means of a detailed modeling of each one of the components of the bridges in CSI Bridge software of finite elements, entering of geometric information, of materials and loads, the same that the inquiries have been made in the field and in a documentary way, then the Resistance (R) of the elements is determined, following the guidelines of structural and normative engineering. To finally determine the safety indices (G) by means of the mentioned methodologies and the conditions found in reality, contrasting with other research values. It was determined that reliability indices show safe structures with a margin of safety greater than that assumed in the design $\beta = 3.5$ in some cases and surpassing in all cases the index $\beta = 2.5$ suggested by the AASHTO LRFD standard. And the structural capacity method was determined by varying values when evaluating the structure design, being in some cases safe and in other cases with insufficient security, but when evaluating the operational level, the structural safety of all bridges is guaranteed given that the indices they are greater than $RF = 1$.

Key words: Resistance, Solicitation, Structural Safety, Bridge Engineering, Capacity, Reliability.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. CONTEXTO

Los puentes son una parte importante dentro de la infraestructura del transporte terrestre por lo que las fallas en un estado de operación pueden causar graves consecuencias económicas, ambientales y/o sociales. Fallas que pueden ser impedidas por estudios teóricos, actualización de criterios de diseño, evaluación de seguridad y mantenimiento estructural. (Álvarez, Castillo y Vargas 2014).

En muchos países de Latinoamérica, se tiene puentes que todavía están en servicio y sujetos a cargas mucho más altas que aquellas para las que fueron diseñados. Además, debido a la inversión insuficiente destinada para el mantenimiento los mismos, sufren un deterioro rápido y significativo durante sus años de servicio, por lo tanto, su capacidad real y niveles de seguridad se reduce drásticamente. (Wiśniewski 2007)

A nivel nacional son notorias la falta de normativas que reglamente métodos de evaluación, de dispositivos de monitoreo de tráfico, existiendo en la red vial según la (SUTRAN, 2018) solo 14 unidades en todo el país, carencia de programa destinado al monitoreo de vías y puentes, y una fuerte necesidad de inversión en mantenimiento vial y sus obras de arte, configuran un panorama de un país que no prevé el futuro de sus redes de desarrollo que son sus vías de comunicación.

A ello se suma un manejo de información limitada como longitud, tipo de puente, ubicación y el estado a nivel cualitativo (Bueno, Regular y Malo), según PROVIAS (2016), en su último inventario vial publicado en febrero del 2016 se tiene que 41% de puentes en el Perú que hace un total de 1163 puentes son adecuados para soportar niveles de tráfico, diseño y otros aspectos estructurales, mientras que el 59% restante hace un total de 1646 puentes no cumple con requisitos antes mencionados.

En ese contexto, las ciudades de la región de Cajamarca, en particular de Chota, han desarrollado conexión con las grandes ciudades de la costa peruana, ocasionando un impacto de crecimiento social y económico, y por ende de tráfico con nuevas mercaderías, creándose un nuevo escenario sobre la respuesta de los estructural de los puentes, donde una evaluación a nivel cualitativa de la seguridad no cumple con a las exigencias de una Ingeniería moderna.

Los puentes en la carretera Longitudinal de la Sierra en la provincia de Chota, son estructuras cuya operatividad y seguridad debe garantizarse, para cumplir con los niveles de servicio, como lo señala la norma MTC (2016); debido a la importancia que representa la vía a nivel Nacional resulta necesario investigar la Seguridad estructural de los puentes, ya que no hay investigaciones que evidencien el estado post construcción y el tramo no se encuentra en los programas de Operación y Mantenimiento del Gobierno peruano.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Se formularia el problema con la siguiente pregunta:

“¿Cuál es el grado de seguridad estructural en los puentes de la carretera Longitudinal de la Sierra Provincia de Chota?”

1.3. HIPÓTESIS

1.3.1 HIPÓTESIS GENERAL

Los puentes de la carretera Longitudinal de la Sierra Provincia de Chota tienen alto índice de seguridad estructural.

1.4. DEFINICIÓN DE VARIABLES.

1.4.1 VARIABLE

- **Seguridad Estructural en los puentes:** son como las condiciones que debe cumplir una estructura para asegurar que tenga un comportamiento y respuesta adecuada frente a las acciones e influencias previsibles a las que pueda estar sometido durante su periodo de vida. (Tanner, Sarache, & Hingorani, 2007)

1.4.2 SUB VARIABLES

- **Resistencia de elementos estructurales:** Capacidad de un elemento o de un conjunto de elementos para contrarrestar acciones sin descomponerse. (Esparza, 2010)
- **Solicitaciones en los elementos estructurales:** Son acciones o fenómenos externos aplicados en los elementos resistente de una estructura. (Hibbler, 2012)

1.5 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

- Aporte de Conocimiento

La Investigación se realiza con el propósito de verificar y contrastar el conocimiento existente sobre los índices de seguridad de puentes, propuestos por muchos autores, normas de prestigio internacional como la AASHTO LRFD y la agencia en gestión de la construcción para la ingeniería de servicio público como es Army Corps of Engineers (USACE).

Además de contar con información confiable sobre los estudios de ingeniería estructural en la materia de puentes, y así mismo conocer los posibles escenarios y consecuencias del comportamiento estructural ante eventos que no fueron previstos en una fase de estudios y diseños.

- Uso de Conocimiento

La investigación permitirá evaluar y analizar de manera cuantitativa los índices de seguridad de puentes en la red vial Nacional, correspondiente a la carretera Longitudinal de la Sierra, en la provincia de Chota, muestra representativa dada a la importancia que representan estas obras de infraestructura vial para la ciudad de Chota y sus distritos.

También porque existe la necesidad de contar con datos e información sobre metodologías aplicables para la evaluación de puentes de una manera técnica, cuantificable y actualizada, ya que a la fecha solo se tiene Guía Para Inspección de Puentes, (MTC 2006), que presenta la aplicación de conocimientos a nivel descriptivo y con resultados cualitativos.

- Justificación Personal

Con el fin de incentivar en mi persona la búsqueda del conocimiento en la rama de la ingeniería estructural, y entender un poco más del vasto e infinito conocimiento de la Ingeniería Civil.

1.6. ALCANCES

- La investigación se realizará utilizando los modelos de puentes que corresponden a la red vial Nacional, ruta 3N-PE, de la provincia de Chota,

Cajamarca, dada la importancia que representa esta vía de comunicación para los distritos de Chota, Lajas y Cochabamba.

- Para esta evaluación se ha utilizado la metodología mediante el enfoque determinista según la guía de evaluación de puentes AASHTO aplicando el análisis de capacidad de carga y la metodología probabilística de la confiabilidad estructural.
- La investigación de seguridad estructural abarcará el estudio de diversas solicitaciones como son cargas muertas, cargas vivas y una especial consideración a las cargas vehiculares, dado a que son las solicitaciones de ocurrencia permanente de estudio para este tipo de estructuras, excluyendo para el presente estudio, cargas de viento, sismo, explosiones, frenado, fricción, hielo o solicitaciones por gradiente de temperatura, de las cuales algunas no se presentan y otras su incidencia es muy baja.
- En el desarrollo de la investigación se realizará utilizando los parámetros más importantes en la modelización de la estructura en softwares de elementos finitos utilizando el Análisis Estático Lineal.
- La presente investigación se desarrollará tomando como referencia los parámetros de comparación establecidos de la norma de diseño de Puentes MTC, la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications .

1.7. LIMITACIONES

- La investigación solo se enfocará en el estudio de la superestructura de los puentes, ya que así se podrá estudiar y generalizar las variables dadas en resistencia, solicitaciones y seguridad estructural.
- Los muestreos en el concreto para verificar la resistencia, se harán con métodos no destructivos. Y en el caso del acero de refuerzo pasivo y activo, se tomará información de los planos y especificaciones de fábricas nacionales.
- La limitada información en cuanto a investigaciones de seguridad estructural y normas para evaluar puentes en el Perú, se ha complementado con investigaciones de otros países y metodologías de renombre internacional, tales como AASHTO.

- La falta de dispositivos y datos información de aforo vehicular en la red Vial Nacional de la carretera 3N-PE, provincia de Chota, esta limitación será cubierta con actividades de campo.
- La incertidumbre del peso de los vehículos como una de las variables para la evaluación, será resuelta con valores del Reglamento Nacional de Vehículos e indagaciones de peso bruto en ciudad de Chota.

1.8. OBJETIVOS

1.8.1 OBJETIVO GENERAL

- Determinar los índices de seguridad estructural en puentes de la carretera Longitudinal de la Sierra en la Provincia de Chota

1.8.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar el índice de confiabilidad estructural de la superestructura de los puentes.
- Determinar el índice de capacidad estructural de la superestructura de los puentes.
- Realizar simulaciones de posibles escenarios de tráfico en los puentes.
- Determinar las respuestas en los elementos estructurales de los puentes en estudio.

1.9. CONTENIDO DE LOS CAPÍTULOS

La presente investigación se encuentra organizado en los siguientes capítulos:

- **Capítulo I: Introducción.** Se describe el Contexto, el Planteamiento del Problema, Hipótesis, la definición de Variables, la Justificación, la Delimitación de la Investigación, las Limitaciones, los Alcances de la Investigación y sus Objetivos, que ha llevado a hacer esta investigación.
- **Capítulo II: Marco Teórico.** Se describe los Antecedentes Teóricos de la Investigación, Bases Teóricas y Definición de Términos Básicos que son el sustento teórico de la investigación.
- **Capítulo III: Materiales y Métodos.** En este capítulo se detallan las herramientas, instrumentos y materiales utilizados para la investigación. Así mismo como la metodología empleada para determinación de los

índices de seguridad por dos metodologías distintas, como son el método de confiabilidad estructural y el método de capacidad estructural.

- **Capítulo IV: Análisis y Discusión de Resultados.** Se analiza la información encontrada y contrastándose con la información de la literatura expuesta.
- **Capítulo V: Conclusiones y Recomendaciones.** Es este capítulo final se expone las conclusiones a las que se llegó con la investigación. Así como las recomendaciones para futuros trabajos que complementen a la presente.
- **Referencias bibliográficas.**
- **Anexos.** Planos y fichas.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN

La ingeniería utiliza teorías de seguridad estructural para proponer normas, filosofías de cálculo y diseño, para garantizar que una estructura cumpla a cabalidad su función para un periodo de vida útil.

En la ingeniería estructural que se enfoca en el diseño y construcción de puentes, es sabido las solicitaciones y respuestas, en toda la vida de uso son variables, y que por lo general las primeras tienden a crecer debido al tráfico y las segundas tienden a decrecer, ello sugiere que se revise siempre las filosofías de diseño y códigos normativos.

Entonces diversas son las investigaciones que han motivado la evaluación estructural por las razones expuestas, por medio de índices o factores que explique el comportamiento estructural de un elemento de manera numérica con la aplicación de diferentes métodos:

2.1.1 ANTECEDENTES INTERNACIONALES

Gao (2007) En trabajo de investigación presentó un análisis de diversos puentes de concreto armado y pos-tensado que se encuentran en Estados Unidos, para ello contrasto la relación entre análisis por capacidad y confiabilidad, concluyendo que una evaluación por capacidad estructural con niveles de inventario se acerca mucho a los valores de $\beta=3.5$ de índice de confiabilidad y a nivel de operación índices $\beta=2.4$ por lo que los métodos tiene gran consistencia, uniformidad y relación de una evaluación de puentes.

Álvarez; *et al.* (2014) En su investigación presentaron el estudio de los puentes del tramo de carretera entre Cañas y Liberia de una ruta Nacional, utilizando la metodología de evaluación LRFR de capacidad estructural, evaluando 2 puentes de concreto reforzado y 1 puente de sección mixta (vigas de acero estructural). Concluyendo de la evaluación por capacidad de carga del método LRFR de AASHTO representa una solución rápida y sencilla que podría ser aplicada en Costa Rica para complementar la información de las inspecciones realizadas a las estructuras de puentes. Para puentes de concreto encontrado de 9 y 15 m se encontró que tienen menores capacidades de carga ya que

comparado con un puente de vigas metálicas de 21 m el factor RF supera en un 159% al de los otros puentes, dicho análisis se efectuó a las vigas internas.

Muñoz, *et al.* (2002). En su trabajo de investigación sobre puentes titulada: “*Metodología de Evaluación Estructural de Puente Metálicos por Técnicas de Fiabilidad Estructural*”, estudiaron el comportamiento de un puente Puerto Salgar de 77.09 m de luz y ancho de 10.15 m, en donde se evaluó la condición del puente por método de confiabilidad, planteado un modelo estructural procesado con elementos finitos y prestó importante interés a la carga vehicular y el tráfico teniéndose así estado de atasco, que simula cargas puntuales y un estado de tráfico saturado en donde el avance es de 20 Km/h.

Además, determinó una prognosis de la evaluación del índice de confiabilidad (β) a lo largo del tiempo mostrando un modelo exponencial que cae de valor de 4.5 hasta un 2.5 en un tiempo de 50 años. Además, contrastó los resultados de los índices de fiabilidad (β) y los factores de carga (RF), mostrando una relación lineal. Surgiendo además que las técnicas de fiabilidad representan una condición real de trabajo del puente y permiten proyectar la seguridad al futuro se propone normalizar la metodología para evaluar puentes y aumentar su vida útil de manera económica y segura.

2.1.2 ANTECEDENTES NACIONALES

Umpire (2015). En su tesis de investigación evaluación estructural del Puente Nochóz en Oxapampa – Perú, una estructura formada por puente de 4 vigas cajón de 25 m de luz y un ancho de 6.3 m construido en 1985, utilizó la metodología de capacidad de carga para evaluar la seguridad estructural de dicho puente llegando a las siguientes conclusiones que las vigas interiores se encuentran en el límite de su capacidad ya que tiene factores de 1.13 y 0.803, lo cual a su recomendación sugiere un reforzamiento, mientras que una las vigas externas se no satisface los niveles de seguridad por capacidad ya que superan los factores de carga en 0.871 mientras que la otra tiene 1.244, Por lo que además comprueba una hipótesis que la capacidad de carga de uno de carriles de tráfico ya se encuentra por debajo del límite que es 1. Con la aplicación de esta metodología se sugirió un proyecto de reforzamiento a las vigas del carril más sensible.

2.1.3 ANTECEDENTES LOCALES

Dentro de los trabajos de investigación a nivel local en la ciudad de Chota se tiene en trabajo de Terrones (2014), en su tesis titulada: “Evaluación De Las Fallas Estructurales Del Puente Sobre el Rio Colpamayo en la Red Vial Bambamarca – Chota”, la metodología empleada es una evaluación descriptiva de las fallas de la estructura para la superestructura y subestructura, en donde a nivel cualitativo estudió las fisuras, probables explicaciones de fenómenos ocurridos que retratan la historia del puente al paso de los años. Se usaron fichas para inventariar el estado y las fisuras encontradas.

2.2. BASES TEÓRICAS

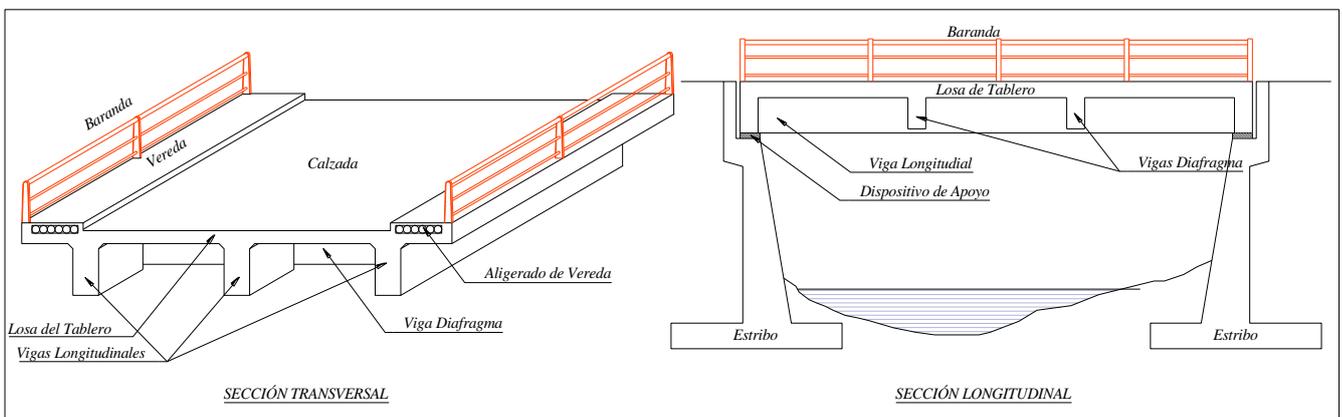
2.2.1 DEFINICION Y CLASIFICACIÓN DE PUENTES

El Manual de Puentes MTC (2016, p 53). Lo define como una estructura que permite atravesar un accidente geográfico o un obstáculo natural o artificial. Se considera como puente la estructura cuya luz, entre ejes de apoyos es igual o mayor a 6.00 m.

Las AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, AASHTO (2017, p 1-2) define como cualquier estructura que tiene una abertura no menor a 6.10 m (20.0 ft) que forme parte de una carretera principal o que se encuentre sobre o debajo de una carretera.

Un puente convencional puede tener las siguientes partes como lo señala Trujillo E. (2009), en la figura siguiente:

Figura 2.1 Partes de una Puente (Adaptado de Trujillo J. 2009, p 30)

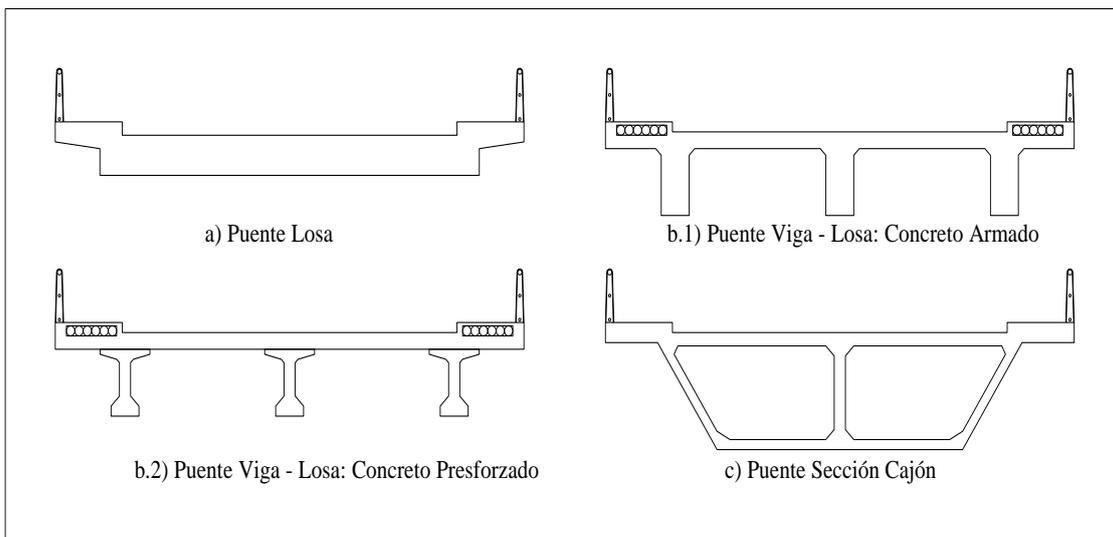


Clasificación: Los puentes de pueden adoptar diversas formas y de las cuales el diseño. Se tiene los siguientes tipos:

Según la sección transversal, de acuerdo a Trujillo J. (2009, p 31) pueden ser:

- a. Puentes Losa: Tiene una losa portante que puede ser de concreto armado integralmente o puede ser aligerada, la estructura trabaja a flexión.
- b. Puentes Viga – Losa: Este tipo de puentes cubren mayores luces que los anteriores, tiene losa que transmite las cargas hacia las vigas y estas a los elementos de apoyo. Pudiendo ser de concreto armado en obra o construidos también con técnicas de concreto preesforzado
- c. Puentes Sección Cajón: Tienen una sección transversal hueca que son de concreto preesforzado.

Figura 2.2 Clasificación de Puentes Según su sección Transversal. (Adaptado de Ministerio de Transportes y Comunicaciones 2016, p 33)

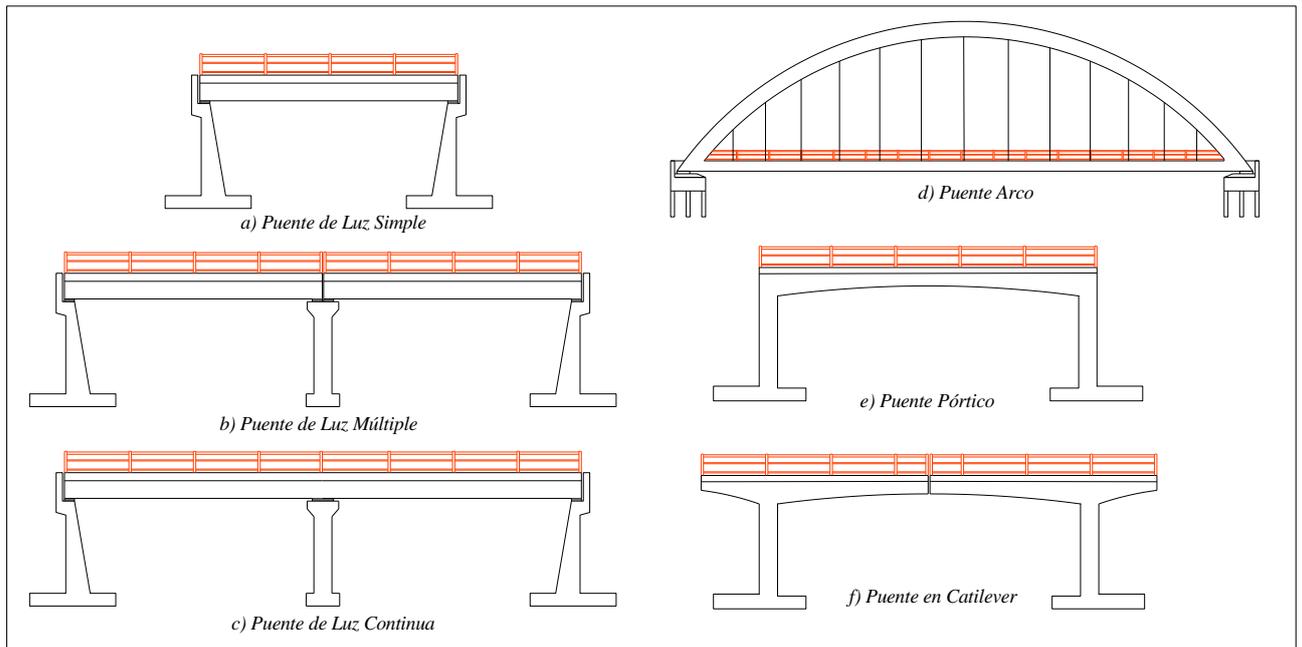


Según la sección longitudinal, de acuerdo a Trujillo J. (2009, p 32) pueden ser:

- a. Puentes Luz Simple: El obstáculo a cruzar es cubierto con un solo tramo
- b. Puentes Luz múltiple: El obstáculo a cruzar es cubierto con más de dos tramos
- c. Puentes de Luz continua: El obstáculo a cruzar es cubierto con un solo tramo, con la adición de elementos de apoyo móviles en tramos intermedios.

- d. Puentes Arco: la forma de su estructura permite una distribución de esfuerzos de tensión, por lo que trabajan íntegramente a compresión.
- e. Puentes pórtico: Estructura intermedia entre arco y viga, presentando un comportamiento de ambos
- f. Puente en Cantiléver: la estructura se compone de elementos que se conectan con volados sucesivos

Figura 2.3 Clasificación de Puentes Según su sección Longitudinal. Adaptado de Ministerio de Transportes y Comunicaciones 2016, p 37)



Según la disposición en planta, de acuerdo a Trujillo J. (2009) pueden ser:

- a. Puentes Rectos: tienen un tablero rectangular donde el puente alinea a la carretera.
- b. Puentes Curvos: la planta de estos puentes tiene un radio, que permite adaptarse al diseño de la carretera.
- c. Puentes Esviajado: la disposición del tablero no es rectangular, sino que te tiene un ángulo distinto de 90° , adaptándose al eje de la carretera.

2.2.2 SEGURIDAD ESTRUCTURAL

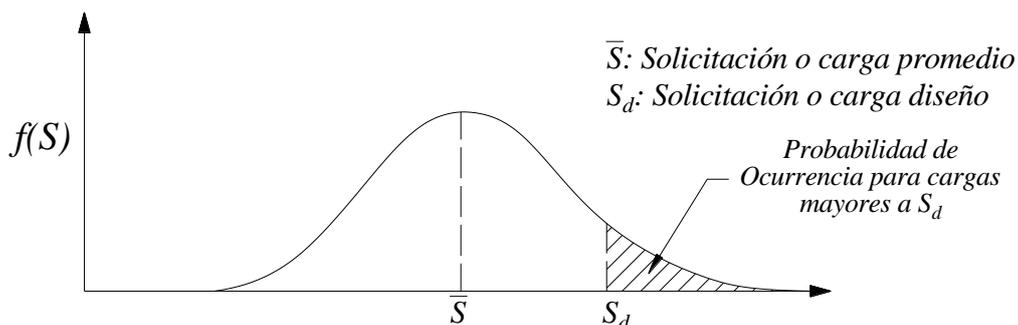
Según Nilson, A. (2001, p 12), la seguridad es la resistencia requerida de la estructura, para que tenga un comportamiento adecuado de las cargas que puedan llegar a actuar sobre ella. Sin embargo, la resistencia de la estructura, construida tal como se diseñó, pudiera predecirse en forma precisa, y las cargas y sus efectos internos se conocieran con precisión, entonces la seguridad podría garantizarse.

Por otro lado, Torres, A. y Martínez M. (2001, p 9). El término seguridad de una estructura se define como la capacidad de una estructura de resistir, con un grado de certidumbre aceptable, la posibilidad de falla debido a la degradación gradual de la estructura producida por agentes agresivos del medio ambiente.

Según el Código Técnico de Edificación (2009, p i), consiste en asegurar que la construcción tenga un comportamiento estructural adecuado frente a las acciones e influencias previsibles a las que pueda estar sometido durante su construcción y luego en fase operativa. De forma que cumplan las exigencias de Resistencia y estabilidad y requisitos de aptitud al servicio.

2.2.2.1 Variabilidad de Cargas o Solicitaciones (S): De acuerdo a Melchers R. y Beck, A. (2018, p 19), la carga máxima que ocurre durante la vida de una estructura no se conoce con precisión, ésta puede considerarse como una variable aleatoria. Por lo que un modelo de probabilidad para la carga máxima puede representar una forma aproximada de la variabilidad de cargas y así deducirse a partir de una función de densidad probabilística para cargas, tal como se presenta en la curva de frecuencia de la *Figura 2.4*.

Figura 2.4 Curva de Frecuencias para Cargas. (Adaptado de Melchers R; Beck, A. 2018, p 19)

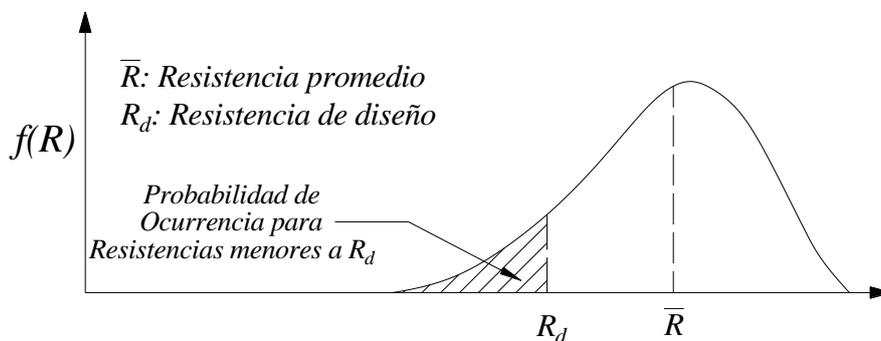


Las fuentes de Incertidumbre para la variabilidad de Cargas, de acuerdo a Taly, N. (2014), provienen de:

- Las cargas reales pueden diferir de las supuestas.
- Las cargas reales pueden estar distribuidas de manera diferente a la supuesta.
- Las suposiciones y simplificaciones inherentes a cualquier análisis pueden resultar en efectos calculados, momentos, cortantes, etc., diferentes de aquellos que de hecho actúan sobre la estructura.

2.2.2.2 Resistencia (R): Según Melchers R. y Beck, A. (2018, p 19), la resistencia de una estructura depende de los materiales que la conforman, sin embargo, las resistencias reales de los materiales no pueden conocerse en forma precisa y por tanto también constituyen variables aleatorias. Por lo que una función de densidad probabilística mostrada en la Figura 2.5 puede graficar la resistencia de los elementos.

Figura 2.5 Curva de Frecuencias para Resistencia. (Adaptado de Melchers R; Beck, A. 2018, p 20)



Las fuentes de incertidumbre de resistencia provienen de: de acuerdo a Taly, N. (2014), provienen de:

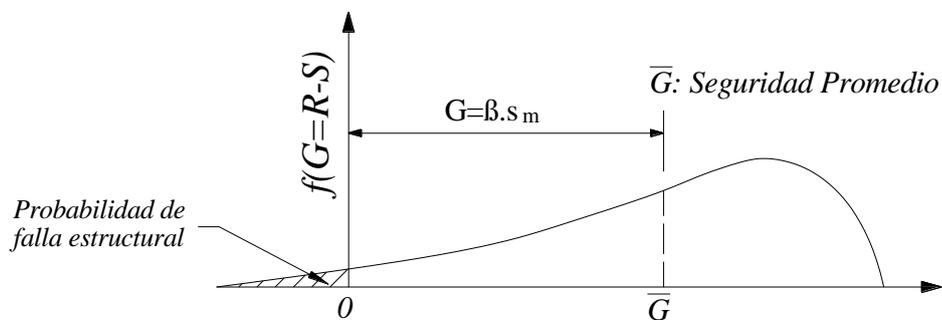
- Las dimensiones reales de los elementos pueden diferir de aquellas especificadas.
- El refuerzo puede no estar en la posición definida.
- Las resistencias reales de los materiales pueden diferir de aquellas especificadas.

2.2.2.3 Seguridad estructural: según Melchers R. y Beck, A. (2018, p 14), la manera matemática se expresa matemática como:

$$G = R - S \quad (2.1)$$

Debido a que R y S son variables aleatorias, el margen de seguridad estructural $G = R - S$ también es una variable aleatoria. La gráfica de la función de probabilidad de G se representa como en la *Figura 2.6*. La falla ocurre cuando G es menor que cero; la probabilidad de falla está representada entonces por el área sombreada de la figura.

Figura 2.6 Curva de Frecuencias del Margen de Seguridad Estructural. (Adaptado de Melchers R; Beck, A. 2018).



2.2.2.4 Estados Límites: para un análisis de confiabilidad se consideran tres estados, y para la presente investigación se da mayor realce a la primera que es el estado límite Último, como base de toda la investigación, ello no que se deje de mencionar los otros dos estados. La siguiente sección de acuerdo a Nowak y Collins. (2000, p 93), se presentan los siguientes estados límites.

a) Estado Límite Último: está relacionado con la pérdida de la capacidad de carga. Los modos de falla en esta categoría incluyen:

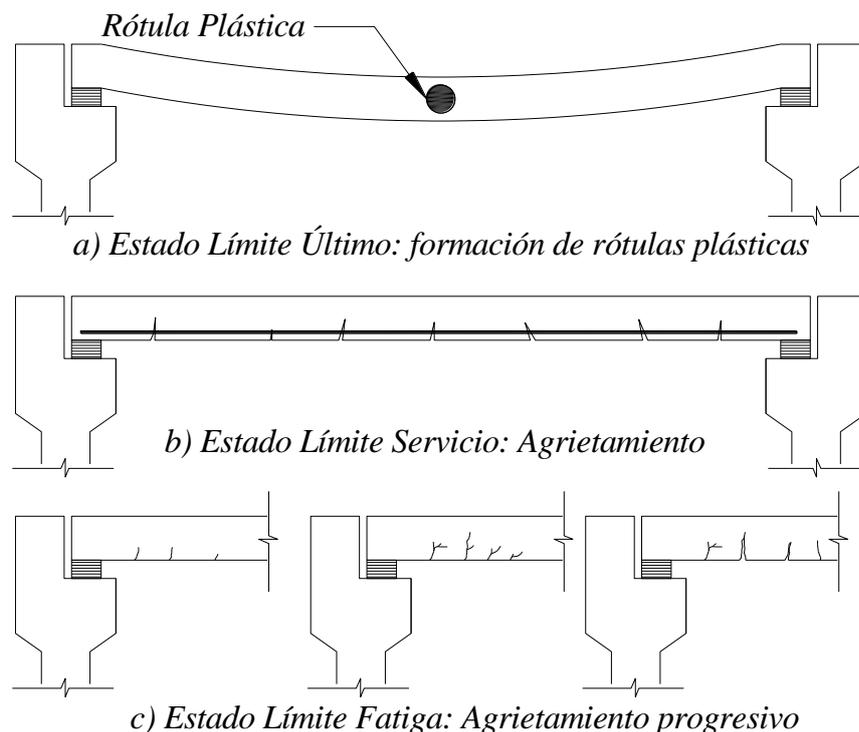
- Exceso de capacidad de carga para momento
- Formación de Rotulas plásticas
- Rotura del concreto en compresión
- Fallas cortantes en las redes de rigidizadores en vigas de acero
- Pérdida general de estabilidad
- Pandeo de alas en vigas de acero
- Ruptura de la soldadura.

b) Estado Límite de Servicio: Está relacionado con el deterioro gradual, confort de usuario o costos de mantenimiento. Pueden estar o no relacionados con la integridad de la estructura. Los modos de falla en esta categoría incluyen:

- Deflexión en exceso
- Vibración en exceso
- Deformaciones permanentes
- Agrietamiento de los elementos.

c) Estado Límite de Fatiga: se relaciona con la pérdida de esfuerzo bajo cargas repetitivas. El estado límite de fatiga se relaciona con la acumulación de daño una eventual falla bajo cargas repetitivas. Los mecanismos de falla se relacionan con la propagación de las grietas hasta su ruptura.

Figura 2.7: Grafico de los estados Límites. (Adaptado de Nowak y Collins 2001, p 94)



2.2.3 MODELO DE RESISTENCIA

De acuerdo a Nowak y Collins. (2001, p 181-182), un modelo de resistencia se encuentra relacionado con la capacidad de carga de los componentes y conexiones de las estructuras, donde típicamente son función de la resistencia de los materiales, la geométrica de los elementos estructurales. Sin embargo,

existen factores de incertidumbre en la resistencia según, puede ser dividido en tres categorías:

- *Propiedades del Material:* Representa la incertidumbre de la resistencia del material, esfuerzo de rotura, módulo de elasticidad y composición química.
- *Fabricación:* aspecto que abarca elaboración de los elementos estructurales en dimensiones, sección geométrica, momento de inercia y módulo de sección.
- *Análisis:* se tiene incertidumbre en los métodos aproximados para el análisis y la idealización de esfuerzos y deformaciones.

Entonces el modelo de resistencia general se encuentra en función de los siguientes parámetros:

$$R(f'_c, f'_y, f'_{ps}, b, d, b_w, \dots) \quad (2.2)$$

Donde: f'_c es el esfuerzo a compresión del concreto, f'_y esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, f'_{ps} esfuerzo de fluencia del acero de preesfuerzo; b , d y d_w son dimensiones de una sección resistente

Sin embargo, un modelo de resistencia (R) propuesto por el código AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, simplifica los parámetros de incertidumbre como el producto de Resistencia Nominal (R_n) por el producto de tres factores como que representan: la propiedad del material (M), F fabricación (F) y el análisis profesional (P) (Nowak 1999, p 18).

$$R = R_n \cdot M \cdot F \cdot P \quad (2.3)$$

Las estimaciones de μ_R (media de la resistencia), λ_R (factor bias de la resistencia) y V_R (varianza de la resistencia), en función de los estadísticos de los factores M, F y P.

$$\mu_R = R_n \cdot \mu_M \cdot \mu_F \cdot \mu_P \quad (2.4)$$

$$\lambda_R = \lambda_M \cdot \lambda_F \cdot \lambda_P \quad (2.5)$$

$$V_R = \sqrt{(V_M)^2 + (V_F)^2 + (V_P)^2} \quad (2.6)$$

2.2.3.1 Parámetros Estadísticos de Resistencia a Nivel de Diseño

En Estados Unidos los parámetros estadísticos de los códigos de puentes, como la norma AASHTO LRFD, se fundamentan en los estudios de Nowak (1999, p 19), quien analizó vigas de concreto armado y preesforzado, donde de las principales novedades de su investigación fue la consideración del comportamiento no lineal del concreto y el acero, por medio de curvas de Momento curvatura, para luego plasmar sus resultados en una tabla que resumen el efector de los factores F.M (incidencia de la Fabricación y Material), P (incidencia del análisis profesional) y R (incidencia de los factores M, F y P).

Tabla 1: Parámetros Estadísticos de tipo de Respuesta Resistente. (Nowak 1999, p 20).

Tipo de Estructura	FM		P		R	
	λ	V	λ	V	λ	V
<i>Vigas de Viga no Compuestas</i>						
Momento	1.095	0.075	1.02	0.06	1.12	0.10
Cortante	1.12	0.08	1.02	0.07	1.14	0.105
<i>Vigas de Viga Compuestas</i>						
Momento	1.07	0.08	1.05	0.06	1.12	0.10
Cortante	1.12	0.08	1.02	0.07	1.14	0.105
<i>Concreto Reforzado</i>						
Momento	1.12	1.12	1.02	0.06	1.14	0.13
Cortante	1.12	1.12	1.075	0.10	1.20	0.155
<i>Concreto Preesforzado</i>						
Momento	1.04	0.045	1.01	0.06	1.05	0.075
Cortante	1.07	0.1	1.075	0.1	1.15	0.14

2.2.3.2 Parámetros Estadísticos a Nivel de Evaluación

Como se presentó en la sección anterior, el modelo de resistencia es el producto de tres factores determinados, dichos parámetros han sido determinados para condiciones de fabricación y materiales de Estados Unidos, entonces en un contexto diferente, como otro país, estas condiciones varían dependiendo de la calidad y técnica para fabricar los materiales resistentes.

Por lo que se presenta a continuación los parámetros necesarios para un estudio a nivel de Evaluación.

A) Definición de Modelos para Estado Límite de Resistencia

En sus investigaciones de Pourzeynali y Hosseinnezhad (2009, p 4-5), propusieron que el uso de modelos de resistencia, para los estados límites, ya que se encuentran en función de la ecuaciones de resistencia nominal (R_n) para elementos de concreto armado, dado a que hace intervenir las propiedades del material y la geometría del elemento. Luego de resistencia de superestructuras de puentes se tiene las siguientes expresiones:

a.1) Resistencia a Flexión: de acuerdo al código AASHTO LRFD (2017, p 5-39), se tiene la siguiente expresión

Para concreto armado y preesforzado:

$$M_n = A_{ps} * f_{ps} * \left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s * f_s * \left(d_s - \frac{a}{2}\right) - A'_s * f'_s * \left(d'_s - \frac{a}{2}\right) + 0.85 * f'_c * (b - b_w) * h_f * \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right) \quad (2.7)$$

Donde:

- A_{ps} = área de acero preesforzado (cm^2)
- f_{ps} = promedio de esfuerzo en acero de preesfuerzo (kg/cm^2)
- d_p = distancia de la fibra extrema a compresión hasta la fibra del tendón de preesfuerzo (cm)
- A_s = área de acero no preesforzado
- f_s = esfuerzo del acero de refuerzo para resistencia a flexión (kg/cm^2)
- d_s = distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a flexión (cm)
- A'_s = área de acero a compresión (cm^2)
- f'_s = esfuerzo del acero de refuerzo para resistencia a flexión (kg/cm^2)
- d'_s = distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide de la fibra extrema a compresión (cm)
- f'_c = Resistencia a compresión del concreto especificada a los 28 días
- b = Ancho alma de la viga (cm)

- b_w = ancho total de la viga (cm)
- β_1 = factor de esfuerzo del concreto
- h_f = dimensión del ala de vigas T o I (cm)
- $a = c\beta_1$; ancho del bloque del esfuerzo equivalente (cm)

Para acero estructural de sección compuesta: el código AASHTO LRFD (2017, p 6-151), propone las siguientes expresiones:

$$M_u \leq \phi_f M_n \quad (2.8)$$

Donde:

- ϕ_f = factor de resistencia para flexión
- M_n = Resistencia nominal a flexión de la sección determinada (Tn-m)
- M_u = Momento ultimo alrededor de eje mayor de la sección determinada (Tn-m).
- M_p = Momento plástico (Tn-m).

El valor de M_n depende de distancia D_p : distancia entre la cara superior del tablero de concreto al eje neutro donde se ubica el momento plástico. D_t : profundidad total de la sección compuesta

- Si $D_p \leq 0.1 D_t$ entonces:

$$M_n = M_p \quad (2.9)$$

- Caso contrario

$$M_n = M_p * (1.07 - 0.7 * \frac{D_p}{D_t}) \quad (2.10)$$

Luego el momento plástico se determina de acuerdo a los dispuesto en el apéndice D6.1 de norma AASHTO (2014).

Figura 2.8: Posibles ubicaciones del eje neutro en secciones de vigas compuestas. AASTHO (2014)

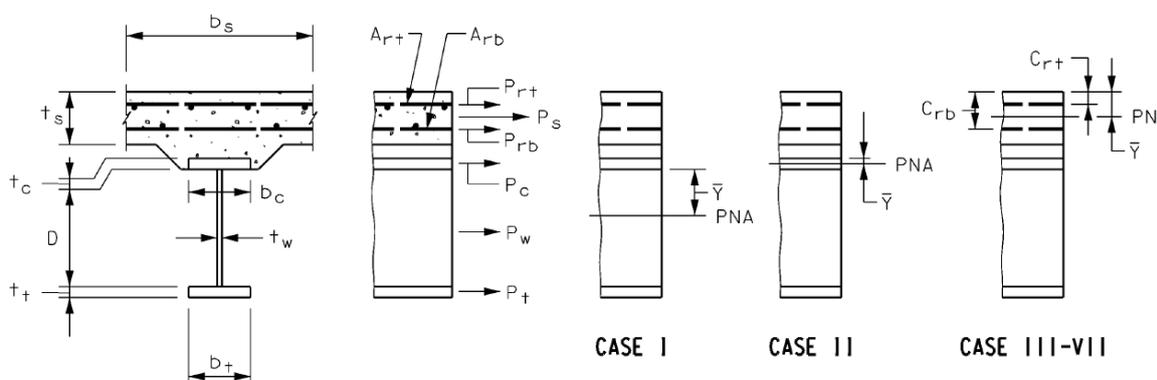


Tabla 2: Cálculo del eje Neutro y Momento plástico para momento positivo.
(AASHTO, 2014)

Caso	Eje Neutro	Condición	\bar{Y} y M_p
I	En el Alma	$P_t + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) * \left(\frac{P_t - P_c - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1\right)$ $M_p = \frac{P_w}{2D} (\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2) + (P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_t d_t)$
II	En el Ala Superior	$P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_c}{2}\right) * \left(\frac{P_w + P_t - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_c} + 1\right)$ $M_p = \frac{P_c}{2t} (\bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2) + (P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_t d_t)$
III	Tablero de hormigón debajo de P_{rb}	$P_t + P_w + P_c \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = t_s * \left(\frac{P_c + P_w + P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_s}\right)$ $M_p = \frac{\bar{Y}^2 * P_s}{2t_s} + (P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t)$
IV	Tablero de hormigón en P_{rb}	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}$	$\bar{Y} = c_{rb}$ $M_p = \frac{\bar{Y}^2 * P_s}{2t_s} + (P_{rt} d_{rt} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t)$
V	Tablero de hormigón encima de P_{rb} , debajo de P_{rt}	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}$	$\bar{Y} = t_s * \left(\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_{rt}}{P_s}\right)$ $M_p = \frac{\bar{Y}^2 * P_s}{2t_s} + (P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t)$
VI	Tablero de hormigón debajo de P_{rt}	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_{rt} \geq \left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right) P_s$	$\bar{Y} = c_{rt}$ $M_p = \frac{\bar{Y}^2 * P_s}{2t_s} + (P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t)$
VII	Tablero de hormigón encima de P_{rt}	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_{rt} < \left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right) P_s$	$\bar{Y} = t_s * \left(\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t + P_{rt}}{P_s}\right)$ $M_p = \frac{\bar{Y}^2 * P_s}{2t_s} + (P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t)$

En el cual

- $P_{rt} = F_{yrt} * A_{rt}$
- $P_s = 0.85 * f'c * b_s * t_s$
- $P_{rb} = F_{yrb} * A_{rb}$
- $P_c = F_{yc} * b_c * t_c$
- $P_w = F_{yw} * D * t_w$
- $P_t = F_{yt} * b_t * t_t$

a.2) Resistencia a Fuerza Contante: de acuerdo al código AASHTO LRFD (2017), se tiene la siguiente expresión:

Para concreto Reforzado y Preesforzado

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (2.11)$$

Donde:

- V_n = Resistencia Cortante Nominal
- V_c = Resistencia cortante del Concreto, se calcula con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.265 * \beta * \sqrt{f'c} * b * d \quad (2.12)$$

Donde:

- β = parámetro que depende de la deformación del acero (usualmente es 2)
 - $f'c$ = resistencia a compresión del concreto (kg/cm²)
 - b = ancho de viga (cm)
 - d = peralte de la viga (cm)
- V_s = Resistencia cortante del acero de refuerzo, se obtiene con la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{A_s * F_y * d * (\cot g(\theta) + \text{Tag}(\alpha)) * \text{sen}(\alpha)}{s} \quad (2.13)$$

Donde:

- θ = parámetro que depende de la deformación del acero (usualmente es 0)
 - $f'c$ = fluencia del acero (kg/cm²)
 - α = ángulo de inclinación del refuerzo por corte
 - s = separación del refuerzo por corte
 - A_s = Área de acero por corte
 - d = peralte de la viga
- V_p = Resistencia cortante que aporta en acero de preesfuerzo

Para acero estructural de sección compuesta: lo propuesto por la AASHTO LRFD (2017: 6-168-169)

Resistencia Cortante para Paneles Interiores:

$$V_n = V_p * \left(C + \frac{0.87 * (1 - C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2}} \right) \quad (2.14)$$

Caso contrario, usar la siguiente expresión:

$$V_n = V_p * \left(C + \frac{0.87 * (1 - C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2} + \frac{d_o}{D}} \right) \quad (2.15)$$

Resistencia Cortante para Paneles Extremos:

$$V_n = V_p * C \quad (2.16)$$

Donde:

- $V_p = 0.58 * F_{yw} * D * t_w$ (2.17)
- d_o = espaciamiento de rigidizadores (in)
- V_n = Resistencia cortante nominal (kip)
- V_p = Fuerza cortante plástica (kip)
- C = Relación entre la resistencia al pandeo y la resistencia a la fluencia, determinado con las siguientes ecuaciones:

- Si $\frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \rightarrow C = 1.0$ (2.18)

- Si $1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} < 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \rightarrow C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$ (2.19)

- Si $1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \rightarrow \frac{1.12}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right)$ (2.20)

- Donde $k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}$ (2.21)

B) Parámetros Estadísticos de la Resistencia Nominal

En la sección 2.2.3.1 se han presentado las ecuaciones que rigen la resistencia nominal para flexión y cortante de acuerdo al código AASHTO (2017). Y de acuerdo a Wisniewsky, D. (200, p 53), para la generación de un modelo de resistencia es necesario contar con la información básica del comportamiento de los materiales (resistencia a compresión, esfuerzo de fluencia, límites de proporcionalidad de preesfuerzo, etc.) y geometría de los elementos (dimensiones de las secciones, disposición de acero, etc.) para determinar la capacidad de respuesta estructural.

b.1) Parámetros Estadísticos para resistencia a compresión del Concreto

En la investigación de Wisniewsky D. (2007, p 54-61), hizo una recopilación de resultados de investigaciones de varios países para los modelos de resistencia a compresión del concreto. Y como resultado obtuvo que todos se ajustan a una **distribución normal**, existe una variación en los valores de media y desviación estándar. A continuación, se presenta la tabla resumen para concreto elaborada in situ como en planta.

Tabla 3: Parámetros estadísticos para resistencia a compresión del concreto elaborada in situ. (Wisniewsky D. 2007, p 62)

Lugar de Investigación	Valor Nominal f'_c (MPa)	Factor Bias λ	Desviación Estándar σ (MPa)	Coefficiente de Variación V(%)
US, Canadá y Europa (Mirza et 1979)	$f'_c < 27$	-	-	10 – 20
	$f'_c \geq 27$	-	2.7 – 5.4	-
Suencia (Thelandersson 1993)	$f'_c = 35$	1.24	-	8.5
Alemania (Sobrino 1993)	$25 \leq f'_c \leq 45$	-	-	9 – 20
España (Sobrino 1993)	$25 \leq f'_c \leq 40$	1.09 -1.39	2.6 – 4.2	6 – 11
Canadá (Bartlett y McGregor 1998)	$f'_c \leq 55$	1.25	-	10
Portugal (Henriques 1998)	$20 \leq f'_c \leq 35$	1.23 – 1.55	3.9 – 6.6	9 – 17
Estados Unidos (Nowak y Szerszen 2003)	$21 \leq f'_c \leq 41$	1.12 – 1.35	1.5 – 4.9	4 – 15
	$48 \leq f'_c \leq 83$	1.04 – 1.19	5.4 – 9.0	9 – 12
Perú (Coronel 2003)	$21 \leq f'_c \leq 35$	1.24	-	19.8
Colombia (Venegas 2014)	$21 \leq f'_c \leq 35$	1.27	3.5	16.67
México (Téllez, G 2005)	$f'_c = 20$	1.15	3.85	16.7
	$f'_c = 25$	1.072	4.46	16.6
	$f'_c = 30$	1.07	41.3	12.9

b.2) Parámetros Estadísticos para acero de refuerzo y de preesfuerzo

Varios autores consideran los siguientes parámetros para la variación del acero de refuerzo y preesfuerzo, para modelos que se aproximan a la distribución normal tal y como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 4: Parámetros estadísticos para el acero de refuerzo pasivo. (Recopilado de Varios Autores)

Propiedad	Grado	Factor Bias λ	Coef. Variación CV(%)
Estados Unidos (Nowak y Collins 2000)	40	1.11	11.6
	60	1.11	9.8
Perú (Coronel 2003)	60	1.12	11.2
Colombia (Venegas 2014)	60	1.11	10.7
México (Téllez, G 2005)	60	1.10	3.7

Tabla 5: Parámetros estadísticos para el acero de refuerzo activo o de preesfuerzo Grado 270. (Recopilado de Varios Autores)

Propiedad	Factor Bias λ	Coef. Variación CV(%)
Estados Unidos (Nowak y Collins 2000)	1.04	2.5
España (Casas y Sobrino 1995)	1.06 - 1.09	1 – 6
México (Téllez, G 2005)	1.10	1 – 7.5

b.3) Parámetros Estadísticos para acero Estructural.

Los valores propuestos de las variables estadísticas del acero estructural, se ajustan a la probabilidad normal, y se ha recopilado de distintos autores, presentados en la tabla siguiente:

Tabla 6: Parámetros estadísticos para el acero estructural. (Recopilado de Varios Autores)

Propiedad	Distribución	Factor Bias λ	Coef. Variación CV(%)
España (Casas y Sobrino 1995)	Lognormal	1.10	5 – 15
México (Téllez, G 2005)	Normal	1.05	10.0

b.4) Parámetros Estadísticos de las dimensiones de los elementos estructurales.

Las imperfecciones en los elementos de concreto son causadas por la variación en la construcción, estos cambios se muestran en las dimensiones de la forma de la sección transversal, posición del refuerzo activo o pasivo, alineamiento de columnas o vigas, etc. (MacGregor y Cornell 1980).

A continuación, se presentan un resumen de los principales valores variables en secciones presentes en puentes como son para elementos losas y vigas de concreto.

Tabla 7: Parámetros estadísticos de la variación de dimensiones en los elementos estructurales. (MacGregor y Cornell 1980, p 182).

Propiedad	Error en Dimensión (cm)	Desviación Estándar (cm)	Distribución
Peralte de Losa	+0.075 a 0.53	0.66 – 1.19	Normal
Peralte de Vigas	-0.30 a 2.06	0.64 – 1.40	Normal
Recubrimiento de barras superiores en losas	-1.02	1.27	Normal
Recubrimiento de barras inferiores en losas	-0.33	0.89	Normal
Recubrimiento de barras en Vigas	-0.56	1.35	Normal
Ancho Nominal en Vigas	+0.25	0.38	Normal
Dimensiones Nominales en columnas	+0.15	0.64	Normal
Recubrimiento de barras inferiores en vigas	-0.90 a 0.15	0.71 – 1.14	Normal

2.2.4 MODELOS DE CARGA

Nowak, A y Collins, K (2000, p 146) consideraron un modelo general de cargas (S), en el cual el modelo propuesto es usado para el diseño y evaluación de estructuras, en donde la magnitud se expresa en función de una variable que representa el valor nominal de la carga (A), otro parámetro que representa la variación debida al modo en la carga se supone que actúa (B), y finalmente un factor que representa la variación debida a los métodos de análisis; teniendo la forma siguiente.

$$S = A * B * C \quad (2.22)$$

En un proceso de análisis de cargas, es necesario que se involucren la variabilidad de los parámetros estadísticos de los tres factores en función de media, factor bias y el coeficiente de variación, por lo que Nowak, A y Collins, K (2000, p 146) propone los siguiente:

$$\mu_S = \mu_A * \mu_B * \mu_C \quad (2.23)$$

$$V_S = \sqrt{V_A^2 + V_B^2 + V_C^2} \quad (2.24)$$

$$\lambda_S = \lambda_A * \lambda_B * \lambda_C \quad (2.25)$$

Donde μ_S, μ_A, μ_B y μ_C son las medias de la sollicitación con carga y los factores intervinientes, $\lambda_S, \lambda_A, \lambda_B$ y λ_C son los factores bias de factores intervinientes y V_A, V_B, V_C y V_S , son las coeficientes de variación de las variables descritas. Además el factor bias (λ) es la relación entre la media y el valor nominal. Las cargas frecuentes a las que se encuentra expuesto un puente son carga muerta, viva (estática y dinámica), cargas de ambiente (viento, sismo, nieve, etc.) u otras cargas (colisión, emergencia), y estas serán tratadas como variables dentro de modelo de carga.

2.2.4.1 Cargas Muertas (D)

Es la carga de gravedad debida al peso propio de los elementos estructurales y no estructurales permanentemente conectados al puente (Nowak, A. 1999, p 10). Debido a los diferentes grados de variación, es conveniente considerar los siguientes tipos:

- D₁: peso de elementos elaborados en fábrica (acero, prefabricados de hormigón).
- D₂: peso del hormigón elaborado in situ.
- D₃: peso de la superficie de rodadura (asfalto).
- D₄: peso de otros elementos (por ejemplo, barandillas, luminarias).

a) Parámetros estadísticos: Todos los componentes de carga muerta se tratan como variables aleatorias normales y de acuerdo a Nowak y Collins (2000), tiene los siguientes parámetros estadísticos.

Tabla 8: Parámetros Estadísticos de Carga Muerta. (Nowak, A. 1999, p 10)

Componente	Factor Bias	Coefficiente de variación
D1: Elementos elaborados en fabrica	1.03	0.08
D2: Concreto hecho in situ	1.05	0.10
D3: Superficie de Rodadura	1.00	0.25
D4: Otros elementos	1.03 – 1.05	0.08 – 0.10

b) Valores determinísticos de carga muerta: Son los valores que adopta los diversos elementos que componen el peso muerto de una estructura y norma de Diseño de Puentes MTC (2016, p 104) propone los siguiente:

Tabla 9: Peso de Materiales que constituyen el peso muerto de un puente.
(MTC 2016, p 105)

MATERIAL	(kN/m3)	(kgf/m3)
Agua dulce	9.8	1000
Agua salada	10	1020
Acero	76.9	7850
Aluminio	27.4	2800
Arena, tierra o grava sueltas, arcilla	15.7	1600
Arena, tierra o grava compactas	18.9	1900
Asfalto, Macadam	22.0	2200
Concreto ligero	17.4	1740
Concreto normal	23.5	2400
Concreto Armado	25.0	2500
Hierro forjado	70.6	7200
Balasto	22.0	2250
Madera	10.0	1020
Mampostería de piedra	26.6	2700
Rieles y accesorios	3 kN/m	300 kgf/m

2.2.4.2 Cargas Viva Estática

La carga viva representa el peso de personas y sus posesiones, usualmente, la carga viva es idealizada como una carga uniformemente distribuida (Nowak, A. y Collins, K. 2000). En puentes, cargas peatonales se consideran en este tipo de rubro.

a) Parámetros estadísticos: De acuerdo a National Cooperative Highway Research Program (2003), la carga viva para puentes tienen los siguientes parámetros estadísticos:

- Distribución Log normal
- Factor Bias (λ): 1.0
- Coeficiente de Variación (V): 18%

b) Valores determinísticos de carga viva estática: El valor que adopta norma de Diseño de Puentes MTC (2016, p 115) en base a las investigaciones de la Norma AASHTO LRFD propone los siguiente: Valor Nominal: 367 kg/m² (75 psi)

2.2.4.3 Cargas Viva Móviles y Carga de Impacto

Cubre el rango de fuerzas producidas por los vehículos en un puente. Además, para Taly, N. (2014, 56), en un modelo de carga móvil para un camión depende varios parámetros como son la longitud y espaciamiento entre ejes, peso del camión, cargas por ejes, número de vehículos en el puente. Usualmente en un diseño se toma un vehículo representativo, en cambio en una evaluación es flexible para el análisis.

a) Parámetros estadísticos de la variación de la carga móvil: En el reporte 489 de la National Cooperative Highway Research Program (2003, p 29), muestra un resumen de parámetros estadísticos calibrado para la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.

Tabla 10: Parámetros estadísticos para carga de viva móvil y de impacto. (National Cooperative Highway Research Program 2003, p 29)

Tipo	λ	C. V	Distribución	Fuente
Modelo Carga Viva	1.20	18%	Lognormal*	Nowak (1999) y Moses (2001)
Amplificación dinámica para un carril	1.13	10%	Normal*	Nowak (1993)
Amplificación dinámica para dos carriles	1.09	6%	Normal*	Nowak (1993)

En los estudios de publicados en un artículo de Nowak, A. (1993, p 281), como propuesta de evaluación de puentes usando técnicas de confiabilidad, propone los siguientes parámetros estadísticos para vehículos de configuración de ejes y cargas diversas, considerando tres periodos de evaluación dicha tabla se muestra a continuación:

Tabla 11: Parámetros estadísticos para carga de viva móvil y de impacto para cargas diversas cargas móviles. (Adaptado de Nowak, A. 1993, p 281)

Longitud Puente	Periodo de Evaluación					
	1 Año		5 Año		75 Año	
	λ	C.V	λ	C.V	λ	C.V
3 m	1.37	0.15	1.46	0.15	1.65	0.14
12 m	1.58	0.13	1.64	0.12	1.74	0.11
36 m	1.9	0.135	1.97	0.12	2.08	0.11
60 m	1.78	0.14	1.85	0.125	1.96	0.11

Las gráficas del periodo vs factor bias (λ) y el coeficiente de variación (CV), para la obtención de valores intermedios por medio de interpolación, para una evaluación de la carga móvil con técnicas de confiabilidad, se presenten a continuación:

Figura 2.9: Factor bias (λ) para cargas vehiculares. (Adaptado de Nowak, A. 1993, p 281)

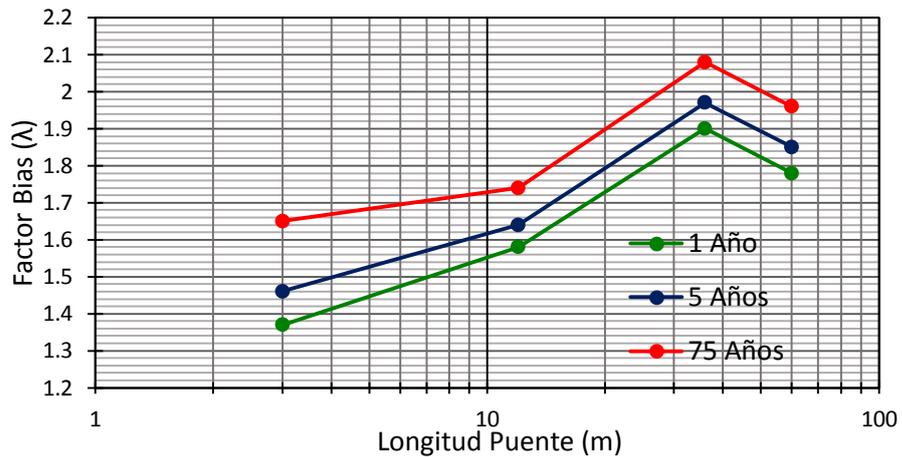
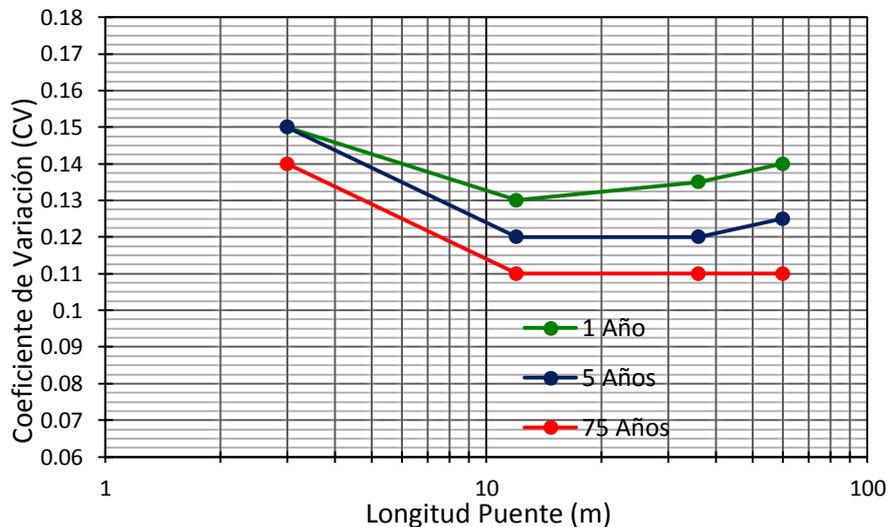


Figura 2.10: Coeficiente de Variación (CV) para cargas vehiculares. (Adaptado de Nowak, A. 1993, p 281)



b) Vehículos autorizados en carreteras peruanas: Son todos aquellos dispuestos en el Reglamento Nacional de Vehículos (2003, p 86-88), especificándose en el anexo IV pesos y medidas, en donde se indica el peso máximo en tonelaje y las dimensiones que autorizan de 40 vehículos para traficar en los caminos del Perú.

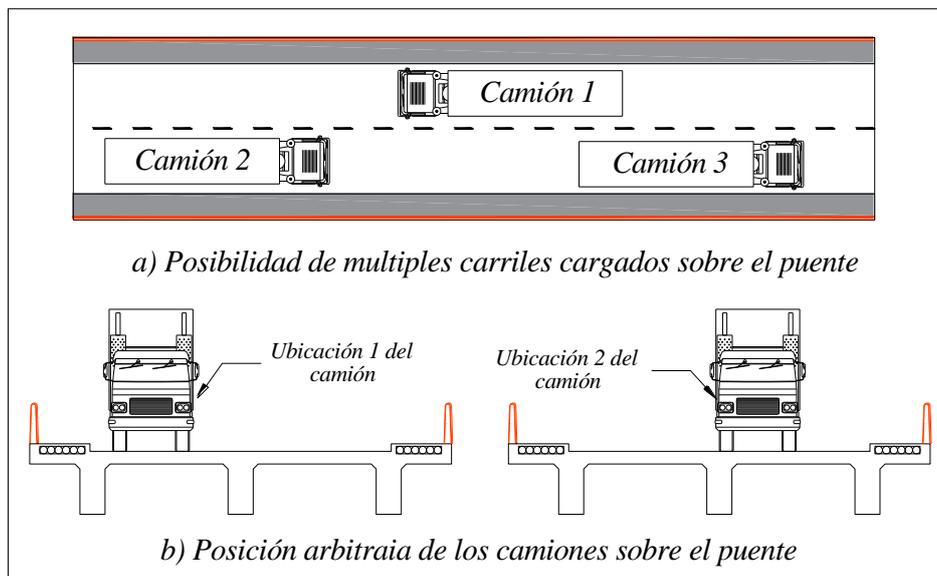
Figura 2.11: Extracto del Anexo IV. (Reglamento Nacional de Vehículos. MTC 2003, p 78)

1. PESOS Y MEDIDAS MÁXIMAS PERMITIDAS

TABLA DE PESOS Y MEDIDAS								
Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. (m)	Eje Delant	Peso máximo (t)				Peso bruto máx. (t)
				Conjunto de ejes posteriores				
				1°	2°	3°	4°	
C2		12,30	7	11	--	--	--	18
C3		13,20	7	18	--	--	--	25
C4		13,20	7	23 ⁽¹⁾	--	--	--	30
8x4		13,20	7+7 ⁽⁶⁾	18	--	--	--	32
T2S1		20,50	7	11	11	--	--	29

c) Otros Factores: De acuerdo a Nowak, A. y Collins, K. (2000, p 153), en sus investigaciones, propusieron aporte importante al tratamiento del tráfico, para ello desarrollaron los factores presencia múltiple; otro factor a tomar en cuenta es la posición del vehículo sobre el tablero.

Figura 2.12: Ilustración de factores que influyen en el análisis de las cargas móviles. (Adaptado de Nowak 2000)



2.2.4.4 Simulación de Cargas con Elementos Finitos.

En su tesis doctoral Ghodoosipoor, F. (2013, p 53), usó el análisis de elementos finitos como herramienta para de análisis estructural de superestructuras de puentes, dentro de ello las principales consideraciones sin las siguientes:

- Tener la información básica de dimensiones y cargas para la estructura
- De preferencia usar de elementos Shell para modelar la estructura, de modo que se genere grillas para aprovechar la desratización de los elementos.
- Si es conveniente hacer un análisis no lineal de la estructura.
- Hacer diversas simulaciones de cargas móviles con varios vehículos para obtener un modelo probabilístico y parámetros estadísticos del comportamiento de estructura ante una variabilidad de cargas.
- Las cargas vehiculares se simulan como cargas puntuales o móviles, dependiendo de la capacidad del software a emplear.

Figura 2.13: Detalle Geométrico y refuerzo de puente viga losa de concreto. Caso de Estudio de Ghodoosipoor, F. (2013, p 54)

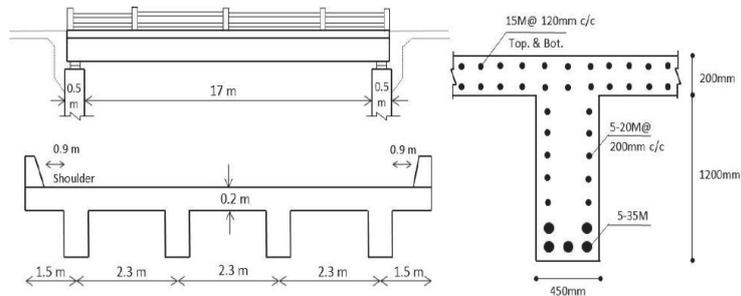
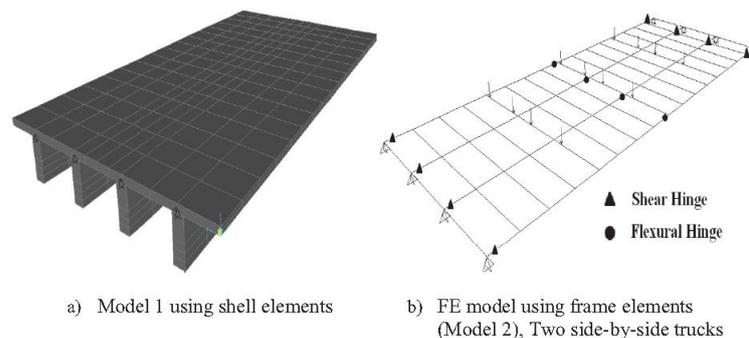


Figura 2.14: Modelo de Elementos Finitos . Caso de Estudio de Ghodoosipoor (2013, p 54).



2.2.5 MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE PUENTES

2.2.5.1 Métodos Descriptivos

De acuerdo a Barrantes (2017), el método se basa en inspección visual, mediante una descripción de su “estado o condición”, siendo una herramienta importante para la gestión de puentes. Su principal objetivo es evaluar la funcionalidad y la operación segura de los puentes, alertando de forma temprana sobre los deterioros observados. De esta forma, se salvaguarda la seguridad de los usuarios y se ayuda a la Administración a identificar la necesidad de labores de mantenimiento, rehabilitación, reparación o recambio de puentes.

En el Perú el MTC (2006, p 27), dispone que, una inspección visual solo es realizada por ingenieros calificados, es la técnica inicial básica en toda evaluación que permite identificar deterioros que podrían afectar la capacidad estructural, detectar defectos constructivos o de diseño que podrían afectar el desempeño, señalar la necesidad de profundizar la evaluación mediante el uso de estudios específicos y reportar daños riesgosos que requieran la atención inmediata de la estructura.

a) Ensayos o Pruebas en Puentes

Una de las bases de la evaluación descriptiva es el uso de ensayos o pruebas que se hacen a los elementos estructurales, con ello se cuenta con la información para la toma de decisiones. En la disposición Normativa, Inspección de puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2006, p 70-80) propone ensayos dependiendo del sistema estructural para los tipos de puentes. A continuación, se resumen los más importantes:

- Cobertura del acero de refuerzo: determina la ubicación y el espesor de refuerzo.
- Contenido de cloruros: Mide la cantidad de sales de cloruro
- Potencial de corrosión: evalúa en nivel de oxidación del acero.
- Extracción de Testigos: para ensayos a compresión simple del concreto

- Ensayos de Esclerometría: como ensayo no destructivo de concreto armado.
- Velocidad de pulso ultrasónico, evalúa la homogeneidad y determina la ubicación de las fisuras.
- Inspección radiográfica: usado para ubicar fisuras, acero de refuerzo y vacíos internos en el concreto
- Placas de muestra: en elementos de acero para determinar esfuerzos de tracción.
- Tintes de penetración: para evaluar la soldabilidad de elementos de acero.

b) Criterios de evaluación descriptiva de puentes.

De acuerdo a MTC (2006, p 25), uniformiza el criterio de evaluación por medio del uso de una escala que califica el nivel de daño de manera cualitativa, dejando a criterio y experiencia al ingeniero inspector la evaluación. A continuación, se muestra el cuadro propuesto por la norma de la entidad mencionada.

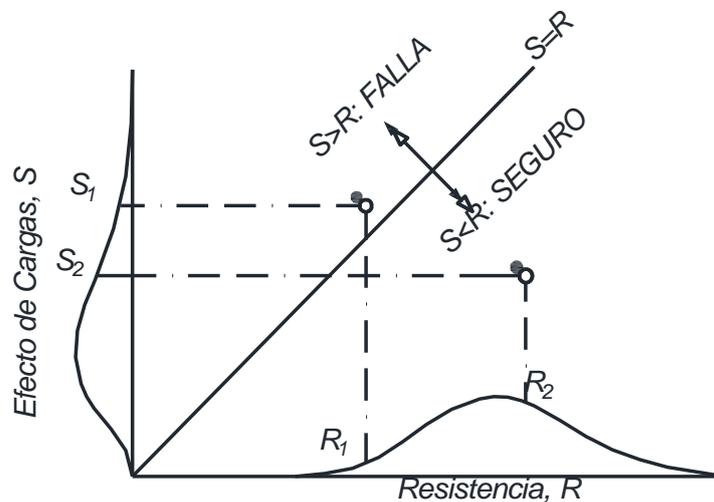
Tabla 12: Condiciones de Evaluación de un Puente. (MTC 2006, p 26)

Calificación	Descripción de la Condición
0	Muy bueno: No se observa problemas
1	Bueno: Hay problemas menores. Algunos elementos muestran deterioro sin importancia.
2	Regular: Los elementos primarios están en buen estado, pero algunos secundarios muestran deterioro, algo de pérdida de sección, grietas, descascaramiento o socavación pérdida de sección avanzada.
3	Malo: La pérdida de sección, deterioro o socavación afectan seriamente a los elementos estructurales primarios. Hay posibilidad de fracturas locales, pueden presentarse rajaduras en el concreto o fatigas en el acero.
4	Muy Malo: Avanzado deterioro de los elementos estructurales primarios. – Grietas de fatiga en acero o grietas de corte en el concreto – La socavación compromete el apoyo que debe dar la infraestructura. – Conviene cerrar el puente a menos que este monitoreado.
5	Pésimo: Gran deterioro o pérdida de sección presente en elementos estructurales críticos. – Desplazamientos horizontales o verticales afectan la estabilidad de la estructura – El puente se cierra al tráfico pero con acciones correctivas se puede restablecer el tránsito de unidades ligeras.

2.2.5.2 Método Probabilista:

De acuerdo a Taly, N. (2014 p 39), afirma que, es una de formas de medir la seguridad de una estructura, en este caso puentes. Por lo que el problema básico se limita a una definición de variables que conformen una distribución probabilística de carga (S) y resistencia (R); luego la estructura en un estado de seguridad, la resistencia es más grande que la carga ($R \geq S$), y como resulta obvio que el estado de falla, ocurre cuando la sollicitación rebasa la resistencia ($R < S$). El concepto se visualiza en el siguiente gráfico.

Figura 2.15: Combinación de seguridad y fallas, para carga (S) y resistencia (R). Taly, N. (2014, p 34)



Entonces la propuesta para formulación matemática para las distribuciones tanto de Carga (S) y Resistencia, es como se muestra a continuación:

$$G(R, S) = R - S \quad (2.26)$$

Resultando así dos posibilidades:

- Si la condición de $G(R, S) \geq 0$, es la función deseada de seguridad.
- Si la condición de $G(R, S) > 0$, es la función no deseada de seguridad.

El detalle del desarrollo de esta teoría, se presenta en la sección 2.2.6, ya que resulta una de las bases del desarrollo de esta investigación.

2.2.5.3 Método Deterministas:

Un método de acuerdo a Taly, N. (2014, p 41), el método es una variante del método probabilista, que considera el resultado de la diferencia como valor para medir la seguridad. Pero alternativamente un parámetro para determinar la seguridad en puentes es el cociente de la resistencia entre la sollicitación (R/S). Y se puede obtener las siguientes afirmaciones:

- Resistencia (R) \geq Sollicitación (S) $\rightarrow R/S \geq 1.00$. La estructura es Segura
- Resistencia (R) $<$ Sollicitación (S) $\rightarrow R/S < 1.00$. La estructura es Insegura

Luego de acuerdo a las deducciones de Hindié, F. (1999, p 29), partiendo de R/S , muestra una expresión que es denominada *Factor de Capacidad* estructural de carga viva.

$$F = \frac{U * R - \sum \alpha_D * D}{\alpha_L * D} \quad (2.27)$$

Donde:

- U: Factor de Resistencia
- R: Resistencia
- α_D : Factor de carga muerta
- D: Cargas muertas
- α_L : Factor de cargas vivas
- L: Cargas vivas

Resulta importante, indicar que la resistencia neta resulta de la diferencia de la resistencia nominal que ofrece el elemento, descontando las cargas permanentes. Por otro lado, la sollicitación solo involucra la carga viva que circula en puente. Además, dado a que es una expresión simplificada y deducida para calculo determinístico, para la evaluación de puentes es notorio el uso de factores de carga y resistencia.

Los resultados del Factor de capacidad son similares a los presentadas en líneas anteriores, donde los resultados de la evaluación pueden ser:

- Si $F \geq 1.0$ se encuentra en un estado de seguridad
- Si $F < 1.0$ se encuentra en un estado de falla.

Este método es ampliamente utilizado por los códigos normativos en muchos países, para evaluar la seguridad de los elementos estructurales y en puentes, en donde se han calibrado los factores de carga y resistencia para cálculo respectivo. Dándose mayor importancia en la presente investigación, al propuesto por el Manual Bridge Evaluation (2013) de la AASHTO.

2.2.6 MÉTODO CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

2.2.6.1 Análisis de Confiabilidad.

El problema básico de la confiabilidad solo se considera solamente los efectos de las cargas (S) y de solo una resistencia (R), cada una descrita por una función de densidad probabilística $f_S(\cdot)$ y $f_R(\cdot)$, respectivamente. Siendo muy importante que tanto S como R sean expresados en las mismas unidades, (Melchers, R. y Beck, A. 2018, p 15-16).

Luego la probabilidad de falla en un elemento estructural puedes ser expresado en las siguientes formas:

$$p_f = P(R \leq S) \quad (2.28)$$

$$p_f = P(R - S \leq 0) \quad (2.29)$$

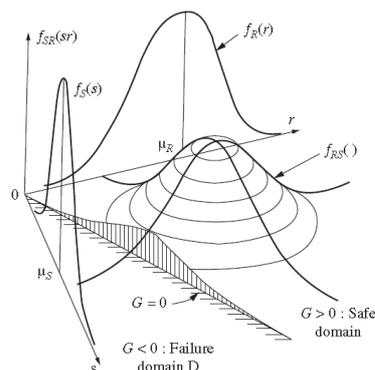
$$p_f = P(\ln R - \ln S \leq 1) \quad (2.30)$$

O la forma General es:

$$p_f = P(G(R, S) \leq 0) \quad (2.31)$$

Donde $G(\cdot)$ es el llamado función de estado límite y la probabilidad de falla. Luego la forma más general de las funciones de densidad para f_R y f_S se muestran en la figura 2.10.

Figura 2.16: Funciones de densidad f_R y f_S . (Adaptado de Melchers, R. y Beck, A. 2018, p 15)



Luego, para cualquier elemento infinitesimal ($\Delta r + \Delta s$); entonces se puede representar la probabilidad de R toma un valor entre r y r+ Δr ; por otro lado, S toma valores de s y s+ Δs , donde Δr y Δs se aproximan a cero. Luego la forma general escrita en función de las funciones de densidad es escrita:

$$p_f = P(R - S \leq 0) = \iint f_{RS}(r, s) dr ds \quad (2.32)$$

Entonces como las funciones f_R y f_S son independiente, se puede expresar de la siguiente forma:

$$p_f = P(R - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{s \geq r} f_R(r) f_S(s) dr ds \quad (2.33)$$

Finalmente, Melchers, R. y Beck, A (2018, p 16), llegaron a expresar la solución general en función de la distribución a acumulada de la resistencia, lo que permite simplificar el cálculo a una integral simple:

$$p_f = P(R - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(x) f_S(x) dx \quad (2.34)$$

Confiabilidad para variables aleatorias normales

Este caso especial de acuerdo a Gongkang. F (2012, p 25-26), es aplicable para funciones Resistencia (R) y Solicitación (S), que se ajustan a distribuciones Normales y Lognormales, resultando muy útil en un cálculo de diseños o evaluaciones en puentes. Entonces las funciones se consideran necesario normalizar algunas medidas de dispersión:

➤ Para la media: $\mu_G = \mu_R - \mu_S$ (2.35)

➤ Para la Desviación estándar: $\sigma_G = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$ (2.36)

Luego partiendo de la ecuación general

$$p_f = P(R - S \leq 0) = \iint f_{RS}(r, s) dr ds \quad (2.37)$$

$$p_f = \int_{-\infty}^{-\mu_G/\sigma_G} f(g) * dw = \int_{-\infty}^{\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}} f_g dw \quad (2.38)$$

$$p_f = \Phi\left(-\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) = \Phi(\beta) \quad (2.39)$$

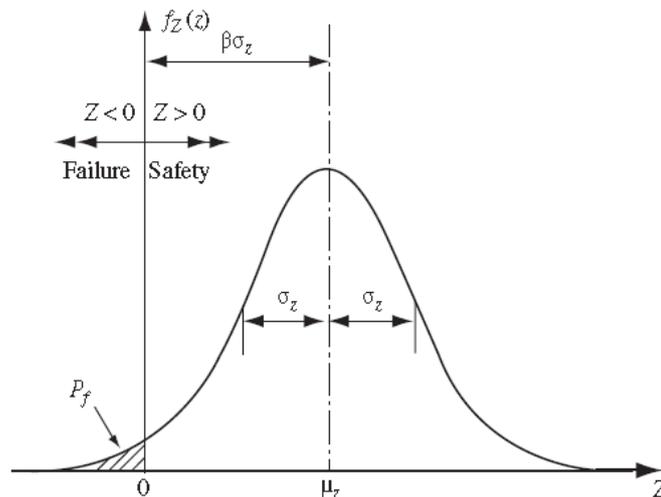
Luego el valor del índice β es:

$$\beta = -\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2.40) : \text{El índice } \beta, \text{ es denominado índice de confiabilidad}$$

2.2.6.2 Índice de Confiabilidad

De acuerdo a Nowak, A. (1999; p 19), el índice de confiabilidad es una medida de la seguridad estructural, que explica el desempeño de una estructura en términos de probabilidad. El valor del índice de confiabilidad, una vez efectuado la operación de distribuciones de las variables en este caso R y S ($G=R-S$), se obtiene una nueva distribución en donde es posible apreciar la seguridad (área bajo la curva desde el origen a la derecha) y el estado de falla (área bajo la curva desde el origen a la izquierda). Este concepto se visualiza en la siguiente figura:

Figura 2.17: Margen de Seguridad e Índice de Confiabilidad Estructural.
(Melchers, R y Beck, A. 2018, p 18)



Algunos valores desarrollados por Taly. N. (2014, p 47), par índices de confiabilidad para distribuciones normales y lognormales que representan al área sombreada p_f . Se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 13: Índices de confiabilidad y probabilidad de falla. (Taly, N 2014, p 47)

Índice de Confiabilidad (β)	Probabilidad de Falla (p_f)
0.5	3.09 (10^{-1})
1.0	0.16 (10^{-1})
1.5	0.07 (10^{-1})
2.0	0.23 (10^{-2})
2.5	0.62 (10^{-2})
3.0	1.30 (10^{-3})
3.5	2.00 (10^{-4})
4.0	3.00 (10^{-5})
5.0	3.00 (10^{-7})

2.2.6.3 Técnicas de Cálculo:

a) Cálculo Analítico de índice de Confiabilidad: Resumidamente se presentará los métodos, más conocidos, para el cálculo del índice de confiabilidad estructural. Presentadas por Nowak, A. y Collins, K. (2000, p 108):

- Índice First – Order Second – Moment: es un método que usa la expansión de la serie de Taylor con valores de promedio y la desviación estándar. La expresión modificada para n variables es:

$$G(X_1, X_2, \dots, X_n) = a_0 + a_1 * X_1 + a_2 * X_2 + \dots + a_n * X_n = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i * \mu_{x_i} \quad (2.41)$$

Luego el índice de confiabilidad es:

$$\beta = \frac{a_0 + \sum_{i=1}^n a_i * \mu_{x_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i * \sigma_{x_i})^2}} \quad (2.42)$$

- Índice de Hasofer – Lind: Utiliza el concepto de punto de diseño, que corresponde al punto de falla G (0), pero muchas veces el valor no se conoce a priori por lo que requiere un proceso iterativo para determinar la probabilidad de falla y luego el índice de confiabilidad. La expresión modificada
- Procedimiento de Racwitz – Fiessler: el procedimiento requiere conocimiento de distribuciones de probabilidad, donde la idea básica consiste en encontrar el valor de la media y la desviación estándar equivalente a la de una distribución aleatoria normal para cada

variable aleatoria no normal (Lognormal, Gumbel, Pearson, Poisson, etc). El procedimiento abarca un cálculo matricial iterativo.

b) Simulación de Montecarlo: en la sección precedente se había presentado algunos métodos para calcular el índice de confiabilidad (β) de manera analítica y aproximada, donde la característica principal es que se usan para funciones de distribución probabilísticas conocidas. Sin embargo, existen estados límites y distribuciones probabilísticas que el valor encontrado del índice β no resulta aproximado al real o el cálculo de algunos estados límites resultaría dificultoso por la cantidad de variables; en esta situación las técnicas de simulación resultan la solución más adecuada.

De acuerdo a Nowak, A. y Collins, K. (2000, p 139), la Simulación de Montecarlo es un método especial que consiste en generar una muestra de resultados numéricos (n), de un conjunto de información (N). Usando estos resultados para establecer la distribución de probabilidad o la importancia de parámetros estadísticos.

Los pasos propuestos para una simulación de Montecarlo son:

1. Definir la funciones de probabilidad de entrada $G(X_1, X_2, \dots, X_n)$ y $G = X_1 + X_2 + X_3 + \dots + X_n$ (2.43)
2. Generar valores aleatorios de las variables que se ajusten a la función de distribución probabilística
3. Aleatoriamente generar el valor de la función $G = X_1 + X_2 + X_3 + \dots + X_n$ (2.44)
4. Guardar el valor generado
5. Repetir los pasos anteriores (1-4) hasta tener suficientes valores generados.
6. Graficar los valores en grafico que estime la probabilidad de falla.
7. Calcular la probabilidad de falla si se tiene un número representativo de resultados.

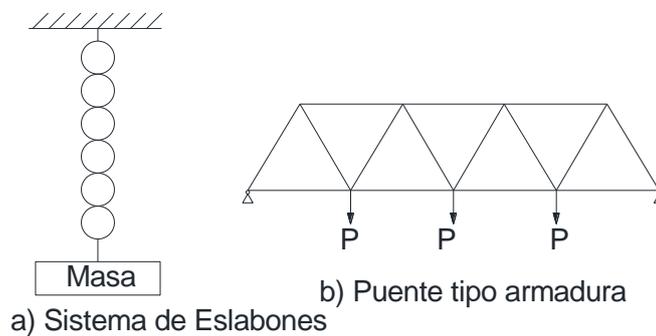
$$p_f(G) = \frac{\text{número de tiempos que } G < 0}{\text{total números generados de la simulación}} \quad (2.45)$$

2.2.6.4 Sistema de Seguridad Estructural

Un sistema de seguridad consiste en evaluar la confiabilidad estructural de todos los elementos y su interacción como conjunto. (Nowak, A y Collins. K, 2000, p 253).

a) Sistema en Serie: Es un sistema que se refiere al eslabón más débil de un sistema estructural, algunos ejemplos ilustrados, se muestran a continuación:

Figura 2.18: Sistema en Serie. (Adaptado de Nowak, A y Collins. K, 2000, p 253)

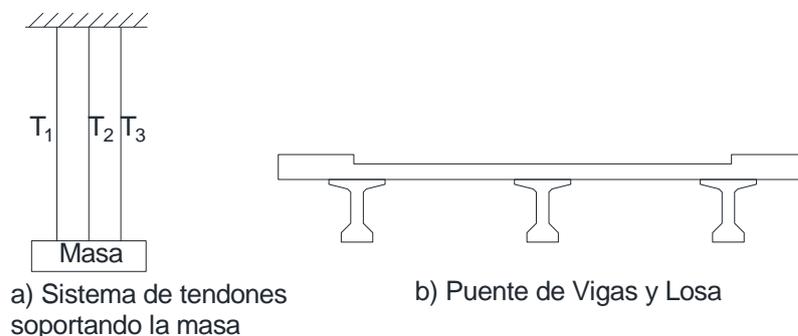


La expresión para determinar la falla (Pf) se obtiene de:

$$Pf = Pf_A * Pf_b * Pf_c * \dots * Pf_n \quad (2.46)$$

b) Sistema en Paralelo: de acuerdo a la propuesto por Nowak, A y Collins. K (2000, p 259), son sistemas que no se encuentran interconectados uno después de otro, sino que tiene diversas formas o modos de conexión alternos, esto se muestra en la siguiente figura.

Figura 2.19: Sistema en Serie. (Adaptado de Nowak, A y Collins. K, 2000, p 255)



La expresión para determinar la falla (Pf) se obtiene de:

$$Pf = 1 - (1 - Pf_A) * (1 - Pf_B) * (1 - Pf_C) * \dots * (1 - Pf_n) \dots (2.47)$$

2.2.7 MÉTODO EVALUACIÓN DEL FACTOR DE CAPACIDAD

En la sección 2.2.5.3 se presentó resumidamente el fundamento teórico del Factor de Capacidad, desarrollada por la AASHTO (2013), publicando el Manual Bridge Evaluation (MBE), que es el método determinístico que permite evaluar puentes estructuralmente por el Factor Rating (FR), Factor o índice de clasificación; que representa el fundamento de esta sección.

La definición de Factor Rating, del Manual Bridge Evaluation, de acuerdo a AASHTO (2013), es un método que provee una base para la evaluación de la seguridad por medio de un análisis de la capacidad de carga viva de un puente; permitiendo tomar decisiones para mantener el uso seguro de la estructura.

2.2.7.1 Niveles de Evaluación:

Para la evaluación de puentes han sido desarrolladas varias propuestas usando diferentes modelos de carga vivas y criterios de evaluación. Estos modelos abarcan cargas de diseño, cargas legales y cargas permitidas:

a) Factor Rating para cargas de Diseño: en un primer nivel de evaluación la MBE de la AASHTO (2013, p 6-7), propone utilizar el camión de diseño, HL-93. Siendo esta una medida del desempeño de los puentes al método de diseño LRFD.

b) Factor Rating para cargas Legales: es un segundo nivel de evaluación que provee un factor de seguridad a cargas vivas de camiones establecidos por la AASTHO. Donde el factor de carga viva son seleccionadas en función del tráfico.

c) Factor Rating para cargas Permitidas: Verifica la seguridad y la serviciabilidad de un puente, para cargas vivas más pesadas a las establecidas en las cargas legales.

2.2.7.2 Factor Rating:

De acuerdo a la Manual de evaluación de Puentes (MBE), de la AASHTO (2013, p 6-14), propone el uso de cualquiera de los tres niveles de evaluación descritos en ítem anterior, siguiendo el orden jerárquico mostrado en la *Figura 2.12*. Siendo la expresión general de Capacidad de Carga (Load Rating) la que se muestra a continuación:

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_{LL})(LL + IM)} \quad (2.48)$$

Para los Estados límites de Resistencia: $C = \varphi_c \varphi_s \varphi R_n$ (2.49)

Además, se tiene que:

$$\varphi_c \varphi_s \geq 0.85 \quad (2.50)$$

Donde

- RF : Factor de Clasificación (Rating Factor)
- C : Capacidad
- R_n : Resistencia nominal del miembro
- DC : Efecto de la carga muerta de los componentes estructurales
- DW : Efecto de la carga muerta de la superficie de rodadura y otros componentes
- P : Efecto Cargas permanentes de otras cargas muertas (preesfuerzo)
- LL : Efecto de la carga viva
- IM : Carga dinámica permisible
- γ_{DC} : Factor de Carga de componentes estructurales
- γ_{DW} : Factor de Carga de superficie y otros componentes
- γ_P : Factor de Carga para cargas permanentes = 1.00
- γ_{LL} : Factor de Evaluación de Carga viva:
- φ_c : Factor de condición
- φ_s : Factor de sistema
- φ : factor de resistencia LRFD

2.2.7.3 Cargas para Evaluación: de acuerdo a la Manual de Evaluación de la AASHTO (2013, p 6-8) se consideran las siguientes cargas.

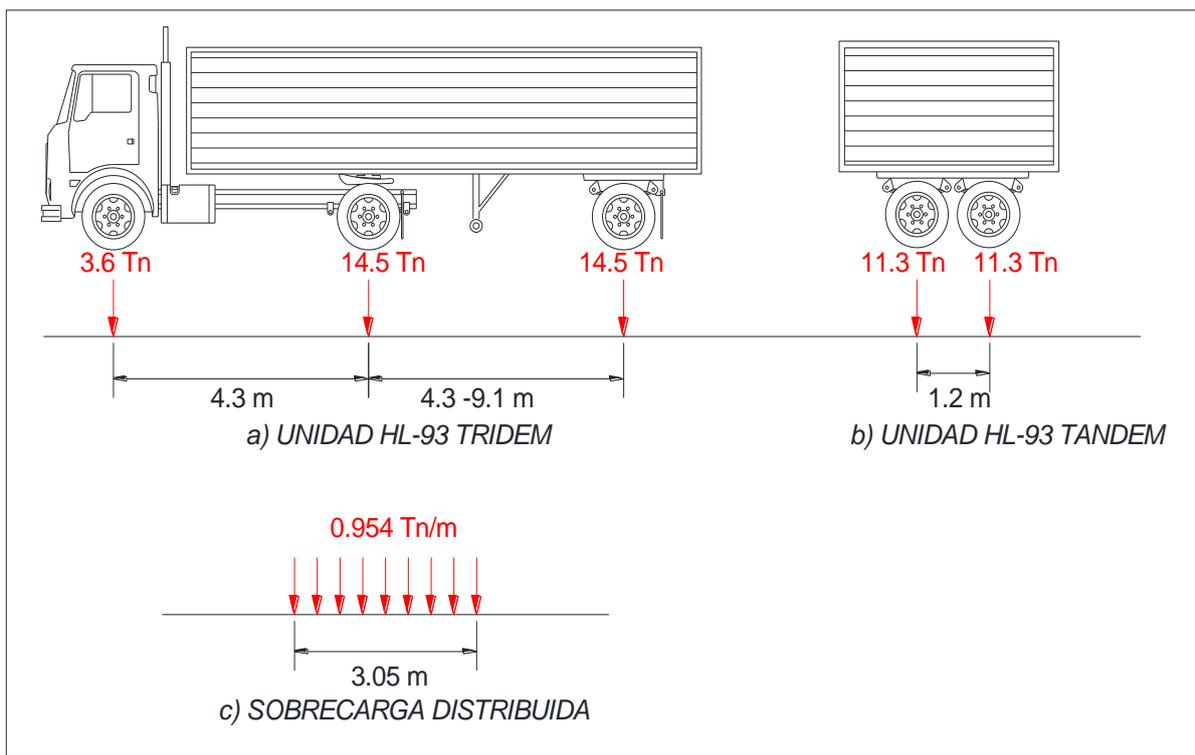
a) Carga Muerta DC y DW: Los efectos de la carga muerta en una estructura se deben calcular de acuerdo a las condiciones existentes en el tiempo, basado en los planos y medidas verificadas en campo. La mínima unidad de peso de los materiales, para el cálculo de carga muerta, debería ser calculado de acuerdo al Diseño de puentes LRFD de la AASHTO. Valores nominales presentados en la sección *Tabla 9*.

b) Otras Cargas permanentes P: Corresponden a cargas permanentes secundarias como la de preesforzado

c) Carga Viva LL: de acuerdo a los niveles de evaluación del factor de clasificación o Factor Rating, los modelos de carga viva son los siguientes:

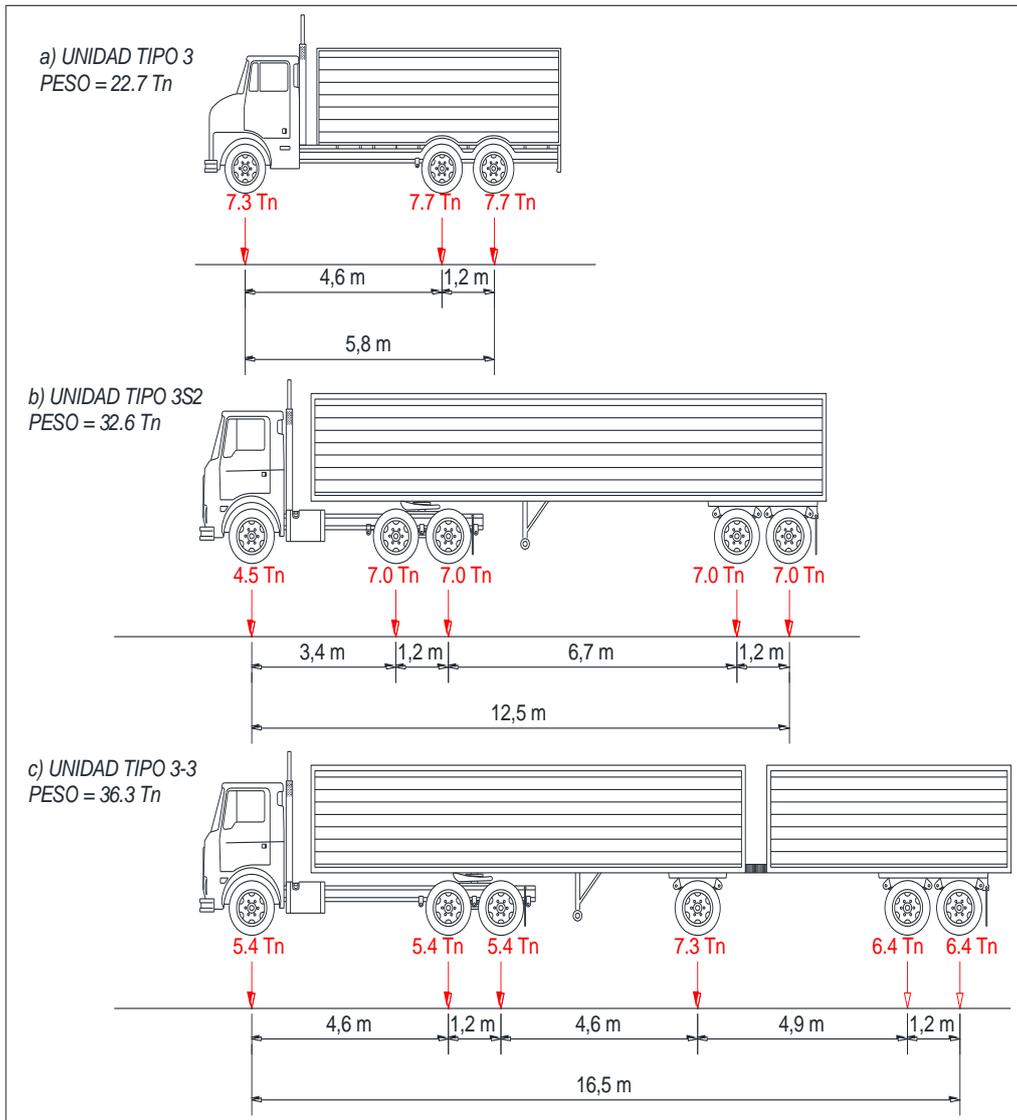
- *Carga de Diseño:* Camión HL-93 de Diseño de puentes LRFD

Figura 2.20: Camiones para evaluación de cargas de Diseño. (Adaptado de AASHTO 2013, p 6-66).



- *Cargas Legales:* Las cargas Legales propuestas por la ASSHTO son camión Tipo 3, Tipo 3S2, Tipo 3 3

Figura 2.21: Camiones para evaluación de cargas legales. AASHTO (2013, p 6-67).



➤ **Cargas Permitidas:** son las cargas permitidas de tráfico actual de camiones.

c) Carga de Impacto: se considera los valores del AASHTO LRFD de diseño de puentes que considera lo siguientes:

Tabla 14: Carga de Impacto de carga móvil. (AASHTO 2017, p 4-20)

COMPONENTE	PORCENTAJE
Elementos de unión en el tablero (todos los estado límite)	75%
Para Otros elementos:	
➤ Estados límite de fatiga y fractura	15%
➤ Otros estados límite	33%

d) Carga Peatonal PL: es un tipo de carga viva, que no necesita ser considerada conjuntamente con la carga vehicular. De ser considerada conjuntamente para el cálculo de la carga viva esta no deberá exceder el valor 367 Kg/m², valor especificado por la AASHTO de Diseño de puentes.

2.2.7.4 Estados límites de Carga:

En la sección 6 del Manual Bridge evaluación de la AASHTO (2013), se presenta los factores de carga para los estados de resistencia, servicio y fatiga resumidos en la siguiente tabla:

Tabla 15: Factores de Carga y clasificación, para evaluación por cargas diseño. (AASHTO 2013, p 6-15)

Tipo de Puente	Estado Límite	Carga Muerta γ_{DC}	Carga Muerta γ_{DW}	Carga de Diseño		Carga Legal γ_{LL}	Carga Permitida γ_{LL}
				Inventario	Operación		
				γ_{LL}	γ_{LL}		
Acero	Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tabla	-
	Resistencia II	1.25	1.50	-	-	-	Tabla
	Servicio II	1.00	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00
	Fatiga	0.00	0.00	0.75	-	-	-
Concreto Armado	Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tabla	-
	Resistencia II	1.25	1.50	-	-	-	tabla
	Servicio I	1.00	1.00	-	-	-	1.0
Concreto Preesforzado	Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.35	tabla	-
	Resistencia II	1.25	1.50	-	-	1.00	-
	Servicio III	1.00	1.00	0.80	-	-	tabla
	Servicio I	1.00	1.00	-	-	-	1.00
Madera	Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tabla	-
	Resistencia II	1.25	1.50	-	-	-	Tabla

Tabla 16: Factores de carga y clasificación de carga viva para evaluación por cargas legales. (AASHTO 2013, p 6-22)

Volumen de Tráfico (Una dirección)	Factor de Carga para Camión Tipo 3, Tipo 3S2, Tipo 3-3
No conocido	1.80
ADTT > 5000	1.80
ADTT > 1000	1.65
ADTT < 100	1.40

Tabla 17: Factores de carga y clasificación, de carga viva, para evaluación por cargas permitidas. (AASHTO 2013, p 6-31)

Tipo Permitido	Frecuencia	Condición de Carga	Factor de Distribución	ADTT (una dirección)	Factor de Carga para cargas permitidas	
					Arriba de 100 kips	≥ 150 kips
Rutina o Anual	Cruces ilimitados	Combinado con tráfico de otros vehículos	Dos o más carriles	> 5000	1.80	1.30
				= 1000	1.60	1.20
				< 100	1.40	1.10
					Todos los pesos	
Cruce especial o limitado	Un solo viaje	No acompañado de otros vehículos	Un Carril	N/A	1.15	
	Un solo viaje	Combinado con tráfico (otros vehículos pueden estar en el puente)	Un Carril	> 5000	1.50	
				= 1000	1.40	
				< 100	1.35	
	Múltiples viajes (no menor a 100 cruces)	Combinado con tráfico (otros vehículos pueden estar en el puente)	Un Carril	> 5000	1.85	
				= 1000	1.75	
< 100				1.55		

2.2.7.4 Estados límites de Resistencia:

a) Factor de condición (ϕ_c): este factor provee una reducción para contar con el incremento de la incertidumbre en la resistencia de miembros deteriorados. (AASHTO 2013)

Tabla 18: Factores de Condición. (Adaptado de AASHTO 2013, p 6-16)

Condición Estructural de Miembros	ϕ_c
Buena o Satisfactoria	1.00
Regular	0.95
Pobre	0.85

b) Factor de sistema (ϕ_s): Son aplicaciones múltiples de la resistencia nominal que refleja el nivel de redundancia del sistema completo de la superestructura, estos factores corresponden a la AASHTO LRFD de especificaciones de Diseño. (AASHTO 2013).

Tabla 19: Factores de Sistema. (Adaptado de AASHTO 2013, p 6-17).

Superstructure Type	ϕ_s
Miembros soldados en puentes de dos vigas/ celosía/ arco	0.85
Miembros remachados en puentes de dos vigas/ celosía/ arco	0.90
Nudos múltiples en miembros de puentes de celosía	0.90
Puentes de tres vigas con espaciamiento 6 ft (1.80 m)	0.85
Puentes de cuatro vigas con espaciamiento <4 ft (1.20 m)	0.95
Todas las otras vigas y losas de puentes	1.00
Vigas de piso con espaciamiento >12 ft y viguetas no continuas	0.85
Subsistemas de largueros redundantes entre vigas de piso	1.00

c) Factor de reducción de Resistencia (ϕ): Los factores de reducción de resistencia se rigen de acuerdo a lo dispuesto en la ASSHTO LRFD (2017, p 5), y son los siguientes:

- Para tracción controlada para secciones concreto armado: 0.90
- Para tracción controlada para secciones concreto preesforzado: 1.00
- Para tracción de secciones acero estructural: 1.00
- Para corte y torsión:
 - Para concreto de densidad normal: 0.90
 - Para concreto de densidad baja: 0.80
 - Para acero estructural: 1.00
- Para compresión controlada: 0.85
- Apoyos sobre concreto: 0.70
- Para compresión en modelos de bielas y tirantes: 0.70
- Para compresión en zonas de anclaje
 - Para concreto de densidad normal: 0.80
 - Para concreto de densidad baja: 0.85
- Para tracción en el acero en zonas de anclaje: 1.00
- Para resistencia durante el hincado de pilotes: 1.00

2.2.8 NIVELES DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL

Como plantean Zlatko Šavor y Marta Šavor (2014, p 560), los niveles de seguridad dependen al enfoque y la filosofía del método de evaluación, esto es, índices de seguridad para el método probabilístico y determinístico

explican el comportamiento de las estructuras numéricamente, pero en esencia indican el desempeño estructural de sus miembros.

a) Niveles de seguridad para Evaluación Probabilista.

Gongkang Fu (2012, p 29) considera que para este tipo de evaluación se debe verificar que el índice de confiabilidad estructural de un puente sea mayor al índice del nivel objetivo, esto es, el índice de confiabilidad con el que se diseñó un puente o se encuentra evaluando.

$$\beta_{objetivo} < \beta = -\Phi^{-1}(p_f) \quad (2.51)$$

Citando la investigación Zlatko Šavor y Marta Šavor (2014), quienes exponen los índices de confiabilidad mínimos, que deben tener las estructuras para ser consideradas seguras, para códigos de diversos países con alto desarrollo en infraestructura vial.

Tabla 20: Niveles de Seguridad admisibles en países diversos. (Zlatko Šavor y Marta Šavor 2014, p 568)

Codigo Referencia	Índice Confiabilidad β		Periodo de referencia	
	Nuevo	Existente	Nuevo	Existente
CANADA / CSA - S6-06	3.75	2.50	100	5
LRFD USA	3.50	2.50	75	5
EUROCODIGO	4.7	4.50	100	50
ALEMÁN NEN 8700	4.3	3.30	100	15
AUSTRIA ONR 24008	4.3	4.30	100	-
SUIZA SIA 269	4.3	4.30	100	-

Los niveles seguridad, para un análisis de confiabilidad, formulados por el US Army Corps of Engineers, (1997, p 8), para los elementos estructurales que conforman los puentes; relaciona índices de confiabilidad (β) versus los niveles de desempeño, se muestran a continuación:

Tabla 21: Relación entre índice de confiabilidad (β), probabilidad e falla (P_f) y niveles de desempeño, (Adaptado de US Army Corps of Engineers 1997, p 11).

Índice de Confiabilidad (β)	Probabilidad de Falla (P_f)	Nivel de Desempeño
0.0	0.50	Falla
1.0	0.16	Peligroso
1.5	0.07	Insatisfactorio
2.0	0.023	Pobre
2.5	0.006	Bajo el promedio
3.0	0.0001	Arriba del promedio
4.0	0.00003	Bueno
5.0 a más	0.0000003	Alto

b) Niveles de seguridad para Evaluación Determinista.

AASHTO (2013), propone que los valores para los índices de clasificación de carga (RF) deben superar la unidad, para asegurar la serviciabilidad, resistencia y seguridad mínima de las cargas vivas que soporta los elementos estructurales de un puente. Esto se resume en:

Tabla 22: Nivel de Seguridad para Índice de capacidad. (AASHTO 2013)

Índices de capacidad de Carga (RF)	
Nivel de Evaluación	Rating Factor
Primer nivel: Carga de Diseño	RF>1.00
Segundo nivel: Carga Legales	RF>1.00
Tercer nivel: Cargas Permitidas	RF>1.00

Umpire (2015), en su tesis propone los siguientes índices de capacidad, que considera por lo tanto tres niveles de seguridad y las respectivas medidas de acción sobre los elementos estructurales.

Tabla 23: Clasificadores de Índice de capacidad estructural (RF). (Umpire 2015, p 71).

CLASIFICADOR DE RF		
Índice de capacidad (RF)	Nivel de desempeño	Medidas
RF < 0.65	Malo	La estructura debe demolerse
0.65 < RF < 1.0	Regular	Reforzamiento de la estructura
RF > 1.0	Alto	Estructura Estable

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.

- **Análisis Estructural:** El Análisis Estructural, es una ciencia que se encarga de la elaboración de métodos de cálculo, para determinar la resistencia, rigidez, estabilidad, durabilidad y seguridad de las estructuras, obteniéndose los valores necesarios para un diseño económico y seguro. (Villarreal, 2009, p 4)
- **Carga:** fuerza externa que según el tipo que sea, actúa en distintas direcciones sobre una estructura. En términos generales pueden clasificarse en cargas vivas, muertas, dinámicas o estáticas (Esparza, C. 2010, p 13)
- **Concreto Armado:** Es una técnica constructiva que consiste en la combinación del concreto y la utilización de las barras de acero mallas de acero. (Mc Cormac, 2001, p 2)
- **Concreto Preesforzado:** Técnica que somete al concreto a una tensión alta, por medio de cables, que se equilibra con esfuerzos de compresión en el concreto después del endurecimiento. Debido a esta precompresión, el concreto de un elemento a flexión se aprovecha con más eficiencia la compresión del concreto. (Nilson, 2001, p 2)
- **Ensayo de Esclerometría:** la norma ASTM define como, un ensayo que se realiza con un martillo de acero, y con una cantidad de energía predeterminada, se impacta un émbolo de acero sobre una superficie de concreto, y se mide la distancia que rebota el martillo. (ASTM C-805, 2002, p 1)
- **Evaluación Determinística:** Es una metodología que evalúa la capacidad estructural de la carga viva de puentes, por medio de factores de carga y clasificación (Álvarez, et al., 2014, p 2)
- **Evaluación Probabilística:** Es un método que permite la verificación de la seguridad estructural de puentes en servicio, bajo las condiciones reales del estado de la obra que combina resultados experimentales, herramientas de cálculo estructural y simulaciones numéricas de estadística, logra aproximar la condición de trabajo del puente a la realidad. (Muñoz, et al., 2002, p 3)

- Factor de Capacidad: son expresiones que son usadas para determinar la capacidad segura de carga, que relacionan la resistencia sobre la sollicitación. (AASHTO, 2013, p 6-28)
- Falla Estructural: es una situación caracterizada, por el exceso o rebasamiento de los esfuerzos de estado límite, que representa el límite de seguridad, ocasionando diversos modos de falla tales como: agrietamiento, deformaciones excesivas, corrosión, etc. (Nowak y Collins, 2001, p 92)
- Índice de Confiabilidad: es una medida de la seguridad estructural, que explica el desempeño de una estructura en términos de la probabilidad inversa de la función. (Nowak, 1999, p 6).
- Puente: Las AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, define como cualquier estructura que tiene una abertura no menor a 6.10 m (20.0 ft) que forme parte de una carretera principal o que se encuentre sobre o debajo de una carretera. (AASHTO,2017, p 1-2)
- Resistencia: Capacidad de un elemento o de un conjunto de elementos para contrarrestar acciones sin descomponerse. (Esparza, 2010, p 10)
- Seguridad Estructural: La seguridad es la resistencia requerida de las estructuras, para que tenga un comportamiento adecuado de las cargas que puedan llegar a actuar sobre ella, en su ciclo de vida. (Nilson, 2001, p 12)
- Simulación de Motercarlo: Técnica de cálculo del análisis de confiabilidad estructural, basado en cálculo de la repetición del evento para simular las condiciones del fenómeno analizado (Wisniewsky, 2007, p 41)

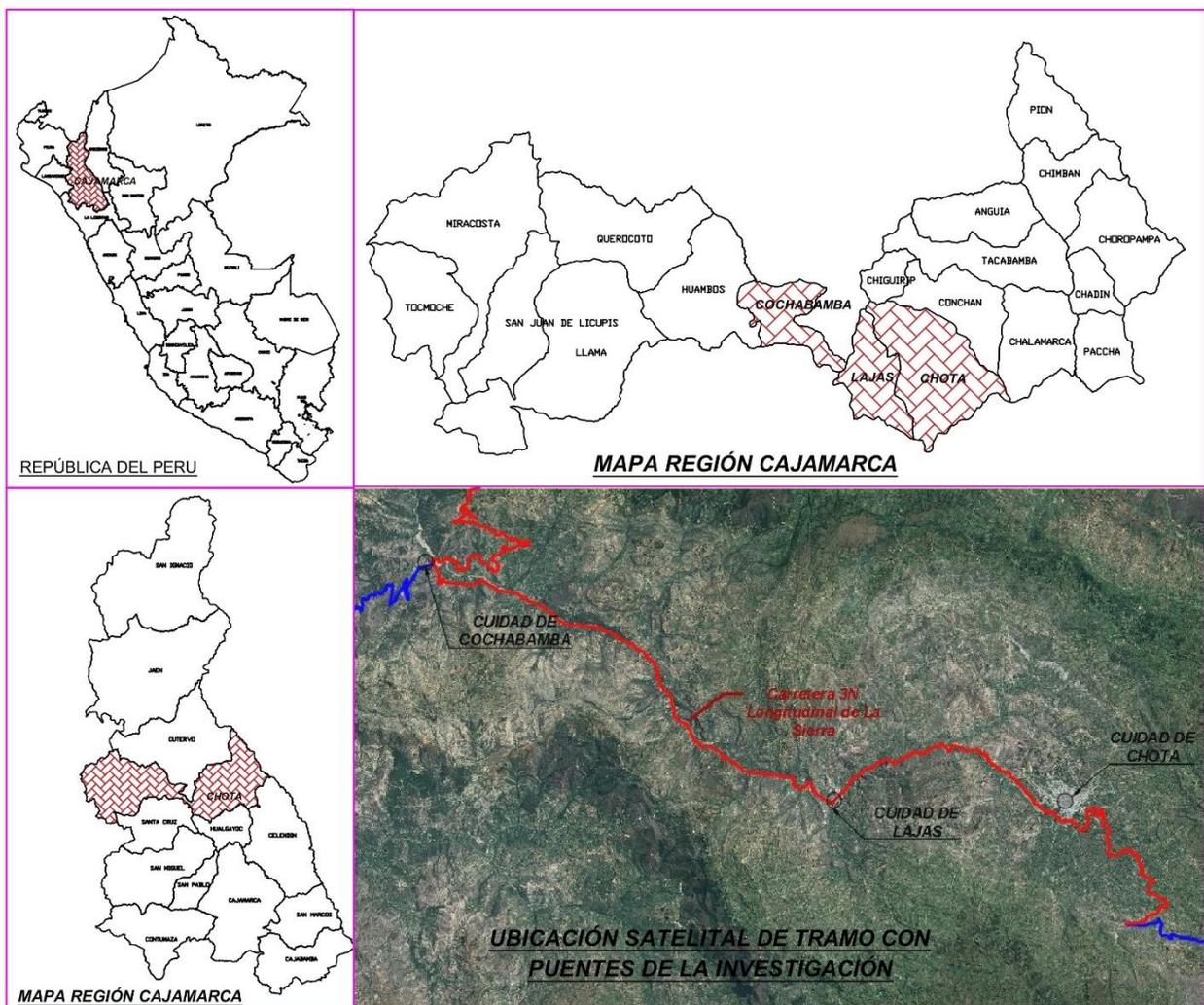
CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. UBICACIÓN.

3.1.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA INVESTIGACIÓN

La ubicación de la investigación corresponde a los puentes de la carretera Longitudinal de la Sierra, del tramo que recorre la Provincia de Chota. Localizándose en la sierra norte del Perú, atravesando por los distritos de Cochabamba, Lajas y Chota; de la provincia de Chota, en la Región Cajamarca.

Figura 3.1: Ubicación Geográfica de los puentes en investigación. (Google Earth)



3.1.2 ÉPOCA DE LA INVESTIGACIÓN

La investigación “*Índices De Seguridad Estructural En Puentes de la Carretera Longitudinal De La Sierra Provincia De Chota*”, se realizó desde el mes de julio al mes de octubre y noviembre del 2018

3.2. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.

3.2.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN.

a) Tipo de investigación

La investigación se puede resumir en los siguientes Aspectos relevantes:

- Finalidad: Aplicada
- Objetivos: Descriptiva
- Control de diseño de la prueba: No experimental
- Temporalidad: Transversal
- Fuente de datos: Mixto
- Estrategia o enfoque teórico metodológico: Probabilístico y Determinísticos

3.2.2 POBLACIÓN DE ESTUDIO.

La población de estudio se encuentra constituida por todos los puentes que se encuentran en la red Vial nacional, en la ruta 3N-PE de la longitudinal de la Sierra en la provincia de Chota.

3.2.3 MUESTRA.

La muestra conformada por Puente Trancamayo, Puente Potrero, Puente Chotano, Puente Cullacmayo, Puente Retama, Puente el Tayal, Puente Santa Isolina

Figura 3.2: Plano Ubicación de los Puentes Estudiados

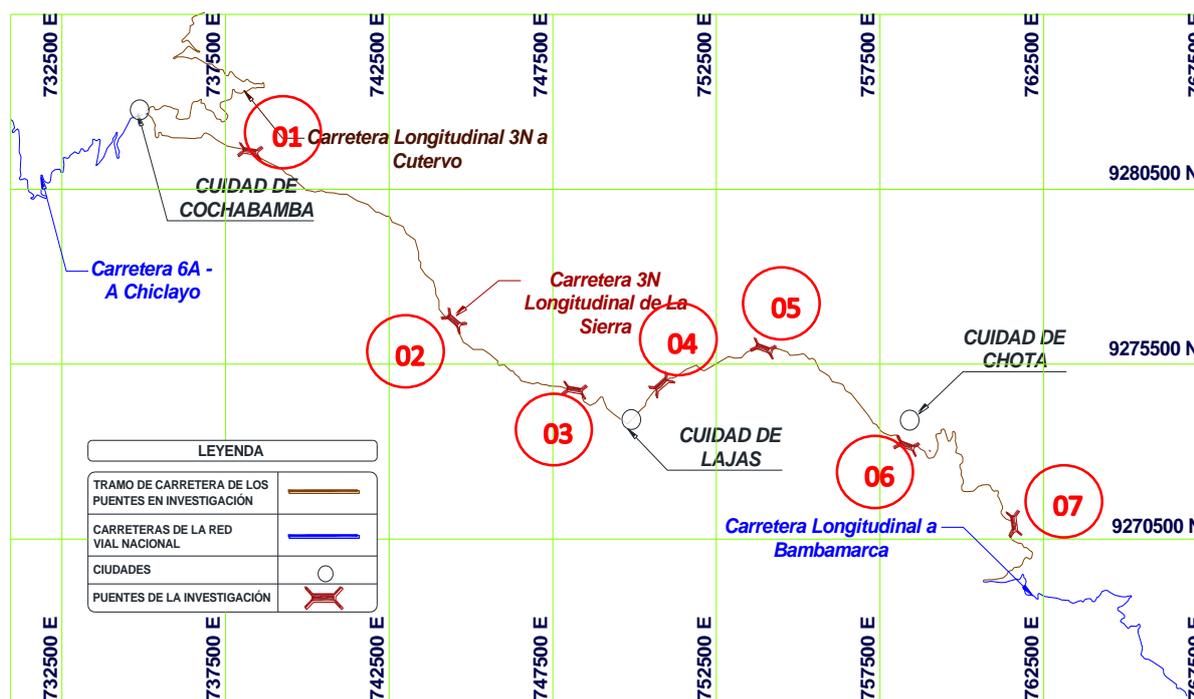


Tabla 24: Información Geográfica de los puentes estudiados en la Carretera Longitudinal de Sierra. Datum WGS 84.

N°	NOMBRE	COORDENADAS	ELEVACIÓN	KM DE CARRETERA
01	Puente Santa Isolina	737595 E, 9282640 N	1756	Km 124+540
02	Puente el Tayal	744750 E, 9276502 N	2049	Km 135+060
03	Puente Cullacmayo	748929 E, 9274629 N	2115	Km 140+130
04	Puente Retama	751583 E, 9275467 N	2173	Km 143+900
05	Puente Chotano	755113 E, 9276346 N	2223	Km 148+040
06	Puente Potrero	759951 E, 9273292 N	2319	Km 165+530
07	Pontón Trancamayo	763316 E, 9270806 N	2705	Km 174+050

3.2.4 UNIDAD DE ANÁLISIS

Los puentes de la carretera Longitudinal de la Sierra Provincia de Chota

3.2.5 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Las Técnicas: se utilizó diversas técnicas para la recolección de datos como se presentan a continuación:

a) Recolección de medidas de la configuración de los elementos estructurales como vigas principales, vigas diafragmas y losa. Estos datos fueron obtenidos por medio de una indagación documentaria e in situ:

- Datos de expediente se obtuvieron de documento: Planos de Estructuras y Obras de Arte. Volumen 4. Estudio definitivo para la rehabilitación y mejoramiento de la carretera Chongoyape - Cochabamba – Cajamarca. Tramo Cochabamba – Chota. Fuente PROVIAS Nacional (2009).
- Medición directa en campo de las dimensiones, de los elementos que componen la superestructura de los puentes, esto es vigas y losas, de todos los puentes de la muestra de la presente investigación, para una contrastación con los dispuestos en el expediente de la construcción.

Figura 3.3: Mediciones de los puentes in situ.



b) Medición de la resistencia de los materiales: con pruebas de ensayos no destructivos para el concreto e información de fabricante para el acero de refuerzo, preesfuerzo y estructural. Para ello se usó la información documentaria del expediente de construcción y ensayos como se muestra a continuación:

- Datos de expediente se obtuvieron de documento: Estructuras y Obras de Arte. Estudio definitivo para la rehabilitación y mejoramiento de la

carretera Chongoyape - Cochabamba – Cajamarca. Tramo Cochabamba – Chota. Fuente PROVIAS Nacional (2009).

- Ensayo de Esclerómetro, realizados solamente en concreto, usándose la técnica de Rebound Hammer Test o ensayo de esclerometría, recomendado en el Manual de Evaluación de puentes de la AASHTO (2013) y sigue las especificaciones de la ASTM C 805.

Figura 3.4: Ensayos de Esclerometría en elementos estructurales de puentes.



c) Observación experimental de campo: de manera que se registre el tráfico y los tipos de vehículos que circulan por infraestructura en estudio y las cargas de los vehículos, utilizándose netamente los datos del expediente usados en el diseño y de campo obtenidos por observación directa.

- Datos de expediente se obtuvieron de documento: Estudio de tráfico y carga. Estudio definitivo para la rehabilitación y mejoramiento de la carretera Chongoyape - Cochabamba – Cajamarca. Tramo Cochabamba – Chota. Fuente PROVIAS Nacional (2009)
- Datos de campo fueron obtenidos en un conteo de los vehículos tomando como estación de conteo el puente chotano y cuyos reportes de tráfico se presentan en el Anexo III. Y en el mismo lugar se investigó la carga neta y bruta de los vehículos por registrando el valor de los pesos especificado en el cartel de carga reglamentario.

Figura 3.5: Recolección de Información de vehicular y tráfico in situ.



Los Instrumento: Se utilizará fichas con reportes de información recabada en campo, mediciones con wincha, niveles con nivel de ingeniero, determinación de la resistencia del concreto con esclerómetro, fichas de registro, software de cálculo estructural, software de proceso de datos y fotografías.

3.3. PROCEDIMIENTO

Se utilizó las metodologías empleadas expuestas por diversos autores, para la determinación del índice de confiabilidad como resultado de un análisis de confiabilidad estructural y el índice de capacidad estructural del análisis determinístico de los puentes de la carretera Longitudinal de la Sierra en la provincia de Chota.

De acuerdo con la Norma AASHTO (2013), en el manual de evaluación de puentes, propone la determinación del índice de seguridad de diseño o inventario, como índice antecedente, que permite la comparación con el índice de seguridad operativo actual, y con ello comprender la variabilidad de dicho parámetro de seguridad

- Nivel de Diseño: permitió conocer la seguridad estructural del diseño original de las superestructuras de los puentes.
- Nivel Operativo Actual: esta evaluación permitirá conocer la seguridad estructural del desempeño actual de la estructura para condiciones de sollicitación y resistencia particulares de cada estructura de los puentes.

3.3.1 DESCRIPCIÓN DE LAS SUPERESTRUCTURAS INVESTIGADAS

A) PONTÓN TRANCAMAYO

El puente se encuentra ubicado en el Km 174+050, de la ruta PE – 3N en la carretera Longitudinal de la Sierra, en las coordenadas Datum WGS84 17S 763316 E, 9270806 N a una altura de 2705 m.s.n.m, permite salvar el accidente geográfico de la quebrada Trancamayo, en el distrito de Chota.

Tiene una superestructura de tipo losa, con una longitud de 10.80 m entre ejes de los apoyos, con un ancho de losa de 12.30 m en donde se incluyen barandas, vereda peatonal, carriles y bermas, el detalle de la dimensiones y refuerzo se presentan a continuación:

Figura 3.6: Vista Isométrico de pontón Losa Trancamayo.

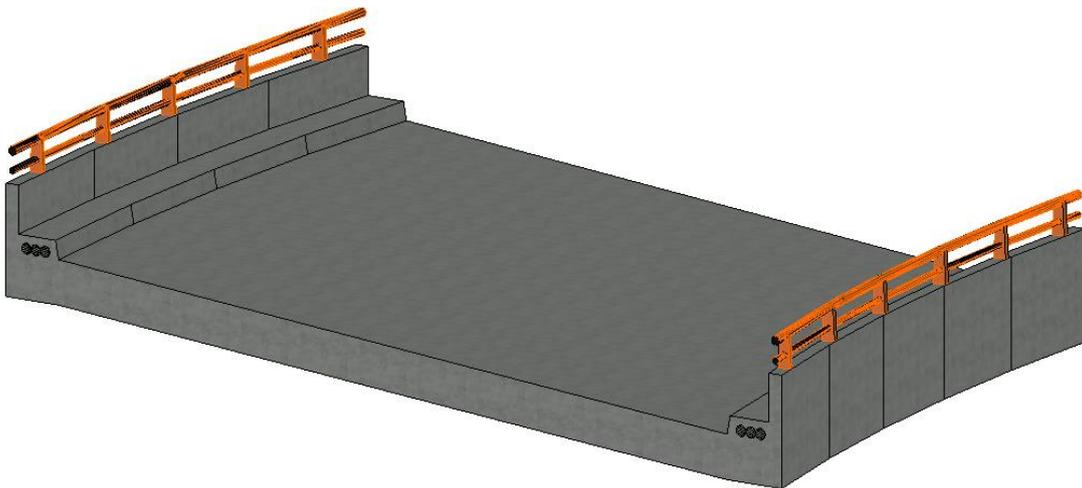
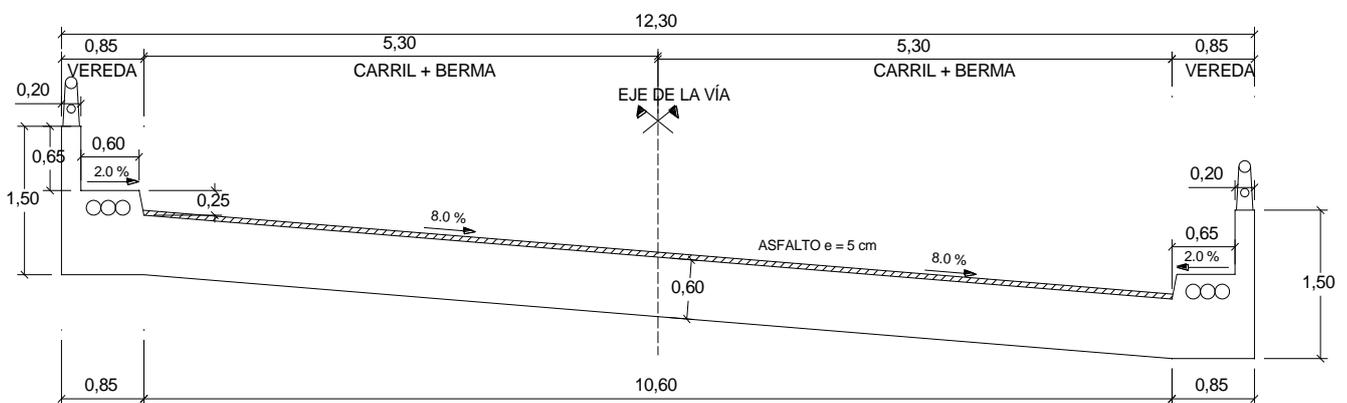


Figura 3.7: Sección transversal de superestructura del pontón Losa Trancamayo.



B) PUENTE POTRERO

El puente se localiza en el Km 165+530, de la ruta PE – 3N en la carretera Longitudinal de la Sierra, en las coordenadas Datum WGS84 17S 759951 E, 9273292 N a una altura de 2319 m.s.n.m, Permitiendo cruzar el río Colpamayo, en la zona baja de la ciudad de Chota.

La superestructura es tipo viga losa, donde la losa es de concreto armado de 20 cm de espesor y tiene 5 vigas principales son de 40 cm x 105 cm, con una longitud de 12.80 m entre ejes de los apoyos, con un ancho de losa de 11.80 m en donde se incluyen barandas, vereda peatonal, carriles y bermas, y apoyos de elastómeros, para ello se muestran las siguientes figuras.

Figura 3.8: Vista Isométrico del Puente Potrero.

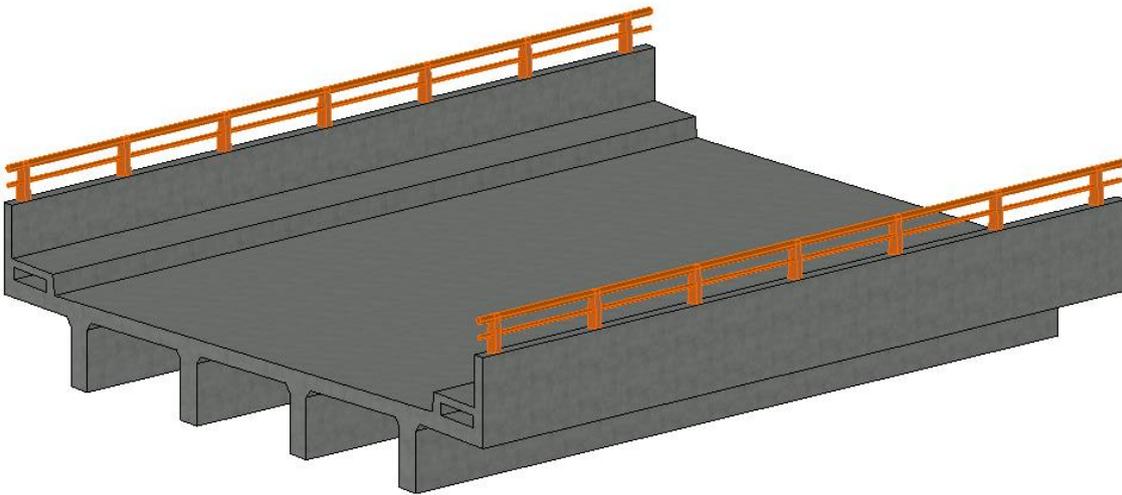
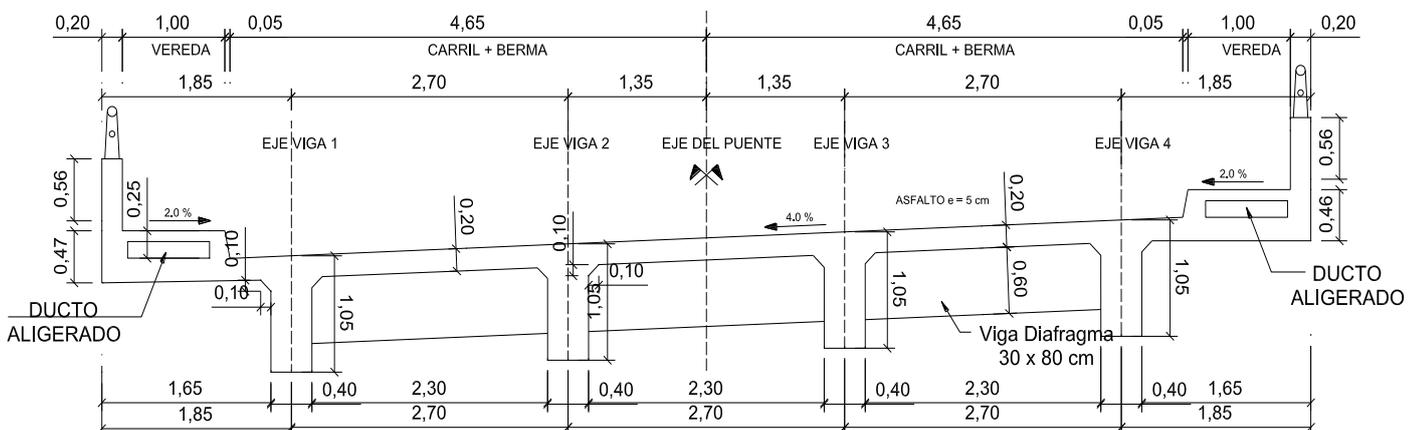


Figura 3.9: Sección transversal de superestructura del Puente Potrero.



C) PUENTE CHOTANO

El puente se encuentra ubicado en el Km 148+040, de la ruta PE – 3N en la carretera Longitudinal de la Sierra, en las coordenadas Datum WGS84 17S 755113 E, 9273292 N a una altura de 2223 m.s.n.m. Y atraviesa el curso de agua del río Chotano, se encuentra ubicado en el distrito de Chota, cercano al límite con el distrito de Lajas

Tiene una superestructura es tipo viga losa de sección compuesta, donde la losa de concreto armado de 22 cm de y 4 vigas principales de acero estructural, se sección W 600 x 2282, además tiene diafragmas tipo cruz de acero tipo canal, siendo la longitud de 50.00 m entre ejes de los apoyos, con un ancho de losa de 10.80 m en donde se incluyen barandas, vereda peatonal y carriles. Los dispositivos de apoyo son de neopreno de h: 30 cm, para ello se muestran las siguientes figuras.

Figura 3.10: Vista Isométrico de la superestructura puente Chotano.

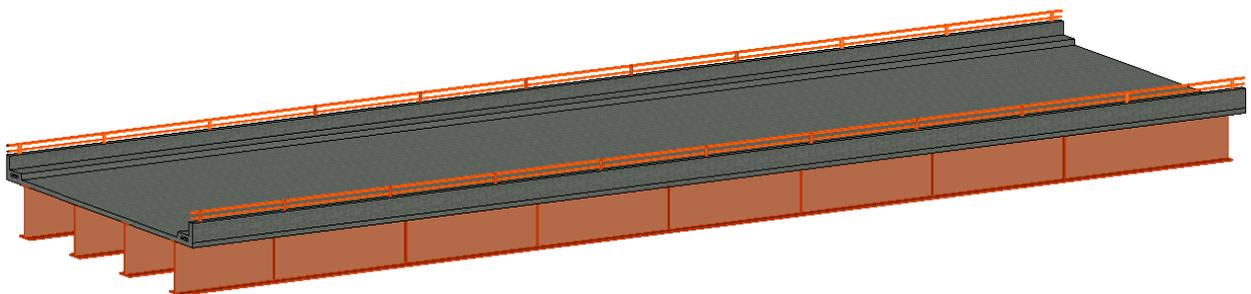
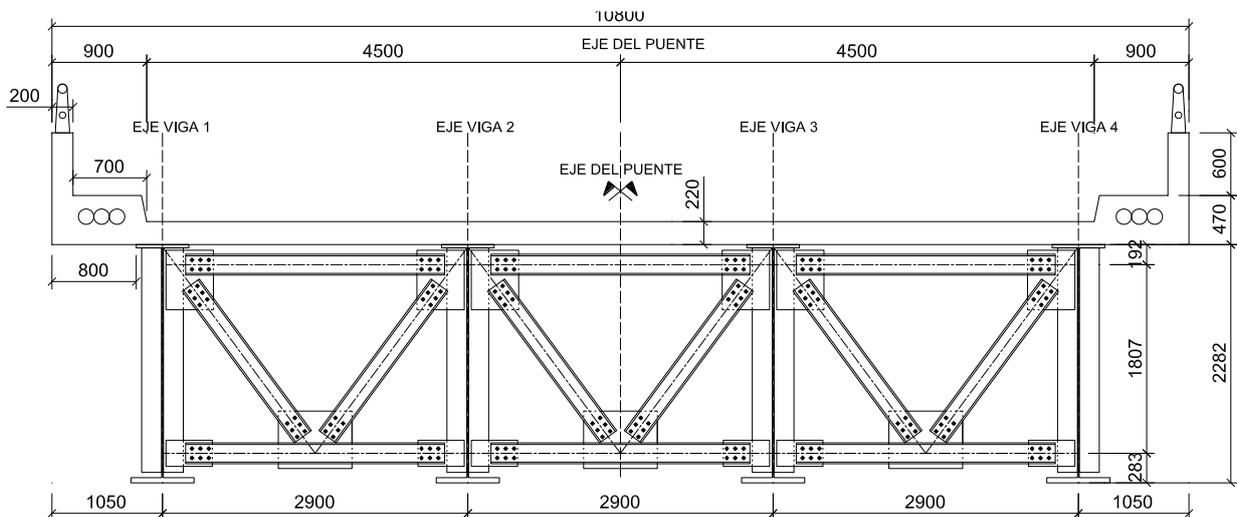


Figura 3.11: Sección transversal de la superestructura del Puente Chotano.



D) PUENTE RETAMA

Esta estructura se ubica en el Km 143+900, de la ruta PE – 3N en la carretera Longitudinal de la Sierra, en las coordenadas Datum WGS84 17S 751583 E, 9275467 N a una altura de 2173 m.s.n.m, Permitiendo cruzar la quebrada Retama, en el distrito de Lajas.

La superestructura es tipo viga losa, donde la losa es de concreto armado de 20 cm de espesor y tiene 6 vigas principales tipo I de concreto postensado separados a 1.90 m, con una longitud de 26.60 m entre ejes de los apoyos, con un ancho de losa de 10.80 m en donde se incluyen barandas, vereda peatonal, carriles y bermas, para ello se muestran las siguientes figuras.

Figura 3.12: Vista Isométrico de la superestructura puente Retama.

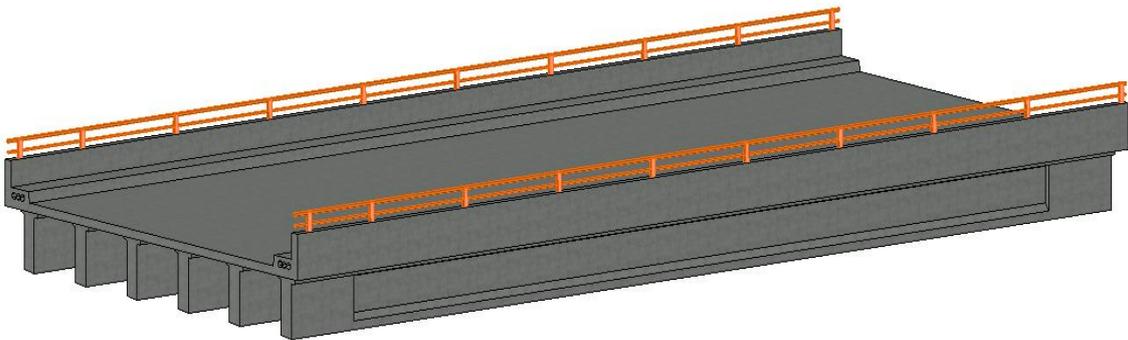
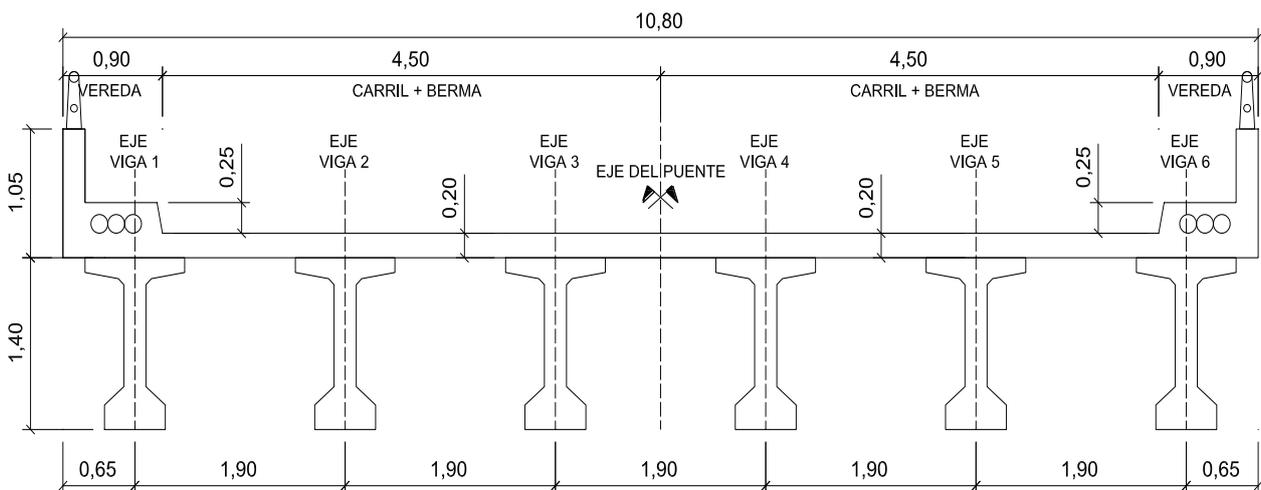


Figura 3.13: Sección transversal de la superestructura del puente Retama.



E) PUENTE CULLACMAYO

La estructura se encuentra localizada en el Km 140+130, de la ruta PE – 3N en la carretera Longitudinal de la Sierra, en las coordenadas Datum WGS84 17S 748929 E, 9274629 N a una altura de 2115 m.s.n.m, en el distrito de Lajas, y logra salvar la vía del río Lajeño.

La superestructura es tipo viga losa, donde la losa es de concreto armado de 20 cm de espesor y tiene 5 vigas principales tipo I de 1.20 de peralte, construidas con concreto postensado, que se encuentran separados a 2.05 m, con una longitud de 20.16 m entre ejes de los apoyos, con un ancho de losa de 9.80 m en donde se incluyen barandas, vereda peatonal, carriles y bermas, para ello se muestran las siguientes figuras.

Figura 3.14: Vista Isométrico de la superestructura puente Cullacmayo.

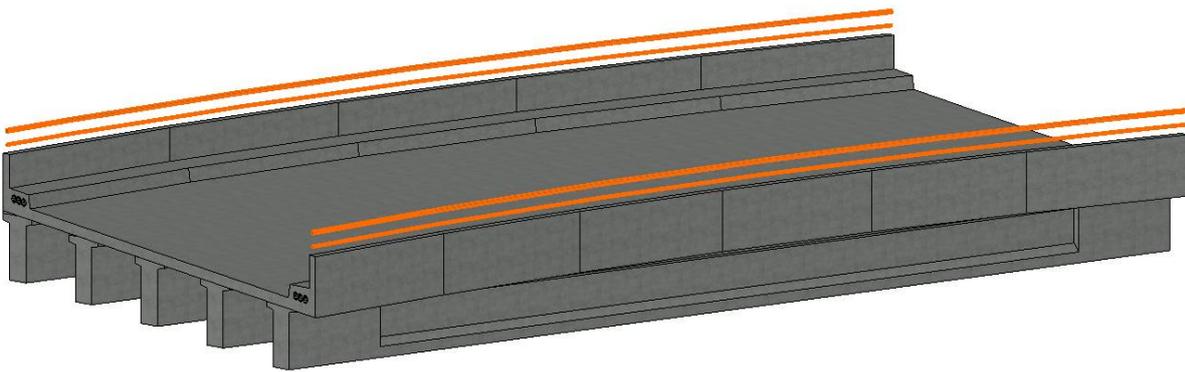
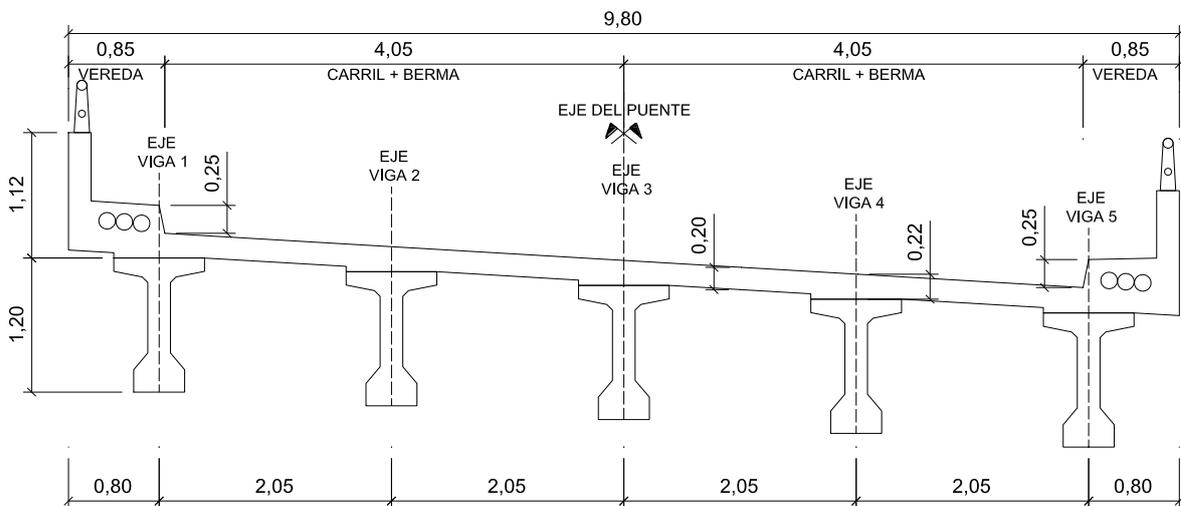


Figura 3.15: Sección transversal de la superestructura del puente Cullacmayo



F) PUENTE EL TAYAL

El puente se ubica en el Km 135+060, de la ruta PE – 3N en la carretera Longitudinal de la Sierra, en las coordenadas Datum WGS84 17S 744750 E, 9276502 N a una altura de 2049 m.s.n.m, Permitiendo cruzar el accidente geográfico de la quebrada el Tayal.

Es un puente tipo pórtico, en donde la superestructura y subestructura se une monolíticamente para formar un marco; además la geometría en planta es curvada. La losa es de concreto armado de espesor variable, iniciando en 65 cm en centro del vano y 160 cm en la cara de los apoyos formando un tímpano invertido. Tiene una longitud de 18.00 m entre ejes de los apoyos, con un ancho de losa de 11.10 m en donde se incluyen barandas, vereda peatonal, carriles y bermas.

Figura 3.16: Vista Isométrico de la superestructura puente El Tayal.

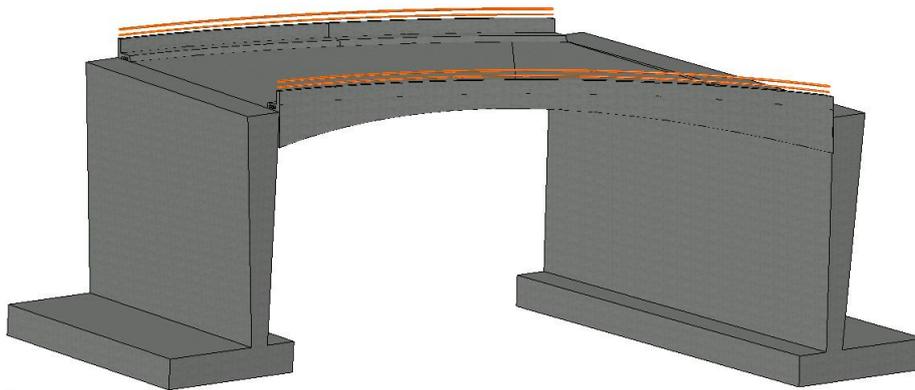
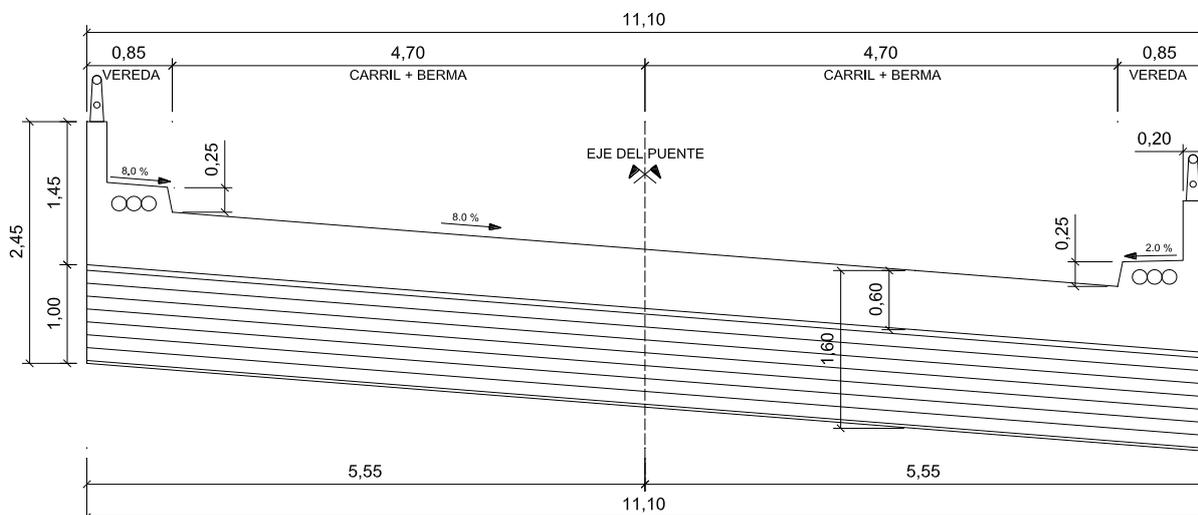


Figura 3.17: Sección transversal de la superestructura del puente El Tayal.



G) PUENTE SANTA ISOLINA

La estructura se encuentra localizada en el Km 124+540, de la ruta PE – 3N en la carretera Longitudinal de la Sierra, en las coordenadas Datum WGS84 17S 737595 E, 9282640 N a una altura de 1756 m.s.n.m, en el distrito de Cochabamba.

La superestructura es tipo viga losa, donde la losa tiene un espesor de 20 cm y las 5 vigas principales son de 45 cm x 115 cm, con una longitud de 17.04 m entre ejes de los apoyos, con un ancho de losa de 8.7 m en donde se incluyen barandas, vereda peatonal y carriles. Además, los apoyos de elastómeros, para ello se muestran las siguientes figuras.

Figura 3.18: Vista Isométrico de la superestructura puente Santa Isolina.

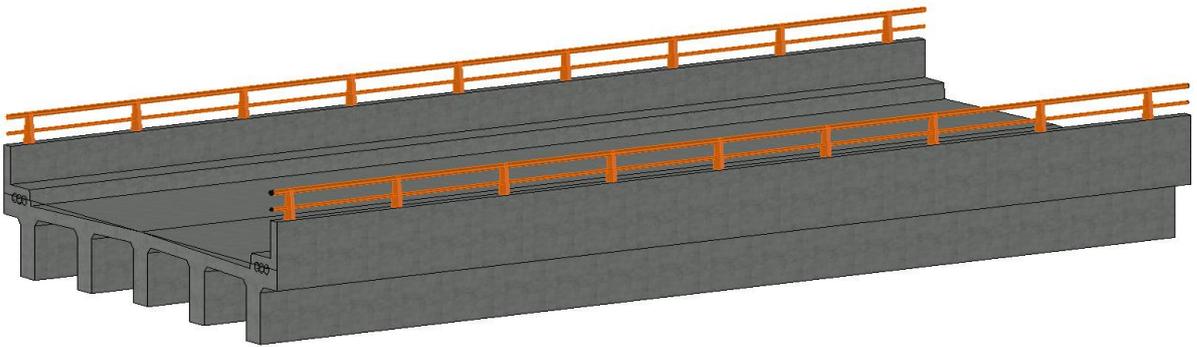
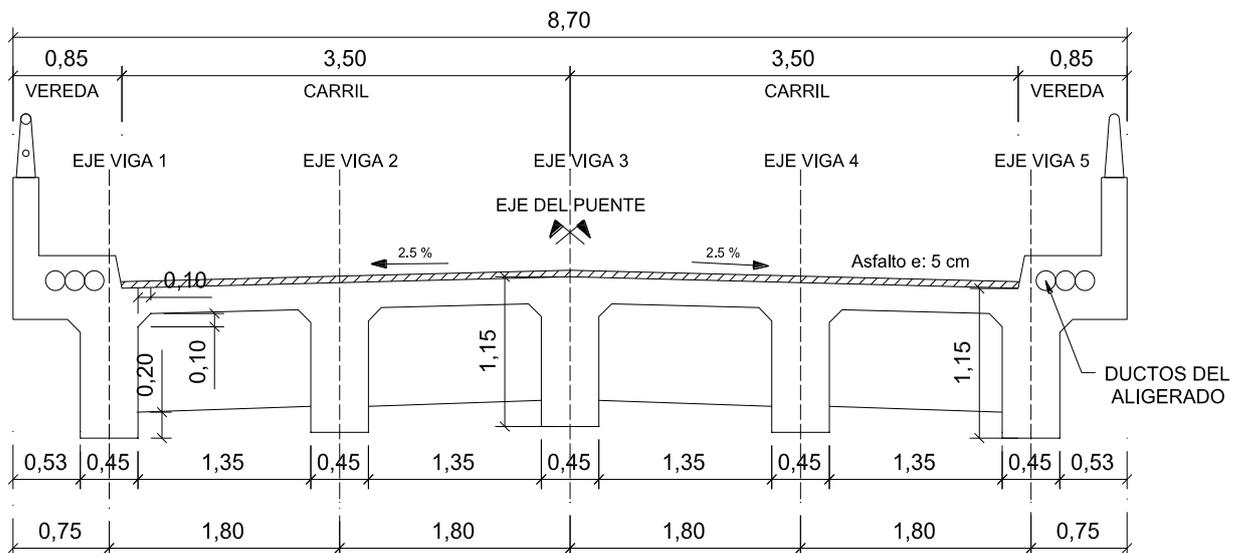


Figura 3.19: Sección transversal de la superestructura del puente Santa Isolina.



3.3.2 RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.3.2.1 Propiedades de los Materiales y Dimensiones de los elementos estructurales

- *Resistencia de Concreto:* Estos datos son los tomados del ensayo de esclerometría mostrados en la Tabla N° 30 y las especificaciones del expediente técnico.
- *Resistencia de Acero de Refuerzo y Preesfuerzo:* los datos se han obtenido de las especificaciones técnicas de los planos y fichas técnicas de los fabricantes, dados en el expediente técnico
- *Resistencia de Acero de Estructural:* los datos se han obtenido de las especificaciones técnicas de los planos y fichas técnicas de los fabricantes, dados en el expediente técnico.
- *Geometría de los Elementos:* estos datos son presentados en el Anexo N° IV, son el resultado de la verificación de las dimensiones de los planos del expediente con lo que se ha medido en campo

3.3.2.2 Resistencia de los Elementos estructurales de los puentes.

Se consideró elementos estructurales y secciones de acuerdo con las recomendaciones de análisis y diseño sugerido por la AASHTO LRFD (2017, p 5-39), y calculados con las expresiones matemáticas de la norma citada, haciéndose las respectivas simplificaciones dependiendo del elemento en estudio, esto es:

Puentes Losa:

Elementos de Análisis: Para el análisis de las superestructuras tipo losa, se siguió las recomendaciones de la norma AASHTO LRFD (2017, p 4-29) sugieren un análisis de las franjas de borde y franja central.

Resistencia Nominal de los elementos: Se calculó la resistencia a momento y cortante nominal con las ecuaciones 2.7 y 2.12 simplificadas para elementos solo de concreto armado.

$$M_n = A_s * f_y * \left(d_s - \frac{a}{2}\right) + 0.85 * f'_c * b * h_f * \left(\frac{a}{2} - \frac{t}{2}\right) \quad (2.7.1)$$

$$V_n = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d + \frac{A_s * F_y * d}{s} \quad (2.12.1)$$

Puentes Viga – Losa:

Elementos de Análisis: Las superestructuras de puentes que tienen vigas y losas como elementos estructurales, se siguió las recomendaciones de la AASHTO LRFD (2017, p 4-29) sugieren el análisis de vigas exteriores, vigas interiores y losa.

Resistencia Nominal de los elementos: Se calculó los momentos y cortantes nominales, con las siguientes expresiones propuestas:

- Para puentes con Vigas de concreto Armado:

$$M_n = A_s * f_y * \left(d_s - \frac{a}{2}\right) + 0.85 * f'c * b * h_f * \left(\frac{a}{2} - \frac{t}{2}\right) \quad (2.7.1)$$

$$V_n = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d + \frac{A_s * F_y * d}{s} \quad (2.12.1)$$

- Para puentes con Vigas de concreto Preesforzado:

$$M_n = A_{ps} * f_{ps} * \left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s * f_s * \left(d_s - \frac{a}{2}\right) - A'_s * f'_s * \left(d'_s - \frac{a}{2}\right) + 0.85 * f'c * (b - b_w) * h_f * \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right) \quad (2.7.2)$$

$$V_n = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d + \frac{A_s * F_y * d}{s} \quad (2.12.1)$$

- Para puentes con Vigas de Acero estructural:

$$M_n = \frac{P_w}{2D} (\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2) + (P_s d_s + P_c d_c + P_t d_t) \quad \text{Tabla(4.1)}$$

$$V_n = 0.58 * F_{yw} * D * t_w * C \quad (2.16.1)$$

3.3.3 SOLICITACIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.3.3.1 Cargas de Análisis.

a) Cargas Estáticas

Las cargas que se consideró para el análisis corresponden a las especificadas por la norma AASHTO LRFD (2017), siendo las más importantes:

- Peso Propio (DC): Elementos de concreto: 2500 Kg/m³, elementos de acero estructural: 7800 Kg/m³, Barandas: 350 Kg/m.
- Carga Muerta por Superficie (DW): 2200 Kg/m³
- Carga Peatonal (PL): 367 Kg/m²

b) Cargas Móviles

Evaluación del Diseño: Se consideró el vehículo de diseño HL-93 que se divide en un vehículo de eje Tándem y otro de eje Tridem, más la sobrecarga distribuida, como se muestra en la figura 2.18.

Evaluación del Desempeño Actual: Se consideró los vehículos que trafican en la carretera Longitudinal de la Sierra, del tramo que cruza la provincia de Chota, en donde los valores de las cargas para cada vehículo, corresponden a los especificados en el en el reglamento Nacional de Vehículos, MTC (2003, p 78).

Además, la distribución, dimensiones, separación y cargas por cada eje, se consideraron las especificaciones descritas en el reglamento Nacional de Vehículos, MTC (2003, p 86).

3.3.3.2 Modelo y Análisis Estructural.

Con la información de propiedades y dimensiones de los elementos estructurales, y las solicitaciones de carga para el análisis. Se modelaron las estructuras en el Software CSI Bridge, software de elementos finitos especializado en el análisis y diseño de puentes.

Luego se ejecutó el análisis de la estructura, para la obtención de la respuesta estructural de los puentes, con interés especial en momentos flectores y fuerzas cortantes.

Indicándose que de acuerdo a lo sugerido por Venegas y Chio (2014), que los resultados de las fuerzas internas, de las cargas móviles corresponde a la envolvente de camión HL-93 para la evaluación del diseño y la envolvente de los vehículos que transitan por la vía, para la evaluación de desempeño actual de la estructura.

3.3.4 ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

La confiabilidad estructural requiere de un análisis a nivel probabilístico de las variables implicadas, y los factores que definen la variable solicitación y la resistencia deben estar expresadas en una función de distribución

probabilísticas con sus parámetros estadísticos definidos. Luego para determinar el índice de confiabilidad se siguió la siguiente metodología:

3.3.4.1 Modelo de Cargas

Para la determinación del modelo de cargas, se ha utilizado la propuesta de Wisniewsky (2007), definiéndose en primer lugar las distribuciones de probabilidad estadística y sus respectivos parámetros estadísticos de las cargas actuantes para puentes; para luego afectarse a las cargas obtenidas de análisis estructural.

a) Parámetros Estadísticos de Carga

La selección de parámetros estadísticos para cargas, representan las posibles variaciones que actúan en los puentes, por lo que el modelo de solicitaciones o cargas se clasificó en:

Carga Estáticas: Para este propósito se usó los estadísticos propuestos por Nowak y Collins (2000), los que además tienen respaldo en el código AASHTO (2017), empleado para diseño y evaluación estructural de puentes, siendo los siguientes valores considerados.

Tabla 25: Parámetros estadísticos seleccionados para cargas estáticas.

Componente	Nominal	Distribución	Factor Bias	Coefficiente de variación
Concreto hecho in situ	2500 Kg/m ³	Normal	1.05	0.10
Superficie de Rodadura	2200 Kg/m ³	Normal	1.00	0.25
Otros elementos	350 Kg/m	Normal	1.05	0.10
Carga Peatonal	367 Kg/m ²	Lognormal	1.00	0.18

Carga Móvil: para la selección de la carga camiones de acuerdo a Venegas y Chio (2014), requieren un estudio local de los vehículos que trafican en la zona. Para la investigación se emplearon los vehículos identificados en la breve indagación. (Véase *Tabla 31*)

Además, es necesario conocer la distribución de los ejes y cargas de los tipos de vehículos, y la propuesta metodológica de Venegas y Chio (2014), es hacer uso de los vehículos legales permitidos por los Estados para transitar en los caminos. Por lo que en la presente investigación se empleó

lo dispuesto en el Reglamento Nacional de Vehículos (2003). (Véase *Figura 3.22*)

Para evaluación del diseño de la estructura, se evaluó con el vehículo de diseño HL 93, siendo los estadísticos propuestos en marco teórico.

- Distribución de probabilidad: Lognormal
- Factor Bias (λ): 1.20
- Coeficiente de Variación (CV): 18%

Para evaluación detallada de desempeño actual de la estructura, se consideran los vehículos que transitan en la carretera Longitudinal de la Sierra, provincia de Chota, y de acuerdo a Nowak, A. (1993, p 281), los estadísticos se obtienen de la interpolación de las *Figuras N°2.9 y 2.10*, para el periodo de análisis y tipo de estructura, estos son:

Tabla 26: Parámetros Estadísticos seleccionados para cargas móviles.

Puente	Periodo	Longitud (m)	Distrib. Probabilidad	Bias λ	C.V (%)
Santa Isolina	6 años	17.04	Lognormal	1.77	0.121
El Tayal	6 años	18.00	Lognormal	1.78	0.121
Cullacmayo	6 años	20.16	Lognormal	1.82	0.121
Retama	6 años	26.60	Lognormal	1.87	0.121
Chotano	6 años	50.00	Lognormal	1.91	0.126
Potrero	5 años	12.80	Lognormal	1.65	0.124
Trancamayo	5 años	10.80	Lognormal	1.63	0.125

b) Funciones de Probabilidad de Carga

En la sección 3.3.3 se expuso el procedimiento para la obtención de las solicitaciones, y en la sección precedente se presentó las funciones de probabilidad y los estadísticos considerados para un modelo de cargas, por lo que, la construcción de las funciones se consideró la metodología tratada por Nowak, A. y Collins, K. (2000, p 102), por medio de las relaciones presentados a continuación:

$$\mu = \lambda * S \quad (3.1)$$

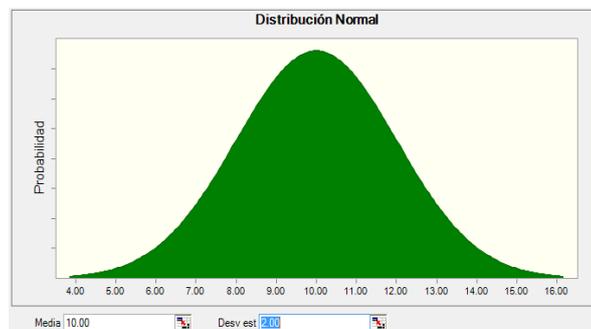
$$\sigma = C.V * \mu \quad (3.2)$$

Donde:

- S : Valor nominal obtenido del Análisis estructural
- λ : Factor bias considerado para el análisis
- $C.V$: Coeficiente de variación considerado para el análisis
- μ : Media de la función de probabilidad.
- σ : Desviación estándar de la función de probabilidad.

Además de conocerse La Distribución de Probabilidad y con los estadísticos de media y desviación estándar se construyen las funciones, esto se realizó con la ayuda del Software Crystal Ball

Figura 3.20: Construcción de Funciones de probabilidad, en el Software Crystal Ball.



c) Modelo de Matemático de Carga

El modelo de carga, es definido por la suma de todas las variables que definen la función de probabilidad de Solicitud o Carga, para ello se adaptó el modelo propuesto por Hyo - Kim. Et al. (2016), que es la que se muestra a continuación:

$$p(D_i, LL, \dots) = DC + DW + PL + LL + IM \quad (3.3)$$

Donde:

- $p(S)$: probabilidad de solicitudes o cargas
- DC : probabilidad debida al peso propio de elementos estructurales
- DW : probabilidad debido al peso de la superficie de rodadura
- PL : probabilidad debido a la carga peatonal
- LL : probabilidad debido a la carga Viva
- IM : probabilidad debido a la carga de Impacto

3.3.4.2 Modelo de Resistencia

Para la construcción de un modelo de resistencia, es necesario definir los parámetros estadísticos de las propiedades mecánicas de los materiales, como las principales variables del modelo matemático, tomándose las dimensiones como valores nominales, dado a que se verificó en campo que la variación es del orden ± 7.5 mm, siendo valores muy pequeños.

a) Parámetros Estadísticos de las propiedades mecánicas.

Para la evaluación del diseño, los parámetros estadísticos considerados para afectar a la Resistencia nominal, tal y como lo sugieren Nowak y Collins (2000) son los siguientes

Tabla 27: Parámetros estadísticos de resistencia Nominal (R_n), para la evaluación del diseño de los puentes investigados. (Nowak 1999)

Tipo de Estructura	Resistencia	
	λ	C.V
<i>Vigas de Viga Compuestas</i>		
Momento	1.12	0.10
Cortante	1.14	0.105
<i>Concreto Reforzado</i>		
Momento	1.14	0.13
Cortante	1.20	0.155
<i>Concreto Preesforzado</i>		
Momento	1.05	0.075
Cortante	1.15	0.14

Para la evaluación del desempeño actual: Los estadísticos seleccionados para la idealización de la incertidumbre de las propiedades mecánicas de los materiales, se consideró los parámetros y funciones estadísticas de:

- Ensayo de Esclerometría: Estadísticos del concreto
- Coronel (2003): Estadísticos para Acero de Refuerzo
- Téllez, G (2005): Estadísticos para Acero de preesfuerzo y acero estructural

Ya que son parámetros representativos para la construcción en la Región y se tiene similares condiciones en cuanto al trabajo del concreto y acero. Estos parámetros son:

Tabla 28: Parámetros estadísticos de la propiedades mecánicas, de los puentes investigados.

Material	Distribución	Factor Bias	Coefficiente de variación
Concreto	Normal	$\frac{f'_{c_{esclerometro}}}{f'_{c_{diseño}}}$	$\frac{f'_{c_{desv}}}{f'_{c_{media}}}$
Acero Refuerzo	Normal	1.12	0.11
Acero Preesforzado	Normal	1.10	0.05
Acero Estructural	Normal	1.05	0.10

b) Funciones probabilidad de Resistencia

Se considera lo siguiente para la evaluación del Diseño y Desempeño Actual:

Para la Evaluación del Diseño: la construcción del modelo resistente, se procede como lo sugiere Nowak, A. y Collins, R. (2000,p 102), conocidos los valores de resistencia nominal (R_n) descrito su obtención en la sección 3.3.2, y los parámetros estadísticos de la Tabla 27, que corresponden a una distribución Normal, se procede como sigue:

$$\mu = \lambda * R_n \quad (3.1)$$

$$\sigma = C.V * \mu \quad (3.2)$$

Donde:

- R_n : Valor de la Resistencia Nominal
- λ : Factor bias considerado para el análisis
- $C.V$: Coeficiente de variación considerado para el análisis
- μ : Media de la función de probabilidad.
- σ : Desviación estándar de la función de probabilidad.

De igual manera, que, para la construcción de las funciones de probabilidad de carga, se realizó en software Crystal Ball.

Para la Evaluación del Desempeño Actual: la construcción del modelo resistente se realizó de acuerdo a lo sugerido por Muñoz, et al (2002.), que consiste en operar la expresión resistente con parámetros estadísticos. Esto se resume:

- Resistencia Nominal (R_n): Definir la expresión matemática de resistencia de acuerdo a lo presentado en la sección 3.3.2, de acuerdo al tipo de elemento estructural.
- Dimensiones: se considerarán Nominales especificados en los planos
- Propiedades Mecánicas: se emplearon los valores estadísticos presentados en la *Tabla 28*
- Construir el Modelo resistente con el apoyo de software informático de generación de número aleatorios

3.3.4.3 Análisis de Confiabilidad Estructural

El producto final de un análisis de confiabilidad determina el índice de confiabilidad estructural, por lo que la metodología para el análisis, empleada en la presente investigación, es el Método de Simulación de Montecarlo, para dicho fin se usó el soporte de software especializado en este tipo de cálculo siendo, el software Oracle Crystall Ball, el asignado para los cálculos y para agilizar el proceso.

3.3.4.4 Diagrama de la Metodología

La secuencia lógica para determinar, el índice confiabilidad de diseño se muestra en la figura 3.21, y para el índice de confiabilidad de desempeño actual de la estructura se presenta en la figura 3.22.

Figura 3.21: Diagrama metodológico para la determinación de Índice de Confiabilidad, de Diseño. (Elaboración Propia)

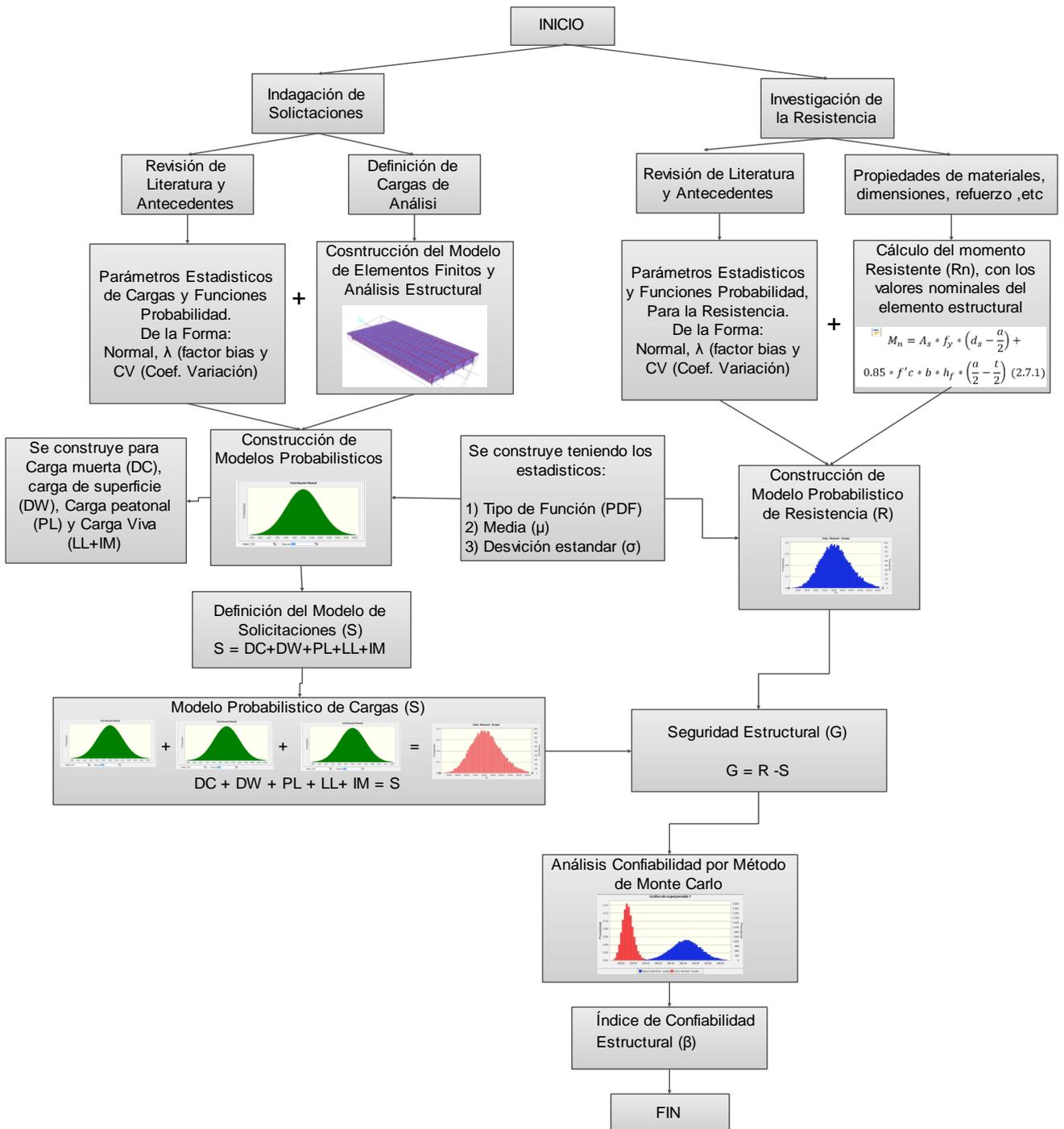
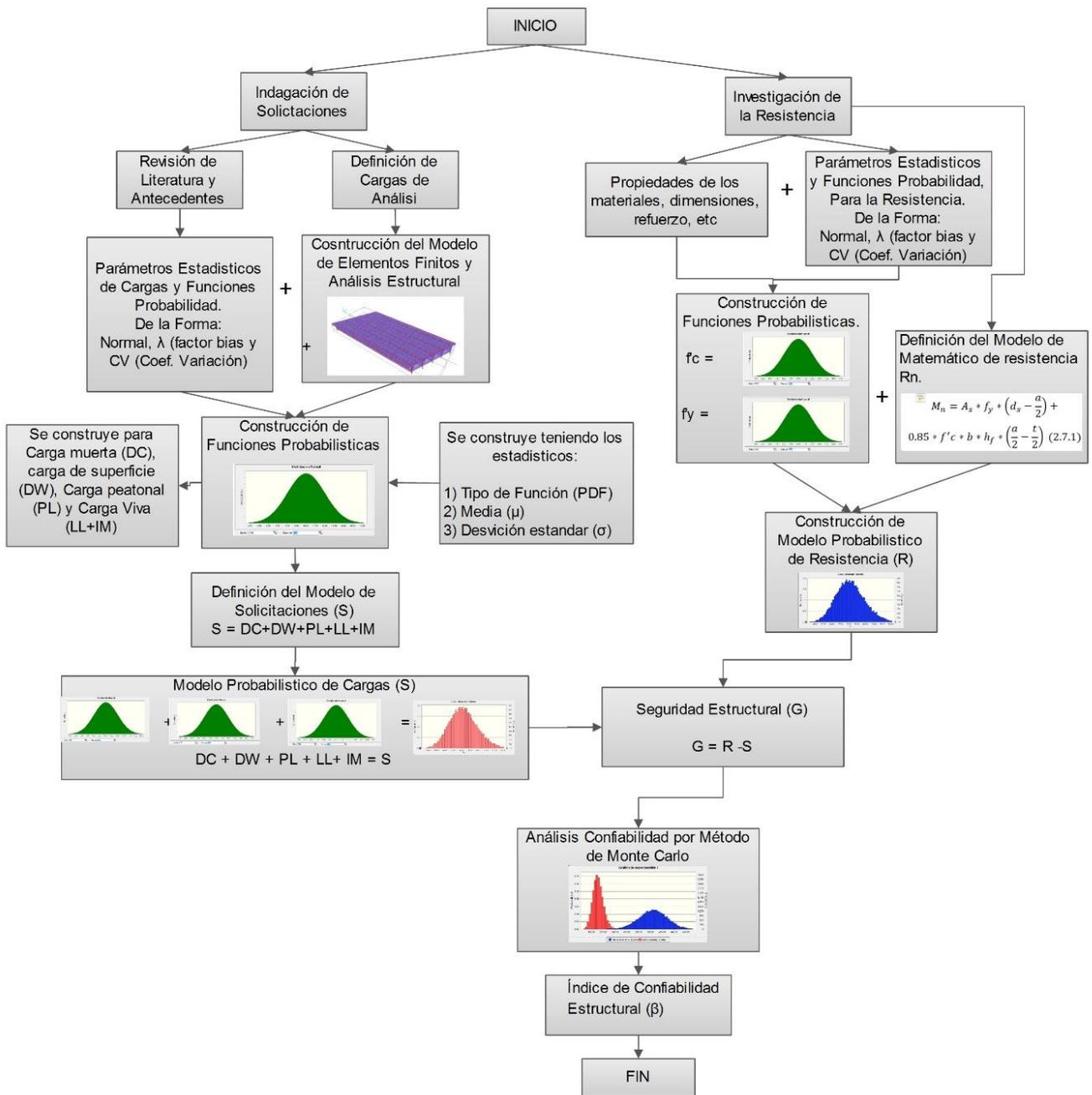


Figura 3. 22 Diagrama metodológico para la determinación de Índice de Confiabilidad, de desempeño Actual. (Elaboración Propia)



3.3.5 ÍNDICE DE CAPACIDAD ESTRUCTURAL

La determinación del índice de capacidad estructural, requiere un análisis de estructuras deterministamente. Siendo el procedimiento sugerido por el AASHTO, Manual Evaluation of Bridge (2013), que a continuación se presenta:

3.3.5.1 Análisis de Cargas

Las reacciones y fuerzas internas, son el resultado de los efectos actuantes en la superestructura de los puentes, por lo que siguiendo la metodología propuesta por AASHTO (2017)

a) Cargas Actuantes en la Estructura.

La selección de las cargas actuantes en los puentes, de acuerdo a la metodología propuesta por AASHTO (2013), son muy variadas, por lo que la investigación solo se considera los efectos más importantes en las estructuras como son: carga muerta de los elementos estructurales (DC), carga de superficie de rodadura y otros elementos (DW), Carga Peatonal (PL), carga viva y de impacto (LL y IM), las que han sido expuestos en la sección 3.3.3.1

b) Análisis Estructural de Cargas

El análisis de la superestructura de los puentes se realizó, en un software de elementos finitos especializado en análisis y diseño de estas estructuras, siendo CSI Bridge, y el procedimiento de la obtención se detalla en la sección 3.3.3.2. Siendo necesario indicar, que serán las mismas cargas analizadas para el método confiabilidad estructural.

3.3.5.2 Capacidad Estructural (C)

La determinación de la capacidad estructural, de la superestructura de puentes evaluados, se hizo uso de las ecuaciones matemáticas propuestas en la sección 3.3.2, por al AASHTO (2017); con ello se determinó la capacidad de los elementos sometidos a fuerza cortante y momento flector.

3.3.5.3 Selección de Factores de Carga (γ)

La selección de los factores de carga, se hizo siguiendo las consideraciones del Manual de Evaluación de Puentes (MBE), AASHTO (2013), teniendo un especial cuidado en los factores de cargas vivas, ya que ello influye en la capacidad estructural de los elementos, estos factores se presentaron en las Tabla 15, Tabla 16 y Tabla 17.

3.3.5.4 Selección de Factores de Resistencia (ϕ)

Se considera los criterios de AASHTO (2017), señalados en la sección 2.2.7.4 de la presente tesis, y los factores que afectan a la Capacidad (C), son los siguientes:

- Factor de Sistema (ϕ_s): depende de la complejidad del sistema estructural
- Factor de Condición (ϕ_c): de acuerdo al estado de los materiales, para ello, se cotejó los valores de calidad de materiales especificados en los planos, con los obtenidos de algunas pruebas como el de esclerometría.
- Factor de Carga (ϕ): la selección de este factor de acuerdo al autor citado, depende del tipo de elemento y la condición de fuerza a la que se encuentre sometido.

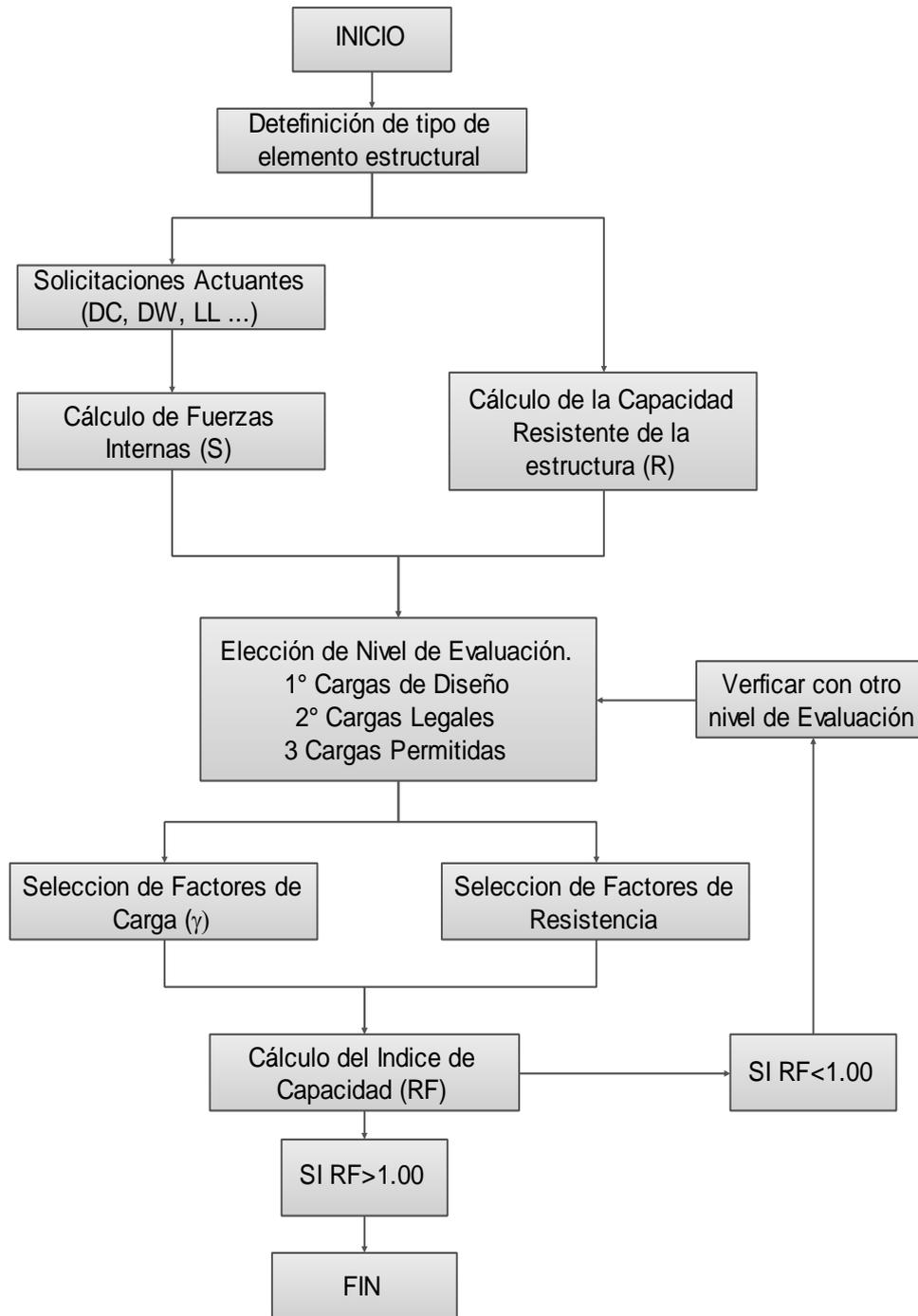
3.4.5.5 Análisis de Capacidad Estructural (RF)

El resultado final de este análisis, permite conocer el índice de capacidad estructural, debido a las acciones de la carga viva en la superestructura de los puentes. El cálculo del índice se simplifica a un cómputo determinístico, con variables que involucran la capacidad resistente, cargas y factores; para obtener el parámetro que permita evaluar la seguridad estructural. La expresión de acuerdo al MBE de la AASHTO (2013) es la ecuación 2.48.

$$RF = \frac{(\phi)(C) - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_{LL})(LL + IM)} \quad (2.48)$$

3.4.5.6 Diagrama Metodológico

Figura 3.23: Propuesta Metodológica de determinación Índice de Capacidad.



3.3.6 ÍNDICE DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL.

Para determinar el índice de seguridad, del puente como sistema estructural, se procedió de acuerdo al método de evaluación en estudio.

A) Método de Confiabilidad Estructural.

- Se definió el tipo de sistema estructural, esto es modelar la estructura como un sistema en paralelo o mixta (serie o paralelo).
- Se procedió a calcular la probabilidad de falla de toda la estructural
- Se calculó la inversa de la distribución, para obtener el índice de confiabilidad del sistema.

B) Método de Confiabilidad Estructural.

- Se seleccionó el valor promedio de las vigas y losa, de forma que se represente la seguridad media del sistema.

3.5 RECOLECCIÓN Y ANÁLISIS DE DATOS

Se recolectó los datos de manera directa e indirecta, para luego ser analizados siguiendo las metodologías presentadas, para luego proceder a una evaluación comparativa y correlacional, para cumplir con los objetivos y la contrastación de las hipótesis de la presente investigación.

3.5.1 DATOS DE RECOLECCIÓN INDIRECTA

Los datos fueron obtenidos de los documentos mencionados en la sección 3.2.5, que básicamente es el expediente técnico de la construcción de la carretera Cochabamba – Chota y carretera Chota – Hualgayoc, los datos son:

- Dimensiones de los elementos estructurales y detalle de los elementos estructurales, como refuerzo y preesfuerzo.
- Resistencia de los de los materiales para la construcción. Especificados en el expediente son los que se presentan a continuación.

Tabla 29: Resistencia de Diseño de los elementos estructurales. (PROVIAS, 2009)

PUENTE DE LA INVESTIGACIÓN	VIGA LONGITUDINAL	LOSA
Pontón Trancamayo	---	f'c 280 Kg/cm ² f'y 4200 Kg/cm ²
Puente Potrero	f'c 280 Kg/cm ² f'y 4200 Kg/cm ²	f'c 280 Kg/cm ² f'y 4200 Kg/cm ²
Puente Chotano	F'y 3500 Kg/cm ²	f'c 280 Kg/cm ² f'y 4200 Kg/cm ²
Puente Retama	f'c 450 Kg/cm ² f'yp 1636 Kg/cm ²	f'c 280 Kg/cm ² f'y 4200 Kg/cm ²
Puente Cullacmayo	f'c 450 Kg/cm ² f'yp 1636 Kg/cm ²	f'c 280 Kg/cm ² f'y 4200 Kg/cm ²
Puente El Tayal	---	f'c 280 Kg/cm ² f'y 4200 Kg/cm ²
Puente Santa Isolina	f'c 280 Kg/cm ² f'y 4200 Kg/cm ²	f'c 280 Kg/cm ² f'y 4200 Kg/cm ²

3.5.2 DATOS DE RECOLECCIÓN DIRECTA

- Se tomó medidas de los elementos estructurales de los puentes en estudio, registrándose sus dimensiones las cuales son necesarios para el modelamiento de la estructura.
- Los datos recolectados de la resistencia del concreto, se obtuvieron con ensayos de Esclerómetro o Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete ASTM C-805 (2002), para los elementos de los puentes se obtuvo lo siguiente:

Tabla 30: Resistencia de los elementos estructurales de Concreto Armado, evaluados con esclerómetro.

PUENTE DE LA INVESTIGACIÓN	VIGA LONGITUDINAL	LOSA	COEF. DE VARIACIÓN (%)
Pontón Trancamayo	---	f'c 340 Kg/cm ²	11 %
Puente Potrero	f'c 360 Kg/cm ²	f'c 340 Kg/cm ²	10 %
Puente Chotano		f'c 345 Kg/cm ²	13 %
Puente Retama	f'c 490 Kg/cm ²	f'c 330 Kg/cm ²	14.5 %
Puente Cullacmayo	f'c 430 Kg/cm ²	f'c 320 Kg/cm ²	12 %
Puente El Tayal	---	f'c 325 Kg/cm ²	15 %
Puente Santa Isolina	f'c 350 Kg/cm ²	f'c 350 Kg/cm ²	12 %

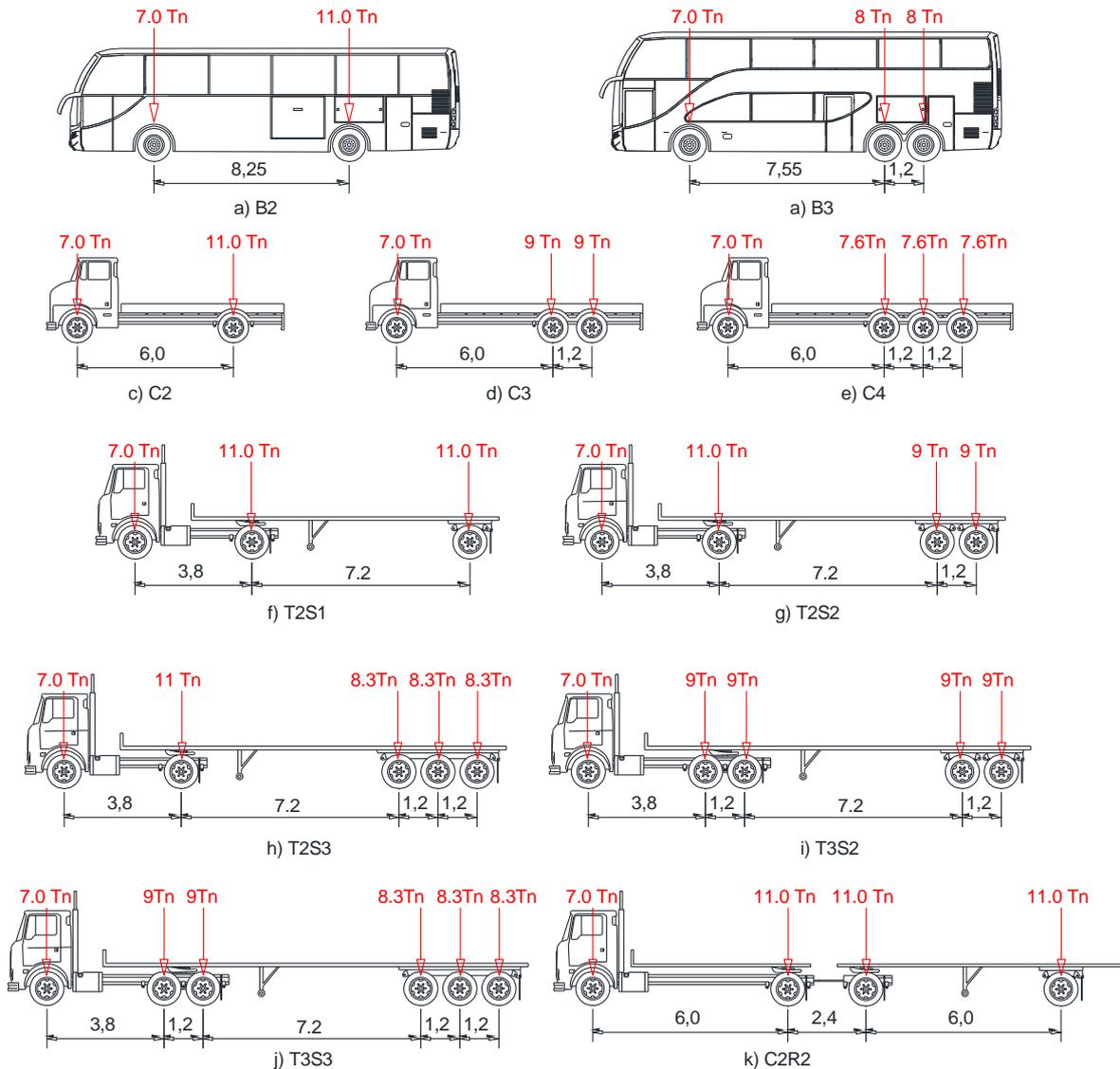
- Por medio de observación directa se hizo un breve estudio de tráfico, la finalidad de averiguar de manera objetiva los vehículos que transitan en la Carretera Longitudinal de la Sierra para tramo que recorre la provincia de Chota.
- Luego se obtuvo los datos de las cargas brutas, de los vehículos, por medio de indagación directa, esto es por medio del registro y verificación de la tabla de cargas que tienen indicados los vehículos en el lado derecho de la carrocería. Esto ya que en la Región Cajamarca se carecen de dispositivos de pesaje.

Tabla 31: Vehículos que transitan en la Carretera Longitudinal de la Sierra - Provincia de Chota.

CLASIFICACIÓN	TIPO DE VEHÍCULO	TOTAL	CARGA MIN (Tn)	CARGA MAX (Tn)
Ligero	Vehículo Ligero	84	1.2	3.2
Bus	B2	12	7.2	18.0
	B3	18	22.5	25.0
Camión	C2	50	12.5	18.0
	C3	22	18.0	28.0
	C4	4	28.0	30.0
Semi-Trayler	T2S1	4	25.5	29.0
	T2S2	13	30.0	36.0
	T2S3	8	42.5	43.0
	T3S2	3	40.0	43.0
	T3S3	2	46.0	48.0
Trayler	C2R2	2	36.0	40.0
TOTAL		223		

- Luego de conocer los tipos de vehículos que transitan en la vía, se determinó las cargas y la separación entre ejes siguiendo las recomendaciones del reglamento Nacional de Transito MTC (2003, p 78), para cargas por eje, de acuerdo al Anexo IV, del manual citado. Además, se tiene que las dimensiones de todos los vehículos propuestos por este código, corresponden a las dimensiones máximas autorizadas, que debe tener un vehículo, que no especifica mayores datos sobre las dimensiones de camiones comerciales, por lo que se buscó información de cartillas técnicas de vehículos como en el documento de A Policy On Geometric Design Of Highways And Streets AASHTO(2001, p 15), donde es posible encontrar con mayor detalle la información de los vehículos.

Figura 3.24: Vehículos pesados de la investigación.



Importante: no confundir con los vehículos Tipo 3, Tipo 3S2, Tipo 3-3, figura 2.21, ya son vehículos propuestos por la norma AASTHO para la evaluación de puentes, empleados para la evaluación de cargas legales.

- *Escenarios de Carga:* se realizó análisis para la evaluación del diseño con el vehículo de diseño HL-93 de la AASHTO LRFD, y para evaluar el comportamiento actual de la estructura con los vehículos mostrados en la sección precedente. Además de estudiar los efectos que producen las combinaciones de los mismos y su ubicación simple o simultánea en los carriles, y consecuentemente conocer las solicitaciones en los puentes.

3.5.3 PROCESAMIENTO DE DATOS.

El procesamiento de la información se ha realizado de manera computarizada usando el software comercial de CSI Bridge v 20 para análisis estructural especializado en análisis y diseño de puentes. También se procesó la información el software Oracle Crystal Ball, con especialización en cálculos de riesgo, usado para la técnica de Simulación de Montecarlo

Asimismo, se ha empleado otros programas como AutoCAD v 2018, Microsoft Word 2016, Microsoft Excel 2016, entre otros.

3.6 PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS.

Los resultados obtenidos, siguiendo el procedimiento descrito anteriormente, se presentan en tablas y figuras, para la obtención final de los índices de confiabilidad y capacidad estructural.

3.6.1 RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para determinar el nivel de seguridad en los elementos estructurales de los puentes se determinó el Momentos y Cortantes Resistentes, usándose las expresiones descritas en la sección 3.3 Procedimiento.

A) Pontón Trancamayo: Al evaluar la sección del puente losa, se consideró un análisis de una franja de borde o exterior y una franja central o interior, como se observa en la Figura 3.25, siendo los resultados los que se muestran a continuación:

Figura 3.25: Sección transversal del pontón Trancamayo.

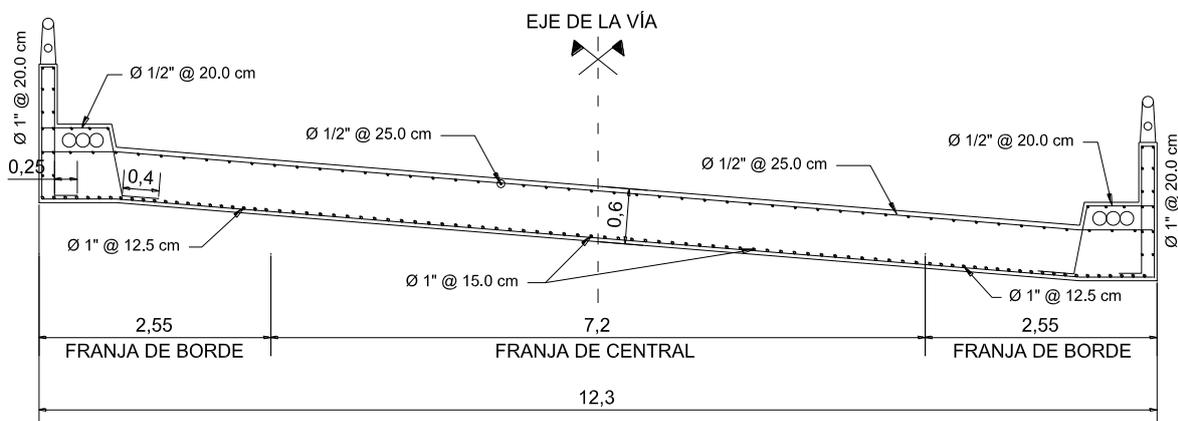


Tabla 32: Momentos y cortantes nominales resistentes, del pontón Trancamayo. (Elaboración Propia)

Sección	Franja Interior	Franja Exterior
Mn (Diseño)	75.25 Tn-m	89.28 Tn-m
Mn (Actual)	76.00 Tn-m	81.70 Tn-m
Vn (Diseño)	49.66 Tn	49.66 Tn
Vn (Actual)	49.66 Tn	54.73 Tn

B) Puente Potrero: En la evaluación de los elementos estructurales del puente se consideró la evaluación de la viga interior, exterior y la losa, como se observa en la Figura 3.26, siendo los resultados los que se muestran a continuación:

Figura 3.26: Dimensiones de elementos Resistentes puente Potrero.

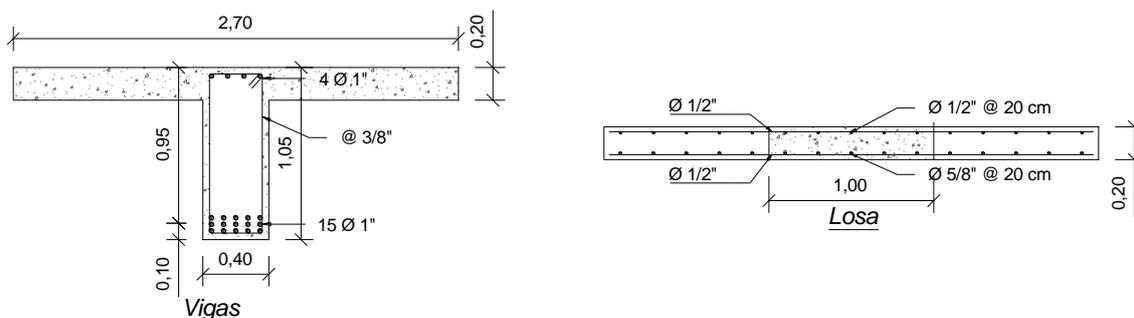


Tabla 33: Momentos y cortantes nominales resistentes, del puente Potrero.

Elemento	Vigas	Losas
Mn (Diseño)	295.48 Tn-m	6.70 Tn-m
Mn (Actual)	297.25 Tn-m	6.77 Tn-m
Vn (Diseño)	62.13 Tn	15.08 Tn
Vn (Actual)	76.12 Tn	26.39 Tn

C) Puente Chotano: Para la evaluación se consideró evaluar las vigas y del puente, como se observa en la Figura 3.27, siendo los resultados los que se muestran a continuación:

Figura 3.27: Dimensiones de elementos Resistentes puente Chotano.

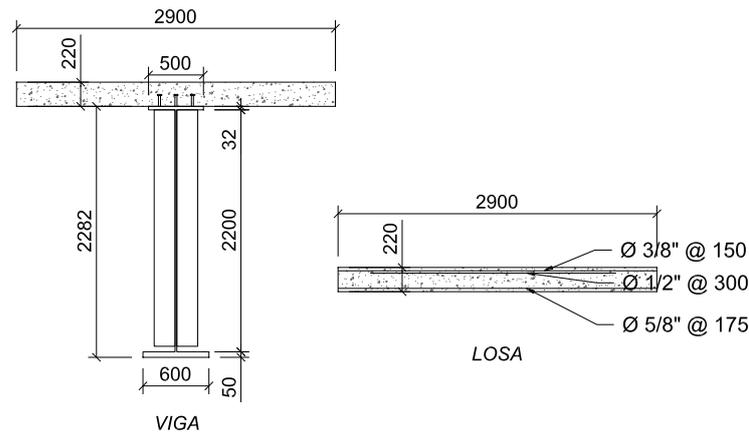


Tabla 34: Momentos y cortantes nominales resistentes, del puente Chotano.

Elemento	Vigas	Losas
Mn (Diseño)	3697.38 Tn-m	8.55 Tn-m
Mn (Actual)	4101.37 Tn-m	8.64 Tn-m
Vn (Diseño)	502.17 Tn	16.85 Tn
Vn (Actual)	502.17 Tn	18.08 Tn

D) Puente Retama: Los momentos flectores y fuerzas cortantes nominales, obtenidos de la evaluación de las vigas y losas son los que presentan a continuación y corresponde a las secciones resistentes presentadas en la figura 3.28.

Figura 3.28: Dimensiones de elementos Resistentes puente Retama.

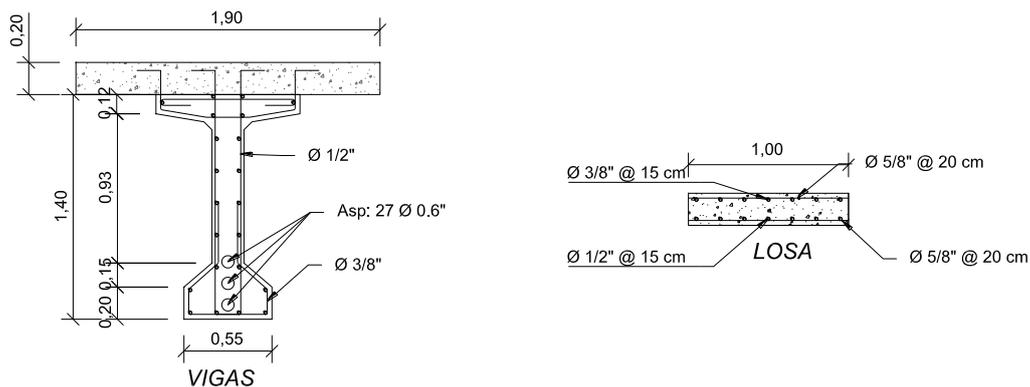


Tabla 35: Momentos y cortantes nominales resistentes, del puente Retama.

Elemento	Vigas	Losas
Mn (Diseño)	911.29 Tn-m	7.12 Tn-m
Mn (Actual)	813.15 Tn-m	7.18 Tn-m
Vn (Diseño)	97.97 Tn	15.08 Tn
Vn (Actual)	91.86 Tn	16.37 Tn

E) Puente Cullacmayo: Los Resultados obtenidos de la evaluación de Vigas y losas del puente mencionado, corresponde al refuerzo presentados en la figura 3.29, siendo los siguientes:

Figura 3.29: Dimensiones de elementos Resistentes puente Cullacmayo.

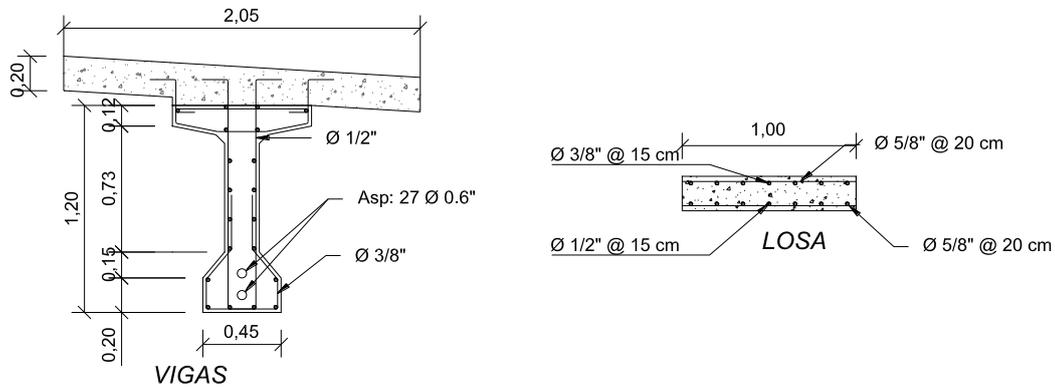


Tabla 36: Momentos y cortantes nominales resistentes, del puente Cullacmayo.

Elemento	Vigas	Losas
Mn (Diseño)	556.87 Tn-m	6.70 Tn-m
Mn (Actual)	556.87 Tn-m	6.75 Tn-m
Vn (Diseño)	102.32 Tn	15.08 Tn
Vn (Actual)	101.21 Tn	16.12 Tn

F) Puente El Tayal: Para la evaluación se consideró dos zonas importantes, dado a que son donde se presentan mayores esfuerzos, en el puente pórtico, como son el Extremo del Vano y el Centro de Vano, y los resultados obtenidos de momentos y cortantes nominales y corresponde a la sección de refuerzo mostrado en la figura 3.30, son los siguientes:

Figura 3.30: Dimensiones de elementos Resistentes puente El Tayal.

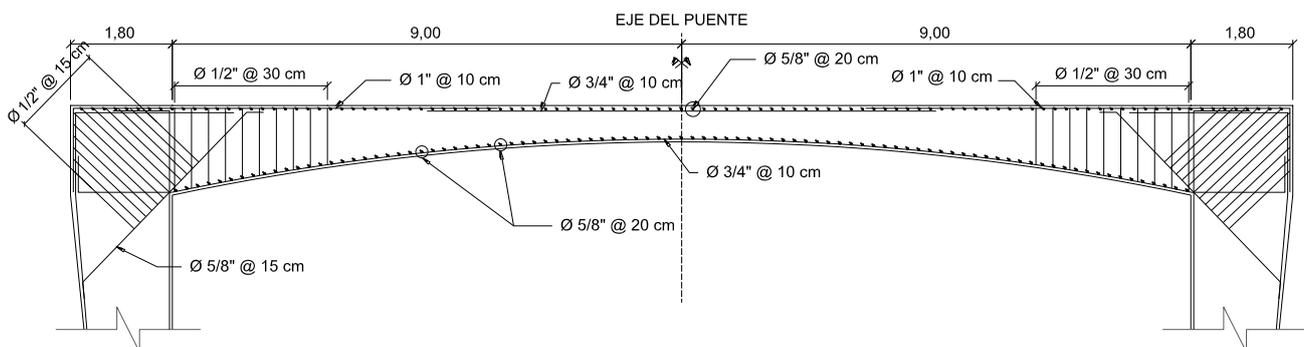


Tabla 37: Momentos y cortantes nominales resistentes, del puente El Tayal.

Sección	Centro del Vano	Extremo del Vano
Mn (Diseño)	68.80 Tn-m	- 320.50 Tn-m
Mn (Actual)	69.22 Tn-m	-321.83 Tn-m
Vn (Diseño)	---	68.73 Tn
Vn (Actual)	---	74.05 Tn

G) Puente Santa Isolina: Se consideró la evaluación de vigas y losas, donde el refuerzo de la sección se muestra en la figura 3.31. y los resultados de los momentos y cortantes nominales son los siguientes:

Figura 3.31: Dimensiones de elementos Resistentes puente Santa Isolina.

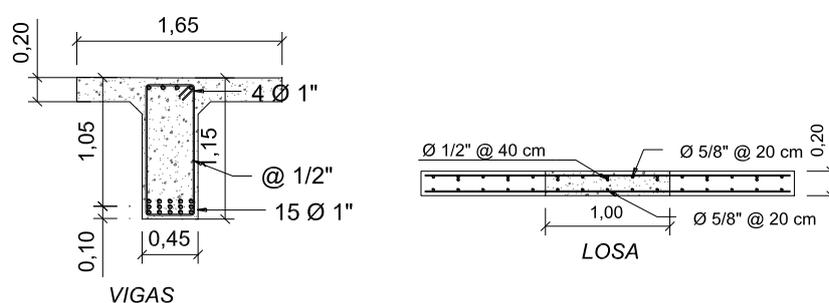


Tabla 38: Momentos y cortantes nominales resistentes, del puente Santa Isolina. (Elaboración Propia)

Elemento	Vigas	Losas
Mn (Diseño)	323.44 Tn-m	6.70 Tn-m
Mn (Actual)	325.83 Tn-m	6.78 Tn-m
Vn (Diseño)	79.24 Tn	15.08 Tn
Vn (Actual)	84.19 Tn	16.86 Tn

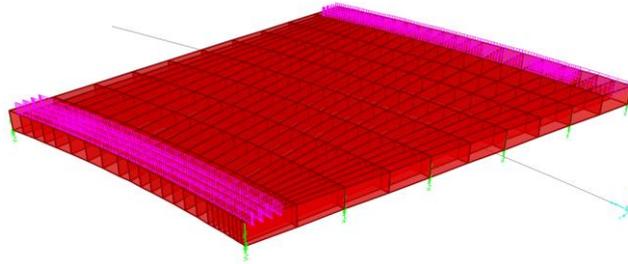
3.6.2 MODELO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE SOLICITACIONES

Los resultados del modelamiento de las superestructuras de los puentes de la muestra investigadas, y el posterior análisis estructural realizado en el software CSI bridge v20, se presentan a continuación:

A) Pontón Trancamayo:

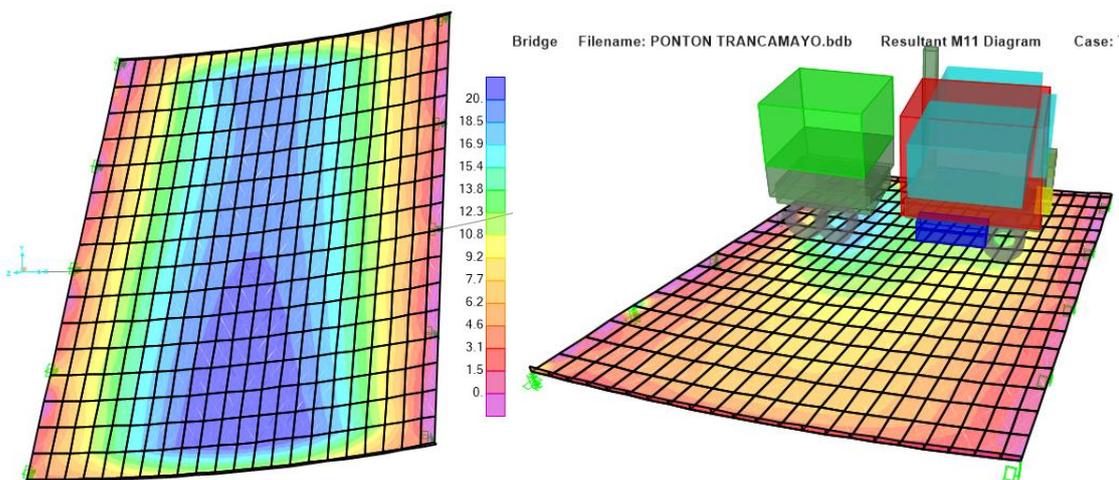
Modelo Estructural: Se construyó el modelo de elementos finitos que consta de 239 elementos solid, empleándose la información de la geometría del ítem 3.3.1 (a) mostrado en la figura siguiente:

Figura 3.32: Modelo de elementos finitos pontón Trancamayo.



El análisis estructural: Se analizó la estructura con las cargas propuestas en la sección 3.3.2 e indicadas de igual manera en Tabla 39, obtenido se los resultados que se muestran en la figura 3.33 para efectos de cargas estáticas y cargas móviles.

Figura 3.33: Efectos de carga estáticas y móviles sobre la superestructura, Pontón Trancamayo.



Los resultados del análisis de la estructura, para las regiones más críticas y correspondiente a las secciones de la losa estudiadas son las que se muestran como sigue:

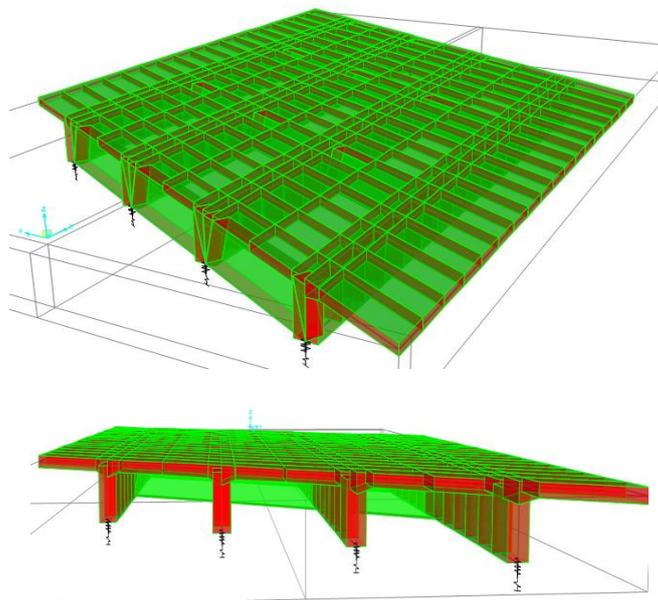
Tabla 39: Resultados de los valores del Análisis estructural en software FEM, del pontón Trancamayo.

Tipo	Valor de metrado	Momento Flector (Tn-m)		Fuerza Cortante (Tn)	
		Franja Interior	Franja Exterior	Franja Interior	Franja Exterior
Carga Muerta (DC)	2500 Kg/m ³	18.634	19.994	8.59	14.74
Superficie de Rodadura (DW)	2200 Kg/m ³	1.190	1.177	0.52	0.82
Baranda (DC)	350 Kg/m	0.695	1.263	0.23	0.75
Carga Peatonal (PL)	367 Kg/m ²	0.546	0.546	0.18	0.58
Carga Viva (LL+IM) _{Diseño}	HL-93	18.501	19.994	7.18	12.21
Carga Viva (LL+IM) _{Evaluación}	Envolvente	12.183	14.061	5.94	10.43

B) Puente Potrero:

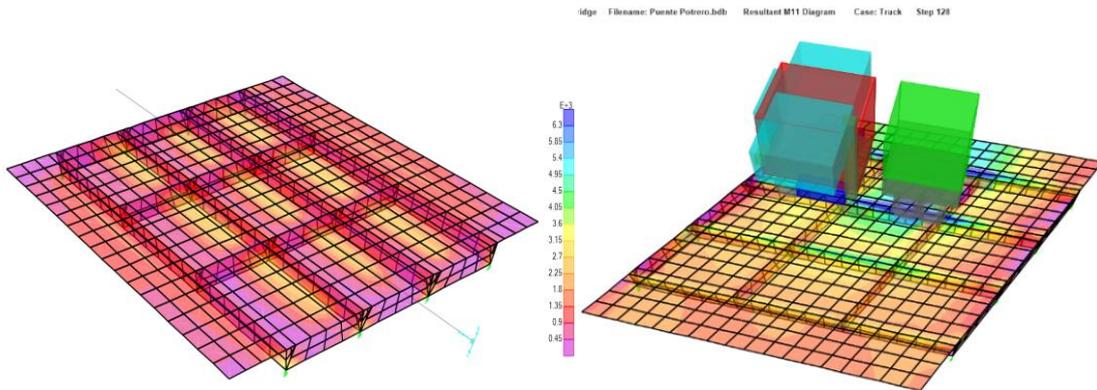
Modelo Estructural: Se creó el modelo de elementos finitos con 562 elementos Solid, empleándose la información de la geometría del ítem 3.3.1 (b) mostrado en la figura siguiente:

Figura 3.34: Modelo de elementos finitos Puente Potrero.



El análisis estructural: Se analizó la estructura con las cargas propuestas en la sección 3.3.2 e indicadas de igual manera en Tabla 40, obtenido se los resultados que se muestran en la figura 3.35 para efectos de cargas estáticas y cargas móviles.

Figura 3.35: Efectos de carga estáticas y móviles sobre la superestructura, Puente Potrero.



Los resultados del análisis de la estructura, para los elementos estructurales de análisis, son los que se muestran a continuación:

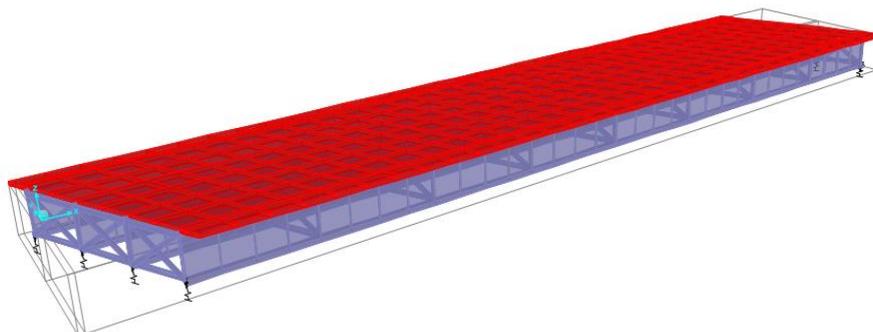
Tabla 40: Resultados de los valores del Análisis estructural en software FEM, Puente Potrero.

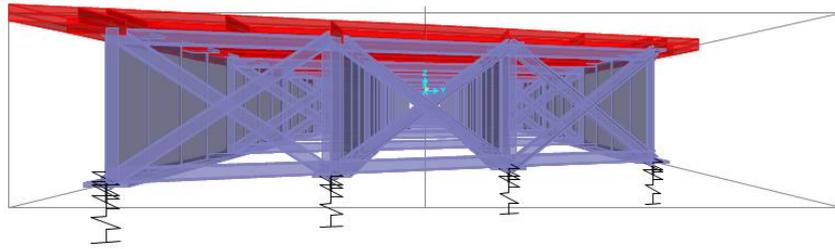
Tipo	Valor de metrado	Momento Flector (Tn-m)			Fuerza Cortante (Tn)		
		Viga Interior	Viga Exterior	Losa	Viga Interior	Viga Exterior	Losa
Carga Muerta (DC)	2500 Kg/m ³	53.31	60.11	0.525	18.04	22.11	0.247
Superficie de Rodadura (DW)	2200 Kg/m ³	4.93	5.12	0.057	1.75	1.81	0.053
Baranda (DC)	350 Kg/m	2.64	5.12	0.013	0.55	1.83	0.000
Carga Peatonal (PL)	367 Kg/m ²	3.01	5.19	0.018	0.65	1.97	0.000
Carga Viva (LL+IM) _{Diseño}	HL-93	60.92	67.40	2.900	26.75	28.14	6.779
Carga Viva (LL+IM) _{Evaluación}	Envolvente	50.26	57.03	2.148	23.75	24.33	5.162

C) Puente Chotano:

Modelo Estructural: Se construyó el modelo de elementos finitos con 784 elementos solid y elementos frame, empleándose la información de la geometría del ítem 3.3.1 (c) mostrado en la figura siguiente:

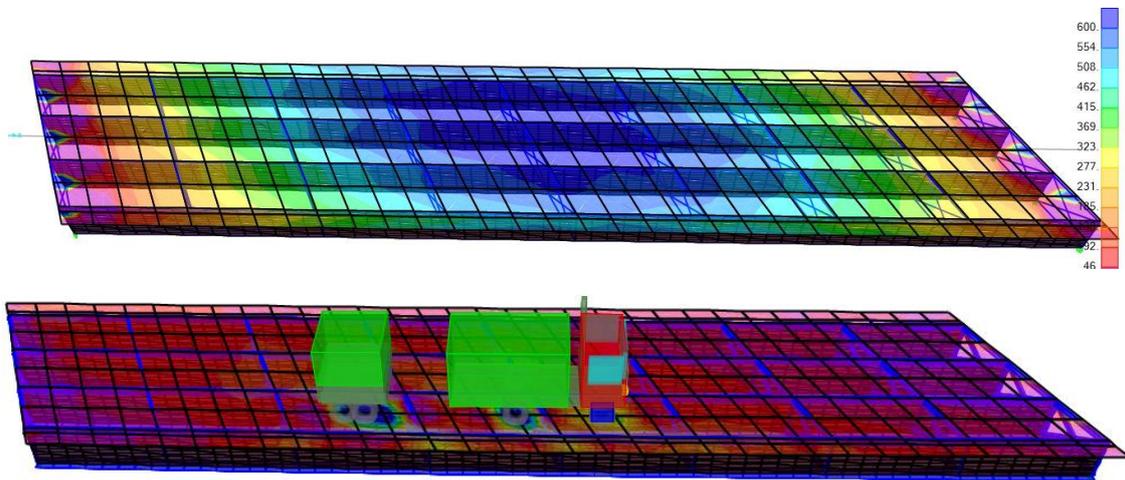
Figura 3.36: Modelo de elementos finitos del Puente Chotano.





El análisis estructural: el análisis de la estructura se realizó con las cargas propuestas en la sección 3.3.2 del procedimiento e indicadas de igual manera en Tabla 41, siendo los resultados gráficos los que se muestran en la figura 3.37 para efectos de cargas estáticas y cargas móviles.

Figura 3.37: Efectos de carga estáticas y móviles sobre la superestructura, del Puente Chotano.



Luego los resultados para las regiones más críticas de análisis y correspondiente a los elementos estructurales de investigación del puente, se muestran a continuación:

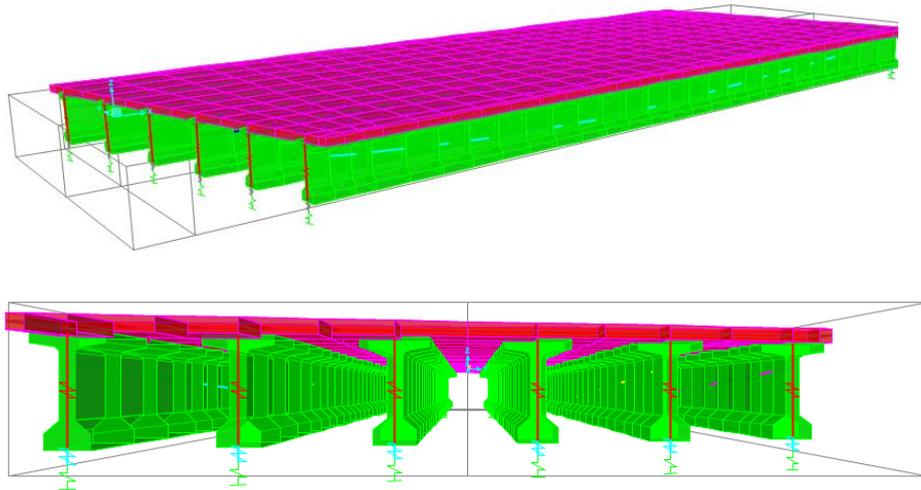
Tabla 41: Resultados de los valores del Análisis estructural en software FEM, Puente Chotano.

Tipo	Valor de metrado	Momento Flector (Tn-m)			Fuerza Cortante (Tn)		
		Viga Interior	Viga Exterior	Losa	Viga Interior	Viga Exterior	Losa
Carga Muerta (DC)	2500 Kg/m ³	704.61	692.09	1.01	55.97	56.57	0.63
Superficie de Rodadura (DW)	2200 Kg/m ³	79.68	78.61	0.13	6.43	6.00	0.11
Baranda (DC)	350 Kg/m	57.12	55.99	0.06	3.86	5.36	0.08
Carga Peatonal (PL)	367 Kg/m ²	29.88	29.29	0.03	1.99	2.75	0.02
Carga Viva (LL+IM) _{Diseño}	HL-93	442.66	485.12	3.39	41.81	42.21	6.10
Carga Viva (LL+IM) _{Evaluación}	Envolvente	382.29	423.63	2.51	37.88	39.40	4.86

D) Puente Retama:

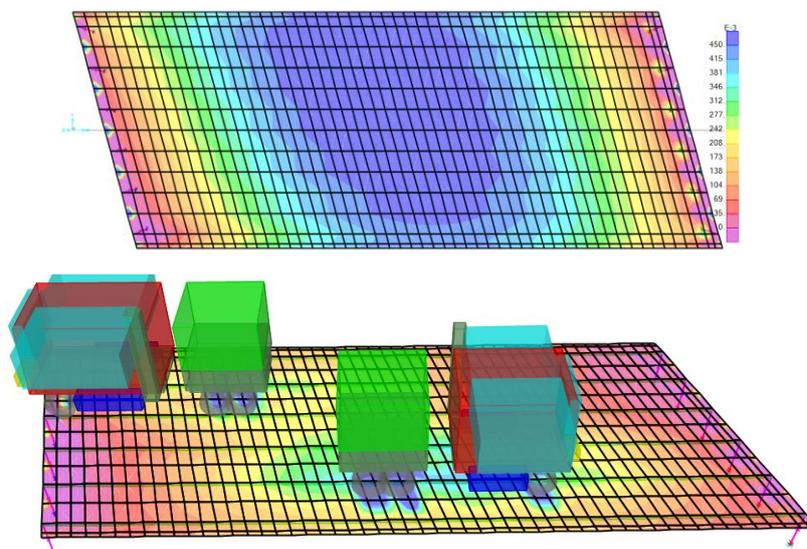
Modelo Estructural: Se elaboró el modelo de elementos finitos con 756 elementos solid y elementos frame, con la información de la geometría del ítem 3.3.1 (d) y propiedades de los materiales de la sección 3.5, obteniéndose como lo muestra la figura siguiente:

Figura 3.38: Modelo de elementos finitos Puente Retama.



El análisis estructural: el análisis de la estructura se realizó con las cargas propuestas en la sección 3.3.2 del procedimiento e indicadas de igual manera en Tabla 42, siendo los resultados gráficos los que se muestran en la figura 3.39 para efectos de cargas estáticas y cargas móviles.

Figura 3.39: Efectos de carga estáticas y móviles sobre la superestructura, Puente Retama.



Luego los resultados para las regiones más críticas de análisis y correspondiente a los elementos estructurales de investigación del puente, se muestran a continuación:

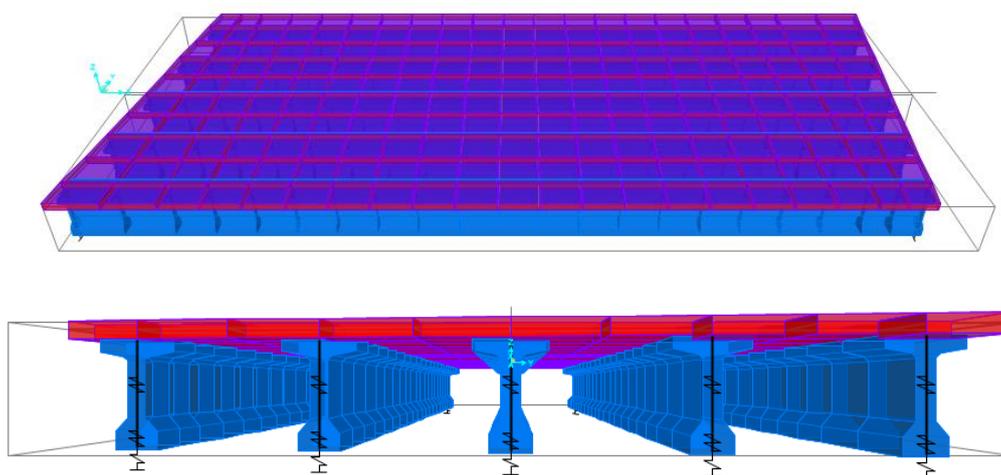
Tabla 42: Resultados de los valores del Análisis estructural en software FEM, Puente Retama.

Tipo	Valor de metrado	Momento Flector (Tn-m)			Fuerza Cortante (Tn)		
		Viga Interior	Viga Exterior	Losa	Viga Interior	Viga Exterior	Losa
Carga Muerta (DC)	2500 Kg/m ³	192.72	185.96	1.124	27.72	23.93	2.658
Superficie de Rodadura (DW)	2200 Kg/m ³	15.27	13.36	0.096	2.39	0.82	0.298
Baranda (DC)	350 Kg/m	9.93	14.94	0.003	0.39	5.02	0.042
Carga Peatonal (PL)	367 Kg/m ²	7.50	10.26	0.010	0.54	3.05	0.041
Carga Viva (LL+IM) _{Diseño}	HL-93	128.61	124.76	2.663	27.22	22.89	5.842
Carga Viva (LL+IM) _{Evaluación}	Envolvente	116.78	115.11	2.006	26.55	24.35	4.431

E) Puente Cullacmayo:

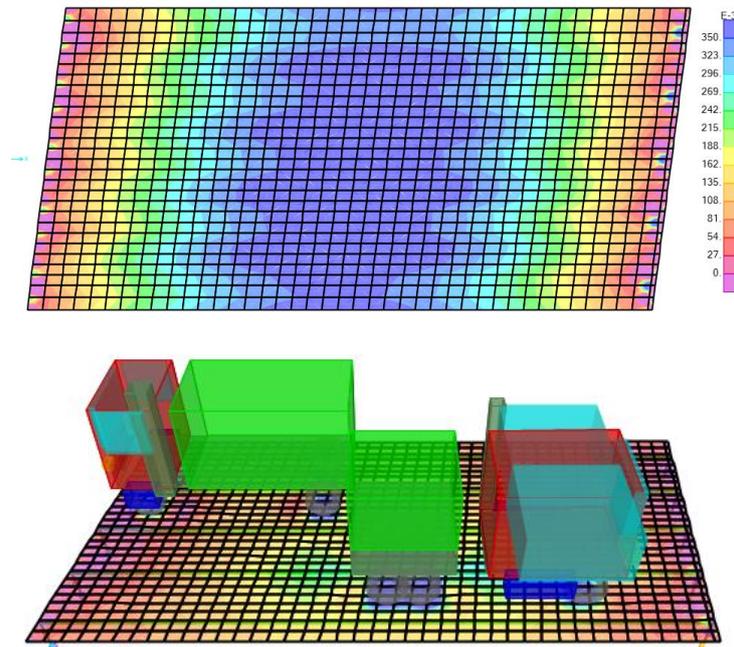
Modelo Estructural: Se construyó el modelo de elementos finitos con 491 elementos solid y elementos frame, con la información de la geometría del ítem 3.3.1 (e) y propiedades de los materiales de la sección 3.5, obteniéndose como lo muestra la figura siguiente:

Figura 3.40: Modelo de elementos finitos Puente Cullacmayo.



El análisis estructural: el análisis de la estructura se realizó con las cargas propuestas en la sección 3.3.2 del procedimiento e indicadas de igual manera en Tabla 43, siendo los resultados gráficos los que se muestran en la figura 3.41 para efectos de cargas estáticas y cargas móviles.

Figura 3.41: Efectos de carga estáticas y móviles sobre la superestructura, Puente Cullacmayo.



Luego los resultados para las regiones más críticas de análisis y correspondiente a los elementos estructurales de investigación del puente, se muestran a continuación:

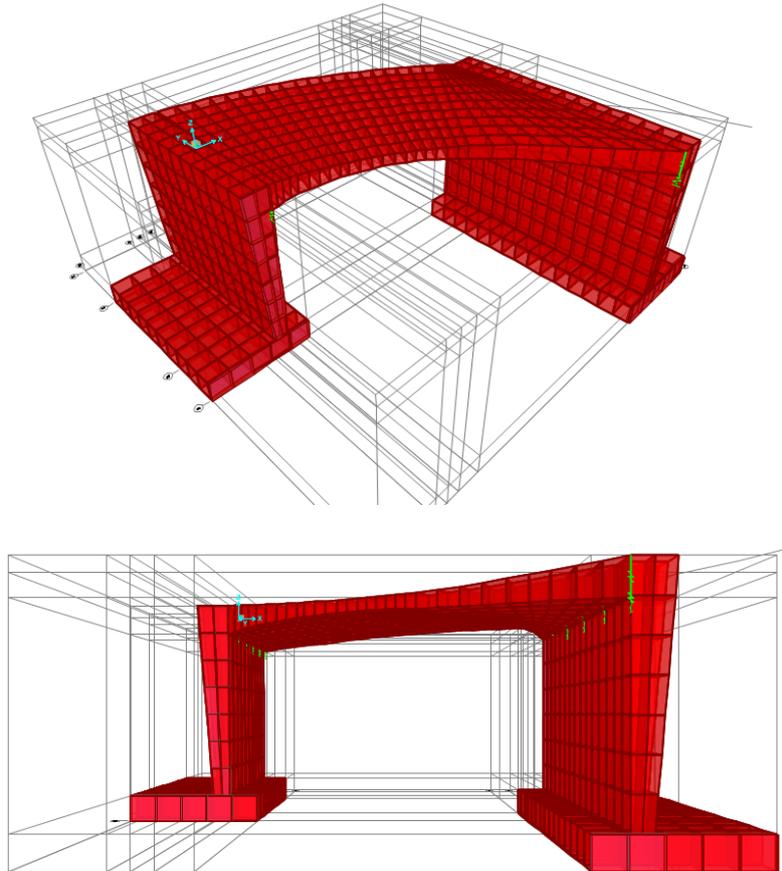
Tabla 43: Resultados de los valores del Análisis estructural en software FEM, Puente Cullacmayo.

Tipo	Valor de metrado	Momento Flector (Tn-m)			Fuerza Cortante (Tn)		
		Viga Interior	Viga Exterior	Losa	Viga Interior	Viga Exterior	Losa
Carga Muerta (DC)	2500 Kg/m ³	101.14	98.17	1.230	19.50	20.45	3.109
Superficie de Rodadura (DW)	2200 Kg/m ³	9.66	8.20	0.144	2.14	0.93	0.284
Baranda (DC)	350 Kg/m	5.64	10.63	0.039	0.49	4.26	0.019
Carga Peatonal (PL)	367 Kg/m ²	2.14	2.52	0.019	0.17	0.84	0.022
Carga Viva (LL+IM) _{Diseño}	HL-93	101.92	99.43	2.182	27.49	24.07	5.004
Carga Viva (LL+IM) _{Evaluación}	Envolvente	87.93	86.97	1.773	26.49	25.04	4.419

F) Puente El Tayal:

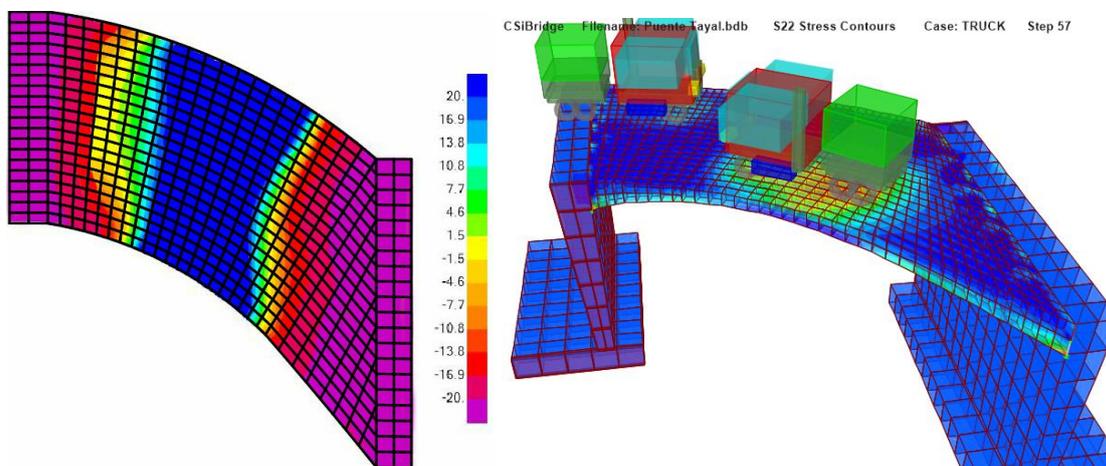
Modelo Estructural: Se construyó el modelo de elementos finitos con 1240 elementos solid, con la información de la geometría del ítem 3.3.1 (f) y propiedades de los materiales de la sección 3.5, obteniéndose como lo muestra la figura siguiente:

Figura 3.42: Modelo de elementos finitos Puente El Tayal.



El análisis estructural: el análisis de la estructura se realizó con las cargas propuestas en la sección 3.3.2 del procedimiento e indicadas de igual manera en Tabla 44, siendo los resultados gráficos los que se muestran en la figura 3.43 para efectos de cargas estáticas y cargas móviles.

Figura 3.43: Efectos de carga estáticas y móviles sobre la superestructura, Puente El Tayal.



Luego los resultados para las regiones más críticas de análisis y correspondiente a la sección del elemento estructural del puente investigado, se muestran a continuación:

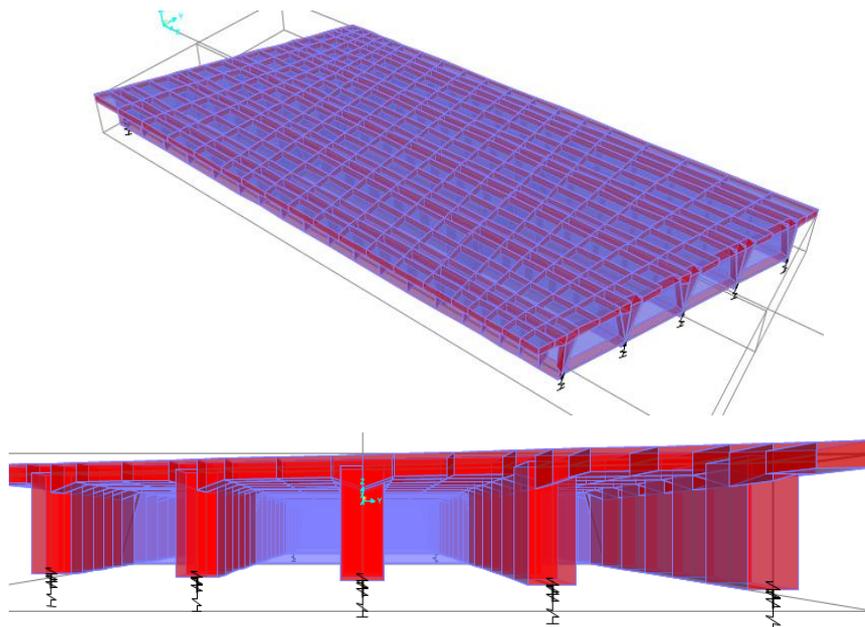
Tabla 44: Resultados de los valores del Análisis estructural en software FEM, Puente El Tayal.

Tipo	Valor de metrado	Momento Flector (Tn-m)		Fuerza Cortante (Tn)
		(+) M_n	(-) M_n	V_n
Carga Muerta (DC)	2500 Kg/m ³	24.34	129.52	55.71
Superficie de Rodadura (DW)	2200 Kg/m ³	1.23	5.57	2.62
Baranda (DC)	350 Kg/m	0.80	5.48	0.33
Carga Peatonal (PL)	367 Kg/m ²	0.72	4.72	0.41
Carga Viva (LL+IM) _{Diseño}	HL-93	16.68	57.34	29.35
Carga Viva (LL+IM) _{Evaluación}	Envolvente	14.32	48.53	26.55

G) Puente Santa Isolina

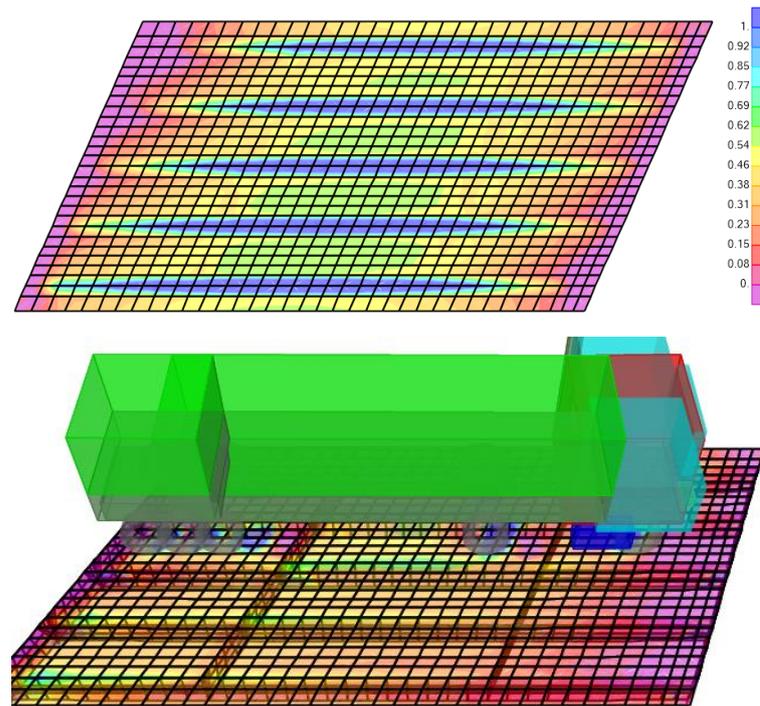
Modelo Estructural: Se construyó el modelo de elementos finitos con 562 elementos solid, con la información de la geometría del ítem 3.3.1 (g) y propiedades de los materiales de la sección 3.5, obteniéndose como lo muestra la figura siguiente:

Figura 3.44: Modelo de elementos finitos del Puente Santa Isolina.



El análisis estructural: el análisis de la estructura se realizó con las cargas propuestas en la sección 3.3.2 del procedimiento e indicadas de igual manera en Tabla 45, siendo los resultados gráficos los que se muestran en la figura 3.45 para efectos de cargas estáticas y cargas móviles.

Figura 3.45: Efectos de carga estáticas y móviles sobre la superestructura, del Puente Santa Isolina.



Luego los resultados para las regiones más críticas de análisis y correspondiente a la sección del elemento estructural del puente investigado, se muestran a continuación:

Tabla 45: Resultados de los valores del Análisis estructural en software FEM, Puente Santa Isolina.

Tipo	Valor de metrado	Momento Flector (Tn-m)			Fuerza Cortante (Tn)		
		Viga Interior	Viga Exterior	Losa	Viga Interior	Viga Exterior	Losa
Carga Muerta (DC)	2500 Kg/m ³	79.92	82.04	1.57	20.14	24.33	3.02
Superficie de Rodadura (DW)	2200 Kg/m ³	5.45	5.37	0.11	1.45	1.53	0.32
Baranda (DC)	350 Kg/m	4.68	5.82	0.06	0.79	1.85	0.40
Carga Peatonal (PL)	367 Kg/m ²	4.20	5.05	0.06	0.75	1.64	0.20
Carga Viva (LL+IM) _{Diseño}	HL-93	70.20	71.80	1.92	21.78	23.49	4.93
Carga Viva (LL+IM) _{Evaluación}	Envolvente	60.04	61.14	1.70	20.31	22.17	4.31

3.6.3 ÍNDICES DE CONFIABILIDAD DE PUENTES

Los índices de confiabilidad (β), de los elementos estructurales se han determinado, siguiendo el procedimiento descrito en la sección 3.3, comprendiendo los resultados de las variables del modelo de resistencia (R) y solicitaciones (S) para luego obtener los resultados del margen de seguridad (G), mediante la técnica de simulación de Montecarlo, efectuado con el Software Crystall Ball.

A) PONTÓN TRANCAMAYO

a.1) Modelo de Resistencia (R)

Variables estadísticas para la evaluación del Diseño: Los resultados de afectación de los valores resistencia nominal con el factor MFP, para la evaluación de la estructura a nivel de diseño, se muestran como sigue:

Tabla 46: Factores de Resistencia, para evaluación del Diseño. Pontón Trancamayo.

Variables	Elemento	Nominal	Distribución	(Media; CV)
1) Momento Flector (Tn-m) (Media=1.14, CV=0.13)	F. Interior	M_n 75.25	Normal	(84.28; 8.43)
	F. Exterior	M_n 89.28	Normal	(101.78; 13.23)
2) Fuerza Cortante (Tn) (Media=1.20, CV=0.155)	F. Interior y Exterior	V_n : 49.66	Normal	(59.57; 9.24)

Variables Estadísticas para la evaluación del Desempeño Actual: Los parámetros para la evaluación de la seguridad estructural actual, son los que se presentan a continuación.

Tabla 47: Parámetros Estadísticos del modelo de resistencia para evaluación del desempeño actual, Pontón Trancamayo.

Variable	Elemento Estructural	
	Estadísticos	Losa
Dimensiones	Nominal	Ver figura 3.10
Acero de Refuerzo	Nominal	Ver figura 3.10
f'c (Kg/cm ²)	(N, λ = 1.21, CV= 0.09)	(Normal, 340,30.6)
f'y (Kg/cm ²)	(N, λ = 1.12, CV= 0.11)	(Normal, 4704, 517)

a.2) Modelo de Solicitación (S)

Los siguientes resultados, son producto de efectuar las operaciones de la Solicitación para el puente Trancamayo, mostrados en el en la sección 3.6.2 (A), con los factores estadísticos (bias y CV).

Tabla 48: Variables de Solicitación, Pontón Trancamayo.

Carga	F.D.P	$(\lambda; CV)$	Momento Flector (Tn-m)	Fuerza Cortante (Tn)
			$\bar{\mu}_M; \sigma_M$	$\bar{\mu}_V; \sigma_V$
Franja Interior				
Carga Muerta	N	(1.05; 0.10)	19.57; 1.96	9.02; 0.90
Peso Superficie	N	(1.00; 0.25)	1.19; 0.30	0.52; 0.13
Peso Baranda	N	(1.05; 0.10)	0.73; 0.07	0.24; 0.02
Carga Peatonal	LN	(1.00; 0.18)	0.55; 0.10	0.18; 0.03
Carga Viva e Impacto - Diseño	LN	(1.20; 0.18)	22.20; 4.00	8.62; 1.55
Carga Viva e Impacto - Actual	LN	(1.66; 0.12)	20.22; 2.42	9.86; 1.18
Franja Exterior				
Carga Muerta	N	(1.05; 0.10)	20.99; 2.10	15.48; 1.55
Peso Superficie	N	(1.00; 0.25)	1.18; 0.29	0.82; 0.20
Peso Baranda	N	(1.05; 0.10)	1.33; 0.13	0.79; 0.08
Carga Peatonal	LN	(1.00; 0.18)	0.55; 0.10	0.5; 0.11
Carga Viva e Impacto - Diseño	LN	(1.20; 0.18)	23.99; 4.32	14.65; 2.64
Carga Viva e Impacto - Actual	LN	(1.66; 0.12)	20.22; 2.43	17.31; 2.08

*F.D.P= Función de distribución de probabilidad, λ = Factor Bias, CV= coeficiente de Variación, $\bar{\mu}_M$ y $\bar{\mu}_V$: Media y σ_M y σ_V : Desviación Estándar, N=Normal y LN=Lognormal

a.3) Análisis de Confiabilidad.

Al evaluar la seguridad estructural del diseño de la estructural, se seleccionó los valores de la Tabla 46 y Tabla 48, para la simulación de Montecarlo, con la aplicación del modelo se seguridad propuesto en la ecuación (3.1), expuesto en el procedimiento.

Además, la evaluación de los elementos estructurales del desempeño actual de la estructura, se seleccionó los valores de la Tabla 47 y Tabla 48, con la aplicación del modelo de seguridad propuesto en la ecuación (3.2), expuesto en el procedimiento. Se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 49: Resultados Análisis de Confiabilidad del pontón Trancamayo.

Elemento Estructural	Tipo de Evaluación	Estadísticos de Solicitación (S)		Estadísticos de Resistencia (R)		Índices de Seguridad (G)			
		$\mu(media)$	$\sigma(des, Est,)$	$\mu(media)$	$\sigma(des, Est,)$	$\mu(media)$	$\sigma(des, Est,)$	Índice β	P_f
Evaluación para Momento Flector (Tn-m)									
Franja Interior	Diseño	44.26	4.50	85.82	11.15	41.57	12.04	3.45	$2.80 (10^{-4})$
	Desempeño Actual	41.89	3.20	84.70	8.83	42.80	9.39	4.56	$2.56 (10^{-6})$
Franja Exterior	Diseño	49.56	5.07	101.86	13.09	52.30	14.03	3.73	$9.57 (10^{-5})$
	Desempeño Actual	46.93	3.57	100.56	10.40	53.62	10.99	4.88	$5.30 (10^{-7})$
Evaluación para Fuerza Cortante (Tn)									
Franja Interior	Diseño	18.59	1.81	59.64	9.16	41.05	9.34	4.39	$5.67 (10^{-6})$
	Desempeño Actual	29.81	2.62	54.70	2.47	24.89	3.59	6.92	$2.26 (10^{-12})$
Franja Exterior	Diseño	25.01	2.19	59.66	9.20	34.65	9.45	3.66	$1.26 (10^{-04})$
	Desempeño Actual	33.43	2.61	54.66	2.46	21.23	3.59	5.91	$1.71 (10^{-09})$
Análisis de Confiabilidad: Simulación Montecarlo con 25000 pruebas desarrollado en Software Crystal Ball. Las distribuciones de probabilidad se ajustan a: ✓ Solicitación: Lognormal ✓ Resistencia: Normal ✓ Seguridad: Normal									
		25,000 pruebas Vista de frecuencia				25,000 pruebas Vista de frecuencia 24,863 mostrados			

B) PUENTE POTRERO

b.1) Modelo de Resistencia (R)

Variables estadísticas para la evaluación del Diseño: Los resultados de afectación de los valores resistencia nominal con el factor MFP, de vigas y losas, para la evaluación de la estructura a nivel de diseño, se muestran como sigue:

Tabla 50: Variables de Resistencia, Puente Potrero.

VARIABLES	Elemento	Nominal	Distribución	(Media; D. Estándar)
1) Momento Flector (Tn-m) $\lambda=1.14$, $CV=0.13$	Vigas	M_n : 295.48	Normal	336.84; 43.79
	Losa	M_n 6.70	Normal	7.64; 0.99
2) Fuerza Cortante (Tn) $\lambda=1.20$, $CV=0.155$	Vigas	V_n : 62.13	Normal	74.56; 11.56
	Losa	V_n : 15.08	Normal	18.09; 2.80

Variables Estadísticas para la evaluación del Desempeño Actual: Los parámetros para la evaluación de la seguridad estructural actual, son los que se presentan a continuación.

Tabla 51: Parámetros Estadísticos del modelo de resistencia para evaluación del desempeño actual, Puente Potrero.

Variable	Elemento Estructural		
	Estadísticos	Vigas	Losa
Dimensiones	Nominal	Ver figura	Ver figura
Acero de Refuerzo	Nominal	Ver figura	Ver figura
f'_c (Kg/cm ²)	(N, $\lambda= 1.28$, $CV= 0.10$)	(Normal, 360,36)	(Normal, 340,34)
f'_y (Kg/cm ²)	(N, $\lambda= 1.12$, $CV= 0.11$)	(Normal, 5040, 554)	(Normal, 5040,554)

*Donde N: función de distribución Normal, λ : factor bias, CV: coeficiente de variación, la expresión (Distribución probabilidad, media, desviación estándar)

b.2) Modelo de Solicitación (S)

Los siguientes resultados, son producto de efectuar las operaciones de la Solicitación para el puente Potrero, mostrados en el en la sección 3.6.2 (B), con los factores estadísticos (bias y CV).

Tabla 52: Variables de Solicitación, puente Potrero.

Carga	Estadísticos	Momento Flector (Tn-m)	Fuerza Cortante (Tn-m)
		(F.P; $\bar{\mu}_M$; σ_M)	(F.P; $\bar{\mu}_V$; σ_V)
Viga Interior			
Carga Muerta	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 55.98; 5.60)	(N; 18.94; 1.89)
Peso Superficie	$\lambda:1.00 - CV:0.25$	(N; 4.93; 1.23)	(N; 1.75; 0.44)
Peso Baranda	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 2.77; 0.28)	(N; 0.58; 0.06)
Carga Peatonal	$\lambda:1.00 - CV:0.18$	(LN; 3.01; 0.54)	(LN; 0.65; 0.12)
Carga Viva e Impacto - Diseño	$\lambda:1.20 - CV:0.18$	(LN; 73.11; 13.16)	(LN; 32.1; 5.78)
Carga Viva e Impacto - Actual	$\lambda:1.66 - CV:0.12$	(LN; 83.43; 10.01)	(LN; 39.43; 4.73)
Viga Exterior			
Carga Muerta	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 63.12; 6.31)	(N; 23.22; 2.32)
Peso Superficie	$\lambda:1.00 - CV:0.25$	(N; 5.12; 1.28)	(N; 1.81; 0.45)
Peso Baranda	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 5.38; 0.54)	(N; 1.92; 0.19)
Carga Peatonal	$\lambda:1.00 - CV:0.18$	(LN; 5.19; 0.93)	(LN; 1.97; 0.35)
Carga Viva e Impacto - Diseño	$\lambda:1.20 - CV:0.18$	(LN; 80.87; 14.56)	(LN; 33.77; 6.08)
Carga Viva e Impacto - Actual	$\lambda:1.66 - CV:0.12$	(LN; 94.67; 11.36)	(LN; 40.39; 4.85)
Losa			
Carga Muerta	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 0.55; 0.06)	(N; 0.26; 0.03)
Peso Superficie	$\lambda:1.00 - CV:0.25$	(N; 0.06; 0.01)	(N; 0.05; 0.01)
Peso Baranda	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 0.01; 0.00)	(N; 0; 0)
Carga Peatonal	$\lambda:1.00 - CV:0.18$	(LN; 0.02; 0.00)	(LN; 0; 0)
Carga Viva e Impacto - Diseño	$\lambda:1.20 - CV:0.18$	(LN; 3.48; 0.63)	(LN; 8.13; 1.46)
Carga Viva e Impacto - Actual	$\lambda:1.66 - CV:0.12$	(LN; 3.57; 0.43)	(LN; 8.57; 1.03)

*F.P= Función de distribución de probabilidad, λ = Factor Bias, CV= coeficiente de Variación, $\bar{\mu}_M$ y $\bar{\mu}_V$: Media y σ_M y σ_V : Desviación Estándar, N=Normal y LN=Lognormal

b.3) Análisis de Confiabilidad.

Al evaluar la seguridad estructural del diseño de la estructural, se seleccionó los valores de la Tabla 50 y Tabla 52, para la simulación de Montecarlo, con la aplicación del modelo de seguridad propuesto en la ecuación (3.1), expuesto en el procedimiento.

Además, la evaluación de los elementos estructurales del desempeño actual de la estructura, se seleccionó los valores de la Tabla 51 y Tabla 52, con la aplicación del modelo de seguridad propuesto en la ecuación (3.2), expuesto en el procedimiento.

Luego los resultados de la aplicación de la técnica se obtuvo los siguientes resultados.

Tabla 53: Resultados Análisis de Confiabilidad del puente Potrero.

Elemento Estructural	Tipo de Evaluación	Estadísticos de Solicitación (S)		Estadísticos de Resistencia (R)		Índices de Seguridad (G)			
		$\mu(media)$	$\sigma(des, Est,)$	$\mu(media)$	$\sigma(des, Est,)$	$\mu(media)$	$\sigma(des, Est,)$	Índice β	Pf
Evaluación para Momento Flector (Tn-m)									
Viga Interior	Diseño	139.80	14.34	336.86	43.54	197.06	45.81	4.30	$8.54 (10^{-6})$
	Desempeño Actual	150.19	11.55	331.95	35.81	181.76	37.56	4.84	$6.49 (10^{-7})$
Viga Exterior	Diseño	159.63	15.84	337.08	43.85	177.45	46.52	3.81	$6.95 (10^{-5})$
	Desempeño Actual	173.39	13.17	331.89	35.38	158.50	37.78	4.20	$1.33 (10^{-5})$
Losa	Diseño	4.12	0.63	7.64	0.99	3.52	1.17	3.00	$1.35 (10^{-3})$
	Desempeño Actual	4.21	0.43	7.54	0.79	3.34	0.91	3.67	$1.21 (10^{-4})$
Evaluación para Fuerza Cortante (Tn)									
Viga Interior	Diseño	42.42	4.81	74.60	11.48	39.52	12.89	3.07	$1.07 (10^{-3})$
	Desempeño Actual	35.08	5.86	70.03	3.84	27.61	6.16	4.48	$3.73 (10^{-6})$
Viga Exterior	Diseño	39.43	6.14	74.48	11.45	35.04	13.00	2.69	$3.57 (10^{-3})$
	Desempeño Actual	46.13	4.99	70.02	3.81	23.89	6.27	3.81	$6.95 (10^{-5})$
Losa	Diseño	8.19	1.77	18.09	2.81	9.90	3.30	3.00	$1.35 (10^{-3})$
	Desempeño Actual	8.63	1.44	16.59	0.83	7.96	1.67	4.77	$9.21 (10^{-7})$
<p>Análisis de Confiabilidad: Simulación Montecarlo con 25000 pruebas desarrollado en Software Crystal Ball. Las distribuciones de probabilidad se ajustan a:</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Solicitación: Lognormal ✓ Resistencia: Normal ✓ Seguridad: Normal 									

C) PUENTE CHOTANO

c.1) Modelo de Resistencia (R)

Variables estadísticas para la evaluación del Diseño: Los resultados de afectación de los momentos y cortantes nominales, con el factor MFP, para la evaluación de la estructura, a nivel de diseño, se muestran como sigue:

Tabla 54: Variables de Resistencia, para evaluación del Diseño, Puente Chotano.

VARIABLES	Elemento	Nominal	Distribución	(Media; D. Estándar)
1) Momento Flector (Tn-m) $\lambda=1.12$, $CV=0.10$	Vigas	M_n : 3697.38	Normal	4141.07; 414.11
	Losa	M_n 8.55	Normal	9.75; 1.27
2) Fuerza Cortante (Tn) $\lambda=1.14$, $CV=0.13$	Vigas	V_n : 502.17	Normal	572.47; 60.11
	Losa	V_n : 16.85	Normal	20.22; 3.13

Variables Estadísticas para la evaluación del Desempeño Actual: El resultado de los parámetros, para la evaluación de la seguridad estructural actual, son los que se presentan a continuación.

Tabla 55: Parámetros Estadísticos del modelo de resistencia para evaluación del desempeño actual, Puente Chotano.

Variable	Elemento Estructural		
	Estadísticos	Vigas	Losa
Dimensiones	Nominal	Ver figura	Ver figura
Acero de Refuerzo	Nominal	Ver figura	Ver figura
f'_c (Kg/cm ²)	(N, $\lambda= 1.23$, $CV= 0.13$)	-	(N, 345,44)
f'_y (Kg/cm ²)	(N, $\lambda= 1.12$, $CV= 0.11$)	-	(N, 4704, 517)
f'_s (Kg/cm ²)	(N, $\lambda= 1.05$, $CV= 0.100$)	(N,3675, 368)	-

*Donde N: función de distribución Normal, λ : factor bias, C: coeficiente de variación, la expresión (Distribución probabilidad, media, desviación estándar)

c.2) Modelo de Solicitación (S)

Los siguientes resultados, son producto de efectuar las operaciones de la Solicitación para el puente Chotano, mostrados en el en la sección 3.6.2 (C), con los factores estadísticos (bias y CV).

Tabla 56: Variables de Solicitación, Puente Chotano.

Carga	Estadísticos	Momento Flector (Tn-m)	Fuerza Cortante (Tn-m)
		(F.P; $\bar{\mu}_M$; σ_M)	(F.P; $\bar{\mu}_V$; σ_V)
Viga Interior			
Carga Muerta	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 739.84; 73.98)	(N; 58.76; 5.88)
Peso Superficie	$\lambda:1.00 - CV:0.25$	(N; 79.68; 19.92)	(N; 6.43; 1.61)
Peso Baranda	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 59.98; 6.0)	(N; 4.06; 0.41)
Carga Peatonal	$\lambda:1.00 - CV:0.18$	(LN; 29.88; 5.38)	(LN; 1.99; 0.36)
Carga Viva e Impacto - Diseño	$\lambda:1.20 - CV:0.18$	(LN; 531.19; 95.61)	(LN; 50.17; 9.03)
Carga Viva e Impacto - Actual	$\lambda:1.91 - CV:0.126$	(LN; 730.17; 92.0)	(LN; 75.25; 9.48)
Viga Exterior			
Carga Muerta	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 726.7; 72.67)	(N; 59.4; 5.94)
Peso Superficie	$\lambda:1.00 - CV:0.25$	(N; 78.61; 19.65)	(N; 6; 1.5)
Peso Baranda	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 58.79; 5.88)	(N; 5.63; 0.56)
Carga Peatonal	$\lambda:1.00 - CV:0.18$	(LN; 29.29; 5.27)	(LN; 2.75; 0.5)
Carga Viva e Impacto - Diseño	$\lambda:1.20 - CV:0.18$	(LN; 582.14; 104.79)	(LN; 50.66; 9.12)
Carga Viva e Impacto - Actual	$\lambda:1.91 - CV:0.126$	(LN; 730.17; 92.0)	(LN; 75.25; 9.48)
Losa			
Carga Muerta	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 1.06; 0.11)	(N; 0.66; 0.07)
Peso Superficie	$\lambda:1.00 - CV:0.25$	(N; 0.13; 0.03)	(N; 0.11; 0.03)
Peso Baranda	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 0.07; 0.01)	(N; 0.08; 0.01)
Carga Peatonal	$\lambda:1.00 - CV:0.18$	(LN; 0.03; 0.01)	(LN; 0.02; 0)
Carga Viva e Impacto - Diseño	$\lambda:1.20 - CV:0.18$	(LN; 4.07; 0.73)	(LN; 7.32; 1.32)
Carga Viva e Impacto - Actual	$\lambda:1.91 - CV:0.126$	(LN; 4.79; 0.6)	(LN; 9.29; 1.16)

*F.D.P= Función de distribución de probabilidad, λ = Factor Bias, CV= coeficiente de Variación, $\bar{\mu}_M$ y $\bar{\mu}_V$: Media y σ_M y σ_V : Desviación Estándar, N=Normal y LN=Lognormal

c.3) Análisis de Confiabilidad.

Al evaluar la seguridad estructural del diseño de la estructural, se seleccionó los valores de la Tabla 54 y Tabla 56, para la simulación de Montecarlo, con la aplicación del modelo se seguridad propuesto en la ecuación (3.1), expuesto en el procedimiento.

Además, la evaluación de los elementos estructurales del desempeño actual de la estructura, se seleccionó los valores de la Tabla 55 y Tabla 56, con la aplicación del modelo de seguridad propuesto en la ecuación (3.2), expuesto en el procedimiento.

Luego los resultados de la aplicación de la técnica se obtuvo los siguientes resultados.

Tabla 57: Resultados Análisis de Confiabilidad del puente Chotano.

Elemento Estructural	Tipo de Evaluación	Estadísticos de Solicitación (S)		Estadísticos de Resistencia (R)		Índices de Seguridad (G)			
		$\mu(media)$	$\sigma(des, Est,)$	$\mu(media)$	$\sigma(des, Est,)$	$\mu(media)$	$\sigma(des, Est,)$	Índice β	Pf
Evaluación para Momento Flector (Tn-m)									
Viga Interior	Diseño	1440.83	123.01	4146.23	416.95	2705.40	434.95	6.22	2.49 (10 ⁻¹⁰)
	Desempeño Actual	1639.80	120.33	4170.71	348.99	2430.91	339.12	6.86	3.44 (10 ⁻¹²)
Viga Exterior	Diseño	1476.02	129.48	4138.99	413.18	2662.97	432.67	6.15	3.87 (10 ⁻¹⁰)
	Desempeño Actual	1703.05	126.36	4171.71	349.48	2468.67	372.95	6.62	1.80 (10 ⁻¹¹)
Losa	Diseño	5.35	0.74	9.75	1.28	4.39	1.47	2.99	1.39 (10 ⁻⁰³)
	Desempeño Actual	6.07	0.61	9.61	1.00	3.56	1.17	3.03	1.22 (10 ⁻⁰³)
Evaluación para Fuerza Cortante (Tn)									
Viga Interior	Diseño	62.68	9.22	572.71	59.99	510.03	60.65	8.41	0.16 (10 ⁻¹⁵)
	Desempeño Actual	84.84	9.37	524.72	52.26	439.88	53.00	8.30	0.15 (10 ⁻¹⁵)
Viga Exterior	Diseño	65.13	9.36	572.62	60.13	507.86	60.77	8.35	0.15 (10 ⁻¹⁵)
	Desempeño Actual	89.71	9.72	524.91	52.85	435.64	53.78	8.10	0.14 (10 ⁻¹⁵)
Losa	Diseño	7.53	1.65	20.25	3.13	12.72	3.59	3.59	1.65 (10 ⁻⁴)
	Desempeño Actual	9.51	1.53	18.66	1.22	9.15	1.95	4.69	1.37 (10 ⁻⁶)
Análisis de Confiabilidad: Simulación Montecarlo con 25000 pruebas desarrollado en Software Crystal Ball. Las distribuciones de probabilidad se ajustan a: ✓ Solicitación: Lognormal ✓ Resistencia: Normal ✓ Seguridad: Normal									

D) PUENTE RETAMA

d.1) Modelo de Resistencia (R)

Variables estadísticas para la evaluación del Diseño: Los resultados de afectación de los valores resistencia nominal con el factor MFP, para la evaluación de la estructura a nivel de diseño, se muestran como sigue:

Tabla 58: Variables de Resistencia, Puente Retama.

VARIABLES	Elemento	Nominal	Distribución	(Media; D. Estándar)
1) Momento Flector (Tn-m) $\lambda=1.05$, $CV=0.075$ Viga	Vigas	M_n 911.29	Normal	(956.85; 71.76)
	Losa	M_n 7.18	Normal	(7.53; 0.57)
2) Fuerza Cortante (Tn) $\lambda=1.15$, $CV=0.14$ Viga	Vigas	V_n : 97.97	Normal	(112.67; 15.77)
	Losa	V_n : 16.37	Normal	(18.82; 2.64)

Variables Estadísticas para la evaluación del Desempeño Actual: Los parámetros para la evaluación de la seguridad estructural actual, son los que se presentan a continuación.:

Tabla 59: Parámetros Estadísticos del modelo de resistencia para evaluación del desempeño actual, Puente Retama.

Variable	Elemento Estructural	
	Vigas	Losa
Dimensiones	Nominal	Nominal
Acero de Refuerzo	Nominal	Nominal
$f'c$ (Kg/cm ²)	(Normal, 490,71.05)	(Normal, 330.59.4)
$f'y$ (Kg/cm ²)	(Normal, 4704; 517.44)	(Normal, 4704; 517.44)
$f'pu$	(Normal,19908.3; 1493.12)	-

*Donde N: función de distribución Normal, λ : factor bias, CV: coeficiente de variación, la expresión (Distribución probabilidad, media, desviación estándar)

d.2) Modelo de Solicitación (S)

Los siguientes resultados, son producto de efectuar las operaciones de la Solicitación para el puente Retama, mostrados en el en la sección 3.6.2 (D), con los factores estadísticos (bias y CV).

Tabla 60: Variables de Solicitación, puente Retama.

Carga	Estadísticos	Momento Flector (Tn-m)	Fuerza Cortante (Tn-m)
		(F.P; $\bar{\mu}_M$; σ_M)	(F.P; $\bar{\mu}_V$; σ_V)
Viga Interior			
Carga Muerta	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 202.36; 20.24)	(N; 29.1; 2.91)
Peso Superficie	$\lambda:1.00 - CV:0.25$	(N; 15.27; 3.82)	(N; 2.39; 0.6)
Peso Baranda	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 10.42; 1.04)	(N; 0.41; 0.04)
Carga Peatonal	$\lambda:1.00 - CV:0.18$	(LN; 7.5; 1.35)	(LN; 0.54; 0.1)
Carga Viva e Impacto - Diseño	$\lambda:1.20 - CV:0.18$	(LN; 154.33; 27.78)	(LN; 32.67; 5.88)
Carga Viva e Impacto - Actual	$\lambda:1.87 - CV:0.121$	(LN; 218.37; 26.42)	(LN; 49.65; 6.01)
Viga Exterior			
Carga Muerta	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 195.25; 19.53)	(N; 25.12; 2.51)
Peso Superficie	$\lambda:1.00 - CV:0.25$	(N; 13.36; 3.34)	(N; 0.82; 0.2)
Peso Baranda	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 15.69; 1.57)	(N; 5.27; 0.53)
Carga Peatonal	$\lambda:1.00 - CV:0.18$	(LN; 10.26; 1.85)	(LN; 3.05; 0.55)
Carga Viva e Impacto - Diseño	$\lambda:1.20 - CV:0.18$	(LN; 149.72; 26.95)	(LN; 27.47; 4.94)
Carga Viva e Impacto - Actual	$\lambda:1.87 - CV:0.121$	(LN; 215.26; 26.05)	(LN; 45.54; 5.51)
Losa			
Carga Muerta	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 1.18; 0.118)	(N; 1.18; 0.118)
Peso Superficie	$\lambda:1.00 - CV:0.25$	(N; 0.096; 0.024)	(N; 0.096; 0.024)
Peso Baranda	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 0.003; 0.000)	(N; 0.003; 0.000)
Carga Peatonal	$\lambda:1.00 - CV:0.18$	(LN; 0.01; 0.002)	(LN; 0.01; 0.002)
Carga Viva e Impacto - Diseño	$\lambda:1.20 - CV:0.18$	(LN; 3.195; 0.575)	(LN; 3.195; 0.575)
Carga Viva e Impacto - Actual	$\lambda:1.87 - CV:0.121$	(LN; 3.752; 0.454)	(LN; 3.752; 0.454)

*F.P= Función de distribución de probabilidad, λ = Factor Bias, CV= coeficiente de Variación, $\bar{\mu}_M$ y $\bar{\mu}_V$: Media y σ_M y σ_V : Desviación Estándar, N=Normal y LN=Lognormal

d.3) Análisis de Confiabilidad.

Al evaluar la seguridad estructural del diseño de la estructural, se seleccionó los valores de la Tabla 58 y Tabla 60, para la simulación de Montecarlo, con la aplicación del modelo se seguridad propuesto en la ecuación (3.1), expuesto en el procedimiento.

Además, la evaluación de los elementos estructurales del desempeño actual de la estructura, se seleccionó los valores de la Tabla 59 y Tabla 60, con la aplicación del modelo de seguridad propuesto en la ecuación (3.2), expuesto en el procedimiento.

Luego los resultados de la aplicación de la técnica se obtuvo los siguientes resultados.

Tabla 61: Resultados Análisis de Confiabilidad del puente Retama.

Elemento Estructural	Tipo de Evaluación	Estadísticos de Solicitación (S)		Estadísticos de Resistencia (R)		Índices de Seguridad (G)			
		$\mu(\text{media})$	$\sigma(\text{des, Est,})$	$\mu(\text{media})$	$\sigma(\text{des, Est,})$	$\mu(\text{media})$	$\sigma(\text{des, Est,})$	Índice β	P_f
Evaluación para Momento Flector (Tn-m)									
Viga Interior	Diseño	389.98	34.65	853.59	63.60	463.61	72.68	6.38	8.85 (10 ⁻¹¹)
	Desempeño Actual	453.87	33.42	845.25	61.01	391.38	69.54	5.63	9.01 (10 ⁻⁹)
Viga Exterior	Diseño	384.07	33.65	853.52	64.26	469.45	72.37	6.49	4.29 (10 ⁻¹¹)
	Desempeño Actual	449.88	32.85	844.72	61.19	394.84	69.39	5.69	6.35 (10 ⁻⁹)
Losa	Diseño	4.48	0.59	8.12	1.05	3.64	1.20	3.03	1.22 (10 ⁻³)
	Desempeño Actual	5.04	0.47	7.98	0.83	2.95	0.96	3.09	1.00 (10 ⁻³)
Evaluación para Fuerza Cortante (Tn)									
Viga Interior	Diseño	36.02	6.03	112.49	15.78	76.48	16.87	4.53	2.95 (10 ⁻⁶)
	Desempeño Actual	52.96	6.08	105.63	6.91	52.67	9.13	5.77	3.96 (10 ⁻⁹)
Viga Exterior	Diseño	36.68	5.11	112.50	15.89	75.83	16.76	4.52	3.09 (10 ⁻⁶)
	Desempeño Actual	54.62	5.63	105.59	6.94	50.97	8.94	5.70	5.99 (10 ⁻⁹)
Losa	Diseño	7.40	1.61	18.09	2.81	10.69	3.25	3.29	5.01 (10 ⁻⁴)
	Desempeño Actual	8.67	1.42	16.36	0.70	7.69	1.59	4.85	6.17 (10 ⁻⁷)
<p>Análisis de Confiabilidad: Simulación Montecarlo con 25000 pruebas desarrollado en Software Crystal Ball. Las distribuciones de probabilidad se ajustan a:</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Solicitación: Lognormal ✓ Resistencia: Normal ✓ Seguridad: Normal 									

E) PUENTE CULLACMAYO

e.1) Modelo de Resistencia (R)

Variables estadísticas para la evaluación del Diseño: Los resultados de afectar el factor MFP con los valores de la resistencia nominal, en la evaluación de la estructura, a nivel de diseño, se muestran como sigue:

Tabla 62: Variables de Resistencia, Puente Cullacmayo.

VARIABLES	Elemento	Nominal	Distribución	(Media; D. Estándar)
1) Momento Flector (Tn-m) $\lambda=1.05$, CV=0.075 Viga	Vigas	M_n 556.87	Normal	(584.71; 43.85)
	Losa	M_n 6.70	Normal	(7.64; 0.99)
2) Fuerza Cortante (Tn) $\lambda=1.15$, CV=0.14 Viga	Vigas	V_n : 102.32	Normal	(117.67; 16.47)
	Losa	V_n : 15.08	Normal	(18.092; 2.804)

Variables Estadísticas para la evaluación del Desempeño Actual: Los parámetros para la evaluación de la seguridad estructural actual, son los que se presentan a continuación.

Tabla 63: Parámetros Estadísticos del modelo de resistencia para evaluación del desempeño actual, Puente Cullacmayo.

Variable	Elemento Estructural	
	Vigas	Losa
Dimensiones	Nominal	Nominal
Acero de Refuerzo	Nominal	Nominal
$f'c$ (Kg/cm ²)	(Normal, 430,51.60)	(Normal, 320; 28.8)
$f'y$ (Kg/cm ²)	(Normal, 4704; 517.44)	(Normal, 4704; 517.44)
$f'pu$	(Normal, 19908.3; 1493.12)	-

*Donde N: función de distribución Normal, λ : factor bias, CV: coeficiente de variación, la expresión (Distribución probabilidad, media, desviación estándar)

e.2) Modelo de Solicitación (S)

Los siguientes resultados, son producto de efectuar las operaciones de la Solicitación para el puente Cullacmayo, mostrados en el en la sección 3.6.2 (E), con los factores estadísticos (bias y CV).

Tabla 64: Variables de Solicitación, puente Cullacmayo.

Carga	Estadísticos	Momento Flector (Tn-m)	Fuerza Cortante (Tn-m)
		(F.P; $\bar{\mu}_M$; σ_M)	(S_V ; $\bar{\mu}_V$; σ_V)
Viga Interior			
Carga Muerta	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 106.2; 10.62)	(N; 20.48; 2.05)
Peso Superficie	$\lambda:1.00 - CV:0.25$	(N; 9.66; 2.42)	(N; 2.14; 0.54)
Peso Baranda	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 5.93; 0.59)	(N; 0.51; 0.05)
Carga Peatonal	$\lambda:1.00 - CV:0.18$	(LN; 2.14; 0.39)	(LN; 0.17; 0.03)
Carga Viva e Impacto - Diseño	$\lambda:1.20 - CV:0.18$	(LN; 122.3; 22.01)	(LN; 32.99; 5.94)
Carga Viva e Impacto - Actual	$\lambda:1.82 - CV:0.121$	(LN; 160.03; 19.36)	(LN; 48.21; 5.83)
Viga Exterior			
Carga Muerta	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 103.08; 10.31)	(N; 21.48; 2.15)
Peso Superficie	$\lambda:1.00 - CV:0.25$	(N; 8.2; 2.05)	(N; 0.93; 0.23)
Peso Baranda	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 11.16; 1.12)	(N; 4.47; 0.45)
Carga Peatonal	$\lambda:1.00 - CV:0.18$	(LN; 2.52; 0.45)	(LN; 0.84; 0.15)
Carga Viva e Impacto - Diseño	$\lambda:1.20 - CV:0.18$	(LN; 119.31; 21.48)	(LN; 28.89; 5.2)
Carga Viva e Impacto - Actual	$\lambda:1.82 - CV:0.121$	(LN; 158.28; 19.15)	(LN; 45.56; 5.51)
Losa			
Carga Muerta	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 1.292; 0.129)	(N; 3.264; 0.326)
Peso Superficie	$\lambda:1.00 - CV:0.25$	(N; 0.144; 0.036)	(N; 0.284; 0.071)
Peso Baranda	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 0.041; 0.004)	(N; 0.02; 0.002)
Carga Peatonal	$\lambda:1.00 - CV:0.18$	(LN; 0.019; 0.003)	(LN; 0.022; 0.004)
Carga Viva e Impacto - Diseño	$\lambda:1.20 - CV:0.18$	(LN; 2.619; 0.471)	(LN; 6.005; 1.081)
Carga Viva e Impacto - Actual	$\lambda:1.82 - CV:0.121$	(LN; 3.226; 0.39)	(LN; 8.043; 0.973)

*F.P= Función de distribución de probabilidad, λ = Factor Bias, CV= coeficiente de Variación, S_M y S_V : Valores Nominales, $\bar{\mu}_M$ y $\bar{\mu}_V$: Media y σ_M y σ_V : Desviación Estándar, N=Normal y LN=Lognormal

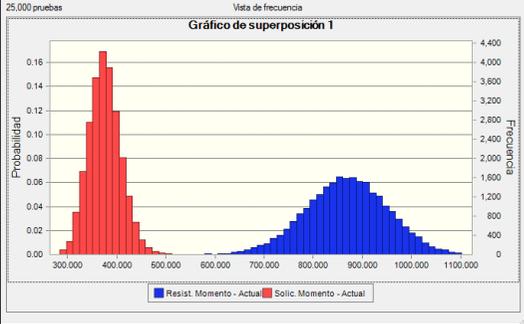
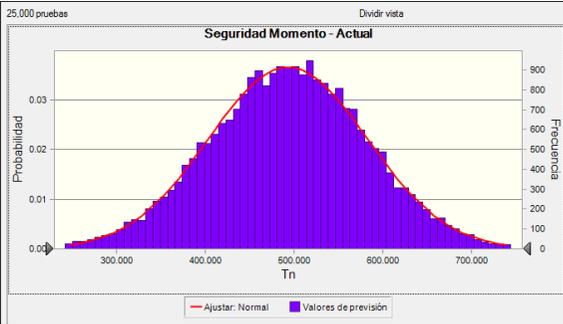
e.3) Análisis de Confiabilidad.

Al evaluar la seguridad estructural del diseño de la estructural, se seleccionó los valores de la Tabla 62 y Tabla 64, para la simulación de Montecarlo, con la aplicación del modelo de seguridad propuesto en la ecuación (3.1), expuesto en el procedimiento.

Además, la evaluación de los elementos estructurales del desempeño actual de la estructura, se seleccionó los valores de la Tabla 63 y Tabla 64, con la aplicación del modelo de seguridad propuesto en la ecuación (3.2), expuesto en el procedimiento.

Luego los resultados de la aplicación de la técnica se obtuvo los siguientes resultados.

Tabla 65: Resultados Análisis de Confiabilidad del puente Cullacmayo.

Elemento Estructural	Tipo de Evaluación	Estadísticos de Solicitación (S)		Estadísticos de Resistencia (R)		Índices de Seguridad (G)			
		$\mu(\text{media})$	$\sigma(\text{des, Est,})$	$\mu(\text{media})$	$\sigma(\text{des, Est,})$	$\mu(\text{media})$	$\sigma(\text{des, Est,})$	Índice β	P_f
Evaluación para Momento Flector (Tn-m)									
Viga Interior	Diseño	246.31	24.54	584.71	43.82	338.40	50.40	6.71	9.73 (10 ⁻¹²)
	Desempeño Actual	284.17	22.07	581.19	42.23	297.02	47.57	6.24	2.19 (10 ⁻¹⁰)
Viga Exterior	Diseño	244.34	23.87	584.92	44.02	340.58	50.00	6.81	4.88 (10 ⁻¹²)
	Desempeño Actual	283.43	21.66	581.74	41.92	298.62	47.23	6.32	1.31 (10 ⁻¹⁰)
Losa	Diseño	4.11	0.49	7.65	0.99	3.53	1.11	3.19	7.11 (10 ⁻⁴)
	Desempeño Actual	4.72	0.41	7.51	0.71	2.79	0.82	3.41	3.25 (10 ⁻⁴)
Evaluación para Fuerza Cortante (Tn)									
Viga Interior	Diseño	35.80	6.05	117.69	16.41	81.89	17.58	4.66	1.58 (10 ⁻⁶)
	Desempeño Actual	50.93	5.93	107.50	7.16	59.57	9.33	6.38	8.85 (10 ⁻¹¹)
Viga Exterior	Diseño	35.13	5.28	117.54	16.42	82.41	17.19	4.79	8.34 (10 ⁻⁷)
	Desempeño Actual	51.78	5.59	107.39	7.15	55.61	9.14	6.09	5.65 (10 ⁻¹⁰)
Losa	Diseño	6.35	1.48	18.10	2.81	11.76	3.19	3.68	1.17 (10 ⁻⁴)
	Desempeño Actual	8.37	1.40	16.10	0.74	7.76	1.58	4.90	4.79 (10 ⁻⁷)
<p>Análisis de Confiabilidad: Simulación Montecarlo con 25000 pruebas desarrollado en Software Crystal Ball. Las distribuciones de probabilidad se ajustan a:</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Solicitación: Lognormal ✓ Resistencia: Normal ✓ Seguridad: Normal 									

F) PUENTE EL TAYAL

f.1) Modelo de Resistencia (R)

Variables estadísticas para la evaluación del Diseño: Los resultados de afectación de los valores resistencia nominal con el factor MFP, para la evaluación de la estructura a nivel de diseño, se muestran como sigue:

Tabla 66: Variables de Resistencia, Puente El Tayal.

VARIABLES	Elemento	Nominal	Distribución	(Media; D. Estándar)
1) Momento Flector (Tn-m) $\lambda=1.14$, CV=0.13 Viga	Losa concreto	(+) M_n 68.80	Normal	(78.43; 10.20)
		(-) M_n 320.50	Normal	(365.67; 47.50)
2) Fuerza Cortante (Tn) $\lambda=1.20$, CV=0.155 Viga	armado	V_n : 68.73	Normal	(82.48; 12.78)

Variables Estadísticas para la evaluación del Desempeño Actual: Los parámetros para la evaluación de la seguridad estructural actual, son los que se presentan a continuación.

Tabla 67: Parámetros Estadísticos del modelo de resistencia para evaluación del desempeño actual, Puente El Tayal.

Variable	Elemento Estructural
	Losa
Dimensiones	Nominal
Acero de Refuerzo	Nominal
f'_c (Kg/cm ²)	(Normal, 325.0; 48.75)
f'_y (Kg/cm ²)	(Normal, 4704.0; 517.44)

*Donde N: función de distribución Normal, λ : factor bias, CV: coeficiente de variación, la expresión (Distribución probabilidad, media, desviación estándar)

f.2) Modelo de Solicitación (S)

Los siguientes resultados, son producto de efectuar las operaciones de la Solicitación para el puente Retama, mostrados en el en la sección 3.6.2 (E), con los factores estadísticos (bias y CV).

Tabla 68: Variables de Solicitación, puente El Tayal.

Carga	Estadísticos	Momento Flector (Tn-m)		Fuerza Cortante V_n (Tn)
		(+) M_n	(-) M_n	
		(F.P; $\bar{\mu}_M$; σ_M)	(F.P; $\bar{\mu}_M$; σ_M)	(F.P; $\bar{\mu}_V$; σ_V)
Carga Muerta	λ :1.05 – CV:0.10	(N; 25.56; 2.56)	(N; 136; 13.6)	(N; 58.5; 5.85)
Peso Superficie	λ :1.00 – CV:0.25	(N; 1.23; 0.31)	(N; 5.57; 1.39)	(N; 2.62; 0.65)
Peso Baranda	λ :1.05 – CV:0.10	(N; 0.84; 0.08)	(N; 5.76; 0.58)	(N; 0.34; 0.03)
Carga Peatonal	λ :1.00 – CV:0.18	(LN; 0.72; 0.13)	(LN; 4.72; 0.85)	(LN; 0.41; 0.07)
Carga Viva - Diseño	λ :1.20 – CV:0.18	(LN; 20.02; 3.6)	(LN; 68.81; 12.39)	(LN; 35.22; 6.34)
Carga Viva - Actual	λ :1.78 – CV:0.12	(LN; 25.49; 3.06)	(LN; 86.38; 10.36)	(LN; 47.26; 5.67)

*F.P= Función de distribución de probabilidad, λ = Factor Bías, $\bar{\mu}_M$ y $\bar{\mu}_V$: Media y σ_M y σ_V : Desviación Estándar, N=Normal y LN=Lognormal

f.3) Análisis de Confiabilidad.

Al evaluar la seguridad estructural del diseño de la estructural, se seleccionó los valores de la Tabla 66 y Tabla 68, para la simulación de Montecarlo, con la aplicación del modelo se seguridad propuesto en la ecuación (3.1), expuesto en el procedimiento.

Además, la evaluación de los elementos estructurales del desempeño actual de la estructura, se seleccionó los valores de la Tabla 67 y Tabla 68, con la aplicación del modelo de seguridad propuesto en la ecuación (3.2), expuesto en el procedimiento.

Luego los resultados de la aplicación de la técnica se obtuvo los siguientes resultados.

Tabla 69: Resultados Análisis de Confiabilidad del puente El Tayal.

Elemento Estructural	Tipo de Evaluación	Estadísticos de Solicitación (S)		Estadísticos de Resistencia (R)		Índices de Seguridad (G)			
		$\mu(\text{media})$	$\sigma(\text{des, Est,})$	$\mu(\text{media})$	$\sigma(\text{des, Est,})$	$\mu(\text{media})$	$\sigma(\text{des, Est,})$	Índice β	P_f
Evaluación para Momento Flector (Tn-m)									
Centro del Vano	Diseño	48.40	4.44	78.48	10.23	31.51	10.04	3.14	$8.45 (10^{-4})$
	Desempeño Actual	45.53	4.00	77.04	9.17	30.08	11.13	2.70	$3.47 (10^{-3})$
Extremo del Vano	Diseño	220.87	18.44	364.88	47.61	144.01	50.92	2.83	$2.33 (10^{-3})$
	Desempeño Actual	210.33	17.27	358.94	43.87	148.62	47.22	3.15	$8.16 (10^{-4})$
Evaluación para Fuerza Cortante (Tn)									
Centro del Vano	Diseño	-	-	-	-	-	-	-	-
	Desempeño Actual	-	-	-	-	-	-	-	-
Extremo del Vano	Diseño	35.55	6.42	82.49	12.82	43.94	14.28	3.08	$1.04 (10^{-3})$
	Desempeño Actual	35.26	5.87	73.84	5.61	38.58	8.09	4.77	$9.21 (10^{-7})$
Análisis de Confiabilidad: Simulación Montecarlo con 25000 pruebas desarrollado en Software Crystal Ball. Las distribuciones de probabilidad se ajustan a:									

G) PUENTE SANTA ISOLINA

g.1) Modelo de Resistencia (R)

Variables estadísticas para la evaluación del Diseño: Los resultados de la operación realizada de afectar los momentos y cortantes nominales con el factor MFP, en la evaluación de la estructura, a nivel de diseño, se muestran a continuación:

Tabla 70: Variables de Resistencia, para evaluación del Diseño, Puente Santa Isolina.

VARIABLES	Elemento	Nominal	Distribución	(Media; D. Estad)
1) Momento Flector (Tn-m) $\lambda=1.14$, CV=0.13	Vigas	M_n 323.44	Normal	(368.72; 47.93)
	Losa	M_n : 6.70	Normal	(7.643; 0.994)
2) Fuerza Cortante (Tn) $\lambda=1.20$, CV=0.155	Vigas	V_n : 79.24	Normal	(95.09; 14.739)
	Losa	V_n : 15.08	Normal	(18.09; 2.80)

Variables Estadísticas para la evaluación del Desempeño Actual: Los parámetros para la evaluación de la seguridad estructural actual, son los que se presentan a continuación.

Tabla 71: Parámetros Estadísticos del modelo de resistencia para evaluación del desempeño actual, Puente Santa Isolina.

Variable	Elemento Estructural	
	Vigas	Losa
Dimensiones	Nominal	Nominal
Acero de Refuerzo	Nominal	Nominal
$f'c$ (Kg/cm ²)	(Normal, 350, 63)	(Normal, 350; 63)
$f'y$ (Kg/cm ²)	(Normal, 4704; 517.44)	(Normal, 4704; 517.44)

g.2) Modelo de Solicitación (S)

Los siguientes resultados, son producto de efectuar las operaciones de la Solicitación para el puente Retama, mostrados en el en la sección 3.6.2 (G), con los factores estadísticos (bias y CV).

Tabla 72: Variables de Solicitación, Puente Santa Isolina.

Carga	$\lambda - CV$	Momento Flector (Tn-m)	Fuerza Cortante (Tn-m)
		(F.P; $\bar{\mu}_M$; σ_M)	(F.P; $\bar{\mu}_V$; σ_V)
Viga Interior			
Carga Muerta	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 83.92; 8.39)	(N; 21.14; 2.11)
Peso Superficie	$\lambda:1.00 - CV:0.25$	(N; 5.45; 1.36)	(N; 1.45; 0.36)
Peso Baranda	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 4.91; 0.49)	(N; 0.83; 0.08)
Carga Peatonal	$\lambda:1.00 - CV:0.18$	(LN; 4.2; 0.76)	(LN; 0.75; 0.13)
Carga Viva e Impacto - Diseño	$\lambda:1.20 - CV:0.18$	(LN; 84.24; 15.16)	(LN; 26.14; 4.71)
Carga Viva e Impacto - Actual	$\lambda:1.77 - CV:0.121$	(LN; 106.27; 12.86)	(LN; 35.95; 4.35)
Viga Exterior			
Carga Muerta	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 86.14; 8.61)	(N; 25.55; 2.56)
Peso Superficie	$\lambda:1.00 - CV:0.25$	(N; 5.37; 1.34)	(N; 1.53; 0.38)
Peso Baranda	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 6.11; 0.61)	(N; 1.94; 0.19)
Carga Peatonal	$\lambda:1.00 - CV:0.18$	(LN; 5.05; 0.91)	(LN; 1.64; 0.3)
Carga Viva e Impacto - Diseño	$\lambda:1.20 - CV:0.18$	(LN; 86.16; 15.51)	(LN; 28.19; 5.07)
Carga Viva e Impacto - Actual	$\lambda:1.77 - CV:0.121$	(LN; 108.22; 13.09)	(LN; 39.25; 4.75)
Losa			
Carga Muerta	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 1.65; 0.16)	(N; 3.17; 0.32)
Peso Superficie	$\lambda:1.00 - CV:0.25$	(N; 0.11; 0.03)	(N; 0.32; 0.08)
Peso Baranda	$\lambda:1.05 - CV:0.10$	(N; 0.06; 0.01)	(N; 0.42; 0.04)
Carga Peatonal	$\lambda:1.00 - CV:0.18$	(LN; 0.06; 0.01)	(LN; 0.2; 0.04)
Carga Viva e Impacto - Diseño	$\lambda:1.20 - CV:0.18$	(LN; 2.3; 0.41)	(LN; 5.92; 1.07)
Carga Viva e Impacto - Actual	$\lambda:1.77 - CV:0.121$	(LN; 3; 0.36)	(LN; 7.64; 0.92)

*F..P= Función de distribución de probabilidad, λ = Factor Bias, CV= coeficiente de Variación , S_M y S_V : Valores Nominales, $\bar{\mu}_M$ y $\bar{\mu}_V$: Media y σ_M y σ_V : Desviación Estándar, N=Normal y LN=Lognormal

g.3) Análisis de Confiabilidad.

Al evaluar la seguridad estructural del diseño de la estructural, se seleccionó los valores de la Tabla 70 y Tabla 72, para la simulación de Montecarlo, con la aplicación del modelo de seguridad propuesto en la ecuación (3.1), expuesto en el procedimiento.

Además, la evaluación de los elementos estructurales del desempeño actual de la estructura, se seleccionó los valores de la Tabla 71 y Tabla 72, con la aplicación del modelo de seguridad propuesto en la ecuación (3.2), expuesto en el procedimiento.

Luego los resultados de la aplicación de la técnica se obtuvo los siguientes resultados.

Tabla 73: Resultados Análisis de Confiabilidad del puente Santa Isolina.

Elemento Estructural	Tipo de Evaluación	Estadísticos de Solicitación (S)		Estadísticos de Resistencia (R)		Índices de Seguridad (G)			
		$\mu(media)$	$\sigma(des, Est,)$	$\mu(media)$	$\sigma(des, Est,)$	$\mu(media)$	$\sigma(des, Est,)$	Índice β	Pf
Evaluación para Momento Flector (Tn-m)									
Viga Interior	Diseño	182.76	17.42	369.09	47.72	186.34	50.75	3.67	$1.21 (10^{-4})$
	Desempeño Actual	204.85	15.42	363.70	38.60	158.85	41.54	3.82	$6.67 (10^{-5})$
Viga Exterior	Diseño	188.86	17.76	368.83	47.95	179.97	51.06	3.52	$2.16 (10^{-4})$
	Desempeño Actual	210.93	15.88	362.89	38.38	151.97	41.62	3.65	$1.31 (10^{-4})$
Losa	Diseño	4.17	0.45	7.64	0.99	3.47	1.08	3.21	$6.64 (10^{-4})$
	Desempeño Actual	4.88	0.40	7.57	0.80	2.66	0.89	2.99	$1.39 (10^{-3})$
Evaluación para Fuerza Cortante (Tn)									
Viga Interior	Diseño	29.20	4.85	95.11	14.90	65.91	15.61	4.22	$1.22 (10^{-5})$
	Desempeño Actual	38.98	4.48	88.65	5.22	49.67	6.90	7.19	$3.24 (10^{-13})$
Viga Exterior	Diseño	33.31	5.21	95.17	14.58	61.86	15.53	4.01	$3.04 (10^{-5})$
	Desempeño Actual	44.31	4.84	88.53	5.21	44.22	7.10	6.22	$2.49 (10^{-10})$
Losa	Diseño	6.87	1.47	18.07	2.80	11.21	3.15	3.56	$1.85 (10^{-4})$
	Desempeño Actual	8.58	1.37	16.83	0.88	8.25	1.62	5.10	$1.70 (10^{-7})$
<p>Análisis de Confiabilidad: Simulación Montecarlo con 25000 pruebas desarrollado en Software Crystal Ball. Las distribuciones de probabilidad se ajustan a:</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Solicitación: Lognormal ✓ Resistencia: Normal ✓ Seguridad: Normal 									

3.6.4 ÍNDICES DE CAPACIDAD DE PUENTES

Los detalles del cálculo del índice de seguridad determinístico se presentan a continuación, empleándose la resistencia nominal de los elementos de la sección 3.6.1, cargas calculadas en la sección 3.6.2 y el procedimiento expuesto en la sección 3.3. Obteniéndose los siguientes resultados para cada uno de los puentes investigados

A) PONTÓN TRANCAMAYO

Tabla 74: Cálculo del índice de capacidad del Pontón Trancamayo.

Evaluación Capacidad Estructural (RF)				Momento	Cortante
A.1) Evaluación Franja Interior					
i) Cargas (S):					
Tipo de Carga	Factores Carga (γ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25			18.63	8.59
Carga Superficie (DW)	1.50			1.19	0.52
Carga Peatonal (PL)	1.75			0.55	0.23
Carga Viva _{HL93} (LL+IM)	1.75	1.35		18.50	0.18
ii) Capacidad de Resistencia (R)					
Resistencia	Factores Resistencia (ϕ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	ϕ_c	ϕ_s	ϕ		
Resistencia Nominal (Rn)	1.00	1.00	0.9	76.00	49.66
iii) Factor o Índice de Capacidad Estructural (RF)					
Cargas de Diseño	Inventario			1.28	2.95
	Operación			1.66	3.83
A.2) Evaluación Franja Exterior					
i) Cargas (S):					
Tipo de Carga	Factores Carga (γ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25			19.33	8.83
Carga Superficie (DW)	1.50			1.19	0.52
Carga Peatonal (PL)	1.75			0.55	0.18
Carga Viva _{HL93} (LL+IM)	1.75	1.35		18.50	7.18
ii) Capacidad de Resistencia (R)					
Resistencia	Factores Resistencia (ϕ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	ϕ_c	ϕ_s	ϕ		
Resistencia Nominal (Rn)	1.00	1.00	0.9	81.70	54.73
iii) Factor o Índice de Capacidad Estructural (RF)					
Cargas de Diseño	Inventario			1.44	2.34
	Operación			1.86	3.04

B) PUENTE POTRERO

Tabla 75: Cálculo del índice de capacidad del Puente Potrero.

Evaluación Capacidad Estructural (RF)			Momento	Cortante	
B.1) Evaluación Viga Interior					
i) Cargas (S):					
Tipo de Carga	Factores Carga (γ)		Valor (Tn-m)	Valor (Tn)	
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25		55.95	18.59	
Carga Superficie (DW)	1.5		4.93	1.75	
Carga Peatonal (PL)	1.75		3.01	0.65	
Carga Viva _{HL93} (LL+IM)	1.75	1.35	60.92	26.75	
ii) Capacidad de Resistencia (R)					
Resistencia	Factores Resistencia (ϕ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	ϕ_c	ϕ_s	ϕ		
Resistencia Nominal (Rn)	1.00	1.00	0.90	297.25	76.12
iii) Factor o Índice de Capacidad Estructural (RF)					
Cargas de Diseño	Inventario		1.73	0.89	
	Operación		2.25	1.15	
B.2) Evaluación Viga Exterior					
i) Cargas (S):					
Tipo de Carga	Factores Carga (γ)		Valor (Tn-m)	Valor (Tn)	
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25		65.24	23.94	
Carga Superficie (DW)	1.5		5.12	1.81	
Carga Peatonal (PL)	1.75		5.19	1.97	
Carga Viva _{HL93} (LL+IM)	1.75	1.35	67.40	28.14	
ii) Capacidad de Resistencia (R)					
Resistencia	Factores Resistencia (ϕ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	ϕ_c	ϕ_s	ϕ		
Resistencia Nominal (Rn)	1.00	1.00	0.90	279.25	76.12
iii) Factor o Índice de Capacidad Estructural (RF)					
Cargas de Diseño	Inventario		1.43	0.66	
	Operación		1.86	0.85	
B.3) Evaluación Losa					
i) Cargas (S):					
Tipo de Carga	Factores Carga (γ)		Valor (Tn-m)	Valor (Tn)	
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25		0.54	0.25	
Carga Superficie (DW)	1.5		0.06	0.05	
Carga Peatonal (PL)	1.75		0.02	6.78	
Carga Viva _{HL93} (LL+IM)	1.75	1.35	2.90	5.16	
ii) Capacidad de Resistencia (R)					
Resistencia	Factores Resistencia (ϕ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	ϕ_c	ϕ_s	ϕ		

Resistencia Nominal (Rn)	1.00	1.00	0.90	6.77	26.39
iii) Factor o Índice de Capacidad Estructural (RF)					
Cargas de Diseño	Inventario			1.04	0.89
	Operación			1.41	1.20

C) PUENTE CHOTANO

Tabla 76: Cálculo del índice de capacidad del Puente Chotano.

Evaluación Capacidad Estructural (RF)				Momento	Cortante
C.1) Evaluación Viga Interior					
i) Cargas (S):					
Tipo de Carga	Factores Carga (γ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25			761.73	59.83
Carga Superficie (DW)	1.5			79.68	6.43
Carga Peatonal (PL)	1.75			29.88	1.99
Carga Viva _{HL93} (LL+IM)	1.75	1.35		442.66	41.81
ii) Capacidad de Resistencia (R)					
Resistencia	Factores Resistencia (ϕ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	ϕ_c	ϕ_s	ϕ		
Resistencia Nominal (Rn)	1.00	1.00	1.00	4101.37	502.17
iii) Factor o Índice de Capacidad Estructural (RF)					
Cargas de Diseño	Inventario			3.84	5.66
	Operación			4.98	7.34
C.2) Evaluación Viga Exterior					
i) Cargas (S):					
Tipo de Carga	Factores Carga (γ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25			748.08	61.93
Carga Superficie (DW)	1.5			78.61	6.00
Carga Peatonal (PL)	1.75			29.29	2.75
Carga Viva _{HL93} (LL+IM)	1.75	1.35		485.12	42.21
ii) Capacidad de Resistencia (R)					
Resistencia	Factores Resistencia (ϕ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	ϕ_c	ϕ_s	ϕ		
Resistencia Nominal (Rn)	1.00	1.00	1.00	4101.37	502.17
iii) Factor o Índice de Capacidad Estructural (RF)					
Cargas de Diseño	Inventario			3.53	5.56
	Operación			4.58	7.21
C.3) Evaluación Losa					
i) Cargas (S):					
Tipo de Carga	Factores Carga (γ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25			1.07	0.71
Carga Superficie (DW)	1.5			0.13	0.11

Carga Peatonal (PL)	1.75		0.03	0.02	
Carga Viva _{HL93} (LL+IM)	1.75	1.35	3.39	6.10	
ii) Capacidad de Resistencia (R)					
Resistencia	Factores Resistencia (φ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	φ_c	φ_s	φ		
Resistencia Nominal (Rn)	1.00	1.00	0.90	8.64	18.08
iii) Factor o Índice de Capacidad Estructural (RF)					
Cargas de Diseño	Inventario		1.04	1.48	
	Operación		1.35	1.91	

D) PUENTE RETAMA

Tabla 77: Cálculo del índice de capacidad del Puente Retama.

Evaluación Capacidad Estructural (RF)			Momento	Cortante	
D.1) Evaluación Viga Interior					
i) Cargas (S):					
Tipo de Carga	Factores Carga (γ)		Valor (Tn-m)	Valor (Tn)	
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25		202.65	28.11	
Carga Superficie (DW)	1.5		15.27	2.39	
Carga Peatonal (PL)	1.75		7.50	0.54	
Carga Viva _{HL93} (LL+IM)	1.75	1.35	128.61	27.22	
ii) Capacidad de Resistencia (R)					
Resistencia	Factores Resistencia (φ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	φ_c	φ_s	φ		
Resistencia Nominal (Rn)	1.00	1.00	1.0 y 0.9	813.15	100.23
iii) Factor o Índice de Capacidad Estructural (RF)					
Cargas de Diseño	Inventario		2.33	1.06	
	Operación		3.02	1.37	
D.2) Evaluación Viga Exterior					
i) Cargas (S):					
Tipo de Carga	Factores Carga (γ)		Valor (Tn-m)	Valor (Tn)	
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25		200.90	28.94	
Carga Superficie (DW)	1.5		13.36	0.82	
Carga Peatonal (PL)	1.75		10.26	3.05	
Carga Viva _{HL93} (LL+IM)	1.75	1.35	124.76	22.89	
ii) Capacidad de Resistencia (R)					
Resistencia	Factores Resistencia (φ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	φ_c	φ_s	φ		
Resistencia Nominal (Rn)	1.00	1.00	1.0 y 0.9	813.15	97.36
iii) Factor o Índice de Capacidad Estructural (RF)					
Cargas de Diseño	Inventario		2.40	1.18	
	Operación		3.11	1.54	
D.3) Evaluación Losa					

i) Cargas (S):					
Tipo de Carga	Factores Carga (γ)		Valor (Tn-m)	Valor (Tn)	
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25		1.127	2.700	
Carga Superficie (DW)	1.5		0.096	0.298	
Carga Peatonal (PL)	1.75		0.010	0.041	
Carga Viva _{HL93} (LL+IM)	1.75	1.35	2.663	5.842	
ii) Capacidad de Resistencia (R)					
Resistencia	Factores Resistencia (ϕ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	ϕ_c	ϕ_s	ϕ		
Resistencia Nominal (Rn)	1.00	1.00	0.90	7.175	16.367
iii) Factor o Índice de Capacidad Estructural (RF)					
Cargas de Diseño	Inventario		1.05	1.06	
	Operación		1.36	1.37	

E) PUENTE CULLACMAYO

Tabla 78: Cálculo del índice de capacidad del Puente Cullacmayo.

Evaluación Capacidad Estructural (RF)			Momento	Cortante	
E.1) Evaluación Viga Interior					
i) Cargas (S):					
Tipo de Carga	Factores Carga (γ)		Valor (Tn-m)	Valor (Tn)	
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25		106.79	19.99	
Carga Superficie (DW)	1.5		9.66	2.14	
Carga Peatonal (PL)	1.75		2.14	0.17	
Carga Viva _{HL93} (LL+IM)	1.75	1.35	101.92	27.49	
ii) Capacidad de Resistencia (R)					
Resistencia	Factores Resistencia (ϕ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	ϕ_c	ϕ_s	ϕ		
Resistencia Nominal (Rn)	1.00	1.00	1.0 y 0.9	556.87	101.21
iii) Factor o Índice de Capacidad Estructural (RF)					
Cargas de Diseño	Inventario		2.27	1.30	
	Operación		2.94	1.69	
E.2) Evaluación Viga Exterior					
i) Cargas (S):					
Tipo de Carga	Factores Carga (γ)		Valor (Tn-m)	Valor (Tn)	
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25		108.80	24.71	
Carga Superficie (DW)	1.5		8.20	0.93	
Carga Peatonal (PL)	1.75		2.52	0.84	
Carga Viva _{HL93} (LL+IM)	1.75	1.35	99.43	24.07	
ii) Capacidad de Resistencia (R)					
Resistencia	Factores Resistencia (ϕ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	ϕ_c	ϕ_s	ϕ		

Resistencia Nominal (Rn)	1.00	1.00	1.0 y 0.9	556.87	101.21
iii) Factor o Índice de Capacidad Estructural (RF)					
Cargas de Diseño	Inventario			2.32	1.36
	Operación			3.01	1.76
E.3) Evaluación Losa					
i) Cargas (S):					
Tipo de Carga	Factores Carga (γ)		Valor (Tn-m)	Valor (Tn)	
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25		1.269	3.128	
Carga Superficie (DW)	1.5		0.144	0.284	
Carga Peatonal (PL)	1.75		0.019	0.022	
Carga Viva <small>HL93</small> (LL+IM)	1.75	1.35	2.182	5.004	
ii) Capacidad de Resistencia (R)					
Resistencia	Factores Resistencia (φ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	φ_c	φ_s	φ		
Resistencia Nominal (Rn)	1.00	1.00	0.90	6.750	16.12
iii) Factor o Índice de Capacidad Estructural (RF)					
Cargas de Diseño	Inventario			1.11	1.16
	Operación			1.44	1.50

F) PUENTE EL TAYAL

Tabla 79: Cálculo del índice de capacidad del Puente El Tayal.

Evaluación Capacidad Estructural (RF)					
F.1) Evaluación de Momento en Losa					
i) Cargas (S):					
Tipo de Carga	Factores Carga (γ)		Centro (Tn-m)	Extremo (Tn-m)	
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25		25.14	135.00	
Carga Superficie (DW)	1.5		1.23	5.57	
Carga Peatonal (PL)	1.75		0.72	4.72	
Carga Viva <small>HL93</small> (LL+IM)	1.75	1.35	16.68	57.34	
ii) Capacidad de Resistencia (R)					
Resistencia	Factores Resistencia (φ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	φ_c	φ_s	φ		
Resistencia Nominal (Rn)	1.00	1.00	0.9	69.22	321.83
iii) Factor o Índice de Capacidad Estructural (RF)					
Cargas de Diseño	Inventario			0.95	1.04
	Operación			1.23	1.35
F.2) Evaluación de Fuerza Cortante en la Losa					
i) Cargas (S):					
Tipo de Carga	Factores Carga (γ)		Valor (Tn)		
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25		55.71		
Carga Superficie (DW)	1.5		2.62		

Carga Peatonal (PL)	1.75		0.41	
Carga Viva _{HL93} (LL+IM)	1.75	1.35	29.35	
ii) Capacidad de Resistencia (R)				
Resistencia	Factores Resistencia (ϕ)			Valor (Tn-m)
	ϕ_c	ϕ_s	ϕ	
Resistencia Nominal (Rn)	1.00	1.00	0.9	74.05
iii) Factor o Índice de Capacidad Estructural (RF)				
Cargas de Diseño	Inventario		2.35	
	Operación		3.04	

G) PUENTE SANTA ISOLINA

Tabla 80: Cálculo del índice de capacidad del Puente Santa Isolina.

Evaluación Capacidad Estructural (RF)			Momento	Cortante	
G.1) Evaluación Viga Interior					
i) Cargas (S):					
Tipo de Carga	Factores Carga (γ)		Valor (Tn-m)	Valor (Tn)	
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25		84.60	20.93	
Carga Superficie (DW)	1.5		5.45	1.45	
Carga Peatonal (PL)	1.75		4.20	0.75	
Carga Viva _{HL93} (LL+IM)	1.75	1.35	70.20	21.78	
ii) Capacidad de Resistencia (R)					
Resistencia	Factores Resistencia (ϕ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	ϕ_c	ϕ_s	ϕ		
Resistencia Nominal (Rn)	1.00	1.00	0.90	325.83	84.19
iii) Factor o Índice de Capacidad Estructural (RF)					
Cargas de Diseño	Inventario		1.40	1.21	
	Operación		1.81	1.57	
G.2) Evaluación Viga Exterior					
i) Cargas (S):					
Tipo de Carga	Factores Carga (γ)		Valor (Tn-m)	Valor (Tn)	
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25		87.86	26.18	
Carga Superficie (DW)	1.5		5.37	1.53	
Carga Peatonal (PL)	1.75		5.05	1.64	
Carga Viva _{HL93} (LL+IM)	1.75	1.35	71.80	23.49	
ii) Capacidad de Resistencia (R)					
Resistencia	Factores Resistencia (ϕ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	ϕ_c	ϕ_s	ϕ		
Resistencia Nominal (Rn)	1.00	1.00	0.90	325.83	84.19
iii) Factor o Índice de Capacidad Estructural (RF)					
Cargas de Diseño	Inventario		1.33	0.92	
	Operación		1.72	1.19	
G.3) Evaluación Losa					

i) Cargas (S):					
Tipo de Carga	Factores Carga (γ)		Valor (Tn-m)	Valor (Tn)	
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25		1.624	3.415	
Carga Superficie (DW)	1.5		0.112	0.316	
Carga Peatonal (PL)	1.75		0.060	0.197	
Carga Viva _{HL93} (LL+IM)	1.75	1.35	1.917	4.934	
ii) Capacidad de Resistencia (R)					
Resistencia	Factores Resistencia (ϕ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	ϕ_c	ϕ_s	ϕ		
Resistencia Nominal (Rn)	1.00	1.00	0.90	6.78	16.86
iii) Factor o Índice de Capacidad Estructural (RF)					
Cargas de Diseño	Inventario		1.13	1.17	
	Operación		1.47	1.51	

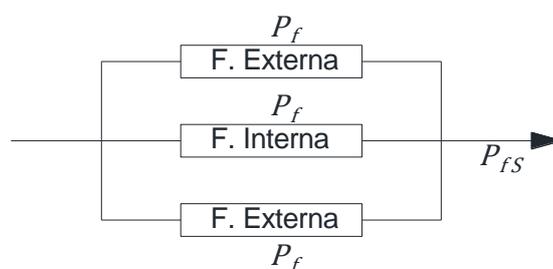
3.6.5 ÍNDICES DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL.

Se presentan los resultados del análisis

A) Pontón Trancamayo:

Índice de Confiabilidad: Se modeló la estructura en un sistema de seguridad que tiene presente las franjas externas y la franja interna, configurando así un sistema en paralelo.

Figura 3.46: Sistema de Seguridad Pontón Trancamayo.



Luego se determinó la probabilidad de falla del sistema obteniéndose los siguientes resultados.

Tabla 81: Índices de seguridad método de Confiabilidad, Pontón Trancamayo

Enfoque de evaluación	Evaluación Momento		Evaluación Cortante	
	P_f	β	P_f	β
Diseño	3.76 E-04	3.37	1.32 E-04	3.65
Desempeño Actual	3.09 E-06	4.52	1.71 E-09	5.91

Índice de Capacidad: Los resultados obtenidos para el método son:

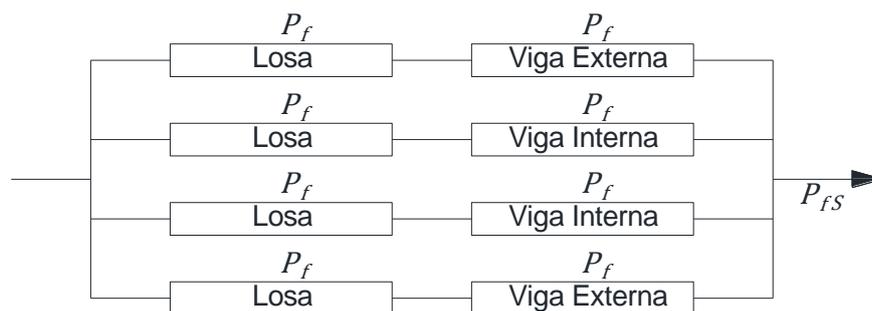
Tabla 82: Índices de seguridad método de Capacidad estructural, Pontón Trancamayo

Enfoque de evaluación	Evaluación Momento	Evaluación Cortante
	RF de Sistema	
Inventario	1.36	2.65
Operativo	1.76	3.44

B) Puente Potrero

Índice de Confiabilidad: Se modeló la estructura en un sistema de seguridad que tiene presente la losa, dos vigas internas y dos vigas externas, formando una interconexión monolítica, configurando así el sistema en mixto.

Figura 3.47: Sistema de Seguridad Puente Potrero



Luego se determinó la probabilidad de falla del sistema obteniéndose los siguientes resultados.

Tabla 83: Índices de seguridad obtenidos del método de Confiabilidad, Puente Potrero

Enfoque de evaluación	Evaluación Momento		Evaluación Cortante	
	P_f	β	P_f	β
Diseño	2.11 E-07	5.06	1.25 E-05	4.21
Desempeño Actual	3.39 E-09	5.80	1.35 E-10	6.32

Índice de Capacidad: Los resultados obtenidos para el método son:

Tabla 84: Índices de seguridad obtenido del método de Capacidad estructural, Puente Potrero

Enfoque de evaluación	RF de Sistema	
	Evaluación Momento	Evaluación Cortante
Inventario	1.58	0.78
Operativo	2.06	1.00

C) Puente Chotano

Índice de Confiabilidad: En la estructura se tomó en cuenta la losa armada y las cuatro vigas de acero estructural para construir el sistema de seguridad mixta, además se tiene en cuenta la unión viga losa.

Figura 3.48: Sistema de Seguridad Puente Chotano



Luego se determinó la probabilidad de falla del sistema obteniéndose los siguientes resultados.

Tabla 85: Índices de seguridad obtenidos del método de Confiabilidad, Puente Chotano

Enfoque de evaluación	Evaluación Momento		Evaluación Cortante	
	P_f	β	P_f	β
Diseño	1.27E-09	5.96	0.05 E-15	7.95
Desempeño Actual	4.28E-11	6.49	0.05 E-15	8.00

Índice de Capacidad: Los resultados obtenidos para el método, tomado en cuenta los elementos más críticos y fundamentales en un puente como vigas se tiene lo siguiente:

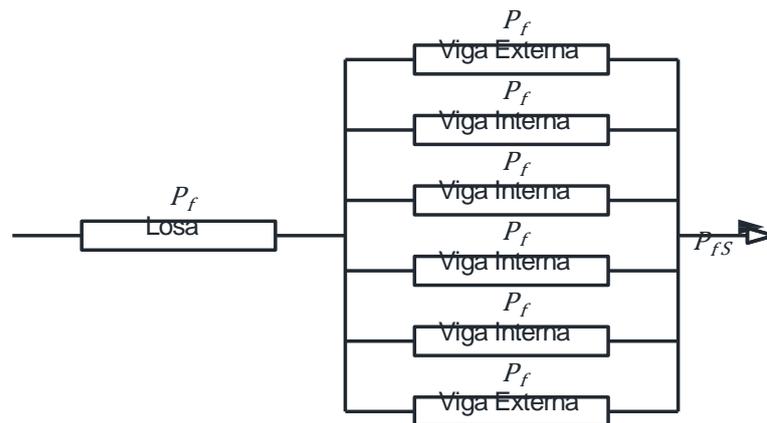
Tabla 86: Índices de seguridad obtenido del método de Capacidad estructural, Puente Chotano

Enfoque de evaluación	Evaluación Momento		Evaluación Cortante	
	RF de Sistema			
Inventario	3.69		5.61	
Operativo	4.78		7.28	

D) Puente Retama

Índice de Confiabilidad: En la estructura se tomó en cuenta la losa armada y las seis vigas de concreto postensado para construir el sistema de seguridad mixta, además se tiene en cuenta la unión viga losa que se forma en el proceso constructivo.

Figura 3.49: Sistema de Seguridad Puente Retama



Luego se determinó la probabilidad de falla del sistema obteniéndose los siguientes resultados.

Tabla 87: Índices de seguridad obtenidos del método de Confiabilidad, Puente Retama

Enfoque de evaluación	Evaluación Momento		Evaluación Cortante	
	P_f	β	P_f	β
Diseño	4.40 E-10	6.13	1.80 E-05	4.13
Desempeño Actual	4.87 E-08	5.33	2.78 E-08	5.43

Índice de Capacidad: Los resultados obtenidos para el método, tomado en cuenta los elementos más críticos y fundamentales en un puente como vigas se tiene lo siguiente:

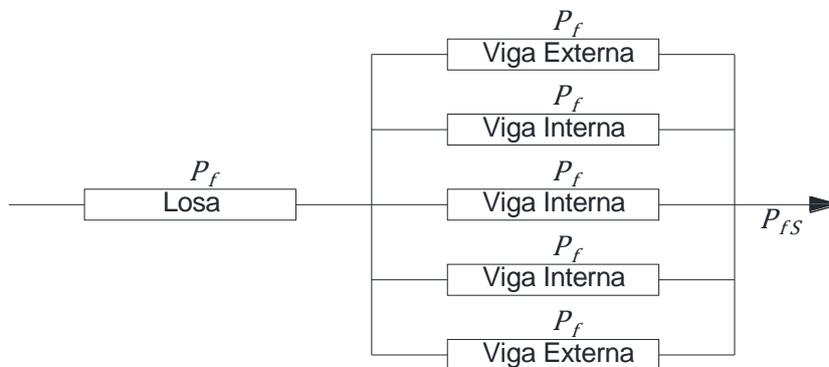
Tabla 88: Índices de seguridad obtenido del método de Capacidad estructural, Puente Retama

Enfoque de evaluación	Evaluación Momento	Evaluación Cortante
	RF de Sistema	
Inventario	2.37	1.12
Operativo	3.07	1.46

E) Puente Cullacmayo

Índice de Confiabilidad: En la estructura se tomó en cuenta la losa armada y las cinco vigas de concreto postensado para construir el sistema de seguridad mixta, además se tiene en cuenta la unión viga losa que se forma en el proceso constructivo.

Figura 3.50: Sistema de Seguridad Puente Cullacmayo



Luego se determinó la probabilidad de falla del sistema obteniéndose los siguientes resultados.

Tabla 89: Índices de seguridad obtenidos del método de Confiabilidad, Puente Cullacmayo

Enfoque de evaluación	Evaluación Momento		Evaluación Cortante	
	P_f	β	P_f	β
Diseño	3.90 E-11	6.50	6.41 E-06	4.36
Desempeño Actual	9.18 E-10	6.01	1.39 E-09	5.94

Índice de Capacidad: Los resultados obtenidos para el método, tomado en cuenta los elementos más críticos y fundamentales en un puente como vigas se tiene lo siguiente:

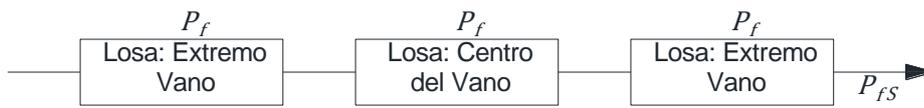
Tabla 90: Índices de seguridad obtenido del método de Capacidad estructural, Puente Cullacmayo

Enfoque de evaluación	Evaluación Momento	Evaluación Cortante
	RF de Sistema	
Inventario	2.30	1.33
Operativo	2.98	1.73

F) Puente El Tayal

Índice de Confiabilidad: la configuración del sistema de seguridad, de acuerdo a las consideraciones de análisis que se ha hecho, se propuso, el sistema en serie.

Figura 3.51: Sistema de Seguridad Puente El Tayal



Luego se determinó la probabilidad de falla del sistema obteniéndose los siguientes resultados.

Tabla 91: Índices de seguridad obtenidos del método de Confiabilidad, Puente El Tayal

Enfoque de evaluación	Evaluación Momento		Evaluación Cortante	
	P_f	β	P_f	β
Diseño	3.17 E-03	2.73	1.04 E-03	3.08
Desempeño Actual	4.28 E-03	2.63	9.21 E-07	4.77

Índice de Capacidad: Los resultados obtenidos para el método, tomado en cuenta el comportamiento de la losa, como una estructura que forma un puente pórtico.

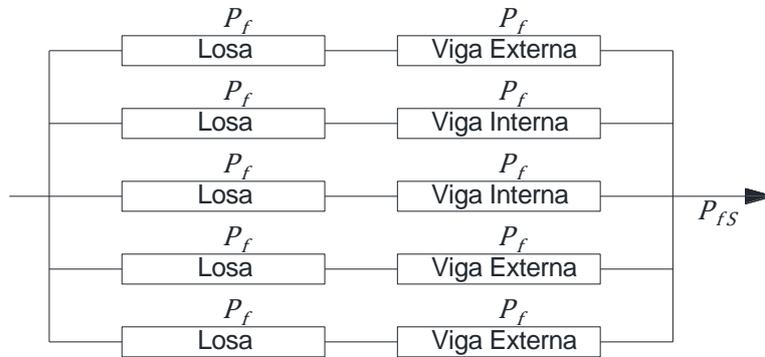
Tabla 92: Índices de seguridad obtenido del método de Capacidad estructural, Puente El Tayal

Enfoque de evaluación	Evaluación Momento	Evaluación Cortante
	RF de Sistema	
Inventario	1.00	2.35
Operativo	1.29	3.04

G) Puente Santa Isolina

Índice de Confiabilidad: Se modeló la estructura en un sistema de seguridad que tiene presente la losa, tres vigas internas y dos vigas externas, formando una interconexión monolítica, configurando así el sistema en mixto.

Figura 3.52: Sistema de Seguridad Puente Santa Isolina



Luego se determinó la probabilidad de falla del sistema obteniéndose los siguientes resultados.

Tabla 93: Índices de seguridad obtenidos del método de Confiabilidad, Puente Santa Isolina

Enfoque de evaluación	Evaluación Momento		Evaluación Cortante	
	P_f	β	P_f	β
Diseño	2.11 E-07	5.06	1.25 E-05	4.21
Desempeño Actual	3.39 E-09	5.80	1.35 E-10	6.32

Índice de Capacidad: Los resultados obtenidos para el método son:

Tabla 94: Índices de seguridad obtenido del método de Capacidad estructural, Puente Santa Isolina

Enfoque de evaluación	Evaluación Momento	Evaluación Cortante
	RF de Sistema	
Inventario	1.37	1.07
Operativo	1.77	1.38

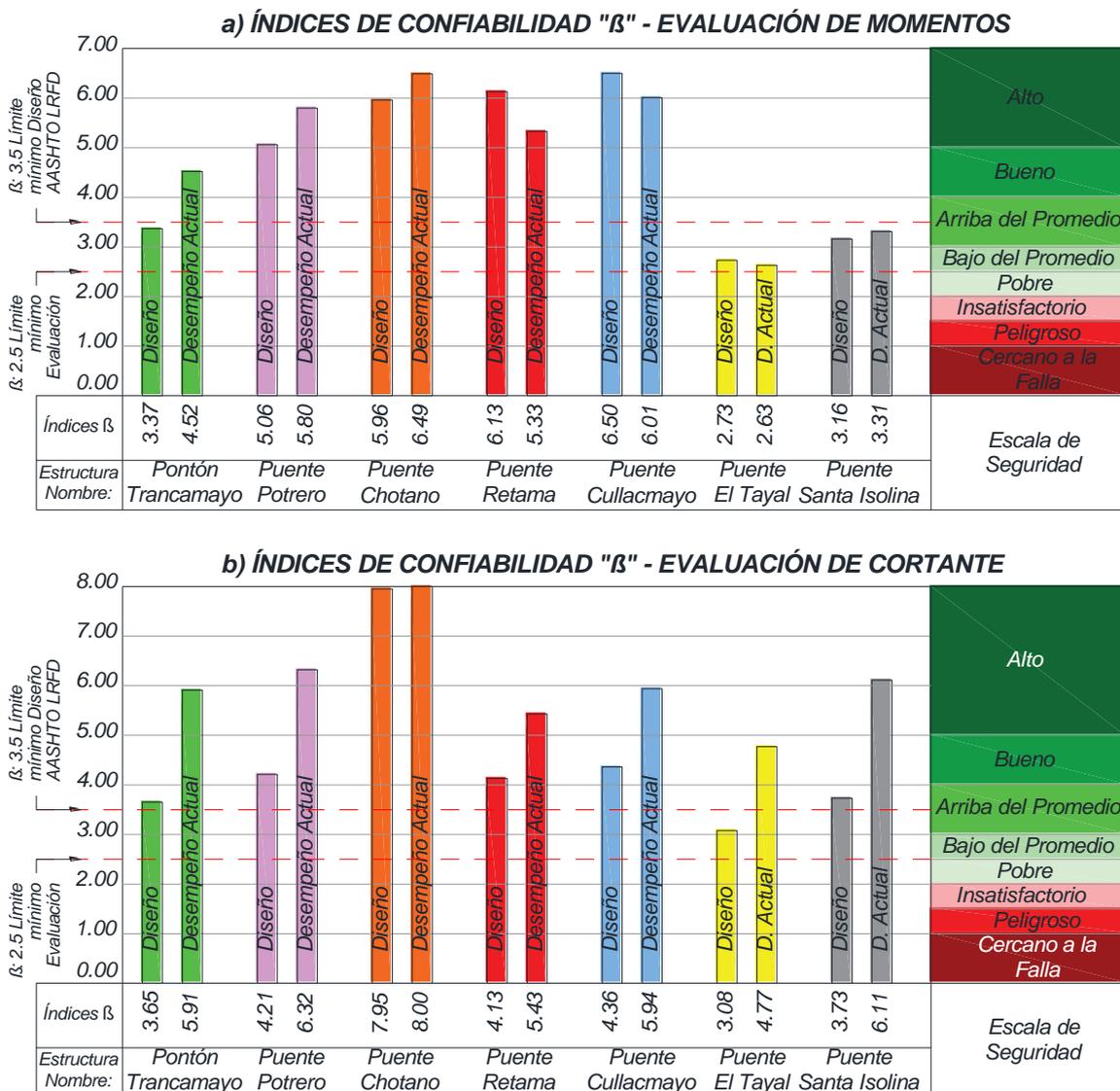
**CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE
RESULTADOS**

4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS.

4.1.1 Niveles de Seguridad del Método de Confiabilidad Estructural.

Se comparan los resultados obtenidos con los niveles de seguridad propuestos por el Army Corps of Engineers (1997), y de acuerdo a la teoría presentada en las referencias teóricas considera 8 niveles, presentados en la siguiente figura.

Figura 4.1. Índices de Confiabilidad de los puentes Investigados.



Es necesario, la aclarar que se grafican los valores de seguridad de diseño, con la finalidad de ayudar a entender el porqué de la variación del grado de seguridad, ampliamente detallado en la sección 4.2, enfocados en la discusión de los resultados.

Luego, el grado de seguridad estructural que tendría cada uno de los puentes, teniendo en cuenta los índices de seguridad obtenidos para las superestructuras son los mostrados a continuación

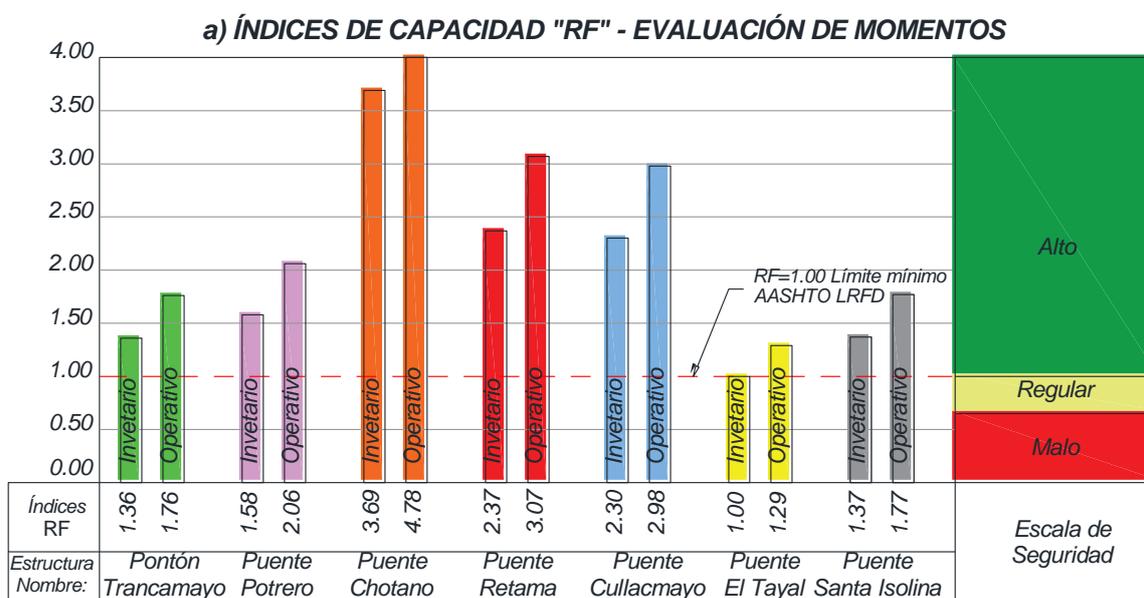
Tabla 95: Grado de Seguridad de los puentes investigados con la metodología de Confiabilidad Estructural.

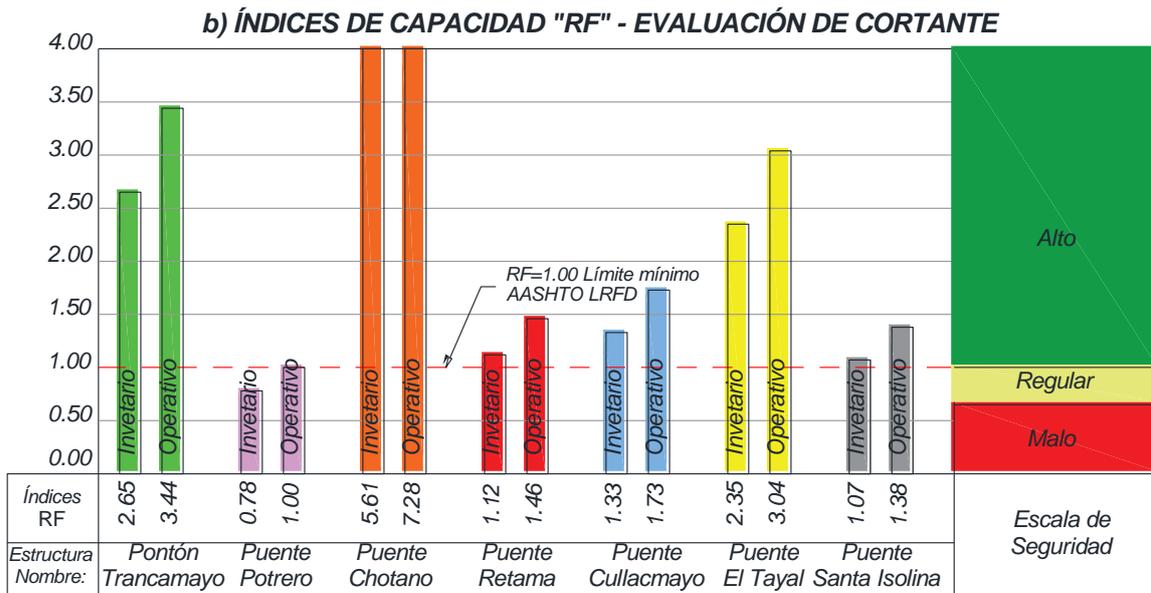
Puente Evaluado	Fuerza Interna propenso a fallas	Índice β	Grado de Seguridad
<i>Pontón Trancamayo</i>	Momento	4.52	Bueno
<i>Puente Potrero</i>	Cortante	5.80	Alto
<i>Puente Chotano</i>	Momento	6.49	Alto
<i>Puente Retama</i>	Momento	5.33	Alto
<i>Puente Cullacmayo</i>	Cortante	5.94	Alto
<i>Puente El Tayal</i>	Momento	2.63	Bajo el Promedio
<i>Puente Santa Isolina</i>	Momento	3.31	Arriba del Promedio

4.1.1 Niveles de Seguridad del Método de Capacidad Estructural.

Se presentan los resultados de comparar los resultados obtenidos con la escala de forma gráfica, que se considera el grado de seguridad para capacidad de tres niveles, de malo ($RF < 0.65$), Regular ($0.65 < RF < 1.00$) y Alto ($1.00 < RF$).

Figura 4.2: Índices de Capacidad "RF" de las superestructuras estudiadas.





Se presentan también los resultados de los índices RF de Inventario, que servirá de base para la discusión de los resultados mostrados en la sección 4.3.

Al igual que los índices de confiabilidad, se tomará en cuenta cual es fuerza interna más propensa a causar la falla estructural, que corresponde al índice RF, más bajo, para luego determinar de acuerdo a la escala presentada en la referencia teóricas, el grado de seguridad que tiene los índices de capacidad de los puentes de la investigación.

Tabla 96: Niveles de Seguridad de los Elementos Estructurales de los puentes Investigados por Capacidad Estructural.

Puente Evaluado	Fuerza Interna propenso a fallas	Índice RF	Grado de Seguridad
<i>Pontón Trancamayo</i>	Momento	1.76	Alto
<i>Puente Potrero</i>	Cortante	1.00	Regular
<i>Puente Chotano</i>	Momento	4.78	Alto
<i>Puente Retama</i>	Cortante	1.46	Alto
<i>Puente Cullacmayo</i>	Cortante	1.73	Alto
<i>Puente El Tayal</i>	Momento	1.29	Alto
<i>Puente Santa Isolina</i>	Cortante	1.38	Alto

4.2 DISCUSIÓN DE RESULTADOS DEL MÉTODO DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

Se prueba que los índices de confiabilidad de la norma AASHTO LRFD, tienen consistencia y en un diseño, siguiendo los lineamientos del código mencionado, garantiza la seguridad necesaria, verificándose lo propuesto por Gao (2007), en su tesis de investigación.

También los resultados de esta investigación indican que cada uno de los puentes tiene índices de confiabilidad diversos, porque cada elemento estructural evaluado tiene diversos materiales que lo componen, solicitaciones actuantes y sobre todo en la respuesta estructural es muy diferente para elementos de concreto armado, concreto preesforzado y sección compuesta, evidenciándose lo expuesto por Muñoz, *et al.* (2002).

Tomándose en cuenta los límites sugeridos por AASHTO LRFD (2017), es notorio apreciar que los índices de seguridad en cuanto al diseño de puentes losa, y de concreto armado (Pontón Trancamayo, Puente Potrero, Puente El Tayal y Puente Santa Isolina), se asevera que el estado límite de diseño es el de resistencia último, esto se prueba dado a que los índices de seguridad son muy cercanos al valor $\beta: 3.5 \pm 0.5$, lo que los hace tener un grado de seguridad promedio.

En el caso de las vigas de los puentes de concreto preesforzado y de sección compuesta (Puente Retama, Puente Cullacmayo, Puente Chotano), muestra que esta tiene una altísima seguridad estructural, debido a que el estado límite no es el de resistencia; comprobándose que las estructuras diseñadas con el límite de último de servicio, provee índices de seguridad más conservadores, y por ende con un alto grado de seguridad.

Además, es factible aseverar, que todas las estructuras cumplen con el índice mínimo $\beta: 2.5$, por lo que el margen de seguridad sugiere que las estructuras tienen una suficiente capacidad para cumplir por mucho tiempo su funcionalidad

Los resultados particulares de cada uno de los puentes se discuten a continuación:

Pontón Trancamayo:

Se determinó que el grado de seguridad estructural es Buena, y se cotejó con los índices β de diseño, esta investigación sugiere que la variación del grado de seguridad se debe a las condiciones resistentes del concreto de la losa armada, que superan ampliamente los $f'c$ de 280 Kg/cm² del diseño, añadiéndole que las sollicitaciones del tráfico en la provincia de Chota producen acciones menores que las del vehículo del diseño HL-93.

Puente Potrero:

Se determinó que el grado de seguridad es Alto, siendo la fuerza cortante la que define el tipo de falla que está propensa la estructura, se puede discutir que a nivel de diseño la estructura es muy susceptible a esta falla, evidenciado en la poca consideración de área de acero.

Sin embargo, en la evaluación que buscó conocer el desempeño actual de la estructura, el grado resultó superior a este índice, proporcionando un margen de seguridad mayor, debido a que el valor esperado de $f'c$ es mayor al supuesto en el diseño.

Puente Chotano:

La investigación evidencia que es la estructura con un nivel de seguridad muy superior a todas las demás estructuras, con un nivel de seguridad Alto, además es fácil evidenciar que el estado límite de resistencia no fue el que rige el diseño, sino el de servicio, lo que provee estructuras más robustas, con una capacidad de soportar cargas aún mayores a las que fue diseñado.

Puente Retama:

En términos a numéricos de confiabilidad, demuestran que tiene un nivel de seguridad distinto cuando se evalúa el diseño y el desempeño actual; además de que el tipo de falla probable es debido a momento flector. Si bien el grado de seguridad estructural resultó alto, no deja de llamar la disminución del valor numérico del índice de confiabilidad, la investigación sugiere la variación de este parámetro se encuentra asociado a la disminución del $f'c$ del concreto, que es menor al supuesto en el diseño.

Puente Cullacmayo:

Se determinó que la seguridad estructural del puente es Alta, y el tipo de falla es por fuerza cortante, lo que a diferencia del puente Retama, que tiene a diferencia del puente Retama, que tiene vigas postensado en su sistema estructural, se encontró un escenario diferente, en donde los índices de seguridad son de diseño son menores a los de desempeño actual, evidenciando que se debe a tres aspectos como son, el estado límite de servicio provee estructura con mayor grado de seguridad, la resistencia del concreto es mayor a la supuesta en el diseño y las cargas vehiculares locales, producen efectos menores que los esperados por el camión HL-93 de diseño.

Puente El Tayal:

Lo concerniente a este puente pórtico, y se evaluó en el centro del vano y los extremos, obteniéndose del análisis de la presente investigación índices de seguridad con un nivel de Bajo el promedio, siendo específicos cerca al nudo, con una sensibilidad a fallar por momento negativo, debido a que es en este punto donde la transferencia de esfuerzos de la superestructura a la superestructura se realiza de manera directa a la superestructura, ya que no existe algún elemento de apoyo que disipe energía, produciendo un gran momento negativo en los extremos.

Puente Santa Isolina:

En este puente, de la investigación se evidencia que tiene un nivel de seguridad superior al promedio, y el tipo de falla sensible es a momento flector, este puente tiene la particularidad que el índice de seguridad de diseño es muy cercano de desempeño actual, a pesar que la resistencia del concreto, f_c es superior al supuesto en el diseño, pese a ello el grado de seguridad no aumenta más, y se sugiere que a mayores f_c , en elementos de concreto armado, no garantiza que la estructura sea más segura, es sino el acero el que absorbe la mayor parte de los esfuerzos a flexión.

En cambio, en escenario cambia, al evaluar la fuerza cortante, pues los niveles de seguridad son muy altos, ya que el concreto en este caso si es más importante, como elemento resistente.

4.3 DISCUSIÓN DE RESULTADOS DEL MÉTODO DE CAPACIDAD ESTRUCTURAL

Los resultados demuestran que solo el puente potrero tiene un grado de seguridad regular, los demás puentes tienen la capacidad suficiente para soportar cargas superiores a las producidas por el camión HL-93, por lo que se le califica seguridad alta, para los índices de capacidad, de los seis puentes restantes.

Los resultados particulares de cada uno de los puentes se discuten a continuación:

Pontón Trancamayo:

En la evaluación de la capacidad de la franja interna y franja externa de la losa del pontón, se obtuvo que la estructura soporta adecuadamente a la carga móvil de un camión HL-93, con un nivel de capacidad de superar 1.76 veces el camión de diseño, como lo evidencia el factor de capacidad, por lo que se determinó que la estructura tiene un grado de seguridad alto.

Puente Potrero:

De la evaluación de la estructura se determinó que tiene un grado de seguridad regular, al igual que el método probabilístico, la tendencia a fallar sigue siendo por fuerza cortante, que tiene un $RF=1.00$. Debido a que el área de acero no es el suficiente para una estructura de gran luz con esfuerzo que no se pueden soportar con estribos de $\phi 3/8"$.

Puente Chotano:

La investigación prueba que el índice capacidad es calificado como alto, además de tener una capacidad de soportar cargas vehiculares de hasta 4.78 veces más la del camión HL-93, ello demuestra que la sección compuesta de la estructura, ha sido diseñado conservadoramente de acuerdo al estado límite de servicio.

Puente Retama:

Como se advirtió que el concreto no alcanzó la resistencia esperada del diseño en la sección 4.1, sucede que también se ve reflejado en los índices de capacidad, por lo que el grado de seguridad a pesar que es alto, para soportar

1.46 veces la carga de un HL-93, no pasa desapercibido que el tipo de falla que prueba este método es debido a fuerza cortante, muy diferente al obtenido de la metodología anterior.

Puente Cullacmayo:

La evaluación de las vigas preesforzadas, arrojaron que los índices de seguridad son consistentes con él un diseño que tiene como estado límite de servicio, por lo que el nivel de seguridad es Alto, además indica que la seguridad está garantizada dado a que es capaz de resistir la carga de 1.73 veces el camión de diseño, la explicación lógica es que el puente tiene f_c del concreto sobrepasó la resistencia de diseño esperada.

Puente El Tayal:

El método de capacidad, prueban que el índice de capacidad tiene un grado de seguridad Alto, que tiene un $RF=1.29$, para la evaluación a nivel operativo, notándose que la capacidad del extremo de la losa es superior al evaluado en el centro del vano, lo que confirma con lo descrito en la sección anterior, que se ha tomado las provisiones necesarias del diseño en el extremo ya que es uno de los puntos de falla.

Puente Santa Isolina:

La investigación muestra que la estructura tiene un grado de seguridad Alto, para el índice de capacidad, evidenciados en los índices de capacidad a nivel operativo, que soportar 38% la carga de diseño, en una evaluación a nivel operativo, además de que el tipo de falla al que está propenso es a la fuerza cortante.

4.4 CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS.

En base a los resultados obtenidos en las secciones precedente y de acuerdo a la hipótesis planteada que se afirma que los puentes de la carretera Longitudinal de la Sierra Provincia de Chota tienen alto índice de seguridad estructural. Se evidencia que en todos los casos no ha sucedido lo supuesto en la hipótesis.

Empleándose la metodología de confiabilidad estructural, los puentes Potrero, Chotano, Retama y Cullacmayo, se verifica que en estos puentes tiene un gran nivel de seguridad estructural, que califican para el grado alto, en cambio para los puentes Trancamayo, El Tayal y Santa Isolina, tiene un grado de seguridad bueno, menor al promedio y superior al promedio, lo cual se rechaza la hipótesis, en estos casos.

Y al emplearse la metodología de capacidad estructural, la mayoría de puentes con excepción del puente Trancamayo, tienen la calificación de grado Alto de seguridad, en estos casos se acepta la hipótesis, demostrando una gran capacidad para soportar cargas vehiculares. En cambio, el puente potrero se rechaza la hipótesis ya que el grado de seguridad es regular, y no alcanza para cumplir los requisitos que exige la distinción de Alta.

**CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES.**

5.1. CONCLUSIONES

De los la obtención y el análisis de resultados, se establecen las siguientes conclusiones de la presente investigación:

- Los índices de seguridad estructural de los puentes de la carretera Longitudinal de la Sierra provincia de Chota, no todos tienen seguridad alta, rechazándose la hipótesis.
- Los índices de confiabilidad estructural, correspondiente a las superestructuras de los puentes investigados, tienen grados de seguridad estructural que varían desde bajo el promedio hasta un grado de seguridad alta, tal y como se presenta en el siguiente cuadro resumen, para el método probabilista.

Tabla 97: Índices y Niveles de seguridad, de los puentes pertenecientes a la carretera Longitudinal de la Sierra provincia de Chota – Método de Confiabilidad Estructural. (Elaboración Propia)

Nombre de Estructura	Índices (β_{min}) / Nivel de Seguridad
Pontón Trancamayo	$\beta = 4.52$ / Bueno
Puente Potrero	$\beta = 5.80$ / Alto
Puente Chotano	$\beta = 6.49$ / Alto
Puente Retama	$\beta = 5.33$ / Alto
Puente Cullacmayo	$\beta = 5.94$ / Alto
Puente El Tayal	$\beta = 2.63$ / Bajo del Promedio
Puente Santa Isolina	$\beta = 3.31$ / Arriba del Promedio

- Los índices de capacidad estructural, correspondiente a las superestructuras de los puentes investigados, tienen grados de seguridad que en su mayoría son de un grado alto, con excepción de un puente que se determinó como regular. El detalle se presenta en el siguiente cuadro:

Tabla 98: Índices y Niveles de seguridad, de los puentes pertenecientes a la carretera Longitudinal de la Sierra provincia de Chota – Método de Capacidad Estructural. (Elaboración Propia)

Nombre de Estructura	Índices (RF) / Nivel de Seguridad
Pontón Trancamayo	RF= 1.76 / Alto
Puente Potrero	RF = 1.00 / Regular
Puente Chotano	RF = 4.78 / Alto
Puente Retama	RF = 1.46 / Alto
Puente Cullacmayo	RF = 1.73 / Alto
Puente El Tayal	RF = 1.29 / Alto
Puente Santa Isolina	RF = 1.38 / Alto

- El escenario de tráfico indagado de los vehículos pesados que circulan en tramo de la carretera Longitudinal de la Sierra del tramo que cruza la provincia de Chota, lo conforman 11 vehículos como son: C2, C3, C4, T2S1, T2S2, T2S3, T3S2, T3S3, C2R2, B2, B3
- La respuesta estructural está vinculada con el tipo de superestructura, es así que para el pontón Losa Trancamayo, la respuesta estructural se obtuvo para franja interna y franja externa. Para los puentes de vigas y losas, Potrero, Chotano, Retama, Cullacmayo y Santa Isolina se obtuvo la respuesta estructural considerando el tipo de sección y su interacción de monolitismo. Y Para el puente pórtico el Tayal, se obtuvo la respuesta para la losa evaluada en el extremo y el centro del vano.

5.2. RECOMENDACIONES.

Se recomienda para futuras investigaciones, realizar nuevos análisis de confiabilidad estructural y en contraste con los resultados obtenidos poder establecer una prognosis de las estructuras realizadas, para puentes de diversa forma de la superestructura.

Se sugiere investigar los factores de carga y resistencia, obtenidos de un estudio probabilísticos, para ser aplicado de manera determinística al diseño de superestructuras de puentes.

Se recomienda también, hacer investigaciones detalladas sobre los parámetros estadísticos de resistencia y solicitaciones, de manera particular para la situación del territorio peruano, contribuyendo a ampliar la escasa información para posteriores diseño y evaluaciones de estructuras.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICAS

- Álvarez, L; Castillo, R; & Vargas, L. 2014. Evaluación de La Capacidad de Carga Viva Vehicular de Puentes en Costa Rica. San José, Costa Rica: Publicaciones Congreso Nacional de Ingeniería. San José, Costa Rica. 14 p.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). 2001. A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. 2 ed. Washington DC, Estados Unidos. 942 p.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). 2013. The Manual Bridge Evaluation. 2 ed Rev. Washington DC, Estados Unidos. 588 p.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). 2014. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. 7 ed. Setiembre. Washington, Estados Unidos. 1704 p.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). 2017. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. 8 ed. Setiembre. Washington, Estados Unidos. 1781 p.
- American Society for Testing and Materials (ASTM). 2002. Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete. C-805. Estados Unidos. 3 p.
- Army Corps of Engineers. 1997. Engineering and design: Introduction to probability and reliability methods for use in geotechnical engineering. Washington, DC. Estados Unidos. 15 p.
- Barrantes. 2017. Evaluación del puente Pakamuros de la ciudad de Jaén, departamento de Cajamarca. Tesis titulación. Jaén, Cajamarca, Perú. 114p.
- Código Técnico de Edificación. 2009. Documento Básico. Seguridad Estructural. SE. España.
- Esparza, C. 2010. Curso de Mecánica de Sólido. Cajamarca. Perú. 874 p.
- Gao, L. 2007. Reliability Based Evaluation of Bridge Live Load Carrying. Tesis Doctoral. Washington, Estados Unidos. 14 p.
- Ghodoosipoor, F. 2013. Development of Deterioration Models for Bridge Decks Using System Reliability Analysis. Tesis doctoral. Montreal, Canada. 134 p.

- Gongkang Fu. 2012. Bridge Design and Evaluation. Ed. reprint. LRFD and LRFR. New Jersey, Estados Unidos. John Wiley & Sons. 456 p.
- Hindié, F.1999. Evaluation of existing bridges using advanced Reliability Methods. Tesis Doctoral. Montreal, Canadá. 125 p
- Hyo Kim, S; Gu Choi, J; Min Ham, S; Ho Heo, W. 2016. Reliability Evaluation of a PSC Highway Bridge Based on Resistance Capacity Degradation Due to a Corrosive Environment. Revista Applied Sciences. 1-16.
- MacGregor; Cornell. 1980. Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58. Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures. Washington DC, Estados Unidos. U.S. Department of Commerce. 236 p.
- Mc Cormac, J. 2001. Diseño de Concreto reforzado. 8 ed. México D.F, México. Alfaomega. 724 p.
- Melchers R; Beck, A. 2018. Structural Reliability Analysis and Prediction. 3 Ed. New Jersey, Estados Unidos. Wiley. 514 p.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC). 2003. Reglamento Nacional de Vehículos. Octubre. Lima, Perú. 119 p.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC). 2006. Guía para Inspección de Puentes. Marzo. Lima, Perú. 83 p.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC). 2016. Manual de Diseño de Puentes. Ed. rev. Diciembre. Lima, Perú. 699 p.
- Ministerio de Vivienda. 2009. Norma de Seguridad estructural, DB-SE. Ed rev. Abril. Madrid, España. 39 p.
- Muñoz, E; Daza, R; Salazar, F. 2002. Metodología de Evaluación Estructural de Puente Metálicos por Técnicas de Fiabilidad Estructural. Revista Ingeniería de Construcción. 17(1): 44-52
- National Cooperative Highway Research Program. 2003. Report 489. Design of Highway Bridge for Extreme Events. Washington DC, New York. U.S. Transportation Research Board. 175 p.
- Nilson, A. 2001. Diseño de Estructuras de Concreto. 12 Ed. Bogotá. Colombia. McGraw-Hill. 738 p.
- Novak, A.; Collins, K. 2000. Reliability of Structures. 1 ed. Estados Unidos: McGraw-Hill. 354 p.

- Nowak, A. 1993. Reliability-based evaluation of existing bridges. 67 (1993) Revista Estadounidense. 275 -282
- Nowak, A. 1999. NCHRP Report 368. Calibration of LRFD Bridge Design Code. Transportation Research Board. 222 p.
- Pourzeynali y Hosseinnezhad. 2009. Reliability Analysis of Bridge Structures for Earthquake Excitations. Teherán, Irán. Revista SCIENTIA IRANICA. 16(1): 1-15.
- PROVIAS. 2009. Estudio definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chongoyape – Cochabamba – Cajamarca. Tramo Chota – Bambamarca – Hualgayoc. Lima, Perú.
- PROVIAS. 2009. Estudio definitivo para la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chongoyape – Cochabamba – Cajamarca. Tramo Cochabamba -Chota. Lima, Perú.
- PROVIAS. 2016. Inventario Vial 2016. Lima, Perú.
- Taly, N. 2014. Highway Bridge Superstructure Engineering LRFD Approaches to Design and Analysis. 1 Ed. New York, Estados Unidos. Taylor & Francis Group. 959 p.
- Terrones, G. 2014. Evaluación De Las Fallas Estructurales Del Puente Sobre el rio Colpamayo En La Red Vial Bambamarca. Tesis titulación. Chota, Cajamarca, Perú. 170 p.
- Torres, A; Martínez, M. 2001. Diseño de Estructuras de Concreto con Criterios de Durabilidad. Publicación Técnica. Sanfandila, México. 89 p.
- Trujillo, J. 2009. Diseño de puentes. 3 Ed. Bogotá. Colombia. U. Industrial de Santander. 289 p.
- Umpire, J. 2015. Evaluación estructural del Puente Nochóz en el tramo II- Villa Rica - Puerto Bermúdez - Oxapampa. Tesis de Titulación. Lima, Perú. 73 p.
- Venegas y Chio. 2014. Estimación del índice de confiabilidad β de las vigas de un puente usando conteos de tráfico real (TPDS) mediante simulación. Revista Colombiana Tecnura. 18 (42). 78 – 89.
- Villarreal, G. 2009. Análisis Estructural. s/n ed. Lima, Perú. 327 p.
- Wiśniewski, D. 2007. Safety Formats for the Assessment of Concrete Bridges with special focus on precast concrete. Tesis Doctoral, Guimaraes, Portugal.
- Zlatko Šavor y Marta Šavor. 2014. Procedures for reliability assessment of existing bridges. Zagreb. Revista Crota Građevinar. 6 (65). 557 -562.

ANEXOS

ANEXO I: FOTOGRAFÍAS DE LOS PUENTES INVESTIGADOS EN LA TESIS

Fotografía 01: Vista Panorámica de la estructura del puente losa del pontón
Trancamayo



Fotografía 02: Estructura del puente losa del pontón Trancamayo



Fotografía 03: Vista Panorámica de la estructura del puente Viga Losa el
Potrero



Fotografía 04: Ensayo de esclerometría en viga interior del puente Potrero



Fotografía 05: Vista Panorámica de la estructura del puente Chotano



Fotografía 06: Elementos estructurales, vigas y losas, del puente Chotano



Fotografía 07: Vista Panorámica de la estructura del puente Retama



Fotografía 08: Elementos estructurales del puente Retama



Fotografía 09: Vista Panorámica de la estructura del puente Cullacmayo



Fotografía 10: Vista Panorámica de la estructura del puente Cullacmayo



Fotografía 11: Vista Panorámica de la estructura del puente El Tayal



Fotografía 12: Vista Panorámica de la estructura del puente El Tayal



Fotografía 13: Vista Panorámica de la estructura del puente Santa Isolina



Fotografía 14: Elementos Estructurales del puente Santa Isolina



Fotografía 15: Verificación de las dimensiones de la estructura in situ.



Fotografía 16: Verificación de las dimensiones de la estructura in situ.



Fotografía 17: Tesista realizando ensayos de Esclerometría



Fotografía 18 - 19: Recolección de información de Tránsito vehicular pesado





ANEXO II: HOJAS DE CÁLCULO DEL ANÁLISIS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL

Se presentan el modelo analítico de las hojas de cálculo desarrolladas en Microsoft Excel y el Software Crystal Ball, con la finalidad de brindar el soporte y la información para quienes desean repetir el análisis. Presentándose:

- Hoja de Cálculo para Análisis de Confiabilidad Estructural
- Hoja de Cálculo para Análisis de Capacidad Estructural

HOJA DE CÁLCULO DE ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

Puente Investigado: Ubicación : Km:

Elemento Estructural: Tipo de Solicitación: (Momento / Cortante)

Software Empleado: Oracle Crystal Ball Análisis: Jorge Silva Campos

Leyenda	
Celda	Significado
	Ingresar Información
	Definir Suposición
	Definir Previsión

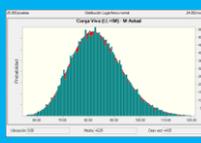
Fecha:/...../.....

1) DATOS DE INGRESO

De la Tabla N°25 Y N° 26

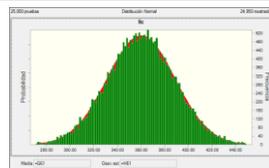
1.1 Datos de Solicitación

Carga	DISTRIBUC.	FUERZA	Bias	CV	Media	Des. Est	Suposición
Peso Propio (DC)	Normal	S1	λ_1	Cv1	$S1*\lambda_1$	$S1*\lambda_1*Cv1$	SUP _{DC}
Superficie (DW)	Normal	S2	λ_2	Cv2	$S2*\lambda_2$	$S2*\lambda_2*Cv2$	SUP _{DW}
Baranda (DC)	Normal	S3	λ_3	Cv3	$S3*\lambda_3$	$S3*\lambda_3*Cv3$	SUP _{DM}
Peatonal (PL)	Lognormal	S4	λ_4	Cv4	$S4*\lambda_4$	$S4*\lambda_4*Cv4$	SUP _{PL}
Carga Viva (LL+IM) - DISEÑO	Lognormal	S5	λ_5	Cv5	$S5*\lambda_5$	$S5*\lambda_5*Cv5$	SUP _{LLD}
Carga Viva (LL+IM) - ACTUAL	Lognormal	S6	λ_6	Cv6	$S6*\lambda_6$	$S6*\lambda_6*Cv6$	SUP _{LLA}



Definir suposiciones
Crystal Ball

1.2 Datos de Resistencia

Parámetro	DISTRIBUC.	Nominal	Bias	CV	Media	Des. Est	Suposición
Asb	Nominal	R1	---	---	---	---	
Ast	Nominal	R2	---	---	---	---	
Asp	Nominal	R3	---	---	---	---	
b	Nominal	R4	---	---	---	---	
d	Nominal	R5	---	---	---	---	
fy	Normal	R6	λ_7	Cv7	$R6*\lambda_7$	$R6*\lambda_7*Cv7$	SUP _{fy}
Fy	Normal	R7	λ_8	Cv8	$R7*\lambda_8$	$R7*\lambda_8*Cv8$	SUP _{Fy}
Fpu	Normal	R8	λ_9	Cv9	$R8*\lambda_9$	$R8*\lambda_9*Cv9$	SUP _{Fpu}
fc	Normal	R9	λ_{10}	Cv10	$R9*\lambda_{10}$	$R9*\lambda_{10}*Cv_{10}$	SUP _{fc}

Definir Suposiciones
Crystal Ball

* De faltar algún dato de la resistencia Incluir

2) ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD DEL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURAL

2.1 MODELO DE SOLICITACIÓN

Parámetro	Valor Nominal	Previsión
Solicitación (S)	$S1= SUP_{DC}+SUP_{DW}+SUP_{DM}+SUP_{PL}+SUP_{LLD}$	Definir Previsión Prev1=S1

De la Tabla N°1

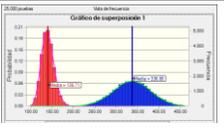
2.2 MODELO DE RESISTENCIA

Parámetro	DISTRIBUC.	Nominal	Bias	CV	Media	Des. Est	Previsión
Resistencia Nominal (Rn)	Normal	RN	$\lambda 11$	Cv12	$RN*\lambda 11$	$RN*\lambda 11*Cv12$	Definir Previsión: Prev2

Rn: Se calcula con los Valores Nominales de Resistencia (R1,R2,R3 ... R9) y reemplazando los valores en las ecuaciones (2.7) - (2.21)

2.3 MÁRGEN DE SEGURIDAD

Prev3=Prev2-Prev1	Solicitación		Resistencia		Margen de Seguridad		
Luego de realizar la Simulación de Montecarlo	Media	Des. Est	Media	Des. Est	Media	Des. Est	Índice β
	#1	#2	#2	#4	#5	#6	$\beta=#5/#6$
Resultados de la previsión:	Prev1		Prev2		Prev3		



3) ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD DEL DESEMPEÑO ACTUAL DE ELEMENTOS ESTRUCTURAL

3.1 MODELO DE SOLICITACIÓN

Parámetro	Valor Nominal	Previsión
Solicitación (S)	$S2= SUP_{DC}+SUP_{DW}+SUP_{DM}+SUP_{PL}+SUP_{LLA}$	Definir Previsión Prev4=S2

3.2 MODELO DE RESISTENCIA

Parámetro	Previsión
Resistencia Nominal (Rn)	Definir Previsión: Prev5

Rn: Se calcula con valores Nominales (R1,R2,...,R5), Supociones ($SUP_{fy}, SUP_{fc}, \dots$, etc) y reemplazando los valores en las ecuaciones (2.7) - (2.21)

3.3 MÁRGEN DE SEGURIDAD

Prev6=Prev5-Prev4	Solicitación		Resistencia		Margen de Seguridad		
Luego de realizar la Simulación de Montecarlo	Media	Des. Est	Media	Des. Est	Media	Des. Est	Índice β
	#7	#8	#9	#10	#11	#12	$\beta=#11/#12$
Resultados de la previsión:	Prev4		Prev5		Prev6		



HOJA DE CÁLCULO DE ANÁLISIS DE CAPACIDAD ESTRUCTURAL

Puente Investigado: Ubicación : Km:

Elemento Estructural: Fecha:/...../.....

Software Empleado: Microsoft Excel

1.0 Datos de Solicitud

Carga	Momento	Cortante
Peso Propio (DC)	M1	V1
Superficie (DW)	M2	V2
Baranda (DC)	M3	V3
Peatonal (PL)	M4	V4
Carga Viva (LL+IM) - DISEÑO	M5	V5
Carga Viva (LL+IM) - ACTUAL	M6	V6

Información
Obtenida del
Análisis
Estructural
Computarizado

2.0 Datos de Resistencia

Carga	Momento	Cortante
Asb	D1	D11
Ast	D2	D12
Asp	D3	D13
b	D4	D14
d	D5	D15
fy	D6	D16
Fy	D7	D17
Fpu	D8	D18
fc	D9	D19
Separación Refuerzo	D10	D20

Datos de los recabados en
campo y planos de detalle
estructural

2.0 Datos de Resistencia

Evaluación Capacidad Estructural (RF)	Momento	Cortante
ELEMENTO EVALUADO:		
i) Cargas (S):		
Tipo de Carga	Factores Carga (γ)	Valor
		(Tn-m)
		(Tn)
Carga Muerta (DC)	γ_1	$\gamma_1*(M1+M3)$
Carga Superficie (DW)	γ_2	γ_2*M2
Carga Peatonal (PL)	γ_3	γ_3*M4
Carga Viva HL93 (LL+IM)- Inventario	γ_4	γ_4*M5
Carga Viva HL93 (LL+IM)- Operación	γ_5	γ_5*M6
ii) Capacidad de Resistencia (R)		
Resistencia	Factores Resistencia (ϕ)	Valor
		(Tn-m)
		(Tn)
Resistencia Nominal (Rn)	ϕ_1 ϕ_2 ϕ_3	$\phi_1*\phi_2*\phi_3*Rn$
		$\phi_1*\phi_2*\phi_3*Rn$
iii) Factor o Índice de Capacidad Estructural (RF)		
Cargas de Diseño	Inventario	$(\phi_1*\phi_2*\phi_3*Rn - \gamma_1*(M1+M3) - \gamma_2*M2 - \gamma_3*M4) / \gamma_4*M5$
	Operación	$(\phi_1*\phi_2*\phi_3*Rn - \gamma_1*(M1+M3) - \gamma_2*M2 - \gamma_3*M4) / \gamma_5*M6$

Cálculo de Rn
con los valores
D1, D2, ..., D20
y con las ecu
2.7-2.21

ANEXO III: AFORO VEHICULAR

Se presentan los resultados de los aforos vehiculares, que sirvieron para determinar los vehículos de trafican en la carretera Longitudinal de la Sierra, en el tramo que recorre la provincia de Chota.

AFORO VEHICULAR

Tesis: "ÍNDICES DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL EN PUENTES DE LA CARRETERA LONGITUDINAL DE LA SIERRA
PROVINCIA DE CHOTA"

Tramo de la Carretera: Km 165 Longitudinal de la Sierra

Sentido Ambos Sentidos

Ubicación Puente el Potrero

Lugar : Chota - Chota - Cajamarca

Elaborado: Jorge Manuel Silva Campos

Fecha: Lunes 03/09/2018

HORA	TIPO DE VEHÍCULO																
	Liviano	B2	B3	C2	C3	C4	8x4	T2S1	T2S2	T2S3	T3S1	T3S2	T3S3	C2R2	C2R3	C3R2	C3R3
7:00 - 7:30	11	3	1	4	3	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7:30 - 8:00	6	2	1	3	0	0	2	0	0	2	0	2	1	0	0	0	0
8:00 - 8:30	4	0	0	6	2	1	0	1	1	0	1	1	0	1	0	0	0
8:30 - 9:00	6	1	0	3	2	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
12:00-12:30	12	2	0	0	2	2	0	0	2	2	0	0	0	0	0	0	0
12:30-13:00	14	1	0	2	0	0	0	0	0	1	0	1	1	0	0	0	0
13:00-13:30	9	0	2	1	2	0	2	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0
13:30 -14:00	14	0	1	3	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
17:00-17:30	6	0	0	4	1	1	1	2	0	1	0	0	1	0	0	0	0
17:30-18:00	5	0	0	2	1	0	1	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0
18:00-18:30	12	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
18:30 - 19:00	9	2	2	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	108	13	7	28	13	4	8	4	5	6	2	6	5	1	0	0	0
210																	

*Nota: el intervalo horario de aforo vehicular es 30 min, dado a que se desea conocer cuales son los vehículos pesados que transitan por la carretera.

AFORO VEHICULAR

Tesis: "ÍNDICES DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL EN PUENTES DE LA CARRETERA LONGITUDINAL DE LA SIERRA

Tramo de la Carretera: Km 140 Longitudinal de la Sierra

Sentido Ambos Sentidos

Ubicación Puente Retama

Lugar : Lajas - Chota - Cajamarca

Elaborado: Jorge Manuel Silva Campos

Fecha: Miercoles 05/09/2018

HORA	TIPO DE VEHÍCULO																
	Liviano	B2	B3	C2	C3	C4	8x4	T2S1	T2S2	T2S3	T3S1	T3S2	T3S3	C2R2	C2R3	C3R2	C3R3
7:00 - 7:30	8	2	0	3	3	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0
7:30 - 8:00	9	3	1	2	1	0	2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
8:00 - 8:30	3	0	0	1	1	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
8:30 - 9:00	8	1	0	1	1	0	1	0	1	1	0	0	1	0	0	0	0
12:00-12:30	16	1	0	0	0	0	0	2	0	1	0	0	1	0	0	0	0
12:30-13:00	10	0	0	2	1	0	1	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0
13:00-13:30	7	1	2	0	1	0	0	0	1	0	0	2	0	0	0	0	0
13:30 -14:00	7	1	0	2	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0
17:00-17:30	16	0	0	2	2	1	1	2	0	1	0	0	0	0	0	0	0
17:30-18:00	9	0	0	0	0	1	2	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0
18:00-18:30	8	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
18:30 - 19:00	13	1	2	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	114	11	5	15	11	2	9	5	4	4	2	6	4	0	0	0	0
192																	

*Nota: el intervalo horario de aforo vehicular es 30 min, dado a que se desea conocer cuales son los vehículos pesados que transitan por la carretera.

AFORO VEHICULAR

Tesis: "ÍNDICES DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL EN PUENTES DE LA CARRETERA LONGITUDINAL DE LA SIERRA

Tramo de la Carretera: Km 124 Longitudinal de la Sierra

Sentido Ambos Sentidos

Ubicación Puente Santa Isolina

Lugar : Cochabamba - Chota - Cajamarca

Elaborado: Jorge Manuel Silva Campos

Fecha: Viernes 07/09/2018

HORA	TIPO DE VEHÍCULO																
	Liviano	B2	B3	C2	C3	C4	8x4	T2S1	T2S2	T2S3	T3S1	T3S2	T3S3	C2R2	C2R3	C3R2	C3R3
7:00 - 7:30	6	1	1	2	0	0	0	0	0	1	0	0	2	0	0	0	0
7:30 - 8:00	7	2	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8:00 - 8:30	4	0	0	0	1	0	1	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0
8:30 - 9:00	6	2	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0
12:00-12:30	6	1	0	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12:30-13:00	5	0	1	1	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13:00-13:30	2	1	0	0	0	0	2	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
13:30 -14:00	6	0	0	1	1	0	0	0	0	1	1	1	2	0	0	0	0
17:00-17:30	9	1	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17:30-18:00	4	0	1	2	0	0	1	0	1	0	0	1	1	0	0	0	0
18:00-18:30	5	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
18:30 - 19:00	8	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	68	9	5	10	5	1	7	3	3	3	1	5	5	0	0	0	0
125																	

*Nota: el intervalo horario de aforo vehicular es 30 min, dado a que se desea conocer cuales son los vehículos pesados que transitan por la carretera.

AFORO VEHICULAR

Tesis: "ÍNDICES DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL EN PUENTES DE LA CARRETERA LONGITUDINAL DE LA SIERRA

Tramo de la Carretera: Km 165 Longitudinal de la Sierra

Sentido Ambos Sentidos

Ubicación Puente Chotano - "Oscar Burga"

Lugar : Chota - Chota - Cajamarca

Elaborado: Jorge Manuel Silva Campos

Fecha: Domingo 09/09/2018

HORA	TIPO DE VEHÍCULO																
	Liviano	B2	B3	C2	C3	C4	8x4	T2S1	T2S2	T2S3	T3S1	T3S2	T3S3	C2R2	C2R3	C3R2	C3R3
7:00 - 7:30	15	4	2	6	4	0	0	1	0	1	0	1	0	0	0	0	0
7:30 - 8:00	8	3	2	4	0	0	2	0	0	3	0	3	1	1	0	0	0
8:00 - 8:30	6	1	2	8	3	1	1	1	1	1	1	2	0	1	0	0	0
8:30 - 9:00	8	1	0	4	3	0	1	0	0	0	2	1	1	0	0	0	0
12:00-12:30	17	3	0	0	4	2	0	0	3	3	1	0	0	1	0	0	0
12:30-13:00	19	1	0	3	0	0	1	0	0	1	0	2	1	0	0	0	0
13:00-13:30	12	1	3	1	3	0	2	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0
13:30 -14:00	19	0	1	4	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
17:00-17:30	8	0	0	6	1	1	1	3	0	1	0	0	1	0	0	0	0
17:30-18:00	7	0	0	3	2	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0
18:00-18:30	17	2	2	0	2	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
18:30 - 19:00	12	2	2	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	148	18	14	39	22	4	9	5	6	10	5	11	5	3	0	0	0
299																	

*Nota: el intervalo horario de aforo vehicular es 30 min, dado a que se desea conocer cuales son los vehículos pesados que transitan por la carretera.

ANEXO IV: PLANOS DE LOS PUENTES EVALUADOS.

Se presentan los planos de las superestructuras de los puentes evaluados en la investigación, estos se han sido elaborados, de manera que se ha extraído la información más relevante de las estructuras, con la finalidad de modelar la estructura para su respectivo Análisis en CSI Bridge y análisis de la respuesta resistente de cada elemento.

La fuente de dichos planos son de la entidad PROVIAS NACIONAL (2009), enumerándose el contenido como sigue:

Pontón Trancamayo

- Plano 01: Vistas del Pontón Trancamayo
- Plano 02: Refuerzo en la Losa del Pontón Trancamayo

Puente Potrero

- Plano 03: Vistas del puente Potrero
- Plano 04: Refuerzo en Vigas y Losas del Puente Potrero

Puente Chotano (Actualmente Oscar Burga)

- Plano 05: Vistas del puente Chotano – Oscar Burga
- Plano 06: Vigas metálicas del puente Chotano – Oscar Burga
- Plano 07: Armadura de la Losa del puente Chotano – Oscar Burga

Puente Retama

- Plano 08: Vistas del puente Retama
- Plano 09: Refuerzo en Vigas y Losas del Puente Retama

Puente Cullacmayo

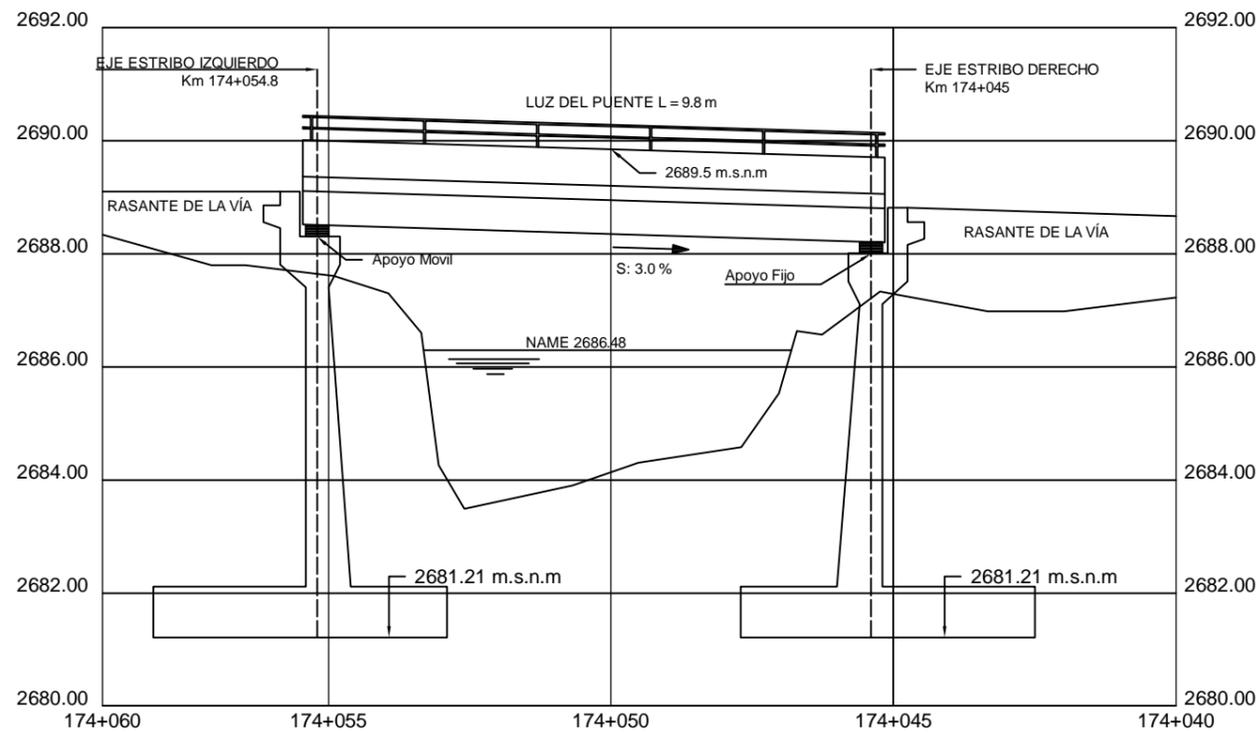
- Plano 10: Vistas del puente Cullacmayo
- Plano 11: Refuerzo en Vigas y Losas del Puente Cullacmayo

Puente El Tayal

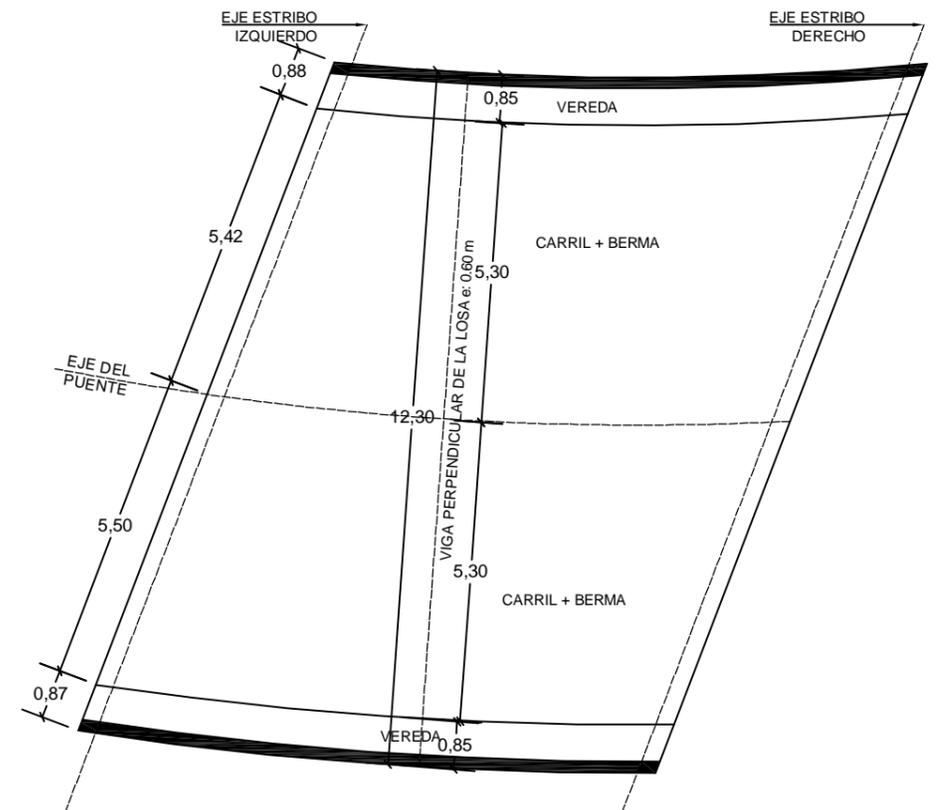
- Plano 12: Vistas del puente El Tayal
- Plano 13: Refuerzo en la Losa del Puente El Tayal

Puente Santa Isolina

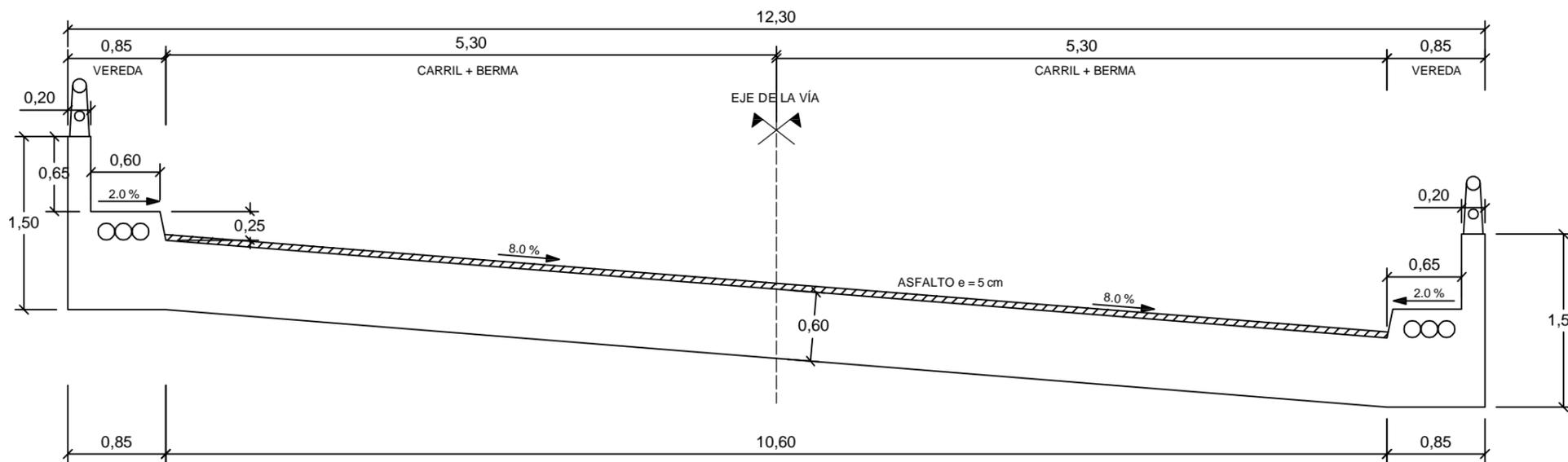
- Plano 14: Vistas del puente Santa Isolina
- Plano 15: Refuerzo en Vigas y Losas del Puente Santa Isolina



VISTA LONGITUDINAL
ESC: 1/125



VISTA EN PLANTA
ESC: 1/125



SECCIÓN TRANSVERSAL
ESC: 1/50



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis: Índices de Seguridad Estructural en Puente de la Carretera Longitudinal de la Sierra Provincia de Chota

Plano: Vistas del Pontón Trancamayo

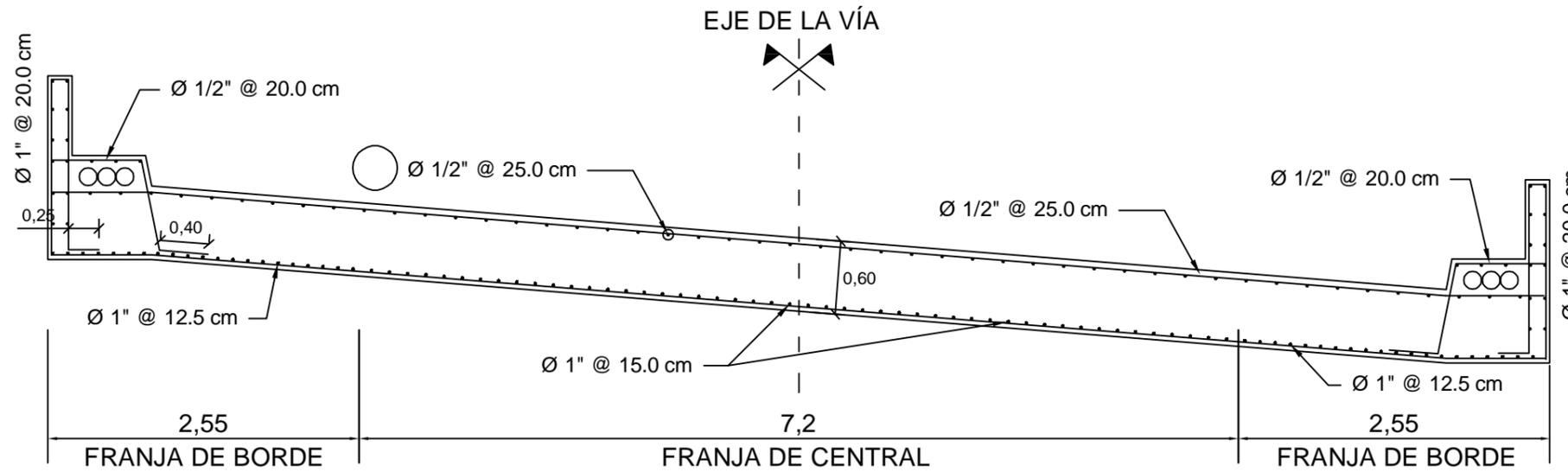
Bachiller: Jorge Manuel Silva Campos

Asesor: Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno

Escala: Indicadas Fecha: Cajamarca, octubre 2018

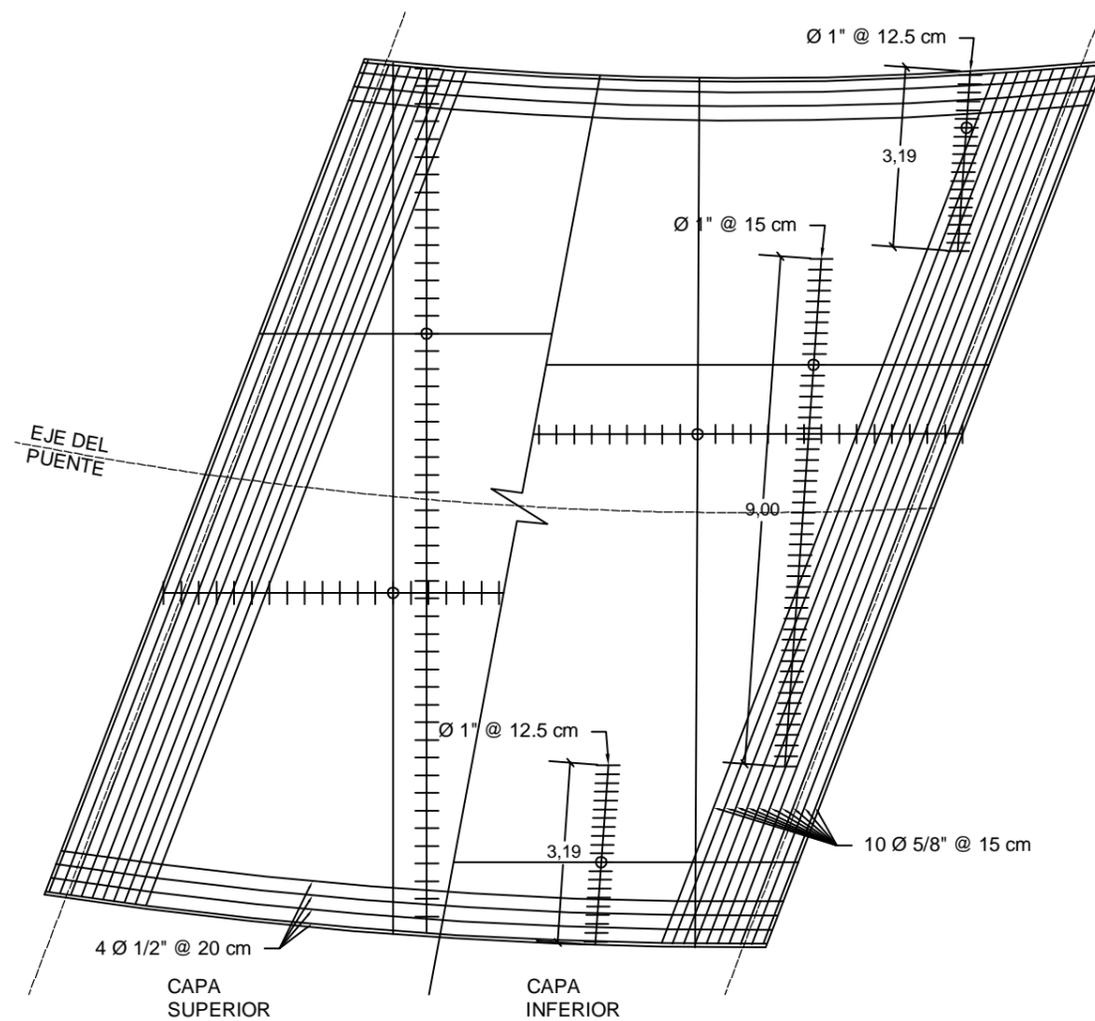
PLANO N°

01



REFUERZO DE LOSA - VISTA SECCIONAL

ESC: 1/50



REFUERZO DE LOSA - VISTA EN PLANTA

ESC: 1/100

Ø	Longitud de Empalme				Longitud de Gancho
	Elementos en Compresión		Elementos en Compresión		
	f'c 210 Kg/cm ²	f'c 280 Kg/cm ²	f'c 210 Kg/cm ²	f'c 280 Kg/cm ²	Long (cm)
3/8"	30.00	30.00	60.00	60.00	15.00
1/2"	40.00	40.00	80.00	70.00	20.00
5/8"	50.00	50.00	100.00	80.00	25.00
3/4"	60.00	60.00	120.00	100.00	30.00
1"	80.00	70.00	190.00	160.00	40.00

No se deberá traslapar más del 50% del refuerzo de una capa en un misma sección transversal.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS		
ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES: LRFD 2007. SOBRECARGA VERMICULAR: HL-93		
MATERIALES		
LOSA:		
Concreto	:	280 Kg/cm ²
Acero	:	4200 Kg/cm ²
RECUBRIMIENTO		
LOSAS	Capa Superior	Capa Inferior
Recubrimiento	4 cm	4 cm



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis: Índices de Seguridad Estructural en Puente de la Carretera Longitudinal de la Sierra Provincia de Chota

Plano: Refuerzo en la Losa del pontón Trancamayo

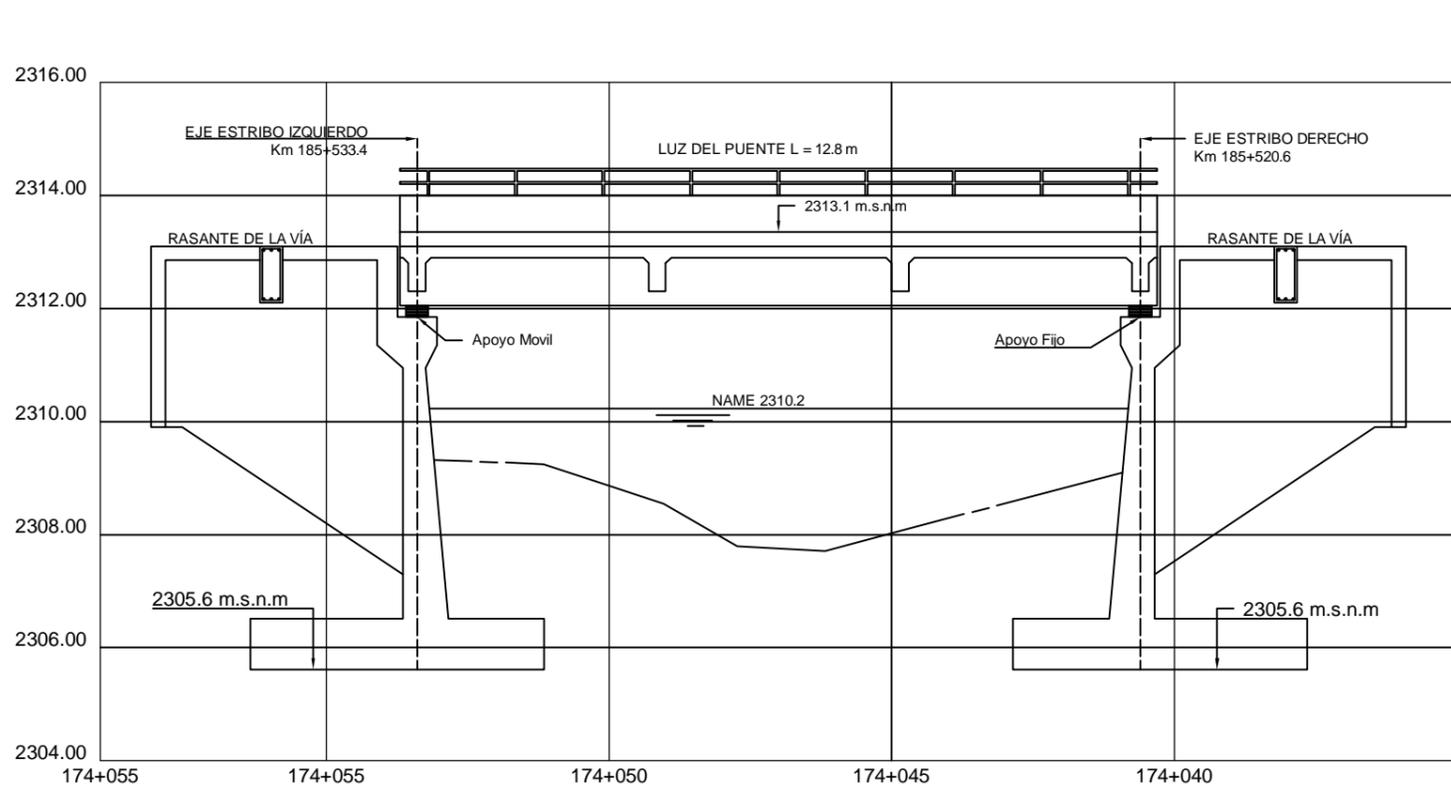
Bachiller: Jorge Manuel Silva Campos

Asesor: Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno

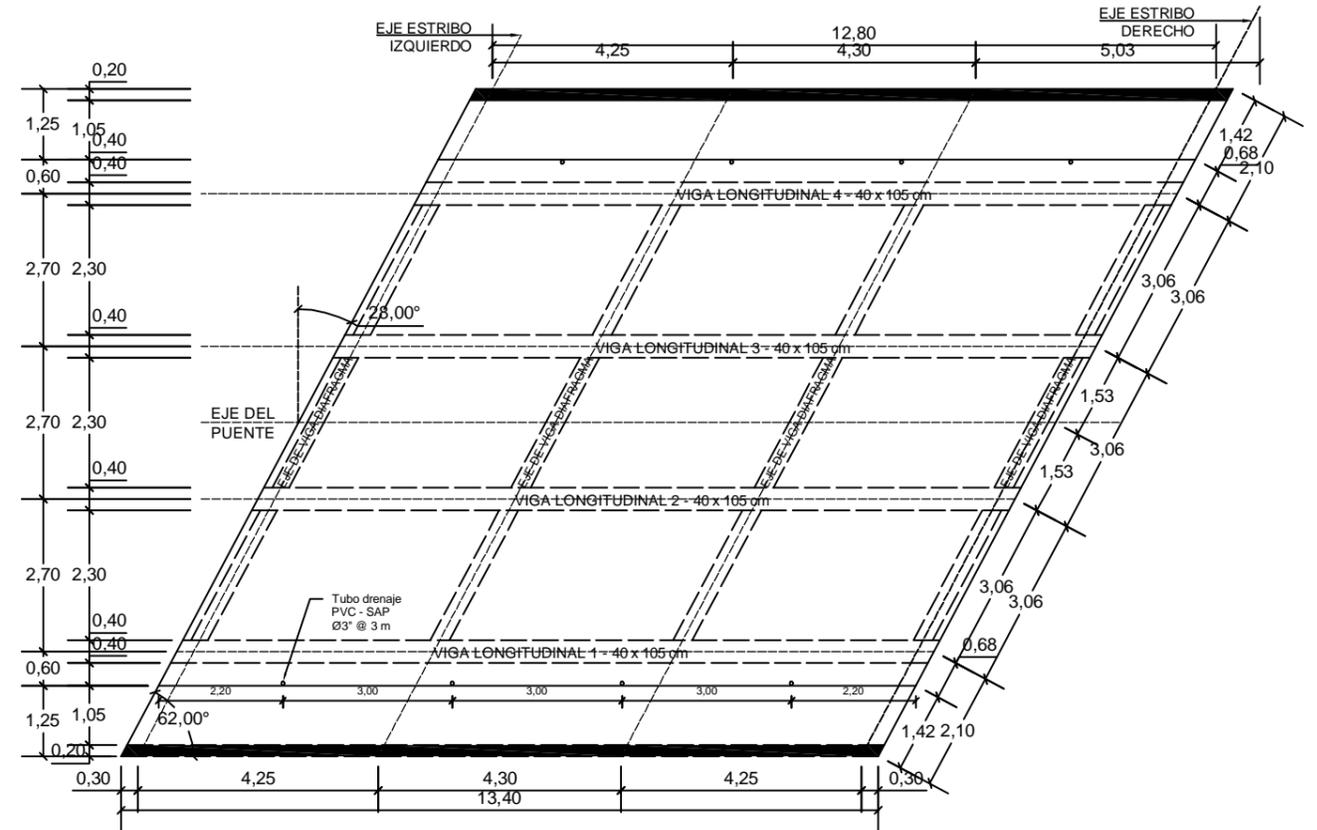
Escala: Indicadas Fecha: Cajamarca, octubre 2018

PLANO N°

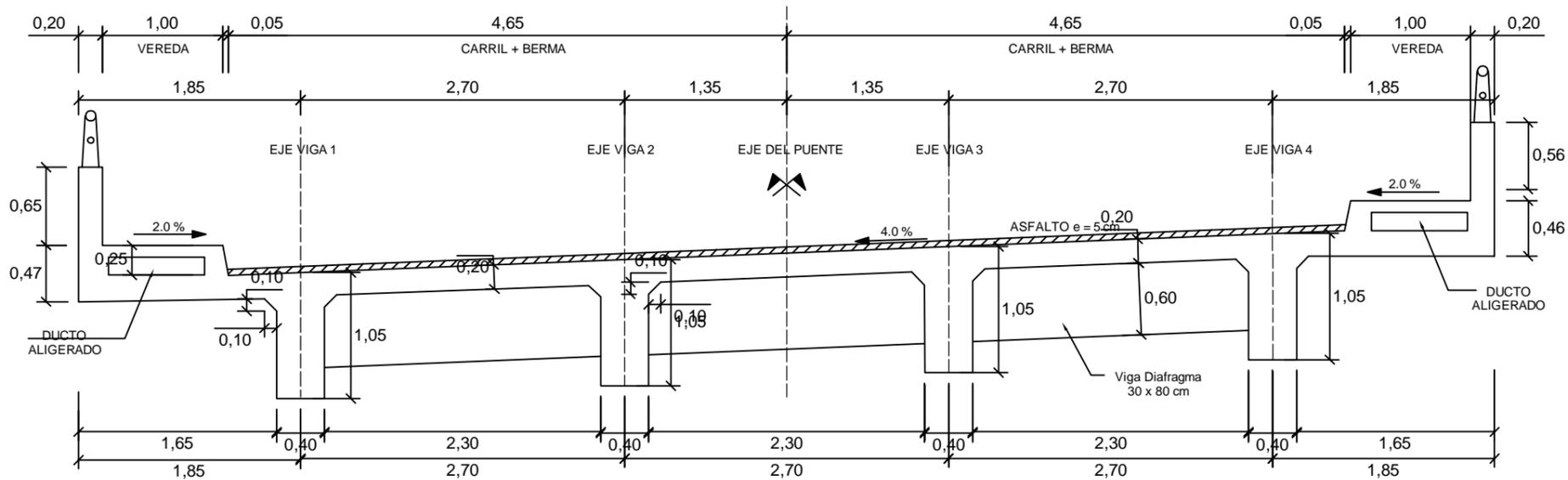
02



VISTA LONGITUDINAL
ESC: 1/125



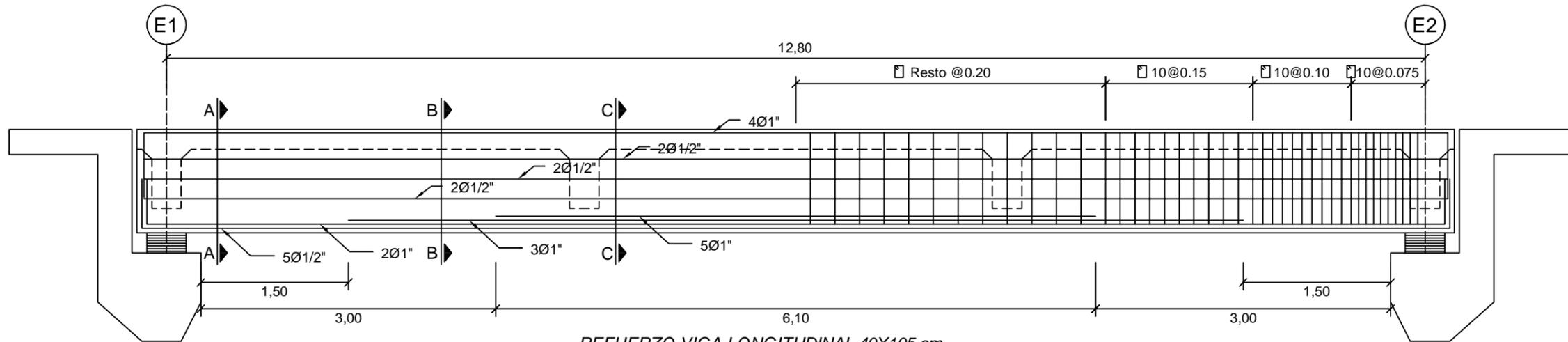
VISTA EN PLANTA
ESC: 1/125



SECCIÓN TRANSVERSAL
ESC: 1/50

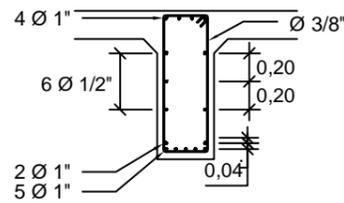


UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
Tesis: Índices de Seguridad Estructural en Puente de la Carretera Longitudinal de la Sierra Provincia de Chota	
Plano: Vistas del Puente Potrero	
Bachiller: Jorge Manuel Silva Campos	PLANO N° 03
Asesor: Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno	
Escala: Indicadas	Fecha: Cajamarca, octubre 2018



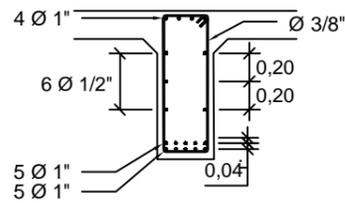
REFUERZO VIGA LONGITUDINAL 40X105 cm

ESC: 1/50



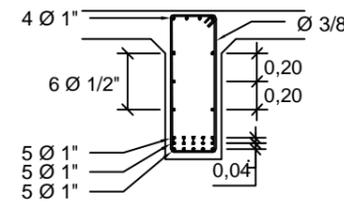
SECCIÓN A-A

ESC: 1/50



SECCIÓN B-B

ESC: 1/50

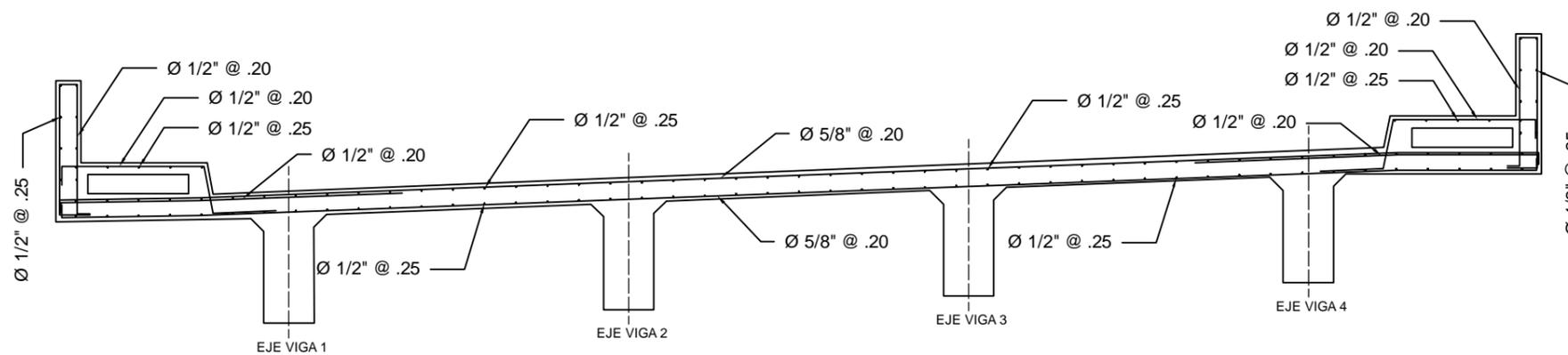


SECCIÓN C-C

ESC: 1/50

Ø	Longitud de Empalme				Longitud de Gancho
	Elementos en Compresión		Elementos en Tracción		
	f'c 210 Kg/cm ²	f'c 280 Kg/cm ²	f'c 210 Kg/cm ²	f'c 280 Kg/cm ²	Long (cm)
3/8"	30.00	30.00	60.00	60.00	15.00
1/2"	40.00	40.00	80.00	70.00	20.00
5/8"	50.00	50.00	100.00	80.00	25.00
3/4"	60.00	60.00	120.00	100.00	30.00
1"	80.00	70.00	190.00	160.00	40.00

No se deberá traslapar más del 50% del refuerzo de una capa en una misma sección transversal.



REFUERZO DE LA LOSA

ESC: 1/50

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS		
ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES: LRFD 2007. SOBRECARGA VERMICULAR: HL-93		
MATERIALES		
VIGAS:		
Concreto	:	280 Kg/cm ²
Acero	:	4200 Kg/cm ²
LOSAS:		
Concreto	:	280 Kg/cm ²
Acero	:	4200 Kg/cm ²
RECUBRIMIENTO		
VIGAS	Capa Superior	Capa Inferior
Recubrimiento	4 cm	5 cm
LOSAS	Capa Superior	Capa Inferior
Recubrimiento	4 cm	5 cm



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis: Índices de Seguridad Estructural en Puente de la Carretera Longitudinal de la Sierra Provincia de Chota

Plano: Refuerzo en Vigas y Losas del Puente Potrero

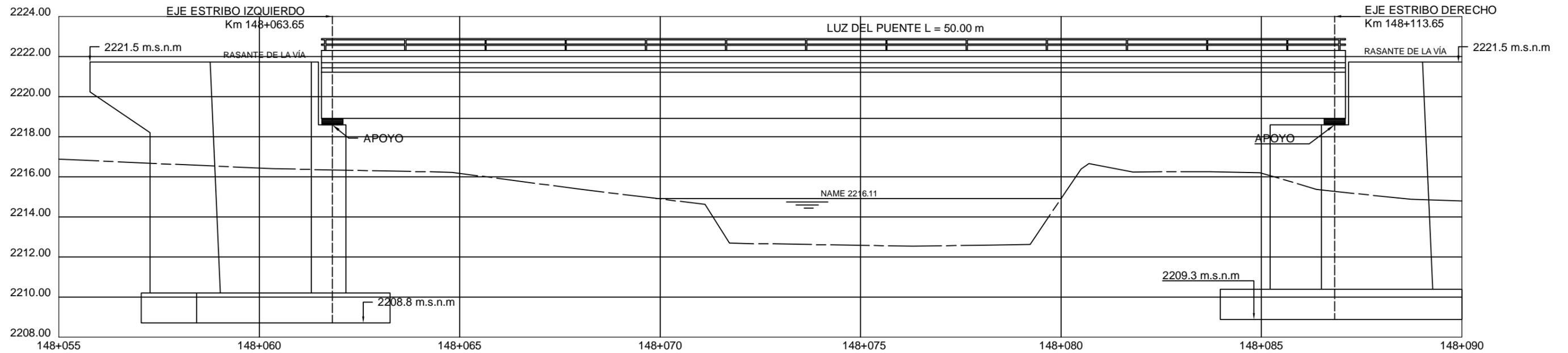
Bachiller: Jorge Manuel Silva Campos

Asesor: Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno

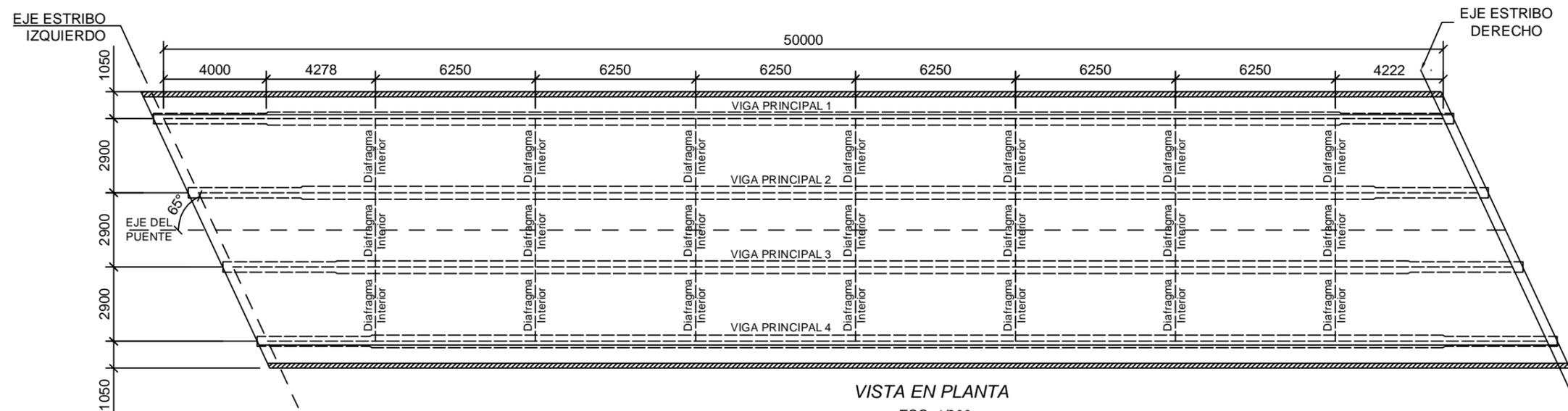
Escala: Indicadas Fecha: Cajamarca, octubre 2018

PLANO N°

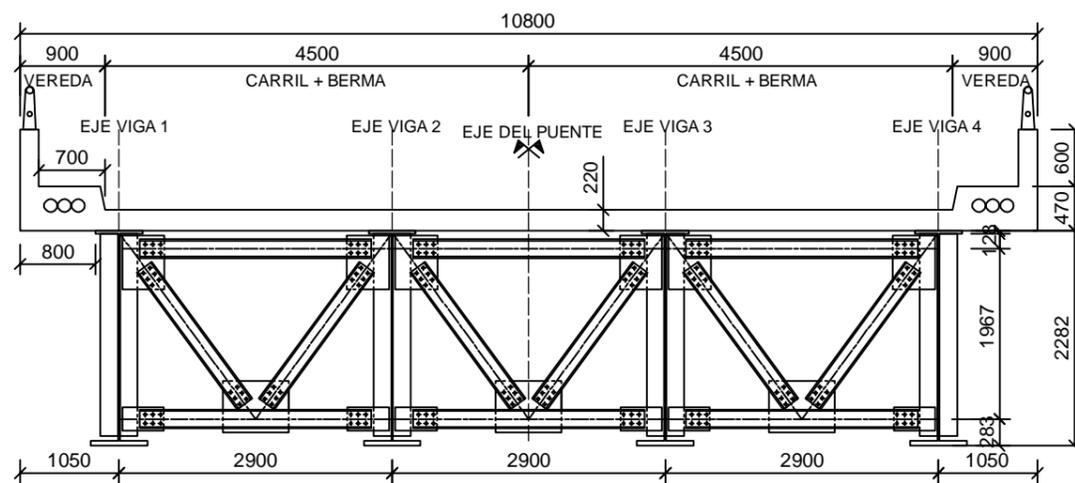
04



VISTA LONGITUDINAL
ESC: 1/200



VISTA EN PLANTA
ESC: 1/200



SECCIÓN TRANSVERSAL
ESC: 1/75



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis: Índices de Seguridad Estructural en Puente de la Carretera Longitudinal de la Sierra Provincia de Chota

Plano: Vistas del Puente Chotano - Oscar Burga

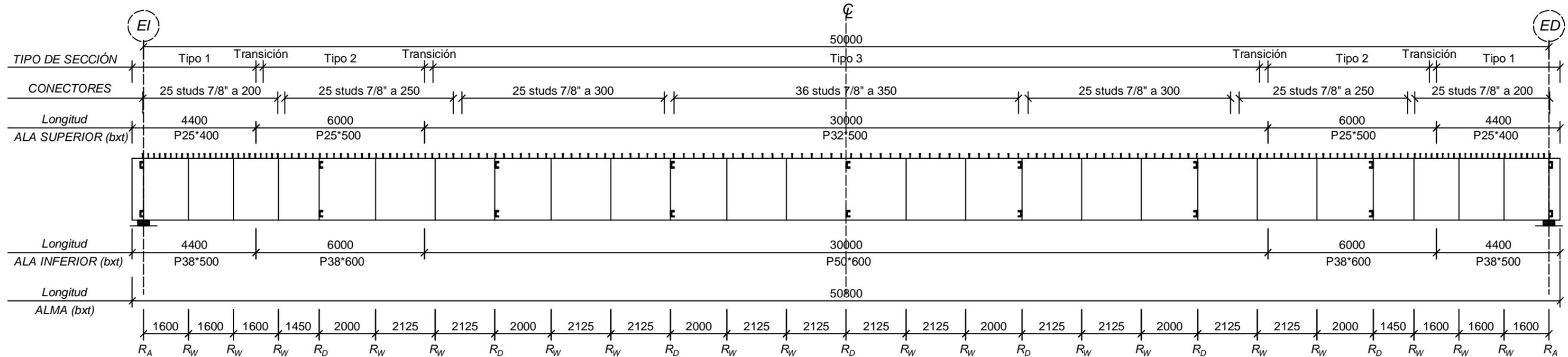
Bachiller: Jorge Manuel Silva Campos

Asesor: Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno

Escala: Indicadas Fecha: Cajamarca, octubre 2018

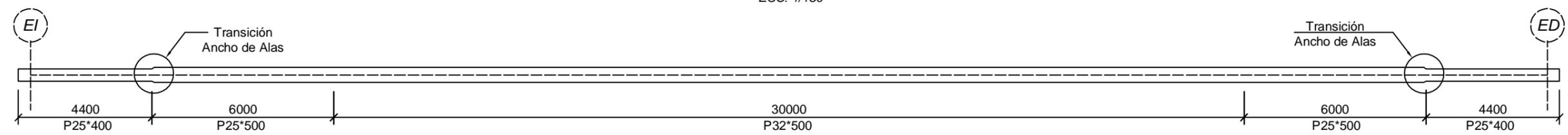
PLANO N°

05

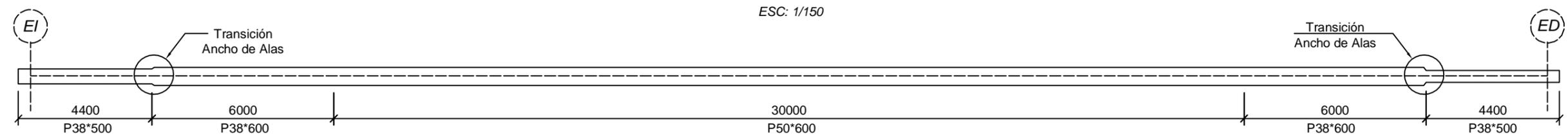


R_A : Rigidizador en Apoyos
 R_D : Rigidizador en Diafragma
 R_W : Rigidizador del Alma

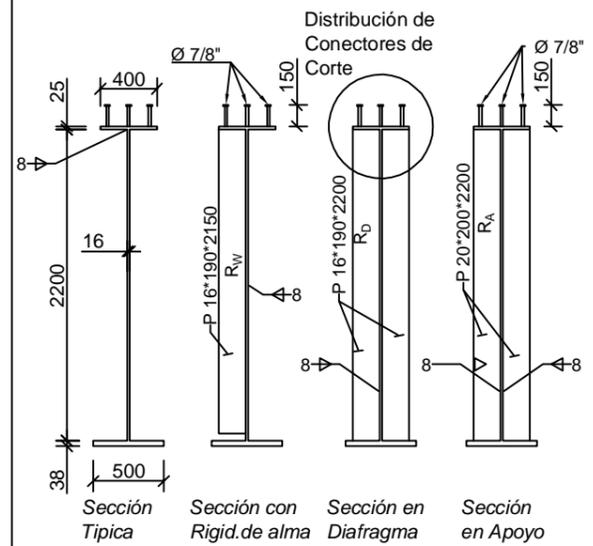
ELEVACIÓN LONGITUDINAL - VIGA METÁLICA
ESC: 1/150



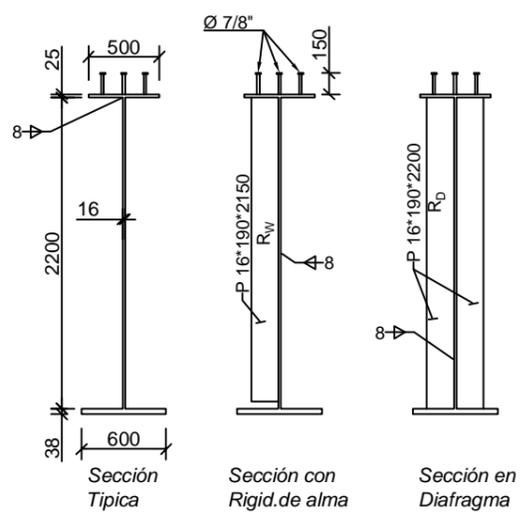
PLANTA ALA SUPERIOR
ESC: 1/150



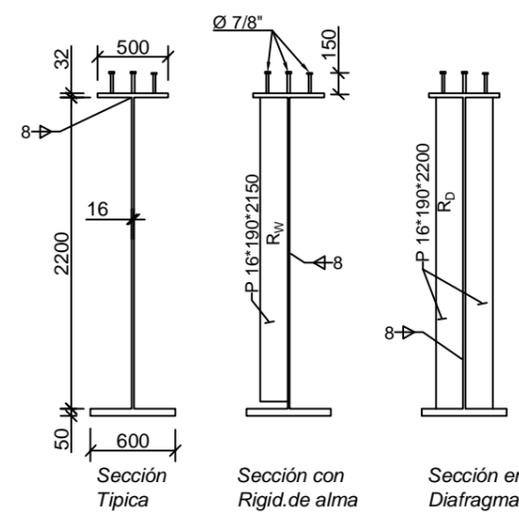
PLANTA ALA INFERIOR
ESC: 1/150



SECCIÓN TIPO 1
ESC: 1/50



SECCIÓN TIPO 2
ESC: 1/50

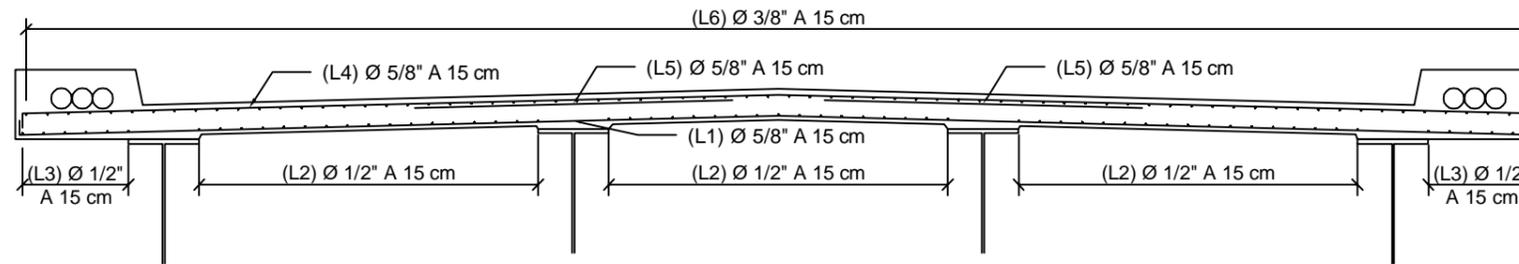


SECCIÓN TIPO 3
ESC: 1/50

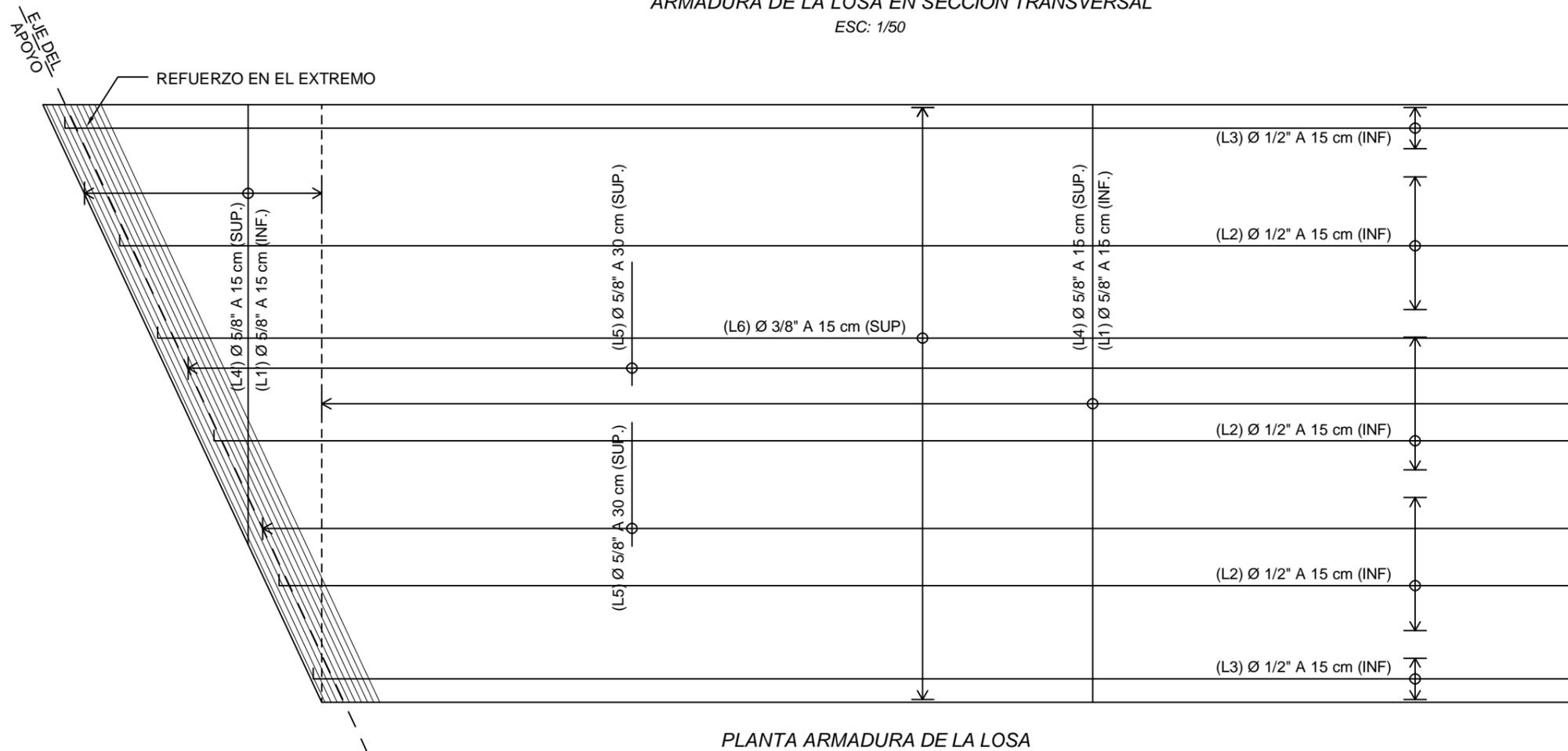
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES: LRFD 2004. SOBRECARGA VERMICULAR: HL-93	
MATERIALES	
VIGAS Y DIAFRAGMAS	ASTM A 709 GRADO 345 $F_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$
PLANCHAS DE APOYO Y RIGIDIZADORES	ASTM A 709 GRADO 250 $F_y = 2500 \text{ Kg/cm}^2$
CONECTORES	ASTM A 108 GRADO 1015 $F_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$
PERNOS	ASTM A 325
SOLDADURA	
ELECTRODOS AWS E7018 (SOLDADURA DE ESTRUCTURAS METÁLICAS)	



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
Tesis:	Índices de Seguridad Estructural en Puente de la Carretera Longitudinal de la Sierra Provincia de Chota
Plano:	Vigas Metálicas del Puente Chotano - Oscar Burga
Bachiller:	Jorge Manuel Silva Campos
Asesor:	Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno
Escala:	Indicadas
Fecha:	Cajamarca, octubre 2018



ARMADURA DE LA LOSA EN SECCIÓN TRANSVERSAL
ESC: 1/50



PLANTA ARMADURA DE LA LOSA
ESC: 1/100

Ø	Longitud de Empalme				Longitud de Gancho
	Elementos en Compresión		Elementos en Compresión		
	f'c 210 Kg/cm ²	f'c 280 Kg/cm ²	f'c 210 Kg/cm ²	f'c 280 Kg/cm ²	Long (cm)
3/8"	30.00	30.00	60.00	60.00	15.00
1/2"	40.00	40.00	80.00	70.00	20.00
5/8"	50.00	50.00	100.00	80.00	25.00
3/4"	60.00	60.00	120.00	100.00	30.00
1"	80.00	70.00	190.00	160.00	40.00

No se deberá traslapar más del 50% del refuerzo de una capa en un misma sección transversal.

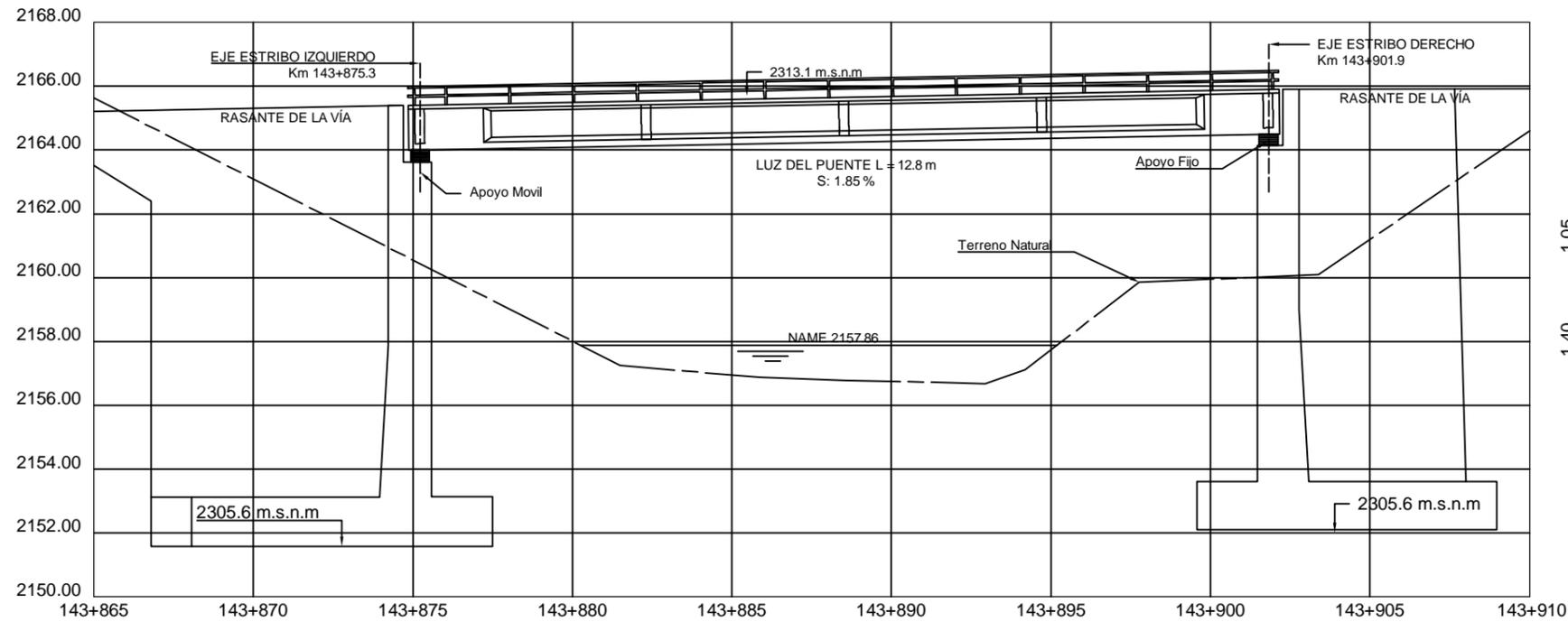
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS		
ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES: LRFD 2004. SOBRECARGA VERMICULAR: HL-93		
MATERIALES		
LOSA:		
Concreto	:	f'c 280 Kg/cm ²
Acero	:	ASTM A 615 GRADO 60 - f'y 4200 Kg/cm ²
RECUBRIMIENTO		
LOSAS	Capa Superior	Capa Inferior
Recubrimiento	4 cm	3 cm



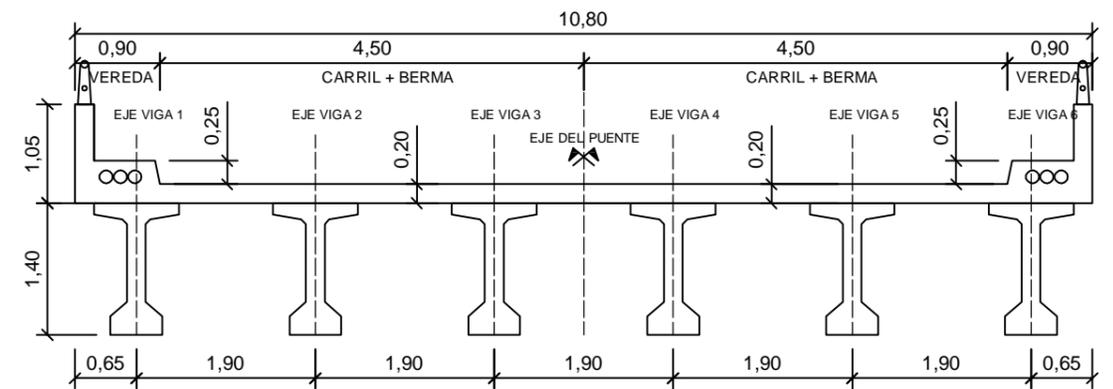
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis: Índices de Seguridad Estructural en Puente de la Carretera Longitudinal de la Sierra Provincia de Chota
Plano: Armadura de la Losa del Puente Chotano - Oscar Burga
Bachiller: Jorge Manuel Silva Campos
Asesor: Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno
Escala: Indicadas Fecha: Cajamarca, octubre 2018

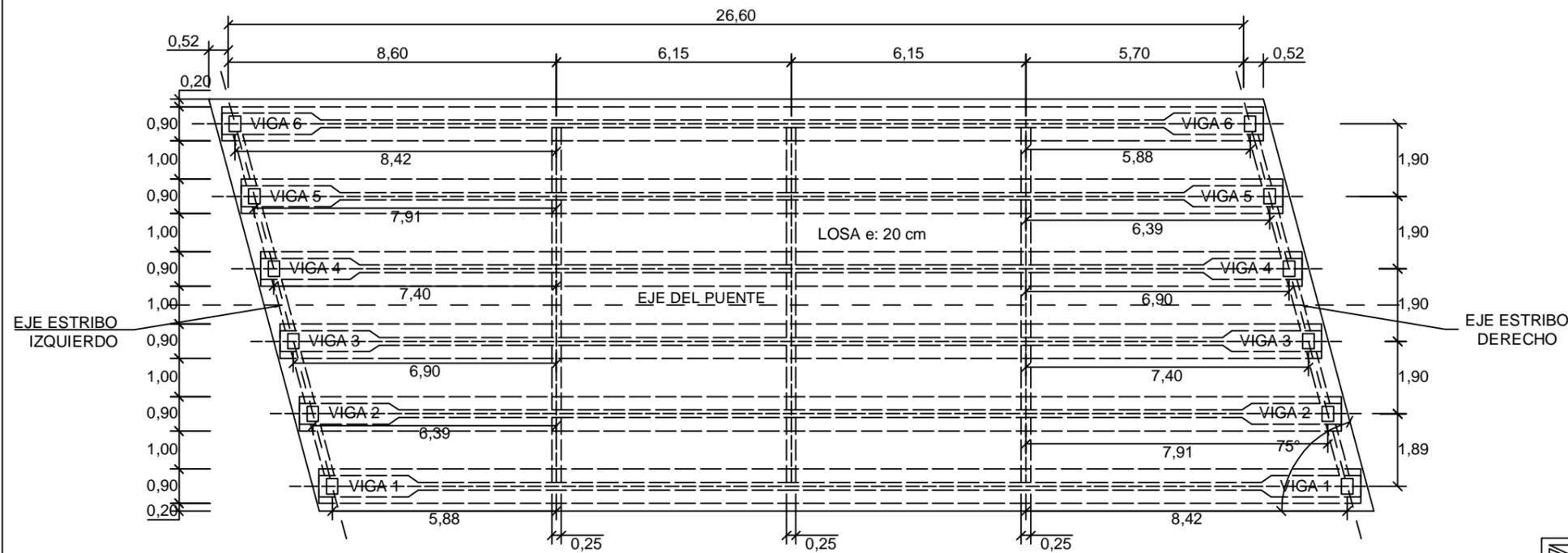
PLANO N°
07



VISTA LONGITUDINAL
ESC: 1/200



SECCIÓN TRANSVERSAL
ESC: 1/75



VISTA EN PLANTA
ESC: 1/150



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis: Índices de Seguridad Estructural en Puente de la Carretera Longitudinal de la Sierra Provincia de Chota

Plano: Vistas del Puente Retama

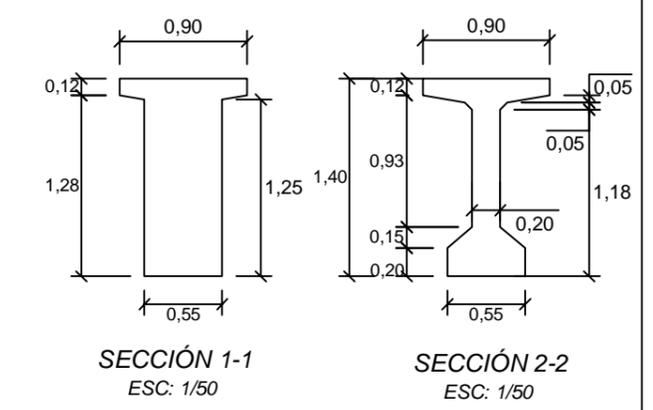
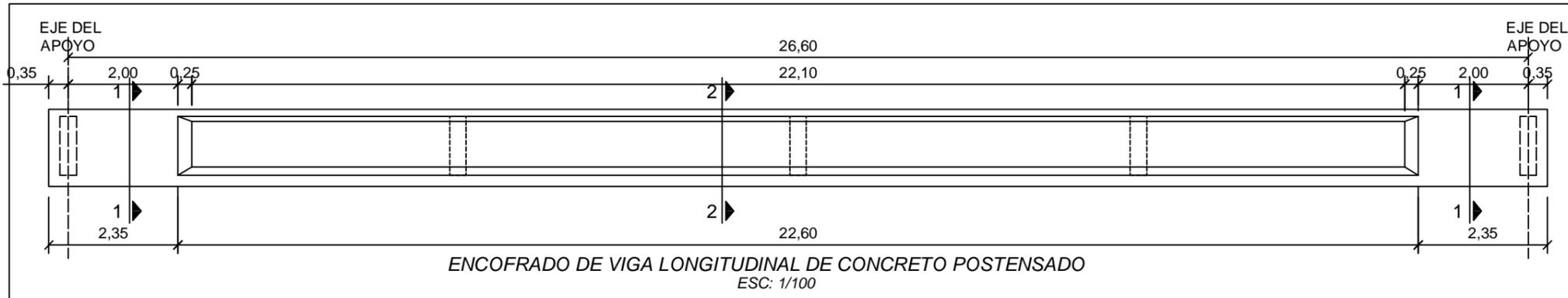
Bachiller: Jorge Manuel Silva Campos

Asesor: Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno

Escala: Indicadas Fecha: Cajamarca, octubre 2018

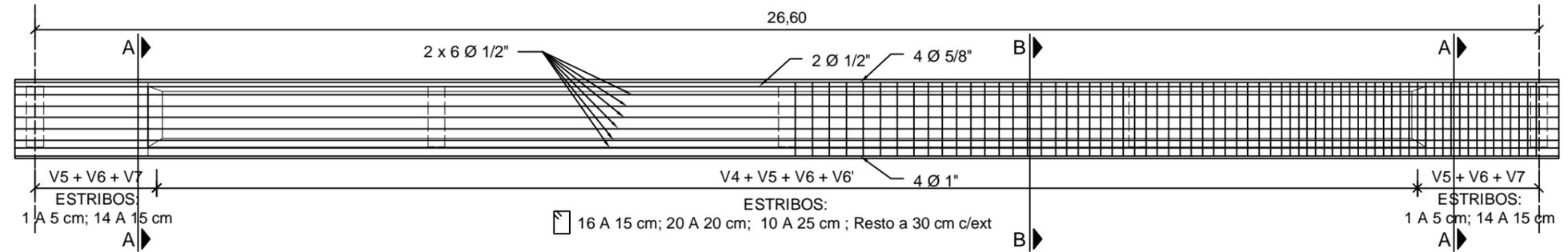
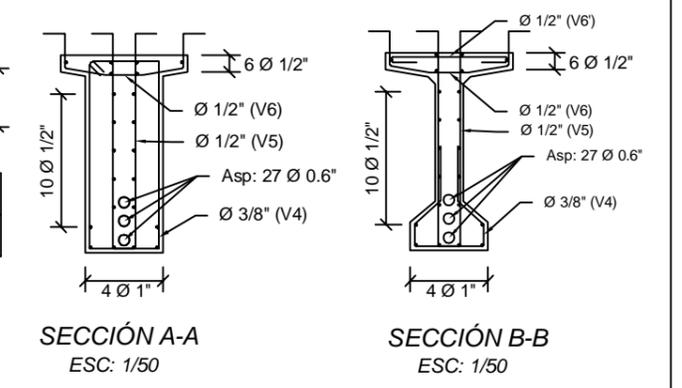
PLANO N°

08

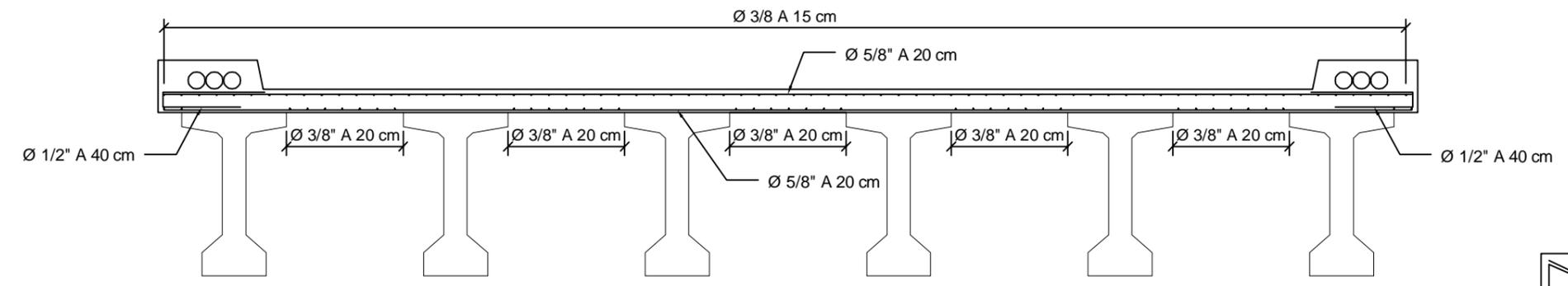


x (mm)	0	2000	4000	6000	8000	10000	12000	14000	16000	18000	20000	22000	24000	26000	26600
y (mm)	826	660	521	409	324	266	235	231	254	304	381	485	616	773	826

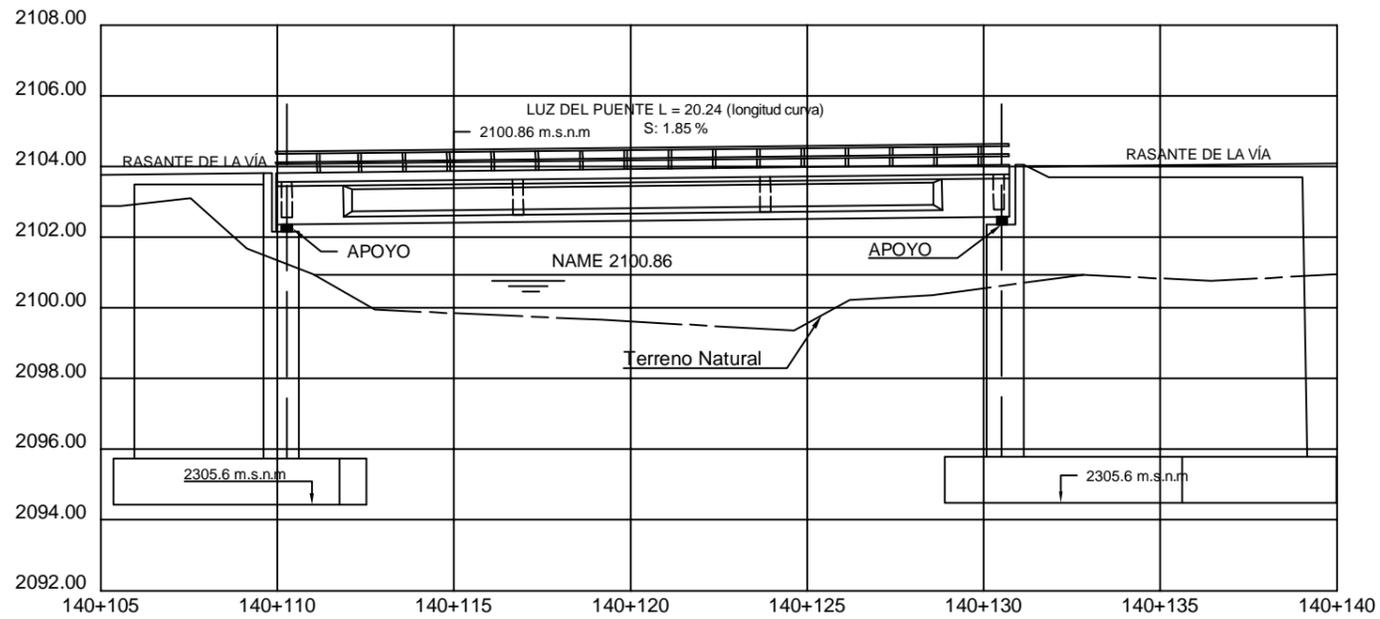
ARMADURA PRIMARIA VIGA LONGITUDINAL
ESC: 1/100



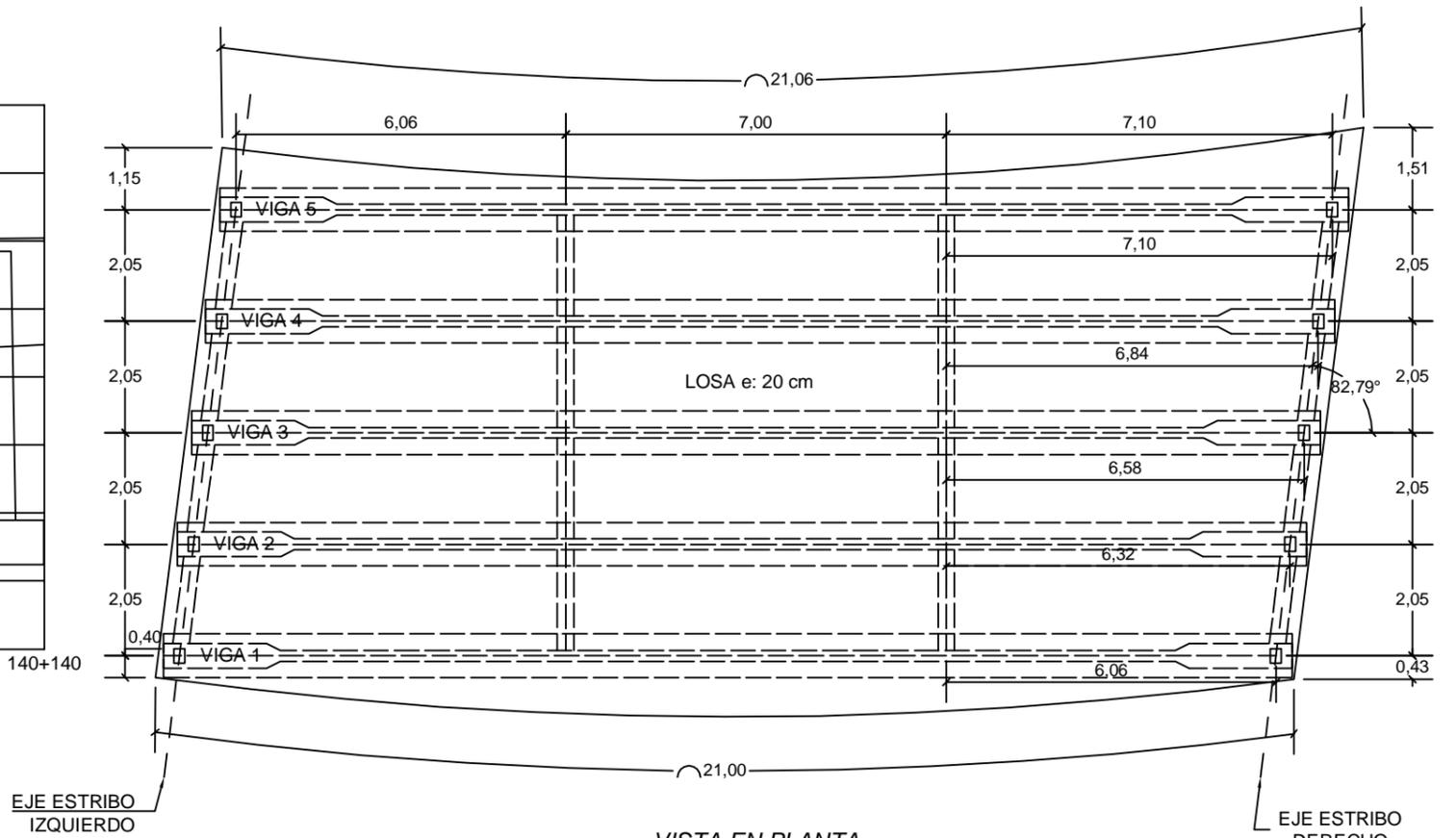
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS		
ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES: LRFD 2004.		
MATERIALES		
VIGAS:		
Concreto	: 450 Kg/cm ²	
Acero Refuerzo	: ASTM A 706 - f'y: 4200 Kg/cm ²	
Acero Preesfuerzo	: ASTM A 416 - 270 K	
Tensión de Rotura	→ Fpu ≥ 1860 N/mm ²	
Límite Elástico	→ Fpy ≥ 1636 N/mm ²	
Módulo de Deformación	→ Ep ≥ 190 KN/mm ²	
Relajación a 1000 h	→ <2 % para 0.7 Fpu	
Sección Nominal	→ 1.40 cm ² /Torón	
LOSA:		
Concreto	: 280 Kg/cm ²	
Acero	: ASTM A 615 - f'y: 4200 Kg/cm ²	
RECUBRIMIENTO		
VIGAS	Capa Superior	Capa Inferior
Recubrimiento	4 cm	4 cm
LOSAS	Capa Superior	Capa Inferior
Recubrimiento	2.5 cm	5 cm



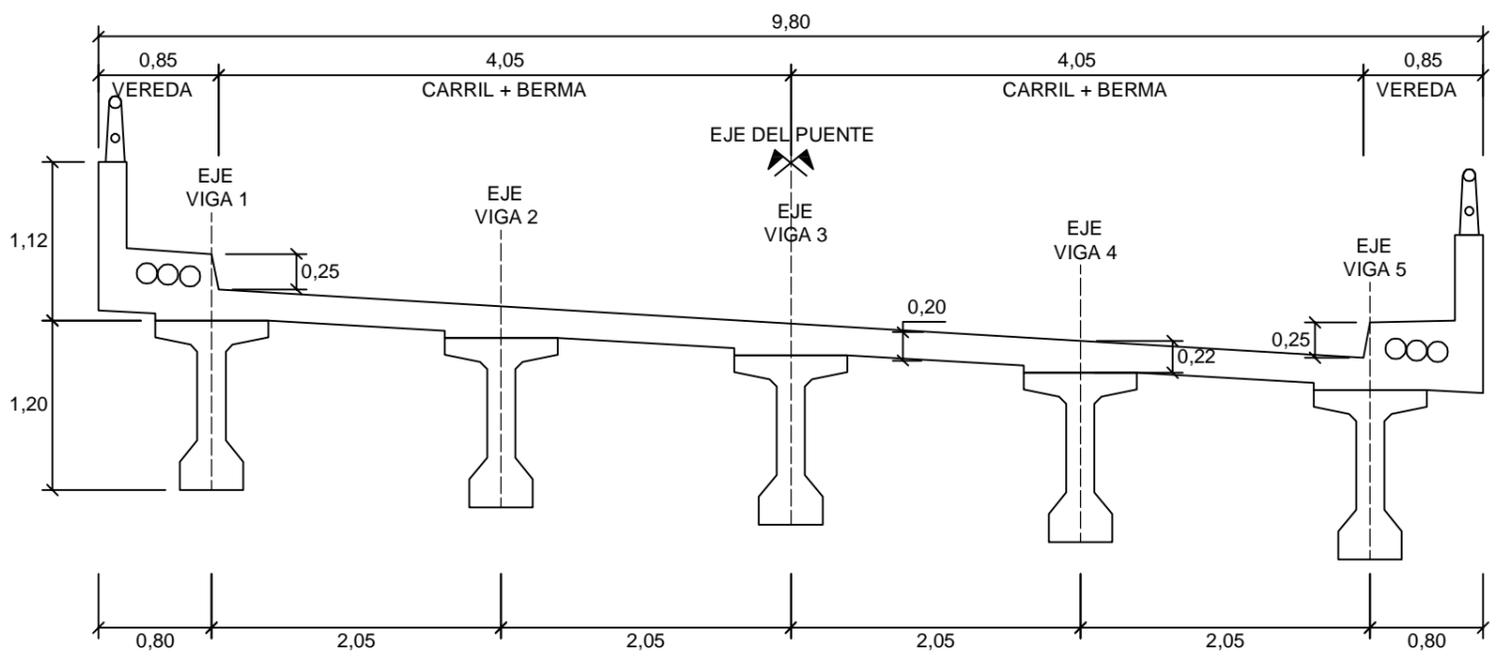
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
Tesis:	Índices de Seguridad Estructural en Puente de la Carretera Longitudinal de la Sierra Provincia de Chota
Plano:	Refuerzo en Vigas y Losas del Puente Retama
Bachiller:	Jorge Manuel Silva Campos
Asesor:	Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno
Escala:	Indicadas
Fecha:	Cajamarca, octubre 2018
PLANO N°	09



VISTA LONGITUDINAL
ESC: 1/200



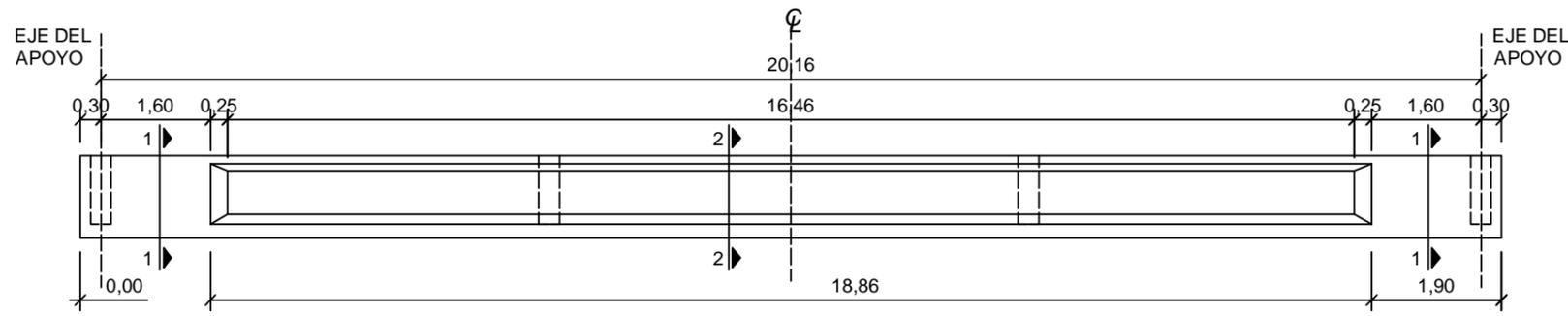
VISTA EN PLANTA
ESC: 1/125



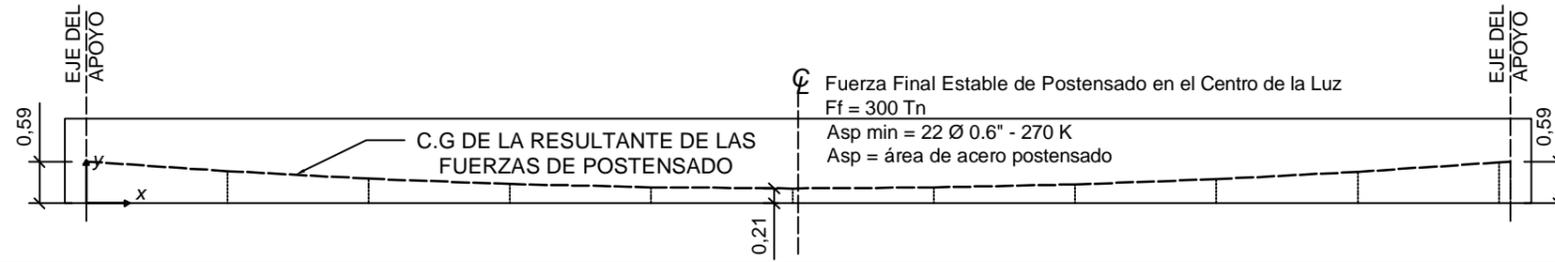
SECCIÓN TRANSVERSAL
ESC: 1/50



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA	
FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
Tesis: Índices de Seguridad Estructural en Puente de la Carretera Longitudinal de la Sierra Provincia de Chota	
Plano: Vistas del Puente Cullacmayo	
Bachiller: Jorge Manuel Silva Campos	PLANO N° 10
Asesor: Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno	
Escala: Indicadas	Fecha: Cajamarca, octubre 2018

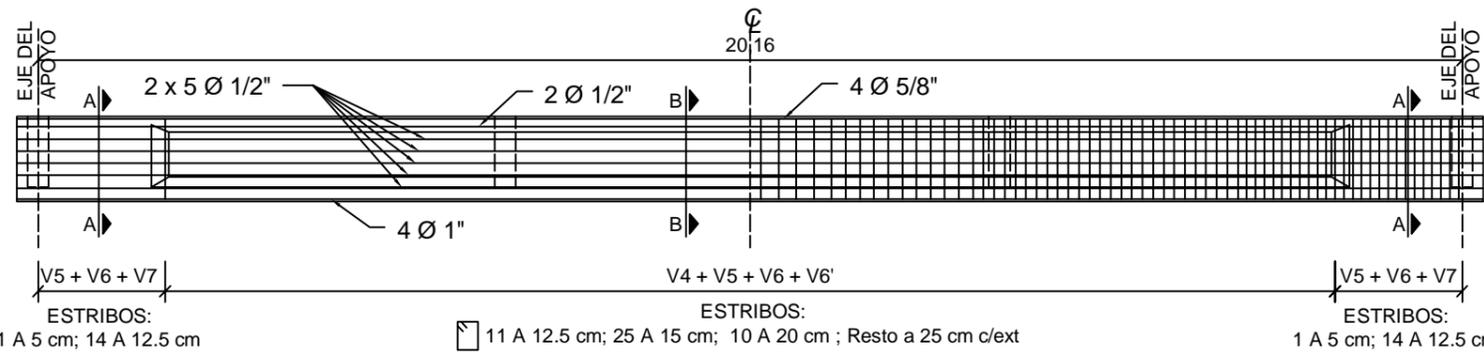


ENCOFRADO DE VIGA LONGITUDINAL DE CONCRETO POSTENSADO
ESC: 1/100

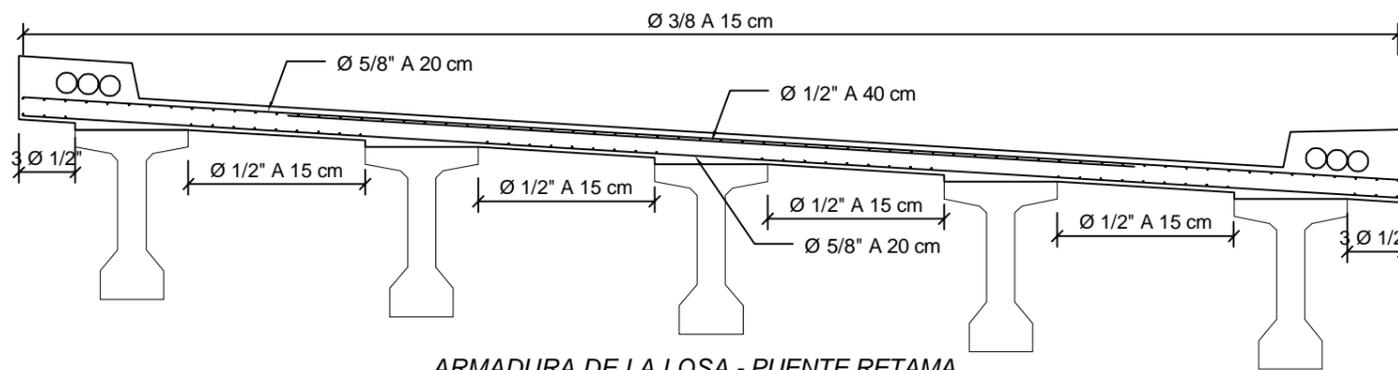


x (mm)	0	2000	4000	6000	8000	10000	12000	14000	16000	18000	20160
y (mm)	591	455	349	273	227	211	225	268	342	446	591

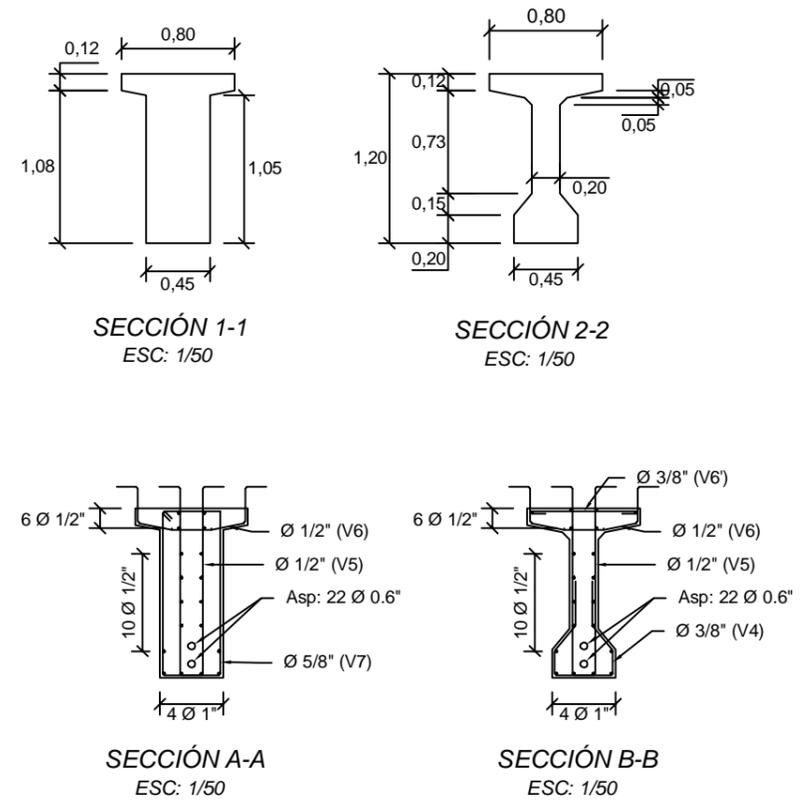
ARMADURA PRIMARIA VIGA LONGITUDINAL
ESC: 1/100



ARMADURA SECUNDARIA VIGA LONGITUDINAL
ESC: 1/100



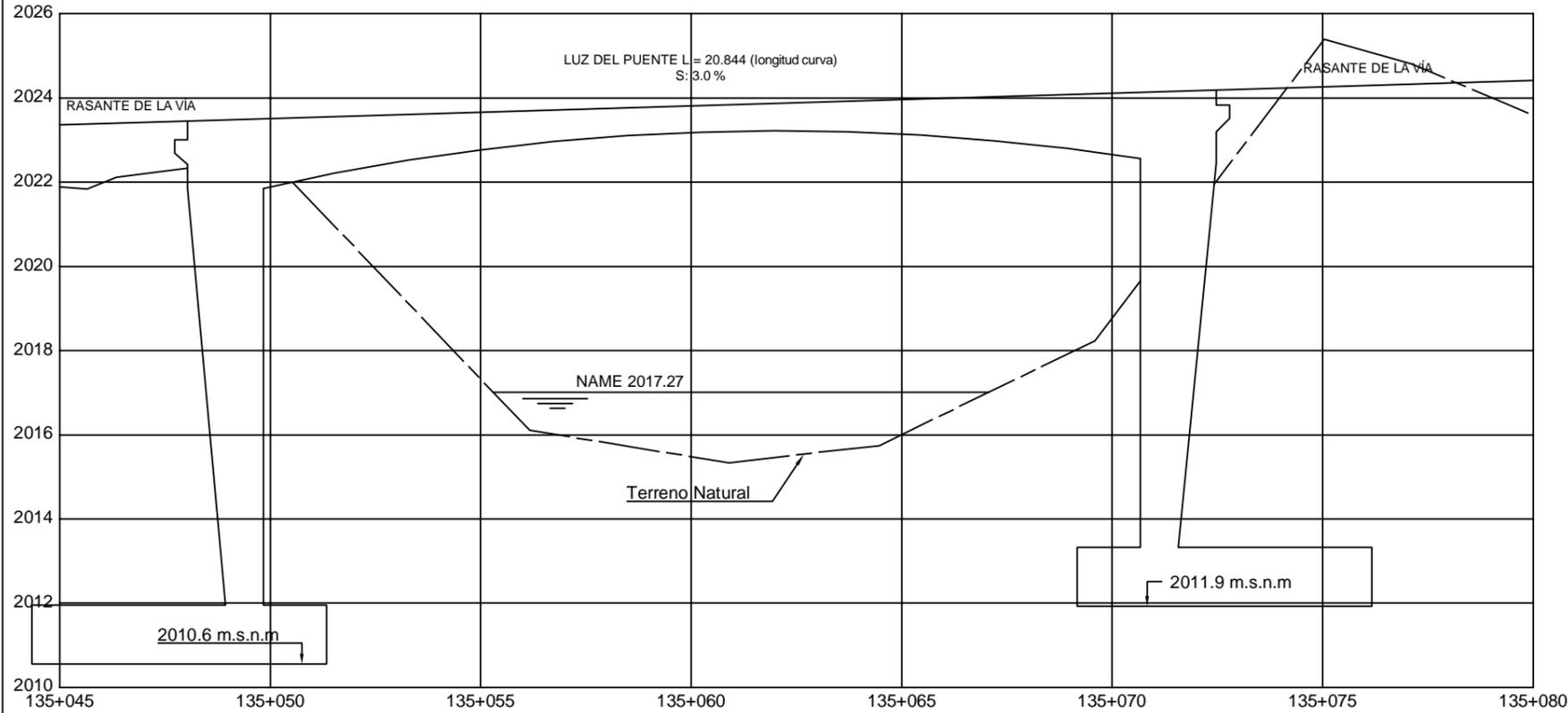
ARMADURA DE LA LOSA - PUENTE RETAMA
ESC: 1/50



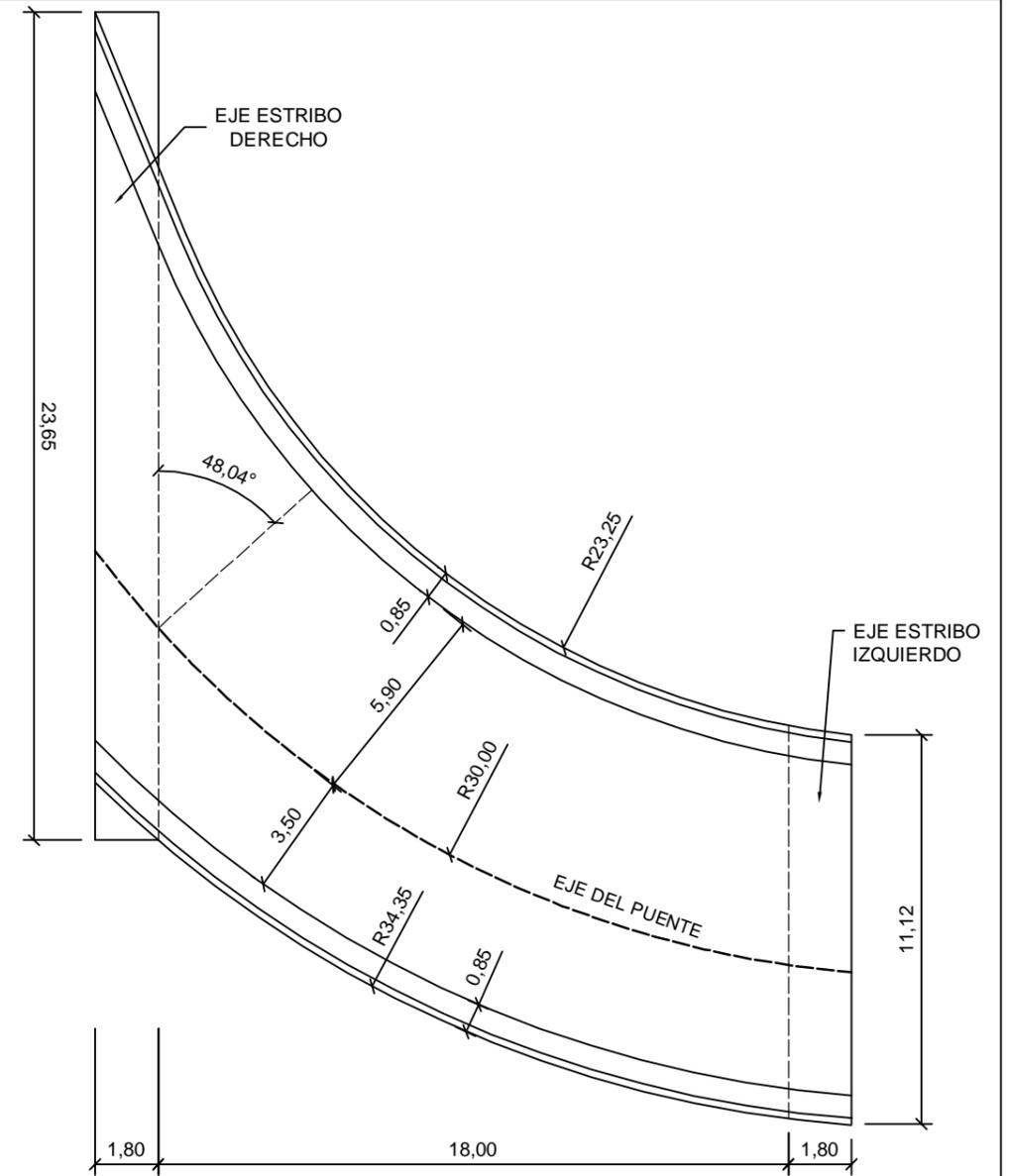
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS		
ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES: LRFD 2004.		
MATERIALES		
VIGAS:		
Concreto	: 450 Kg/cm ²	
Acero Refuerzo	: ASTM A 706 - f'y: 4200 Kg/cm ²	
Acero Preesfuerzo	: ASTM A 416 - 270 K	
	Tensión de Rotura → Fpu ≥ 1860 N/mm ²	
	Límite Elastico → Fpy ≥ 1636 N/mm ²	
	Módulo de Deformación → Ep ≥ 190 KN/mm ²	
	Relajación a 1000 h → <2 % para 0.7 Fpu	
	Sección Nominal → 1.40 cm ² /Torón	
LOSA:		
Concreto	: 280 Kg/cm ²	
Acero	: ASTM A 615 - f'y: 4200 Kg/cm ²	
RECUBRIMIENTO		
VIGAS	Capa Superior	Capa Inferior
Recubrimiento	4 cm	4 cm
LOSAS	Capa Superior	Capa Inferior
Recubrimiento	2.5 cm	5 cm



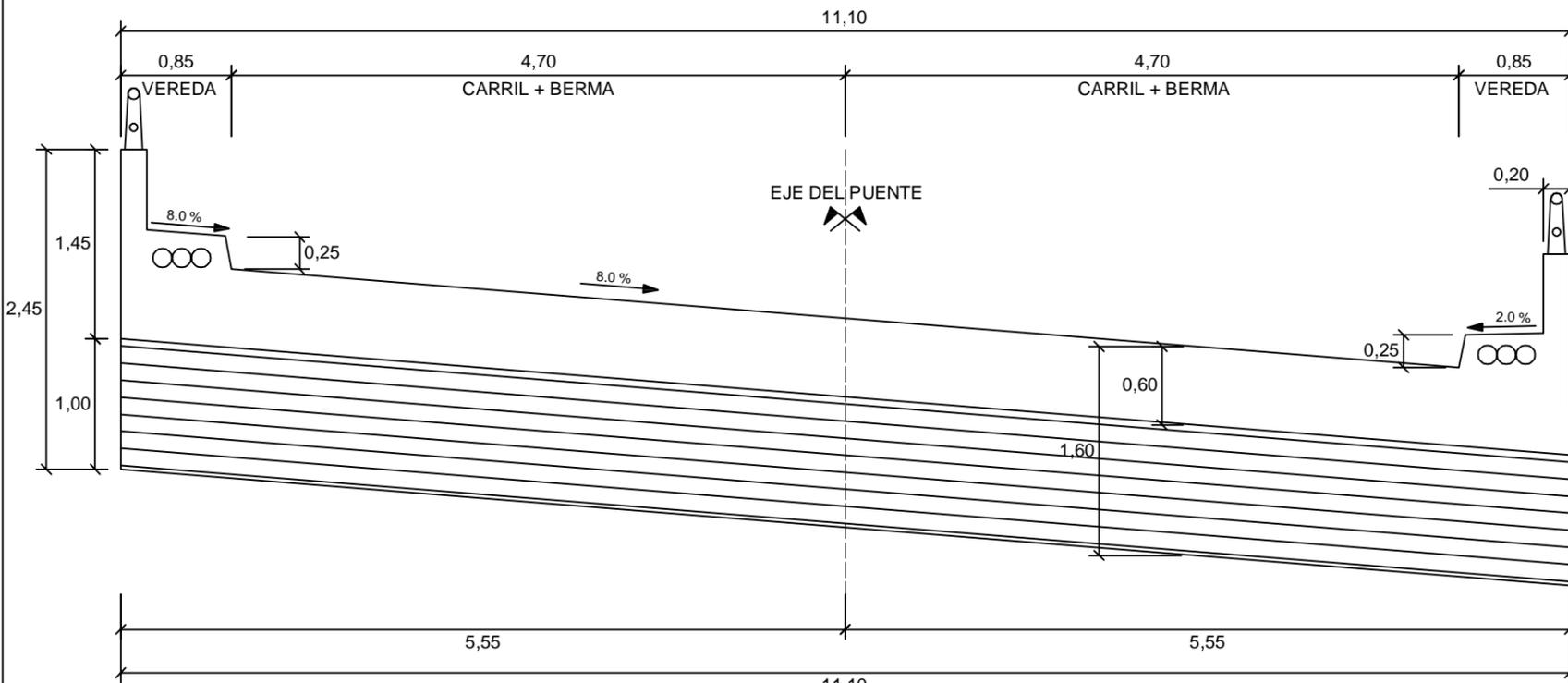
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
Tesis: Índices de Seguridad Estructural en Puente de la Carretera Longitudinal de la Sierra Provincia de Chota	
Plano: Refuerzo en Vigas y Losas del Puente Cullacmayo	
Bachiller: Jorge Manuel Silva Campos	PLANO N°
Asesor: Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno	11
Escala: Indicadas	Fecha: Cajamarca, octubre 2018



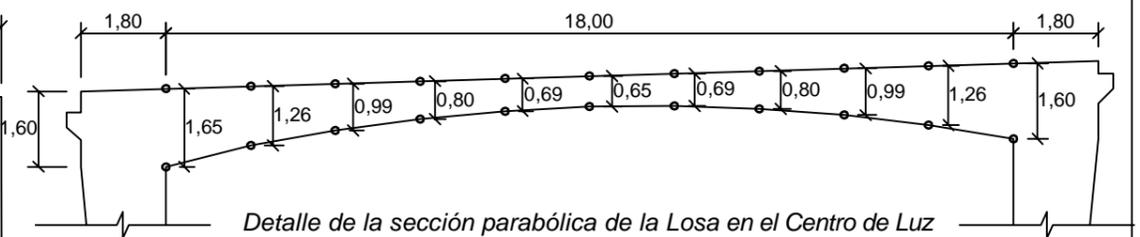
VISTA LONGITUDINAL
ESC: 1/200



VISTA EN PLANTA
ESC: 1/200



SECCIÓN TRANSVERSAL
ESC: 1/50



Detalle de la sección parabólica de la Losa en el Centro de Luz
ESC: 1/150



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

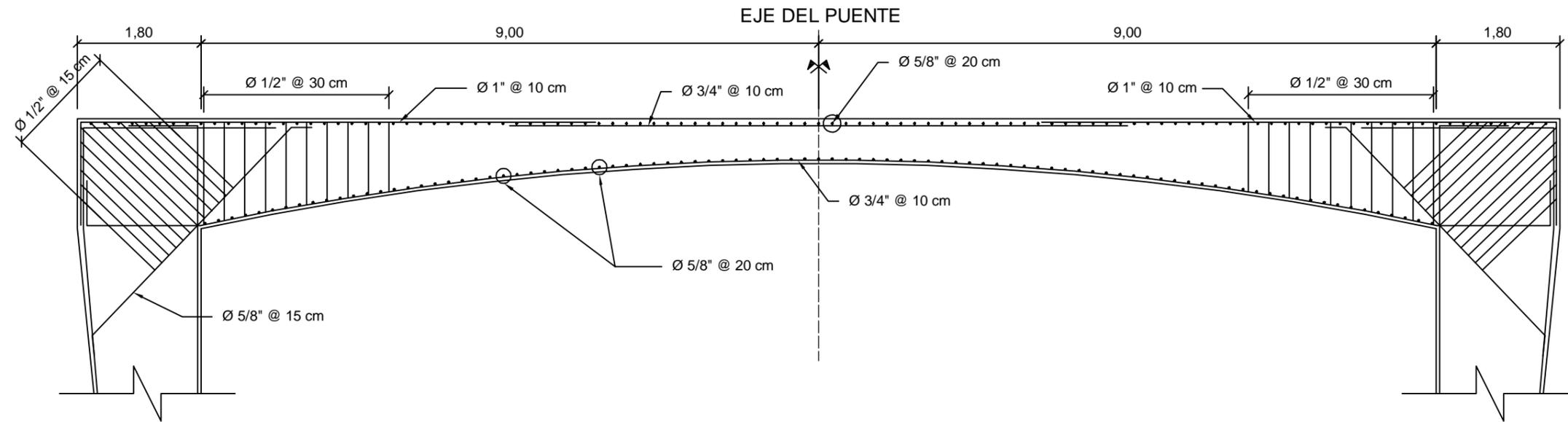
Tesis: Índices de Seguridad Estructural en Puente de la Carretera Longitudinal de la Sierra Provincia de Chota

Plano: Vistas del Puente El Tayal

Bachiller: Jorge Manuel Silva Campos

Asesor: Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno

Escala: Indicadas Fecha: Cajamarca, octubre 2018



ARMADURA DE LA LOSA
ESC: 1/75

Ø	Longitud de Empalme				Longitud de Gancho
	Elementos en Compresión		Elementos en Compresión		
	f'c 210 Kg/cm ²	f'c 280 Kg/cm ²	f'c 210 Kg/cm ²	f'c 280 Kg/cm ²	
3/8"	30.00	30.00	60.00	60.00	15.00
1/2"	40.00	40.00	80.00	70.00	20.00
5/8"	50.00	50.00	100.00	80.00	25.00
3/4"	60.00	60.00	120.00	100.00	30.00
1"	80.00	70.00	190.00	160.00	40.00

No se deberá traslapar más del 50% del refuerzo de una capa en un misma sección transversal.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS		
ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES: LRFD 2007. SOBRECARGA VERMICULAR: HL-93		
MATERIALES		
VIGAS:		
Concreto	:	280 Kg/cm ²
Acero	:	4200 Kg/cm ²
LOSA:		
Concreto	:	280 Kg/cm ²
Acero	:	4200 Kg/cm ²
RECUBRIMIENTO		
VIGAS	Capa Superior	Capa Inferior
Recubrimiento	4 cm	5 cm
LOSAS	Capa Superior	Capa Inferior
Recubrimiento	4 cm	5 cm



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis: Índices de Seguridad Estructural en Puente de la Carretera Longitudinal de la Sierra Provincia de Chota

Plano: Refuerzo en la Losa del Puente El Tayal

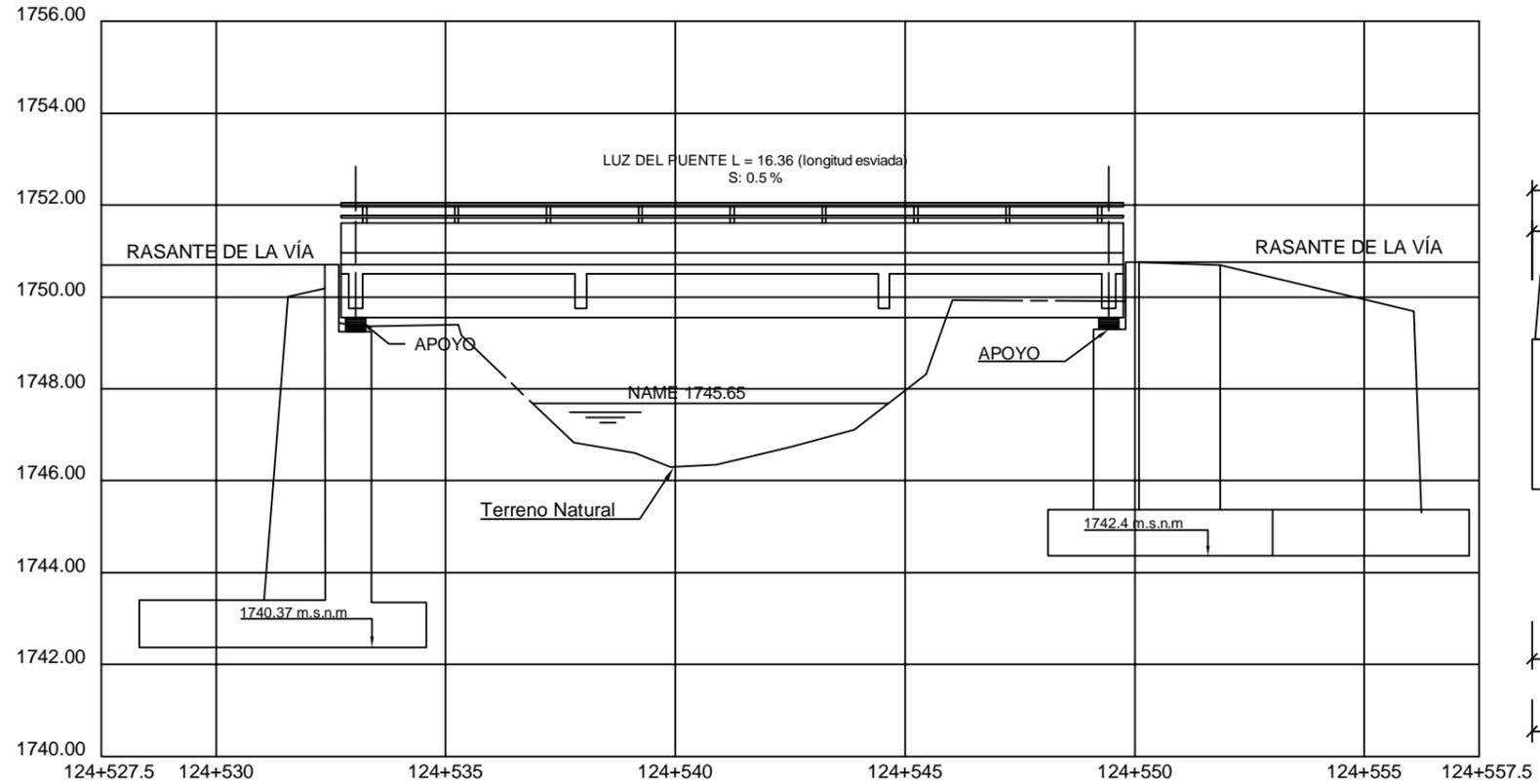
Bachiller: Jorge Manuel Silva Campos

Asesor: Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno

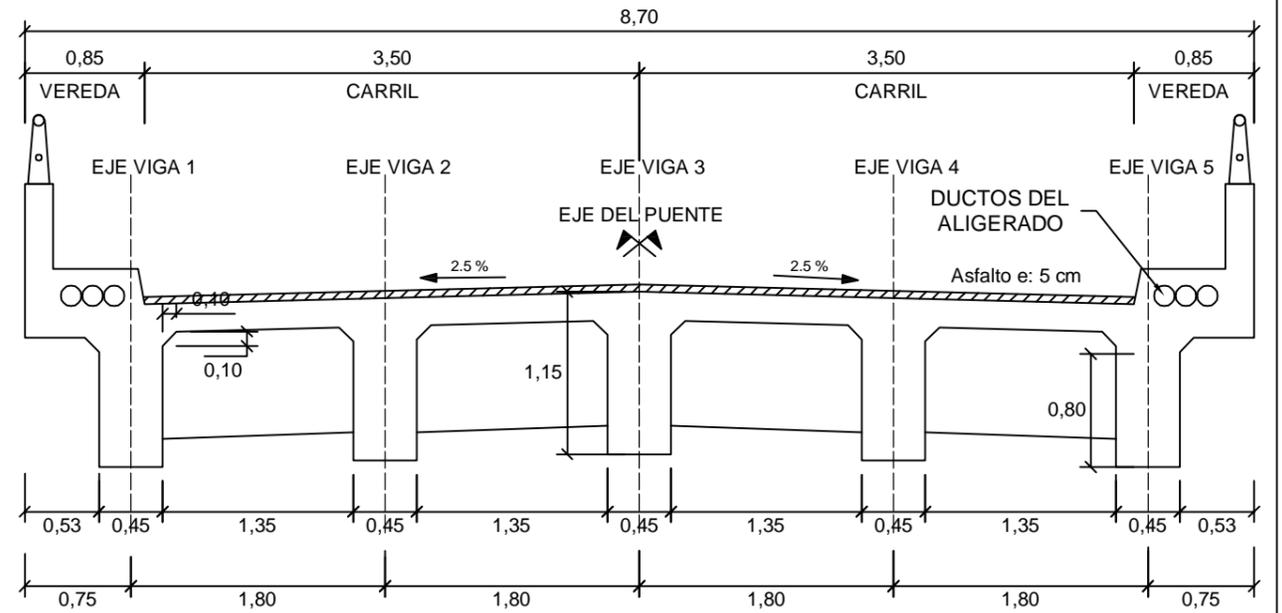
Escala: Indicadas Fecha: Cajamarca, octubre 2018

PLANO N°

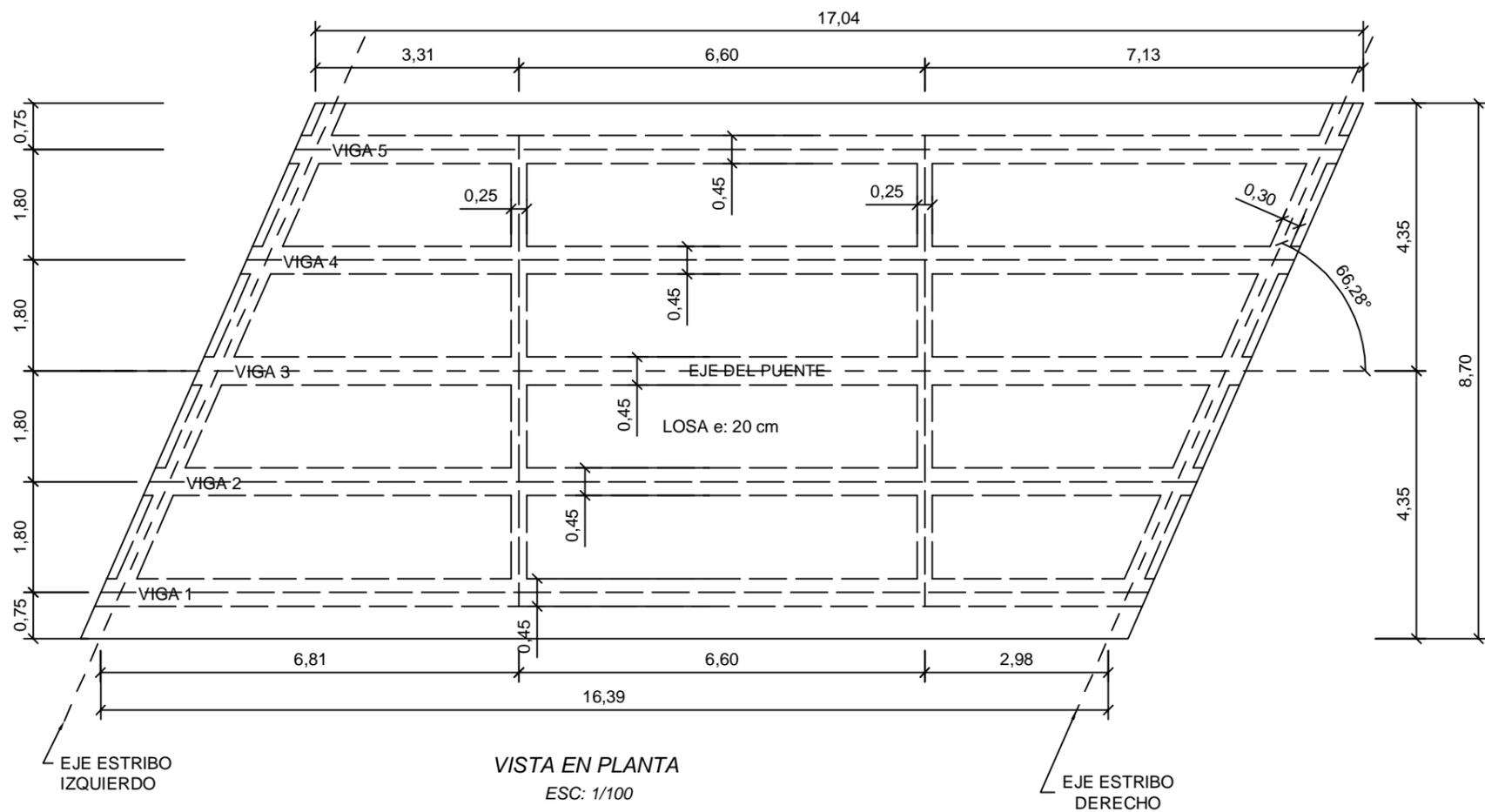
13



VISTA LONGITUDINAL
ESC: 1/150

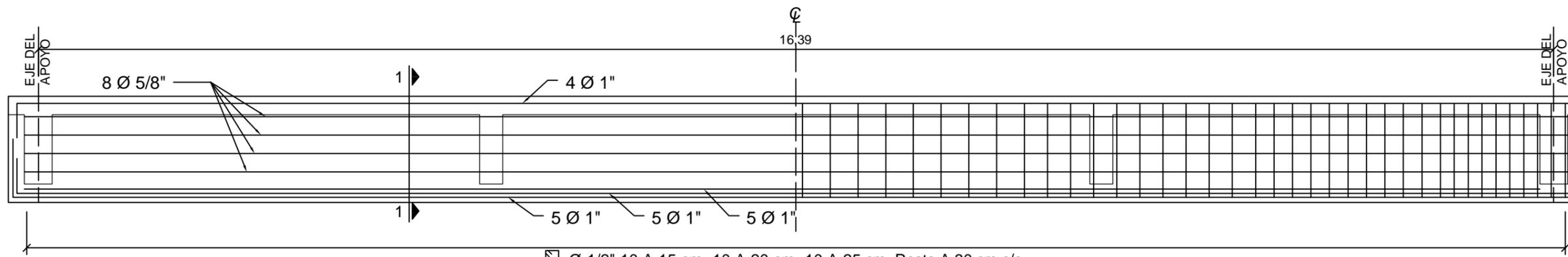


SECCIÓN TRANSVERSAL
ESC: 1/50



VISTA EN PLANTA
ESC: 1/100

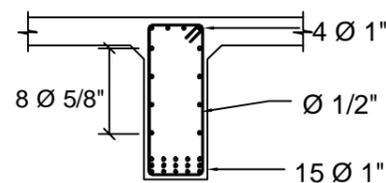




□ Ø 1/2" 10 A 15 cm, 10 A 20 cm, 10 A 25 cm, Resto A 30 cm c/e

ARMADURA VIGA LONGITUDINAL

ESC: 1/50

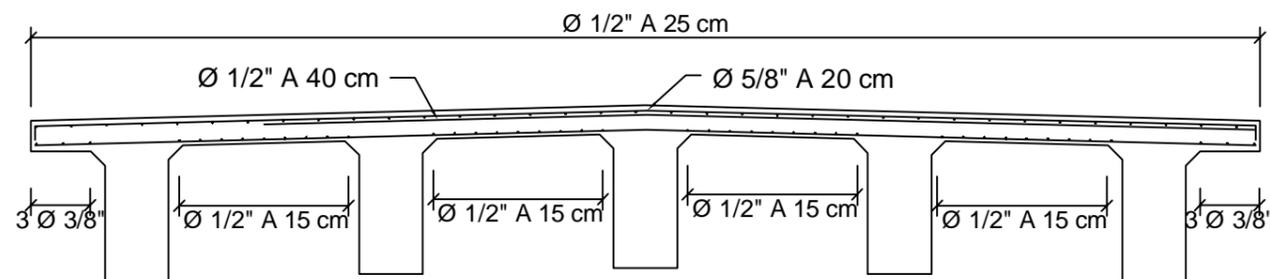


SECCIÓN 1-1

ESC: 1/50

Ø	Longitud de Empalme				Longitud de Gancho
	Elementos en Compresión		Elementos en Compresión		
	f'c 210 Kg/cm ²	f'c 280 Kg/cm ²	f'c 210 Kg/cm ²	f'c 280 Kg/cm ²	Long (cm)
3/8"	30.00	30.00	60.00	60.00	15.00
1/2"	40.00	40.00	80.00	70.00	20.00
5/8"	50.00	50.00	100.00	80.00	25.00
3/4"	60.00	60.00	120.00	100.00	30.00
1"	80.00	70.00	190.00	160.00	40.00

No se deberá traslapar más del 50% del refuerzo de una capa en un misma sección transversal.



ARMADURA DE LA LOSA - PUENTE SANTA ISOLINA

ESC: 1/50

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE Puentes: LRFD 2007.
SOBRECARGA VERMICULAR: HL-93

MATERIALES

VIGAS:

Concreto : 280 Kg/cm²
Acero : 4200 Kg/cm²

LOSA:

Concreto : 280 Kg/cm²
Acero : 4200 Kg/cm²

RECUBRIMIENTO

	Capa Superior	Capa Inferior
VIGAS		
Recubrimiento	4 cm	5 cm
LOSAS		
Recubrimiento	4 cm	5 cm



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis: Índices de Seguridad Estructural en Puente de la Carretera Longitudinal de la Sierra Provincia de Chota

Plano: Refuerzo en Vigas y Losas del Puente Santa Isolina

Bachiller: Jorge Manuel Silva Campos

Asesor: Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno

Escala: Indicadas Fecha: Cajamarca, octubre 2018

PLANO N°

15