

Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO**



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**PUENTES INTEGRALES: ALTERNATIVA PARA LA
INFRAESTRUCTURA DE MÉXICO**

TESIS

**PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRO EN INGENIERÍA EN
EL ÁREA DE LAS ESTRUCTURAS**

PRESENTA

RODRIGO MEDINA ANGEL

ASESORA DE TESIS

PhD. EN INGENIERÍA CIVIL (ESTRUCTURAS)

BERTHA ALEJANDRA OLMOS NAVARRETE

MORELIA, MICHOACÁN, JULIO 2022

Rodrigo Medina Angel
Maestría en Ingeniería en el Área de Estructuras

Contenido

Resumen.....	9
Abstract.....	10
Objetivos	11
Los puentes integrales en el mundo	11
a) Presencia de los puentes integrales en el mundo.....	11
b) Software recomendado	14
c) Aspectos importantes a considerar en el análisis estructural.....	14
d) Ventajas y desventajas	15
e) Normatividad.....	16
Comportamiento y proceso constructivo de puentes integrales.....	18
Movimientos internos de las estructuras	19
Movimientos debidos a las cargas exteriores.....	19
Movimientos debidos al terreno	20
Comportamiento de las pilas.....	23
Cimentación del estribo.....	23
Unión del tablero con el estribo	24
Limitaciones para la implementación de los puentes integrales.....	24
Tipologías de puentes en la red carretera mexicana	36
Descripción de los casos de estudio.....	44
Modelos numéricos.....	51
Diseño de estribos	57
Análisis de resultados.....	77
Columnas	77
Estribos	88
Conclusiones y trabajos futuros	132
Trabajos futuros	133
Bibliografía	134

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2- 1 Losa de transición para firmes rígidos con pavimentos asfálticos.	21
Figura 2- 2 Losa de transición para firmes flexibles.	22
Figura 2- 3 Propuesta de conexión de losa empotrada con estribo.	22
Figura 2- 4 Detalles de estribo integral, Teens Run Bridge.	26
Figura 2- 5 Nuevo puente integral continuo que se extiende a ambos lados de la cimentación antigua.	26
Figura 2- 6 Estribos con pilotes rematados para puentes integrales: (a) para vigas tipo cajón de concreto pretensado con apoyos elastoméricos temporales; (b) para vigas I de acero con pernos de soporte temporales.	27
Figura 2- 7 Momentos inducidos por asentamientos diferenciales: a) estribos con respecto al pilar y b) pilar con respecto al estribo.	29
Figura 2- 8 Comparación de momentos para traveses mixtos de concreto pretensado: a) momentos primarios; b) momentos secundarios.	30
Figura 2- 9 Planta y alzado de un puente integral, con pilotes orientados en su eje débil para mayor flexibilidad a los mismos y los aleros del puente orientados en la dirección del eje del puente para arrastrar menor material de terraplén.	33
Figura 2- 10 Estribo integral típico.	35
Figura 3- 1 Estadísticas 2014 de la red carretera mexicana.	36
Figura 3- 2 Estadística del tipo de material que han sido construidos los puentes de la red carretera mexicana.	37
Figura 3- 3 Estadísticas de la longitud de puentes en la red carretera mexicana.	37
Figura 3- 4 Estadísticas de longitud de claro de puentes en la red carretera mexicana.	38
Figura 3- 5 Estadísticas de la altura máxima de la subestructura de los puentes en la red carretera mexicana.	38
Figura 3- 6 Estadística del tipo de subestructura que tienen los puentes en la red carretera mexicana.	39
Figura 3- 7 Estadística del tipo de apoyos en puentes de la red carretera mexicana.	40
Figura 3- 8 Red carretera de México.	41
Figura 3- 9 Puentes construidos en la red carretera mexicana.	41
Figura 3- 10 Puentes construidos por estados de la República Mexicana al 2019.	42
Figura 3- 11 Puentes simplemente apoyados con apoyos de neopreno y juntas de expansión.	43
Figura 3- 12 Puentes integral con tableros continuos sobre apoyos.	43
Figura 4- 1 Mapa de México con la zona en estudio.	44
Figura 4- 2 Red carretera mexicana, Federal y Estatal.	46
Figura 4- 3 Zona de estudio de la demanda sísmica.	47
Figura 4- 4 Estaciones sísmicas de la zona de estudio.	48
Figura 4- 5 Sismos seleccionados de la zona de estudio.	48
Figura 4- 6 Espectros de diseño.	49
Figura 4- 7 Croquis de cimentación.	50

Figura 5- 1 Modelo esfuerzo-deformación para concreto confinado y sin confinar.	51
Figura 5- 2 Modelo esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.	52
Figura 5- 3 Discretización de elementos de la superestructura.	52
Figura 5- 4 Esquema de modelado de la superestructura y conexión con la subestructura.	53
Figura 5- 5 Esquema de tableros independientes de puente simplemente apoyado.	53
Figura 5- 6 Esquema del modelado de estribo y junta de dilatación.	53
Figura 5- 7 Esquema de modificación para puente integral, tablero continuo.	54
Figura 5- 8 Esquema de modificación para puente integral, eliminación de junta de dilatación en extremos.	54
Figura 5- 9 Esquema de modelado entre la superestructura y la subestructura.	55
Figura 5- 10 Esquema de modelado de la pila.	55
Figura 5- 11 Esquema del modelado de la cimentación.	56
Figura 5- 12 Modelo de plasticidad concentrada.	56
Figura 5- 13 Esquema de los apoyos en un puente.	57
Figura 5- 14 Partes de un estribo.	58
Figura 5- 15 Estribo recto y aleros rectos.	59
Figura 5- 16 Estribo con aleros en ángulo, planta, elevación y alzado.	59
Figura 5- 17 Estribo en U, alzado, elevación y planta.	59
Figura 5- 18 Estribo de pantalla sólida o maciza.	60
Figura 5- 19 Estribo de pantalla hueca.	60
Figura 5- 20 Estribo de pilas, a) pilas rectas y b) pilas inclinadas.	61
Figura 5- 21 Estribo a gravedad.	61
Figura 5- 22 Estribo en voladizo.	62
Figura 5- 23 Estribo con contrafuerte.	62
Figura 5- 24 a) Modelado de la interacción estribo-relleno y b) Ciclo histerético que simula la interacción estribo-relleno.	63
Figura 5- 25 Interacción entre el puente integral, relleno y el suelo bajo cargas vivas para a) un claro y b) dos claros para un puente integral.	64
Figura 5- 26 Modelo estructural con interacción suelo-puente.	64
Figura 5- 27 Modelo analítico del estribo para la dirección longitudinal.	65
Figura 5- 28 Modelo analítico del estribo para la dirección transversal.	65
Figura 5- 29 Definición del comportamiento longitudinal del estribo.	66
Figura 5- 30 Esquema de modelado del estribo tipo rodillo.	67
Figura 5- 31 Esquema de modelado del estribo simplificado.	67
Figura 5- 32 Esquema de modelado del estribo tipo resorte.	68
Figura 5- 33 Gráfica con distinta rigidez inicial del estribo.	69
Figura 5- 34 Modelo longitudinal no lineal del estribo ante la acción pasiva y activa del suelo.	69
Figura 5- 35 Curva Backbone del estribo central derecho, dirección longitudinal con suelo sin cohesión.	71
Figura 5- 36 Curva Backbone del estribo extremo derecho, dirección longitudinal con suelo sin cohesión.	71

Figura 5- 37 Curva Backbone del estribo central izquierdo, dirección longitudinal con suelo sin cohesión.	71
Figura 5- 38 Curva Backbone del estribo extremo izquierdo, dirección longitudinal con suelo sin cohesión.	72
Figura 5- 39 Curva Backbone del estribo central derecho, dirección longitudinal con suelo intermedio.	72
Figura 5- 40 Curva Backbone del estribo extremo derecho, dirección longitudinal con suelo intermedio.	72
Figura 5- 41 Curva Backbone del estribo central izquierdo, dirección longitudinal con suelo intermedio.	73
Figura 5- 42 Curva Backbone del estribo extremo izquierdo, dirección longitudinal con suelo intermedio.	73
Figura 5- 43 Curva Backbone del estribo central derecho, dirección longitudinal con suelo cohesivo.	73
Figura 5- 44 Curva Backbone del estribo extremo derecho, dirección longitudinal con suelo cohesivo.	74
Figura 5- 45 Curva Backbone del estribo central izquierdo, dirección longitudinal con suelo cohesivo.	74
Figura 5- 46 Curva Backbone del estribo extremo izquierdo, dirección longitudinal con suelo cohesivo.	74
Figura 5- 47 Modelo transversal no lineal ante la acción activa del estribo.	75
Figura 5- 48 Curva Backbone del estribo derecho, dirección transversal para los tres tipos de suelo.	75
Figura 5- 49 Curva Backbone del estribo izquierdo, dirección transversal para los tres tipos de suelo.	75
Figura 6- 1 Puntos de control para la obtención de resultados: Estribo y columnas.	77
Figura 6- 2 Nomenclatura gráfica de los puntos de control en las columnas. ..	78
Figura 6- 3 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo sin cohesión, TR 2500 años, a) axial, b) cortante y c) momento.	79
Figura 6- 4 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo intermedio, TR 2500 años, a) axial, b) cortante y c) momento.	79
Figura 6- 5 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo cohesivo, TR 2500 años, a) axial, b) cortante y c) momento.	80
Figura 6- 6 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo sin cohesión, TR 1000 años, a) axial, b) cortante y c) momento.	81
Figura 6- 7 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo intermedio, TR 1000 años, a) axial, b) cortante y c) momento.	81
Figura 6- 8 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo cohesivo, TR 1000 años, a) axial, b) cortante y c) momento.	82

Figura 6- 9 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo sin cohesión, TR 500 años, a) axial, b) cortante y c) momento.	83
Figura 6- 10 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo intermedio, TR 500 años, a) axial, b) cortante y c) momento.	83
Figura 6- 11 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo cohesivo, TR 500 años, a) axial, b) cortante y c) momento.	84
Figura 6- 12 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo sin cohesión, TR 0 años, a) axial, b) cortante y c) momento.	85
Figura 6- 13 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo intermedio, TR 0 años, a) axial, b) cortante y c) momento.	85
Figura 6- 14 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo cohesivo, TR0 años, a) axial, b) cortante y c) momento.	86
Figura 6- 15 Nomenclatura para la medición del estribo para ambos tipos de puentes.	89
Figura 6- 16 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo sin cohesión en la dirección longitudinal del sismo ATYC5809.211.....	90
Figura 6- 17 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo sin cohesión en la dirección transversal del sismo ATYC5809.211.	91
Figura 6- 18 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo sin cohesión en la dirección longitudinal del sismo BALC9412.101.....	91
Figura 6- 19 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo sin cohesión en la dirección transversal del sismo BALC9412.101.	92
Figura 6- 20 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo intermedio en la dirección longitudinal del sismo ATYC8509.211.....	93
Figura 6- 21 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo intermedio en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.	93
Figura 6- 22 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo intermedio en la dirección longitudinal del sismo BALC9412.101.....	94
Figura 6- 23 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo intermedio en la dirección transversal del sismo BALC9412.101.	94
Figura 6- 24 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo cohesivo en la dirección longitudinal del sismo ATYC8509.211.....	95
Figura 6- 25 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo cohesivo en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.	96
Figura 6- 26 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo cohesivo en la dirección longitudinal del sismo BALC9412.101.....	96
Figura 6- 27 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo cohesivo en la dirección transversal del sismo BALC9412.101.	97
Figura 6- 28 Ciclos histeréticos del estribo para TR 2500 años para los tres tipos de suelo en la dirección longitudinal del sismo ATYC8509.211.	98

Figura 6- 29 Ciclos histeréticos del estribo para TR 2500 años para los tres tipos de suelo en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.....	99
Figura 6- 30 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo sin cohesión en la dirección longitudinal del sismo ATYC8509.211.....	100
Figura 6- 31 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo sin cohesión en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.	100
Figura 6- 32 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo sin cohesión en la dirección longitudinal del sismo VILE8509.191.	101
Figura 6- 33 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo sin cohesión en la dirección transversal del sismo VILE8509.191.	101
Figura 6- 34 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo intermedio en la dirección longitudinal del sismo ATYC8509.211.....	102
Figura 6- 35 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo intermedio en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.	103
Figura 6- 36 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo intermedio en la dirección longitudinal del sismo UNIO9906.211.	103
Figura 6- 37 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo intermedio en la dirección transversal del sismo UNIO9906.211.....	104
Figura 6- 38 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo cohesivo en la dirección longitudinal del sismo ATYC8509.211.....	105
Figura 6- 39 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo cohesivo en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.	105
Figura 6- 40 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo cohesivo en la dirección longitudinal del sismo VILE8509.191.	106
Figura 6- 41 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo cohesivo en la dirección transversal del sismo VILE8509.191.	106
Figura 6- 42 Ciclos histeréticos del estribo para TR 1000 años para los tres tipos de suelo en la longitudinal transversal del sismo ATYC8509.211.....	107
Figura 6- 43 Ciclos histeréticos del estribo para TR 1000 años para los tres tipos de suelo en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.....	108
Figura 6- 44 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo sin cohesión en la dirección longitudinal del sismo ATYC8509.211.....	109
Figura 6- 45 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo sin cohesión en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.	109
Figura 6- 46 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo sin cohesión en la dirección longitudinal del sismo VILE8509.191.	110
Figura 6- 47 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo sin cohesión en la dirección transversal del sismo VILE8509.191.....	110
Figura 6- 48 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo intermedio en la dirección longitudinal del sismo ATYC8509.211.....	111
Figura 6- 49 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo intermedio en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.	112
Figura 6- 50 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo intermedio en la dirección longitudinal del sismo UNIO9906.211.	112
Figura 6- 51 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo intermedio en la dirección transversal del sismo UNIO9906.211.....	113

Figura 6- 52 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo cohesivo en la dirección longitudinal del sismo ATYC8509.211.....	114
Figura 6- 53 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo cohesivo en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.	114
Figura 6- 54 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo cohesivo en la dirección longitudinal del sismo VILE8509.191	115
Figura 6- 55 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo cohesivo en la dirección transversal del sismo VILE8509.191	115
Figura 6- 56 Ciclos histeréticos del estribo para TR 500 años para los tres tipos de suelo en la dirección longitudinal del sismo ATYC8509.211.	116
Figura 6- 57 Ciclos histeréticos del estribo para TR 500 años para los tres tipos de suelo en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.....	117
Figura 6- 58 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 2500 años en suelo sin cohesión en la dirección longitudinal.....	118
Figura 6- 59 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 2500 años en suelo sin cohesión en la dirección transversal.	119
Figura 6- 60 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 2500 años en suelo intermedio en la dirección longitudinal.	120
Figura 6- 61 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 2500 años en suelo intermedio en la dirección transversal.....	120
Figura 6- 62 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 2500 años en suelo cohesivo en la dirección longitudinal.	121
Figura 6- 63 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 2500 años en suelo cohesivo en la dirección transversal.....	122
Figura 6- 64 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 1000 años en suelo sin cohesión en la dirección longitudinal.....	123
Figura 6- 65 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 1000 años en suelo sin cohesión en la dirección transversal.	123
Figura 6- 66 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 1000 años en suelo intermedio en la dirección longitudinal.	124
Figura 6- 67 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 1000 años en suelo intermedio en la dirección transversal.....	124
Figura 6- 68 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 1000 años en suelo cohesivo en la dirección longitudinal.	125

Figura 6- 69 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 1000 años en suelo cohesivo en la dirección transversal.....	125
Figura 6- 70 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 500 años en suelo sin cohesión en la dirección longitudinal.	126
Figura 6- 71 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 500 años en suelo sin cohesión en la dirección transversal.....	126
Figura 6- 72 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 500 años en suelo intermedio en la dirección longitudinal.	127
Figura 6- 73 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 500 años en suelo intermedio en la dirección transversal.....	127
Figura 6- 74 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 500 años en suelo cohesivo en la dirección longitudinal.	128
Figura 6- 75 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 500 años en suelo cohesivo en la dirección transversal.....	128
Figura 6- 76 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 2500 años para los tres tipos de suelo en la dirección longitudinal para los puentes integrales.....	129
Figura 6- 77 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 1000 años para los tres tipos de suelo en la dirección longitudinal para los puentes integrales.....	130
Figura 6- 78 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 500 años para los tres tipos de suelo en la dirección longitudinal para los puentes integrales.....	131

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1- 1 Encuesta sobre puentes integrales en USA y Canadá.....	12
Tabla 1- 2 Límites para la construcción de puentes integrales en USA y Canadá	13
Tabla 1- 3 Posición del estribo	13
Tabla 2- 1 Registro y propiedades de puentes integrales en USA	18
Tabla 2- 2 Combinaciones de carga.....	33
Tabla 2- 3 Cargas.....	34
Tabla 4- 1 Parámetros de estudio de los puentes.	44
Tabla 4- 2 Características de los apoyos de neopreno.	45
Tabla 4- 3 Factores de carga.	46
Tabla 4- 4 Resultados de diseño de la subestructura.	47
Tabla 4- 5 Número de registros por periodo de retorno.	49
Tabla 4- 6 Medidas de la cimentación y armado longitudinal de los pilotes.	50
Tabla 5- 1 Recomendaciones de la acción pasiva del estribo.....	70
Tabla 5- 2 Recomendaciones de la acción activa del estribo.....	70
Tabla 5- 3 Periodos fundamentales de vibrar en dirección longitudinal (T_L) y transversal (T_T), para suelo sin cohesión, intermedio y cohesivo, para los puentes simplemente apoyado e integral.....	76
Tabla 6- 1 Nomenclatura para gráficos de columnas.	78
Tabla 6- 2 Estados de daño en la pila para TR 2500 años para tres tipos de suelo de relleno en los estribos.....	87
Tabla 6- 3 Estados de daño en la pila para TR 1000 años para tres tipos de suelo de relleno en los estribos.....	87
Tabla 6- 4 Estados de daño en la pila para TR 500 años para tres tipos de suelo de relleno en los estribos.....	87
Tabla 6- 5 Estados de daño en la pila para TR 0 años para tres tipos de suelo de relleno en los estribos.	88
Tabla 6- 6 Nomenclatura para medición de los estribos.	89

Resumen

En la red carretera mexicana existe una gran cantidad de puentes construidos con tipología común que son simplemente apoyados, los cuales se han estudiado a profundidad, de donde se concluye que su mantenimiento es muy elaborado y costoso para que continúen brindando en buen funcionamiento las superficies del tránsito vehicular, por lo tanto, se cuenta con estudios que buscan otras alternativas que permitan reducir el número de juntas en práctica para tener un mejor funcionamiento y alargar la vida útil de los puentes.

En el mundo se ha optado por incentivar la práctica de la construcción de puentes integrales, ya que se tienen opiniones positivas sobre su implementación y funcionamiento de los países donde se han implementado (Estados Unidos de América, Canadá y países europeos). La construcción de puentes integrales reduce los costos de mantenimiento que son necesarios en el caso de los puentes convencionales, por lo que en algunos lugares se optando por no construir más puentes simplemente apoyados.

México es un país donde es común en la práctica profesional la construcción de puentes convencionales, simplemente apoyados, además de que se encuentra en una zona altamente sísmica que podría ocasionar mayores daños en los puentes, con lo que los costos de mantenimiento y refuerzo llevarían a gastos cuantiosos para mantener la red de transporte en funcionamiento, por lo que el objetivo de este trabajo es estudiar la viabilidad de convertir puentes convencionales en puentes integrales de acuerdo con su comportamiento ante acciones sísmicas.

PALABRAS CLAVE

Puente

Estribo

Apoyos

Juntas

Terremoto

Abstract

In the Mexican highway network there is a large number of bridges built with common typology that are simply supported, which have been studied in depth, from which it is concluded that its maintenance is very elaborate and expensive so that they continue to provide in good operation the surfaces of the vehicular traffic, therefore, there are studies that look for other alternatives that allow reducing the number of joints in practice to have a better operation and extend the useful life of the bridges.

In the world it has been chosen to encourage the practice of building integral bridges, since there are positive opinions about their implementation and operation of the countries where they have been implemented (United States of America, Canada and European countries). The construction of integral bridges reduces the costs of getting in place that are necessary in the case of conventional bridges, so in some places they choose not to build more bridges simply supported.

Mexico is a country where it is common in professional practice to build conventional bridges, simply supported, in addition to the fact that it is located in a highly seismic zone that could cause greater damage to the bridges, with which maintenance and reinforcement would lead to considerable expenses to keep the transport network running, so the objective of this work is to study the feasibility of converting conventional bridges into integral bridges according to their behavior in the face of seismic actions.

Objetivos

Estudiar la factibilidad de transformar puentes de CR simplemente apoyados existentes en la costa del Pacífico de la red carretera mexicana en puentes integrales, y determinar las ventajas y desventajas que ofrecen los puentes integrales.

Los puentes integrales en el mundo

Los elementos estructurales de los puentes conocidos como juntas de expansión, debido a las tensiones térmicas se expanden y contraen creando movimiento, los movimientos que se generan por cambio en la temperatura se ha propuesto que sean absorbidos por dichas juntas de expansión, las cuales tienen que ser sustituidas varias veces a lo largo de la vida útil del puente, de donde se concluye que se invierten importantes cantidades de dinero en los procesos de instalación, reinstalación y mantenimiento de juntas de expansión y apoyos a base de placas intercaladas de hule y acero, requiriendo un mantenimiento continuo que implica un gran impacto económico en todas las fases de la vida útil de los puentes carreteros: diseño, construcción y mantenimiento. Recientemente se ha optado por una alternativa rentable, cada vez más popular entre los propietarios e ingenieros de puentes, que es construir el puente con pila integral, a lo que se llama puente integral.

Un puente integral es una estructura construida sin apoyos móviles o articulados en la unión del tablero con las pilas o estribos, es decir, es una estructuración continua. Expresado en forma simple: un puente integral puede ser concebido como una estructura de marco rígido, obligando a la superestructura a interactuar con el relleno y suelo de cimentación bajo cargas térmicas, gravitacionales y accidentales.

a) Presencia de los puentes integrales en el mundo

A partir de los años 80, el Reino Unido despertó un gran interés por la práctica de los puentes integrales utilizados en los demás países, resultado de esto en la elaboración del libro titulado *Continuos and Integral Bridge* por Brian Pritchard, debido a este libro la administración británica elaboró documentos donde expresa la necesidad de construir puentes integrales debido a los problemas existentes en los puentes existentes, a su vez haciendo recomendaciones para limitantes de acuerdo a longitudes y esviajamientos para poder implementar dicha alternativa.

Suiza, por su parte elimina las juntas para puentes inferiores a 30 m de longitud, para Dinamarca el límite de la longitud de los puentes para eliminar las juntas en estribos hasta 100 m, mientras que en Japón el primer puente integral construido cuenta con un tablero continuo de tres claros con sección tipo cajón de concreto pretensado teniendo una longitud total de 110 m.

El departamento de transporte del estado de New York (NYSDOT) comenzó la construcción de puentes integrales a finales de 1970 y principios de 1980, para 1996 ya habían construido alrededor de 155 estructuras integrales. Contando

con su propio proceso constructivo integral desde 1995. De la encuesta realizada por el departamento de New York sobre los puentes integrales (Kunin & Alampalli, 2000), 39 estados o provincias en los estados Unidos y Canadá, ocho de ellos manifestaron que no tenían experiencia en dicha tipología de puentes, pero en general, se tienen una opinión muy favorable donde se ha implementado este sistema y se reporta con una calificación de desempeño “bueno” o “excelente”. A excepción de Arizona donde la opinión es negativa, reportando que, de 50 puentes registrados, todos han requerido reparaciones costosas. La Tabla 1-1 resume la opinión sobre los puentes integrales en USA y Canadá, con respecto a: los estados, número de puentes construidos, última y más reciente construcción, longitud mayor y software utilizado en el proceso de diseño.

Tabla 1- 1 Encuesta sobre puentes integrales en USA y Canadá

Estado o Provincia	Total Construidos	Primero Construido	Último Construido	Longitud de la construcción (m)			
				Viga de acero	Viga prefabricada de concreto	Viga de concreto colada en sitio	Programas de software utilizados
AK	50	1975	1995	-	41.2	-	L-pile, COM624
AZ	50	1975	1985	- ^c	- ^c	- ^c	- ^c
AR	2	1996	1996	90.9	-	-	Software de casa
CA	Miles	1950	1995	-	-	122	BDS
CO	1643	1905	1996	318.4	339.2	190.4	Ninguno
GA	25	1975	1992	91.5	-	125.1	P-frame, viga continua
IL	350	1983	1996	61	91.5	36.6	Sin aplicación especial
IA	Cientos	1962	1996	82.4	152.5	41.2	Ninguno
KS	1000	1935	1996	136.8	126.4	177.6	Ninguno
KY	260	1970	1994	89.1	122	31.7	Sin aplicación especial
ME	18	1983	1996	57.3	45.8	29.3	Sin aplicación especial
MD	18	1986	1996	-	15.9	-	Ninguno
MA	20	1930	1996	106.8	84.8	43.9	GT STRUDL, L-pile, FEA
MI	6	1990	1996	-	147.9	-	Software de casa
MN	Sin registros	1958	1996	53.4	53.4	30.5	Staad 3
NV	Muchos	1980	1996	77.8	33.6	84.2	Software de diseño estandar de vigas
NH	2	1993	1996	45.8	24.4	-	-
NY	155	1980	1996	93.3	68.3	-	-
NS	2	1986	1996	-	38	-	-
OK	50	1980	1996	-	91.5	-	Sin aplicación especial
OR	Desconocido	1940	1996	-	335.5	-	STRUDL, BRIDG2D
PA	50	1946	1996	122	183	-	Software en desarrollo
QC	1	1988	1988	-	78.1	-	ANCAD, Análisis estructural en 2D
SD	818	1948	1996	112.9	209.2	106.8	Sin aplicación especial
TN	1000	1965	1996	175.4	358.4	189.1	Ninguno
VT	10	1975	1993	24.4	-	-	Software de casa
VA	25	1982	1996	98.6	235.5	-	Ninguno
WA	1000	1965	1996	-	183	61	Software de casa, SEIDAB
WY	1458	1957	1996	100	127	99	BRASS, Risa, BDS
Sobre 9773 construidos		1905	1996	318.4 max 24.4 min	358.4 max 15.9 min	290.4 max 29.3 min	

La Tabla 1- 2, presenta los límites máximos permitidos por estados o provincias para el movimiento térmico, longitud del puente, ángulo de inclinación, tolerancias para ubicación de los pilotes. No se cuenta con límites establecidos para México debido a que esta práctica de construcción de puentes integrales aún no se lleva a cabo, sin embargo, de acuerdo con la estadística se tienen registros del límite máximo para longitud de claro de 90 m y de claros menores a 24 m.

Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo

Tabla 1- 2 Límites para la construcción de puentes integrales en USA y Canadá

Estado o Provincia	Movimientos térmicos (cm)	Longitud de la construcción (m)			Ángulo de inclinación (grados)	Tolerancia para la ubicación de la pila (cm)	Altura (m) Estribo o pila
		Viga de acero	Viga prefabricada de concreto	Viga de concreto colada en sitio			
AK	-	-	61	-	30	7.6	-
AR	-	91.5	91.5	-	15	Por especificación	Sin límite
CA	1.3	31.1	50.9	50.9	21	10.2	4.3
CO	10.2	91.5	183	152.5	Sin límite	15.2	Sin límite
GA	Sin límite	Sin límite	Sin límite	Sin límite	30	Sin especificación	Sin límite
IL	Sin límite	83.9	114.4	114.4	30	Estandar	Sin límite
IA	Limitado por la longitud	ndeterminad	152.5	152.5	30	7.6	0.9 a 1.5
KS	5.1	91.5	152.5	152.5	4	7.6	Por diseño
KY	Sin límite	91.5	122	122	30	15.2	Sin límite
ME	9.5	90	150	150	25	5.1	3.6
MD	2.5	-	18.3	-	30	15.2	3.1 a 4.6
MA	Sin definir	99.1	99.1	99.1	30	7.6	Mínimo
MI	Sin límite	Sin límite	Sin límite	Sin límite	30	15.2	-
MN	Sin límite	61	61	61	20	Sin especificación	1
NV	2.5	76.3	122	122	20 a 45	-	Diseño
NH	3.8	45.8	24.4	-	10	-	-
NY	Limitado por la longitud	140	140	140	30	2.5	-
ND	Limitado por la longitud	122	122	48.8	30	Sin especificación	3.7
OK	-	91.5	122	Sin límite	Sin inclinación	15.2	3.1
OR	Sin límite	Sin límite	Sin límite	Sin usar	45	Sin especificación	Sin límite
PA	5.1	91.5 a 122	122	-	20	-	-
QC	Sin límite	-	78.1	213.5	20° 15'	5	3
SD	Limitado por la longitud	106.8	213.5	244	30	15.2	Sin límite
TN	5.1	130.8	244	-	Sin límite	Sin especificación	-
VT	Limitado por la longitud	24.4	-	-	15	Estandar	Sin límite
VA	3.8	91.5/46.8°	152.5/79.3°	61	30	7.6	Sin límite
WA	Sin límite	Sin usar	106.8	-	30	15.2	-
WV	5.1	-	-	100	30	7.6	Sin límite
WY	5	100	130	100	45	2	Sin límite
Max	Sin límite	Sin límite	Sin límite	Sin límite	Sin límite	Por especificación	Sin límite
Min	1.3	24.4	18.3	48.8	Sin inclinación	2	0.9

La Tabla 1- 3 resume la orientación de las pilas, donde cuatro agencias difieren de esta tabla. El estado de Washington alterna la orientación de una pila a otra, En Dakota del Norte, orienta el eje débil paralelo a la cara de la pila, Colorado coloca el eje débil paralelo a la dirección de esviajamiento, y sí los movimientos son mucho mayores el eje débil puede orientarse en la dirección del movimiento, mientras en Quebec solamente han utilizado pilas tipo tubo.

Tabla 1- 3 Posición del estribo

Posición del estribo	Agencias que responden
Eje débil perpendicular a la dirección del tráfico	10
Eje débil en la dirección del tráfico	6
Eje débil paralelo en la dirección de inclinación	2
Eje débil perpendicular a la dirección de inclinación	2
Combinaciones:	
Eje débil en la dirección del tráfico y perpendicular a la dirección de inclinación	2
Eje débil perpendicular a la dirección del tráfico y paralelo a la dirección de inclinación	2
Eje débil en la dirección del tráfico y perpendicular a la dirección del tráfico	1
Total	25

b) Software recomendado

Como tal un software específico para el diseño de puentes integrales no existe, muchas agencias e instituciones han utilizado una gran variedad de software, aunque conocidas las bases que rigen el diseño de los puentes integrales cualquiera puede cumplir con el objetivo. Algunas realizan modelos en 3D mediante el software X-TRACT para la obtención de los diagramas de momento tanto de columnas como pilas y estribos. En el estado de Virginia el modelado utilizado es mediante elementos finitos por medio del software SAGE 2.03, simplemente por su preferencia o facilidad de manejo (Bennett, 1996), en cambio algunos prefieren desarrollar un modelo estructural no lineal mediante elemento finito desarrollado en el programa SAP2000 y usando el modelo de Takeda (Semih & Murat, 2014, Murat & Semih, 2010), otros implementan GTSTRUDL (Susan et al, 2001) y ANSYS 11.0 (B. Kong, 2016), en ocasiones el diseño y modelado de la cimentación es mediante el software PROSHAKE debido a que se pueden considerar más propiedades para caracterizar el suelo y así realizar un diseño óptimo.

c) Aspectos importantes a considerar en el análisis estructural

En este tipo de puentes es necesario analizar detalladamente las causas que generan los movimientos, su importancia y llegar a una solución de viabilidad y ámbito para ser aplicados. Todos los puentes, sin importar su naturaleza, tienen movimientos o desplazamientos horizontales, verticales y rotaciones que se deben considerar en los procesos de análisis y diseño estructural. Los movimientos verticales se presentan por asentamientos del suelo de soporte, rotaciones por las acciones gravitacionales y cargas vivas; las causas que provocan los movimientos horizontales pueden llegar a ser ocasionados por:

➤ *Movimientos internos del puente*

Estos movimientos son los que causan un gran revuelo en los puentes integrales, ya que todos ellos tienen que ver con el comportamiento que tendrá dependiendo si son generados por el pretensado de trabes o losa postensada, fluencia, contracción y temperatura, estos movimientos serán explicados en el Capítulo 2: Comportamiento y proceso constructivo de puentes integrales.

➤ *Movimientos por causas externas*

Estos movimientos se generan por las fuerzas o demandas a que está sujeto el puente debido a causas externas, es decir, terremotos, vientos y movimientos causados por las cargas de servicio como la fuerza de frenado y la fuerza centrífuga en puentes curvos, se abordará con mayor detalle el tema en el Capítulo 2: Comportamiento y proceso constructivo de puentes integrales.

➤ *Movimientos debido al terreno*

Estos movimientos son causa de hundimientos de la cimentación, movimientos inducidos por los terraplenes y empujes del suelo. Para estos movimientos se debe tomar en cuenta el tipo de subestructura que tendrá

el puente, es decir, si está cimentado sobre terraplén o en corte ya que esto tiene mayor influencia debido a que la estructura es incapaz de absorber asentamientos diferenciales, en el Capítulo 2: Comportamiento y proceso constructivo de puentes integrales se explica este tipo de movimientos.

d) Ventajas y desventajas

Se tiene poco conocimiento del comportamiento de los puentes integrales. En los países que se han implementado, a lo largo del tiempo se han reforzado y reafirmando ciertas características para el diseño de puentes integrales, de donde se han observado tanto ventajas que favorecen el funcionamiento de los puentes como desventajas que pueden llegar a perjudicar catastróficamente a los puentes. De acuerdo a cada aprendizaje y singularidad registrada en cada puente se deben evaluar las condiciones para su diseño y construcción (Vasant C. 2005).

Dentro de las ventajas se consideran las siguientes:

- Presentan mejor comportamiento estructural por el hecho de ser contruidos monolíticamente, convirtiéndose en estructuras hiperestáticas que proporcionan una mayor estabilidad y mejor comportamiento dinámico ante cargas por sismo.
- Al eliminar las juntas de expansión y los apoyos de neopreno, se logra una continuidad de la superestructura con la subestructura, evitando la formación de escalones y disminuyendo las cargas de impacto por el tránsito de las cargas vivas, se mejora la calidad de conducir un vehículo.
- Al eliminar varios de los componentes del puente se reducen los costos de mantenimiento, es decir, los puentes integrales incluyen costos a largo plazo, donde el mantenimiento necesario se provee por medio de tareas más sencillas que no representan costos elevados.
- Durante el proceso constructivo, al ser estructuras hiperestáticas, pueden presentarse reducciones en las demandas de los elementos mecánicos, permitiendo tener la opción de reducir secciones transversales de los componentes estructurales ya que son capaces de resistir demandas mayores por ser una estructura continua.
- Los puentes integrales tienen la peculiaridad de ser estructuras estáticamente indeterminadas, al estar asociados implícitamente a mayores factores de seguridad debido a que una estructura hiperestática tiene mayor capacidad de redistribuir los esfuerzos a elementos con menores cargas.
- Los puentes cuentan con una mayor rigidez y por lo tanto sus deflexiones son menores que las de una estructura convencional, debido a su continuidad presentan mayor estabilidad, para recibir eventos sísmicos y sobrecargas.

Por otro lado, las desventajas que se reportan en la literatura son:

- Los puentes integrales no pueden ser reemplazados por puentes convencionales ya que son estructuras continuas, y para eliminar un elemento se tendría que reemplazar toda la estructura, lo cual resulta impráctico y antieconómico.
- Cuando las condiciones de cimentación son desfavorables y se presentan asentamientos mínimos, los puentes integrales presentan cambios notables en los momentos flexionantes, cortante, reacciones y fuerzas internas en los elementos, lo cual es efecto de la continuidad de la estructura.
- Cuando los elementos estructurales del puente tienen una fabricación deficiente, variaciones de temperatura muy drásticas o deformaciones internas inducidas por acción de la carga, se presentan cambios graves de las fuerzas en la estructura.
- Como son estructuras hiperestáticas, su análisis y diseño son mucho más complejos, pero el esfuerzo vale la pena porque se obtienen ahorros importantes en materiales y proceso constructivo, además de que el puente tiene un mejor comportamiento estructural con respecto de un puente convencional.
- Las fuerzas secundarias como son: contracción, fluencia, asentamiento, temperatura y presión del suelo, pueden causar grietas en los estribos de puentes de concreto.
- No se pueden utilizar puentes integrales con terraplenes o subsuelo débiles y solo longitudes limitadas, aunque aún no existe una longitud máxima. Los puentes integrales son adecuados si la temperatura esperada induce desplazamientos en cada pilar menores o iguales a 51 mm (GangaRao et al., 1996).

Se podría seguir analizando un conjunto de ventajas y desventajas, que nos llevarán a la conclusión de que las ventajas y beneficios que presenta un puente integral son mucho mayores a largo plazo con respecto de puentes simplemente apoyados, por lo que vale la pena esforzarse en los procesos de análisis y diseño, tanto en puentes nuevos como en existentes donde su rehabilitación puede ser el transformarlos de puentes existentes convencionales a puentes integrales.

e) *Normatividad*

Para el análisis no lineal en la historia del tiempo, algunas instituciones de EUA, donde ya realizan la construcción de puentes integrales, recomiendan implementar las normas AASHTO para tipo de suelo 1, clasificado de acuerdo a PEER (Pacific Earthquake Engineering Research).

El *American Petroleum Institute (API). Recommended practice and planning, designing, and constructing fixed offshore platforms*, proporciona la definición de curvas P-Y para desarrollar modelos del suelo a base de resortes, las cuales se consideran en las normativas e investigaciones recientes para el desarrollo de los modelos numéricos para la cimentación y el suelo (API, 2000).

Design Guidelines of Ontario Ministry of Transportation of Canada recomienda un modelo donde se desprece la rigidez del relleno, ya que con esto se tendrían

resultados conservadores, pero realmente se ha investigado poco al respecto, el efecto del relleno presenta muchas controversias en el análisis de los puentes integrales.

Los Departamento de Transporte de New York, Iowa y Virginia en los EU (Kunin J, 1999, Weakley K, 2005, Abendroth RE, 2007), cuentan con su propio manual de diseño y construcción para puentes integrales.

Los ministros del Transporte en Ontario (Husain I, 1996) y Alberta en Canadá (2008) elaboraron, mediante pruebas de laboratorio y análisis, manuales para la construcción de puentes integrales.

Existen informes de diseño de puentes integrales desarrollados por instituciones, así como ingenieros e investigadores (Dicileli M. A, 2000, Wolde, 1988, Burke Jr MP., 1990, Burke MP Jr., 1990, Dicileli M, 2002, Kerokoski Olli., 2005).

Las especificaciones de diseño de puentes (LRFD Bridge Design Specifications) AASHTO (American Association of State Highway Transportation Officials, 2004) utilizan sus especificaciones para el modelado de vigas, cargas vivas o movibles, entre otras, al igual que para vigas de acero se recomiendan las normas AASHTO Artículo 10.2.2 y para vigas de concreto el Artículo 8.5.3. Para el estudio de temperatura, las instituciones que llevan análisis para los rangos de temperatura de acuerdo al Artículo 3.16, indican variar la temperatura en el intervalo de 40°C a 15°C.

La mayoría de las agencias que presentan un procedimiento y una normativa para los puentes integrales, mantienen un esviajamiento de 30°, la altura máxima del pilar va desde 0.9 m hasta ningún límite, y la altura del muro de retención desde 0.3 m y sin límite.

El Departamento de Virginia Occidental, proporciona un estudio realizado al comportamiento de puentes integrales para prevenir o mitigar las causas de asentamientos a corto y largo plazo. (Bennett, 1996).

Comportamiento y proceso constructivo de puentes integrales

La superestructura de los puentes integrales está sujeta a las mismas cargas que los puentes convencionales, es decir, cargas vivas, muertas, por sismo, etc., y por cargas secundarias como la temperatura, siendo estas las cargas que deben soportar los puentes integrales. Debido a que los puentes integrales tienen conexiones rígidas entre tableros y estribos o pilas, los puentes integrales mejoran la resistencia sísmica con respecto de los puentes simplemente apoyados (Hoppe and Gómez, 1996).

Es necesario evaluar y analizar detalladamente los movimientos de los puentes integrales, así como su importancia, viabilidad para determinar su aplicabilidad como función de donde puede ofrecer un mejor comportamiento con el menor costo de mantenimiento a lo largo de su vida útil (Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, 2000).

En los Estados Unidos se tiene un amplio historial de puentes integrales construidos desde hace más de 50 años donde se eliminaron completamente las juntas de dilatación y apoyos, de una encuesta realizada en 38 estados, se reportó que más del 70% de los estados de EU tienen en operación este tipo de puentes, los cuales se catalogan como federales, estatales y a nivel provincia, Tabla 2- 1. Las longitudes que normalmente se presentan en la construcción de estos puentes son menores a 120 m, donde utilizan cabezas de pilote y la construcción de ellos es de acero, concreto reforzado y concreto pretensado o postensado.

Tabla 2- 1 Registro y propiedades de puentes integrales en USA

Estado	Uso	Categoría de carretera	Longitud de puente							Juntas	Primer puente construido	Mayor longitud			Relleno
			< 60 m	60 a 90 m	90 a 120 m	120 a 150 m	150 a 180 m	180 a 210 m	210 a 240 m			> 240 m	Acero	Concreto	
Alabama	No	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Arizona	Si	Todas	x	-	-	-	-	-	-	No	1976	90	-	49	Granular
Arkansas	No	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
California	Si	Todas	x	x	-	-	-	-	-	Si	1950	73	79	73	Granular
Colorado	Si	Todas	x	x	x	-	-	-	-	Si	1975	-	-	137	Granular
Florida	Si	Estatal	x	-	-	-	-	-	-	Si	1985	-	61	-	Sin registro
Gergia	Si	Todas	-	x	-	x	-	-	-	Sin registro	1977	104	-	145	Sin registro
Hawaii	No	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Idaho	Si	Todas	x	x	-	-	-	-	-	Si	1972	81	80	159	Granular
Illinois	Si	Todas	x	-	-	-	-	-	-	Si	1986	-	30	-	Granular
Indiana	Si	Todas	-	x	-	-	-	-	-	Si	1972	-	46	-	Granular
Iowa	Si	Todas	-	-	x	x	-	-	-	Si	1964	-	40	91	Granular
Louisiana	No	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Michigan	No	Provincia	-	x	-	-	-	-	-	Si	1970	76	-	-	Granular
Minnesota	Si	Todas	x	-	-	-	-	-	-	Si	1960	61	-	-	Granular
Mississippi	No	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Missouri	Si	Estatal	x	x	x	x	x	-	-	Si	1960	152	183	-	Sin registro
Montana	Si	Todas	x	x	-	-	-	-	-	Si	Sin registro	46	33	70	Granular
Nebraska	Si	Estatal	-	x	-	-	-	-	-	Si	1969	141	-	79	Granular
Nevada	Si	Todas	x	x	x	-	-	-	-	Si	1974	90	-	162	Granular
New Jersey	No	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Nuhamshire	No	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
New México	Si	Todas	x	x	x	x	-	-	-	No	1977	76	-	137	Granular
N. Carolina	No	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
N. Dakota	Si	Estatal	x	x	-	x	-	-	-	Si	1960	107	30	137	Granular
Oklahoma	Si	Estatal	x	x	-	-	-	-	-	Si	1979	-	85	64	Granular
Oregon	Si	Todas	x	x	-	-	-	-	-	No	1930	-	117	128	Granular
Pennsylvania	Si	Estatal	x	x	-	-	-	-	-	Si	1935	-	-	76	Granular
S. Carolina	Si	Estatal	x	-	-	-	-	-	-	Si	194	67	46	-	Granular
S. Dakota	Si	Todas	x	x	x	-	-	-	-	Si	1946	108	99	-	Sin registro
Tennessee	Si	Todas	x	x	x	x	x	x	x	Si	1970	127	140	283	Granular
Texas	No	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Utah	Si	Todas	x	x	x	-	-	-	-	No	1950	137	46	122	Granular
Virginia	Si	Estatal	x	-	-	-	-	-	-	No	1982	55	-	-	Granular
Washington	Si	Estatal	x	-	-	-	-	-	-	No	1960	-	107	-	Granular
W. Virginia	No	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Wisconsin	Si	Todas	-	x	-	-	-	-	-	No	1970	30	46	91	Grava de río
Wyoming	Si	Todas	x	x	-	-	-	-	-	No	1960	108	61	52	Granular

En la actualidad no existe un manual, norma, reglamento o especificaciones para la construcción y diseño de puentes integrales como tal, por lo que los países que han llevado a la práctica este tipo de construcciones lo han desarrollado con base en las experiencias, estudios, experimentos y análisis existentes de su comportamiento (Vasant C. 2005).

Para lograr que la estructura se comporte monolíticamente con la superestructura (losa, vigas, etc.) y la subestructura (pilas y/o estribos y pilotes) que son el medio de soporte, el diseño tiene sus desafíos, debido a la importancia que se debe dar en el modelo numérico de los muros de respaldo, ya que deben tomarse en cuenta la contracción y expansión del puente por ser integral y los cambios de temperatura que estén presentes (Rodolfo F. Maruri, 2005).

Las juntas y apoyos se implementan para absorber los movimientos que se pueden generar en los puentes, las causas que provocan movimientos horizontales deben considerarse para el diseño de los puentes integrales, el Ministerio de Fomento (2000) proporciona algunos valores y expresiones derivadas de la normativa AASHTO para el cálculo de dichos movimientos.

Movimientos internos de las estructuras

La contracción del concreto depende de la humedad, temperatura ambiente, tamaño y forma de los elementos, a lo largo del proceso de secado, el concreto presenta una disminución de volumen que ocurre con mayor velocidad al inicio de la vida útil de la estructura, por lo cual es importante la consideración de este efecto.

El flujo plástico, es una propiedad de los materiales de deformarse a lo largo de varios periodos de tiempo cuando están sometidos a esfuerzos constantes o a cargas constantes; en el inicio se presenta un incremento de deformación que va disminuyendo como función del tiempo transcurrido.

La temperatura es el factor que mayor influencia tiene en la concepción de puentes integrales, siendo este un factor muy importante en la determinación de la implementación de este tipo de puentes en cada sitio.

El pretensado también suele usarse en puentes integrales, aunque en USA esta práctica es poco común y hasta suele conocerse penalizada, solamente en puentes muy cortos o con longitudes moderadas intercalando con losas postensadas, siendo estas prefabricadas para que no influya en el comportamiento del tablero evaluando cuál es la parte de la fluencia que falta por desarrollarse e integrarse con el cimiento

Movimientos debidos a las cargas exteriores

El viento provoca movimientos horizontales que deben tomarse en cuenta en el diseño de la tormenta para puentes donde se tenga previsto su utilización cuando la acción del viento no es despreciable, estudiando y analizando su dirección más desfavorable y los problemas a que podría llevarse al puente integral.

Los sismos tienen gran relevancia, a medida que avanza el tiempo y gracias a los grandes avances en la tecnología, se tiene una mejor idea de su posible comportamiento, por lo que se recomienda utilizar la acción del sismo para las estructuras mediante análisis estructurales que consideren dos componentes horizontales del movimiento del terreno, y en algunos casos se sugiere incluir también la componente vertical.

La fuerza de frenado de los vehículos se considera mediante una fuerza horizontal equivalente al cinco por ciento de la carga vehicular actuando en todos los carriles.

La fuerza centrífuga es una fuerza horizontal radial actuante en estructuras en curvas horizontales. Mientras que los asentamientos son deformaciones verticales del terreno, provocados por la aplicación de carga o por el propio peso de las capas del suelo siendo inmediatos o diferidos; como se vio en las desventajas, los asentamientos provocan grandes problemas a la estructura de un puente integral por lo que se deben eliminar

Movimientos debidos al terreno

Para estribos cimentados sobre terraplén, se limitan por la incapacidad del puente para minimizar el asentamiento diferencial cuando el puente se encuentra en estado de servicio, ya que se producen pequeñas grietas perjudicando la estructura, similarmente, debido a la discontinuidad en el tablero o losa no es cómodo tener grietas que den sensación de inseguridad al usuario.

Estribo construido en corte, se evalúa la influencia que tienen las cargas al borde del talud dependiendo del tipo de corte realizado.

El empuje del suelo en estribos es la gran ventaja que ofrecen los puentes integrales, debido a que los empujes horizontales en contacto con el estribo se transmiten y se compensan con la estructura del tablero, ayudando a que los pilotes no tengan que absorber estos esfuerzos, con lo cual se reducen los costos y facilita su construcción.

Las soluciones para el diseño y construcción de los puentes integrales son diversas, ya que existen muchas incertidumbres relacionadas con el movimiento de las estructuras a causa de los diferentes grados de libertad que puede presentarse en un puente y debido a los diferentes tipos de cimentaciones empleadas, así como el comportamiento funcional y estructural del puente.

Debido a esto, se describen los elementos de mayor importancia dentro de los procesos de diseño y construcción de puentes integrales:

Losa de transición

La losa de transición tiene la finalidad de disminuir o casi desaparecer los desplazamientos que se producen entre la calzada de acceso y el estribo que sostiene al tablero, también tiene como objetivo interrumpir la filtración del agua al terraplén de acceso favoreciendo el comportamiento del puente, logrando que el puente permita un tránsito más cómodo con la seguridad de que no ocurrirán asentamientos diferenciales entre el terraplén y el puente (Ministerio de

Fomento, 2000). Otra función de las losas de transición es minimizar la consolidación del relleno y eliminar sobrecargas sobre el relleno, esta presión pasiva depende del área de las pilas o estribos, los cuales deben reducir en el mayor valor posible y compensar esta reducción utilizando terraplenes cerca de la superestructura.

La profundidad de la losa de transición se define de acuerdo a su tipo, para ello se encuentran en la literatura dos tipos de estos elementos:

- a) Losa de transición para firmes rígidos con pavimentos asfálticos (Figura 2- 1), donde se hace coincidir la losa con el tablero y sobre la losa con el espesor de pavimento diseñado.

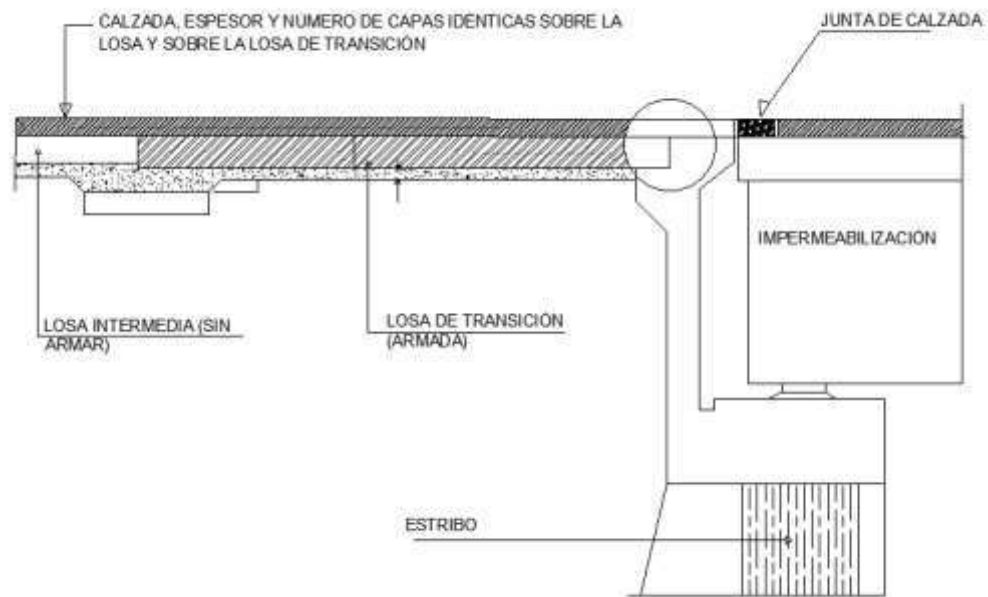


Figura 2- 1 Losa de transición para firmes rígidos con pavimentos asfálticos.

- b) Losa de transición para firmes flexibles (Figura 2- 2), la losa va debajo del firme de concreto. Con base en la experiencia e investigaciones, se recomienda que el firme este situado al nivel superior del tablero (Ministerio de Fomento, 2000).

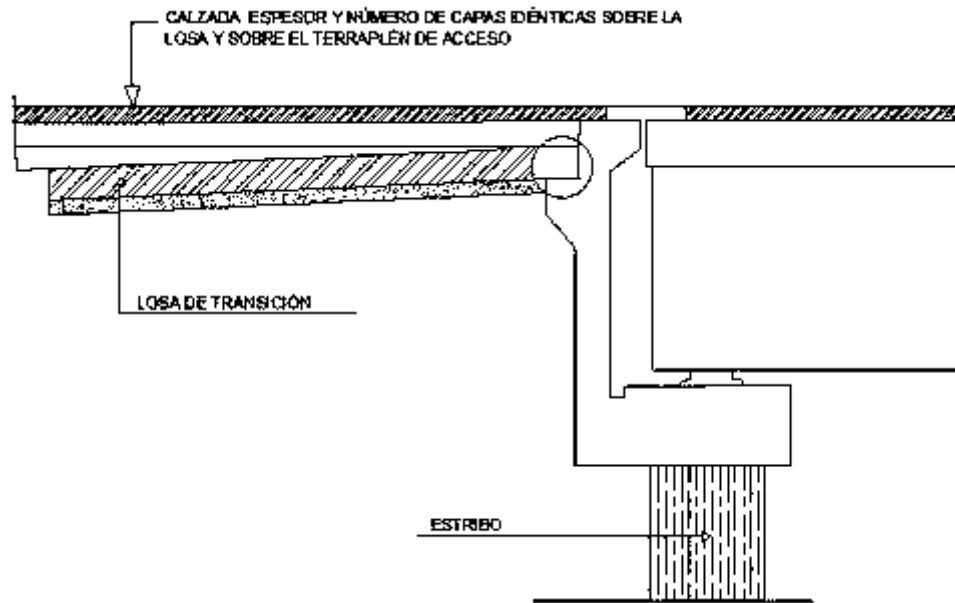


Figura 2- 2 Losa de transición para firmes flexibles.

Conexión con el estribo

La forma más eficaz y simple para realizar la conexión con el estribo en la práctica es conectar la losa al estribo simplemente empotrándola como se ve en la Figura 2- 3, debido a que, si la losa tiene un armado correcto, la hace muy dúctil y si existiera algún asentamiento podría crearse una articulación plástica en dicho empotramiento, lo cual sería una medida preventiva ya que en el caso de aparición de grietas daría un aviso para tomar medidas de prevención.

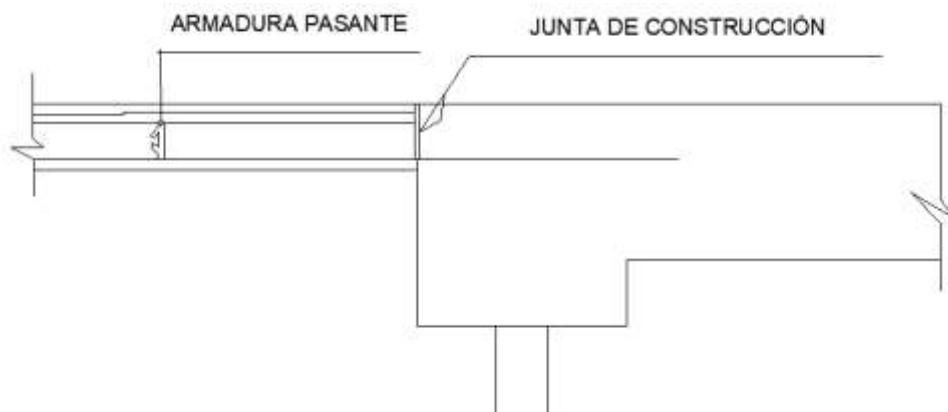


Figura 2- 3 Propuesta de conexión de losa empotrada con estribo.

Geometría de la losa de transición

Es difícil definir la longitud de la losa de transición, ya que es la conexión o medio de transmisión de las cargas entre el pavimento del puente y el pavimento o losa de la carretera, debido a experiencias sobre esto, se recomienda tener en cuenta entre 3 m y 6 m de longitud para transmitir las cargas, el ancho de la losa coincide con el ancho del tablero del puente y el pavimento de la carretera. Espesores recomendables a utilizar son: 20, 25 y 30 cm, ya que a mayor espesor menor capacidad de rotación.

Comportamiento de las pilas

Las conexiones de pilas en estos puentes pueden ser semi-integrales o integrales ya que, en encuestas reportadas por diferentes estudios, se recomiendan debido a que las conexiones semi-integral en pilas no experimentan daños ni pequeñas grietas que sean alarmantes o visibles (Oesterle et al., 1998).

Como el desplazamiento de la pila es principalmente longitudinal en los efectos de expansión y contracción, las rotaciones de la pila se ignoran debido a que son muy pequeñas para considerarse en el análisis (Robert J. Frosch, 2006).

Cimentación del estribo

Para la cimentación de los puentes integrales, lo más factible por facilidad constructiva de los estribos es utilizar una sola hilera de pilotes hincados debido a la flexibilidad que pueden aportar, estos se encargan de recibir y transmitir las cargas de la superestructura y subestructura hacia el suelo, manteniendo así su capacidad durante toda su vida útil, algunos de los aspectos a considerar para la cimentación son los siguientes:

Tipos de pilotes empleados

Es la solución constructiva tradicional eficaz para estas estructuras, ya sean hincados sobre terreno natural o a través de terreno natural y relleno, los utilizados pueden ser: pilotes de acero o prefabricados de concreto armado.

Comportamiento de los pilotes de acero

La capacidad de cimentación de los pilotes juega un papel importante en el diseño de los puentes integrales, para soportar la carga vertical incluso cuando los pilotes están sujetos a desplazamientos por temperaturas inducidas ya que pueden reducir la capacidad de carga vertical de las pilas (Sami, 1999).

Es común que se apoyen los puentes integrales sobre pilotes IR de acero, aunque también se han utilizado pilotes OR con tapa e inclusive rellenos de concreto, y pilotes de concreto pretensado.

Los pilotes de acero son los más comunes de implementar en este tipo de puentes debido a su excelente comportamiento contra las deformaciones. Los perfiles de acero que se utilizan son IR, orientados con el eje débil perpendicular al eje del estribo, lo que sucede a largo plazo es que el pilote de acero suele desplazarse junto con el terreno y los aleros de los estribos, formando así casi una sección cuadrada de toda la cimentación. La capacidad de deformación que tiene este tipo de perfil es muy elevada por lo que no suelen tener limitaciones para las rotaciones plásticas que podrían desarrollarse, tomando en cuenta que se debe prestar atención en la relación de esbeltez que tendrían para tener un funcionamiento adecuado.

Las deformaciones unitarias máximas que podrían tener estos pilotes, estarían impuestas por los movimientos cíclicos del puente debido a los cambios de temperatura, pero se ha demostrado que estas deformaciones no superan el 1% para centenares de ciclos, haciendo así que el perfil tenga una eficiente

estabilidad con capacidad de soportar importantes cargas de distintas fuentes, presentando la falla de la sección transversal para valores muy elevados de deformaciones y un número de ciclos de carga y descarga muy alto, mucho más elevados que los que podrían tener los puentes integrales (Ministerio de Fomento, 2000).

Las distintas deformaciones que se presentan en los pilotes de acero se caracterizan primeramente por una deformación elástica o fase elástica, que es donde el pilote regresa a su estado normal, y una fase plástica presente cuando no puede regresar a su posición original, induciendo la formación de una articulación plástica en el empotramiento del pilote con el tablero; una segunda en contacto con el terreno induciendo la formación de una segunda articulación plástica, y finalmente se forma una última articulación plástica entre las dos articulaciones anteriores, alcanzándose el colapso del pilote, y en consecuencia el colapso de la estructura. El Ministerio de Fomento (2000), presenta un procedimiento para el cálculo de pilotes de acero. Respecto a la durabilidad de este tipo de pilotes, la respuesta es muy favorable en la práctica ya que tienen buen comportamiento ante el fenómeno de corrosión aceptable al igual que su durabilidad, tomando en cuenta que se debe proveer de capas de protección para aumentar su durabilidad.

Unión del tablero con el estribo

Dependiendo de la tipología del puente, se requerirá un detalle específico de la conexión del tablero con el estribo, ya sea tablero de losa, traveses prefabricados de concreto o tablero mixto con cajón y vigas metálicas, las características de los pilotes tienen insignificancia sea cual sea el tipo de tablero para su construcción, todos los casos tienen en común:

- La losa de transición debe tener un anclaje correcto y junto al empotramiento debe estar constituida en el tablero correctamente.
- Cuando existan pilotes de acero, estos deben estar dentro de la viga o trabe transversal donde se tiene la unión del tablero la losa y los pilotes.
- Los pilotes no deben interferir o perjudicar a la viga, es decir, no se deben encontrar embebidos en una profundidad que pueda ocasionar problemas.
- Se debe asegurar la transmisión de las cargas en las uniones de los pilotes con el concreto mediante placa de acero en la cabeza, pernos conectores en el empotramiento, ángulos soldados.
- La unión del pilote con la viga puede provocar algunas grietas por lo que es necesario dimensionar correctamente una armadura para evitar el agrietamiento.

Limitaciones para la implementación de los puentes integrales

Ministerio de Fomento (2000), presenta un conjunto de limitaciones para utilizar en los puentes integrales definidas con base en los conocimientos del comportamiento de este tipo de puentes, las cuales son:

- a) Cada pilote no deberá tener una carga mayor al 40% de la carga máxima, esto es para proveer un factor de seguridad adecuado al no tenerse muy limitada la capacidad de desplazamiento y rotación del cabezal del pilote, y así garantizar un mejor comportamiento.
- b) Los desplazamientos horizontales en la cabeza del pilote no deben ser mayores que 30 mm.
- c) Los desplazamientos verticales no deberán ser mayores que 0.4% de la longitud del claro en vías principales y 0.8% en vías secundarias. Los puentes integrales no deben construirse en terraplenes muy grandes o suelo muy inestable capaz de sufrir asentamientos.
- d) El ángulo del tablero con los estribos o pilas deberá ser inferior a 60° .
- e) Los pilotes de acero tendrán que estar enterrados mínimo 6 m.
- f) En zonas donde los esfuerzos sísmicos son importantes, y se requiere de estudios y detalles específicos.

Lo antes mencionado, es lo referido a el manual de construcción de puentes integrales utilizado en España (Ministerio de Fomento, 2000).

Los puentes integrales se caracterizan por tener una construcción rápida, por contar con secciones simples, tolerancias amplias, pocos elementos o materiales, sin trabajos forzados, ayudando así a la realización de puentes cuando han sido dañados o colapsados, la idea es regresar un puente a su funcionalidad o que este sea reemplazado lo más rápido posible, (Burke M. P., 2009).

Los terraplenes para el acceso del puente se pueden compactar y colocar con equipo básico de compactación y hasta equipo manual, el hincado de pilotes es sencillo y rápido por lo que no se deben tener preocupaciones por ríos que pudieran afectar la construcción. Los pilotes verticales se pueden colocar uniformemente alineados en una sola fila horizontal, los pilotes, pilas y estribos tienen formas simples ayudando en la construcción rápida.

La experiencia indica que la construcción de puentes integrales puede realizarse hasta en un periodo de dos días cuando son de un solo tramo, pero cuando son más tramos en pocos días, ya que en un día se colocan las tapas de los pilares, otro día para las conexiones de continuidad, losas de cubierta y losas de aproximación, prácticamente lo que lleva un mayor número de días en el proceso constructivo es el fraguado del concreto. Y debido a que estos puentes no utilizan apoyos o juntas, se evitan retrasos por instalaciones especiales de los apoyos y barras de anclaje.

En puentes integrales con varios tramos y tipos de estribos con aleros para reemplazar puentes cortos tipo muro sin requerir cambiar la subestructura existente (Burke M. P., 2009), al igual que los casos de puentes con estribos simplemente apoyados que se encuentren sobre terraplenes nuevos, no es necesario retirar todos los estribos, consiguiéndose con esto ahorros importantes. Para hacer esto posible, las vigas tipo cajón disminuyen el asentamiento a los pilotes ya cimentados del puente anterior, ya que solo se necesita proveer de un soporte temporal durante la construcción de las

conexiones que den continuidad entre la superestructura y los estribos, después de que las conexiones fragüen, las cargas y reacciones de la viga serán soportados por la conexiones de continuidad, estas conexiones rígidas tienen capacidad para soportar descargas de la superestructura superiores, con respecto de las que pueden resistir los apoyos de neopreno. Cuando las vigas son secciones de acero estructural IR, la conexión se simplifica aún más, donde no es necesaria ni la preparación del asiento del puente, así como tampoco será necesario cumplir los requisitos de soporte (Burke M. P., 2009). Las Figuras 2-4, 2-5 y 2-6 muestran algunas prácticas de reacondicionamiento y conexión de puentes existentes cambiándolos a puentes integrales que se han ido usando en USA (Ministerio de Fomento, 2000).

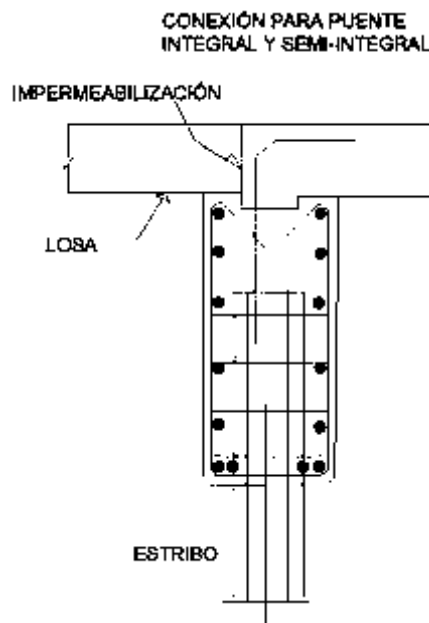


Figura 2-4 Detalles de estribo integral, Teens Run Bridge.

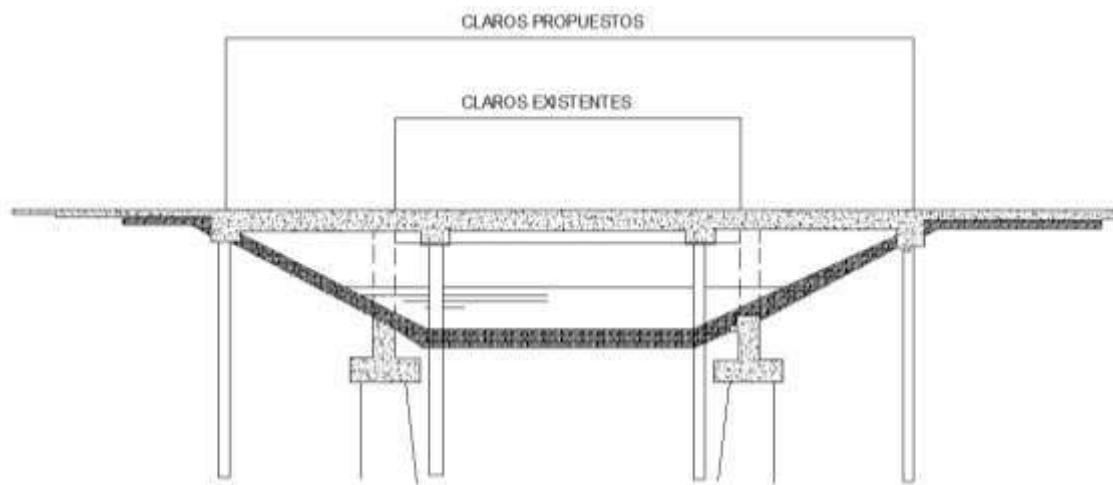


Figura 2-5 Nuevo puente integral continuo que se extiende a ambos lados de la cimentación antigua.

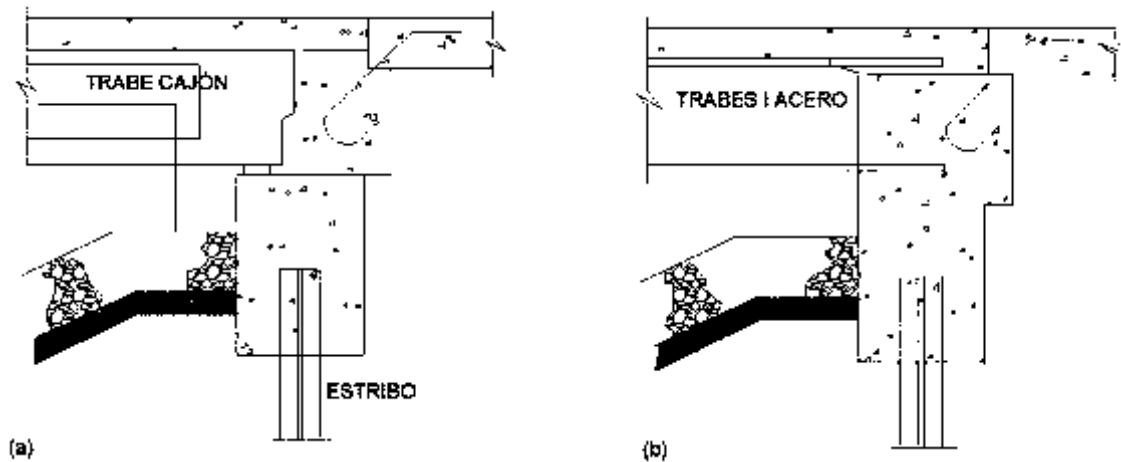


Figura 2- 6 Estribos con pilotes rematados para puentes integrales: (a) para vigas tipo cajón de concreto pretensado con apoyos elastoméricos temporales; (b) para vigas I de acero con pernos de soporte temporales.

Para la construcción de puentes continuos se maneja una relación entre el tramo final (l_e) y el tramo central (l_c) de 0.8, esto con el objetivo de lograr una estructura estable, sin embargo, en ocasiones ésta relación se puede llevar hasta 0.6 si se necesita de un diseño más detallado, debido a que se deben tomar precauciones al momento de colocar el tablero o vigas, ya que podría suceder un levantamiento de la superestructura llevando a costosas soluciones, mientras que en los puentes integrales esta relación puede caer hasta 0.5 por contar con una subestructura continua, donde el peso propio de las pilas contrarresta dicho efecto (Burke M. P., 2009).

Los puentes integrales con subestructura de pila recta con cabezal, tienen la facilidad de modificarse si no se prevén las demandas futuras que no se hayan tomado en cuenta, ya que estos elementos fácilmente pueden modificar su geometría al aumentar su sección transversal o incluso ser reemplazados, si por alguna causa el puente presentó el colapso, esta subestructura puede reutilizarse de nuevo, se puede retirar o incluso dejar para el futuro, evitando así la construcción de cimentaciones costosas.

Burke M. P. (2009) recomienda implementar concreto para las conexiones de continuidad en las pilas y estribos, el cual debe colocarse al menos 4 horas antes de que se presente la máxima temperatura ambiente esperada en el día de colado.

Los puentes integrales tienen las mismas demandas y efectos que los puentes tradicionales, como son: contracción, fluencia, cambios de temperatura y asentamientos diferenciales, además de estos, por su construcción continua, están sujetos a la presión pasiva del relleno del estribo que se comprime durante la expansión de la estructura, estos efectos no se encuentran del todo cuantificados, por lo que la experiencia del estructurista es importante en el proceso de diseño para la cuantificación de estos efectos, aunque se pueden controlar en el caso de no haber sido considerados.

La transformación de un puente convencional a un puente integral presenta una diferencia de contracción de una losa de plataforma de concreto y traveses de concreto antiguas, creando fuerzas cortantes en el límite de las conexiones, provocando que ambos elementos estén sometidos ante momentos y fuerzas axiales al mismo tiempo (Burke M. P., 2009).

Freyermuth (1969), presenta una estimación de la contracción que se espera en las conexiones entre losa y traveses, donde se expresa que la contracción afecta los momentos positivos en claros simples y los momentos en las conexiones de los estribos de claros continuos, sin embargo, tiene efecto menor sobre los momentos negativos en los estribos de dos y tres claros y a su vez tienen menor importancia sobre los momentos positivos o negativos en el centro de los claros continuos. Como los efectos de contracción contrarrestan los efectos de fluencia, presión pasiva y efectos térmicos, se recomienda el uso de un cemento compensador de contracción de la losa al diseñar las conexiones de los elementos.

El efecto de la presión pasiva en los puentes integrales no ha llegado a una investigación conclusiva, por ejemplo, Burke M. P (2009) propone expresiones idealizadas con base en hipótesis sobre los efectos de la presión pasiva, en su trabajo sugiere que la presión pasiva máxima P_{pu} generada en el relleno posterior de la pila a cierta profundidad H se debe a la dilatación del puente y la contracción del relleno la idealiza mediante la siguiente ecuación Ec. 2- 1:

$$P_{pu} = \gamma \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) H + 2c \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Ec. 2- 1}$$

donde P_{pu} es la máxima presión pasiva última, γ es el peso específico del relleno, ϕ es el ángulo de fricción interna, H es la profundidad de la presión calculada, y c es el coeficiente de cohesión del relleno. La expresión tiene la finalidad de orientar el diseño de la pila y el relleno de los puentes.

Los asentamientos en estribos de puentes integrales de más de un claro inducen momentos flexionantes similares a los de contracción (Figura 2- 7a), mientras que el asentamiento de estribos induce a momentos similares a los de fluencia (Figura 2- 7b). En este tipo de puentes es imposible reducir los momentos negativos producidos por asentamientos en estribos levantando la superestructura, estos puentes no deben de usarse a menos de que sea despreciable la probabilidad de asentamiento de estribos.

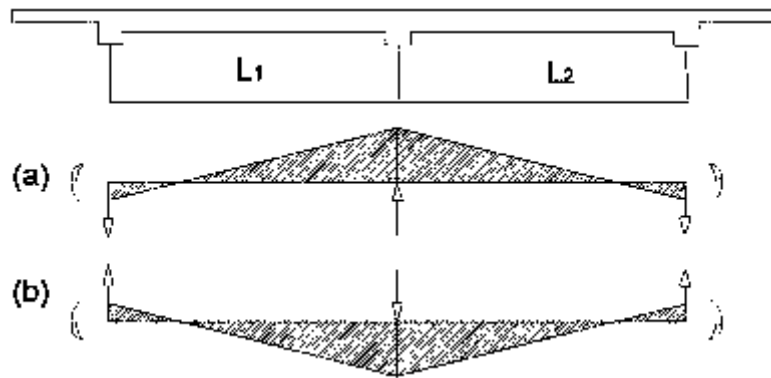


Figura 2- 7 Momentos inducidos por asentamientos diferenciales: a) estribos con respecto al pilar y b) pilar con respecto al estribo.

Burke M. P (2009) demostró que los efectos secundarios, como son los cambios de temperatura, contracción, presión pasiva, fluencia, entre otros, son insignificantes en comparación con los efectos de carga muerta y viva, con excepción de tramos simples y en las conexiones de continuidad de tramos continuos, lo cual conduce a que la cantidad nominal de refuerzo en la conexión de continuidad se pueda ignorar para puentes menores a los 91 m de largo (Figura 2- 8), mientras que para puentes de longitud mayor los efectos secundarios como presión pasiva y estén expuestos a temperaturas muy altas se debe tomar en cuenta, ya que para estas condiciones son muy importantes.

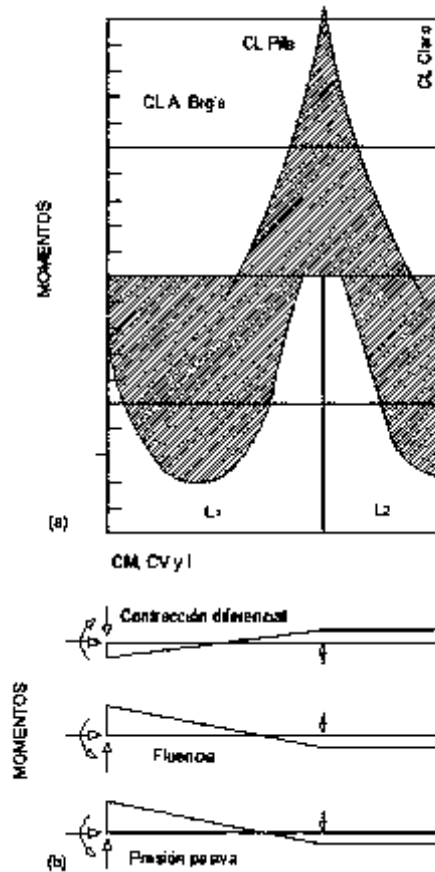


Figura 2- 8 Comparación de momentos para traves mixtas de concreto pretensado: a) momentos primarios; b) momentos secundarios.

Burke M. P (2009) presenta en su trabajo varias recomendaciones que permiten simplificar el procedimiento de diseño de los puentes integrales, entre las que destacan:

Superestructuras

En el caso de puentes integrales con estribos y pilares soportados por filas únicas de pilotes flexibles, se recomienda considerar un marco con un soporte horizontal y dos o más verticales, ya que en estudios se encontró que los factores de rigidez y distribución de los soportes verticales son tan flexibles como los correspondientes al soporte horizontal al asumir que el soporte horizontal tiene apoyos fijos o articulados.

Subestructura

En el caso de la subestructura de puentes integrales, el proceso de diseño se puede simplificar, ya que los estribos y pilas normalmente no necesitan diseñarse ante cargas laterales y longitudinales debido a que la losa o plataforma está unida rígidamente a ambos estribos y estos a su vez están restringidos por los terraplenes, es decir, las cargas laterales y longitudinales de la superestructura se distribuyen hacia los terraplenes.

Una vez que las aplicaciones de diseño hayan sido aprobadas, la aceptación de puentes integrales, dependen de la experiencia y desempeño del puente, para

lo cual se deben revisar las limitaciones para su aplicabilidad, de acuerdo con Burke M. P (2009), estas se resumen en:

- Longitud del puente menor a los 91 m.
- Esviaje menor a los 30° y curvaturas menores a los 5°.
- Construcción continua en puente de varios tramos o claros.
- Contar con terraplenes y estribos soportados por pilotes individuales.
- Pilotes con altura mayor o igual que 3 m con pilas a flexión de altura mayor que 4.6 m, las cuales deben estar orientadas con respecto de su eje de flexión débil.
- Las losas deben tener bordillos de 15 cm.
- Proporcionar juntas para pavimentos rígidos que permitan el ciclo del puente tanto longitudinal como crecimiento del pavimento.

Para minimizar los efectos secundarios, se recomienda (Burke M. P, 2009):

- Pilares con relleno granular “bien drenado”.
- Pilotes perforados en la parte superior cuando se tengan suelos densos o cohesivos.
- El relleno de los pilotes huecos deberá ser mediante grava de granito.
- Proporcionar terraplenes que limiten la altura de las pilas y la longitud de los aleros del puente.
- El refuerzo para los aleros del puente deberá ser abundante para resistir la presión pasiva.
- El refuerzo en las conexiones para la continuidad de la superestructura y la subestructura deberá ser el adecuado.

Diseño sísmico de puentes integrales

No existe una norma, manual, reporte o algún documento que especifique o recomiende un procedimiento particular para conducir el diseño sísmico de puentes integrales, el detallado de los estribos y la interacción suelo-estructura asociada en el estribo y en la cimentación requiere de mayor atención debido a su gran importancia en el desempeño de este tipo de puentes, (Moustafa, y otros, 2017).

Se creería que los puentes integrales son vulnerables ante los terremotos, pero la realidad es otra, al ser una estructura continua que conecta rígidamente la superestructura con la subestructura, y a su vez está conectada con el suelo o terraplén haciéndolo parte del mismo, por lo que el puente se moverá en conjunto con el suelo ante la ocurrencia de un terremoto presentando un mejor comportamiento con respecto del que presentan los puentes convencionales. Debido a que los puentes no siempre se construyen sobre las mejores condiciones, respecto del tipo de suelo, se pensaría que sobre una falla geológica estos puentes colapsarían, pero como es un puente que se puede combinar con diferentes materiales, por ejemplo con el acero mediante vigas de acero con el resto de los elementos de concreto reforzado, debería ser capaz de resistir los esfuerzos de tensión que sufren al estar sobre dicha falla, dejándolo en servicio después de la ocurrencia de un evento sísmico (Burke M. P., 2009).

Se recomienda implementar el método basado en desplazamiento para el diseño de los puentes integrales, ya que este permite considerar la rigidez relativa de pilares y estribos, así como los efectos de amortiguación en la interacción suelo-estructura.

Para el modelado de los estribos de puentes integrales, Moustafa (2017) recomienda tener presentes las siguientes consideraciones:

- Modelar la rigidez del suelo detrás del muro de estribo en dirección longitudinal mediante resortes que representen el comportamiento del suelo.
- Modelar la interacción entre pilotes-suelo usando en ambas direcciones el modelo de resortes propuesto por Winkler.
- Se sugiere que, en el modelo numérico de las conexiones entre pilotes, estribos se incluya la rigidez de estas conexiones.
- En el caso de fuerzas de inercia causadas por efectos sísmicos se debe modelar el suelo mediante resortes con comportamiento no lineal.
- La influencia del relleno en la respuesta del estribo en la dirección transversal es mínima por lo que es despreciable para el análisis, entonces la rigidez del estribo en dirección transversal está compuesta por la rigidez de los pilotes y la rigidez del suelo adyacente.

Algunas otras prácticas recomendadas basadas en la experiencia del estudio y recopilación de casos prácticos de puentes integrales son (Vasant, 2005):

- Utilizar estribos con aleros o estribos de pilas con altura reducida.
- Preferentemente utilizar pilas flexibles en una sola dirección y ubicadas paralelamente a su eje débil a flexión del puente.
- Al utilizar pilas de acero, estas serán de mayor ductilidad y durabilidad.
- Para lograr la continuidad y el empotramiento, las pilas deberán introducirse al menos dos veces el peralte de la sección en el estribo.
- Empotrar las vigas en los diafragmas de los estribos de concreto.
- El puente deberá ser simétrico para minimizar la fuerza longitudinal sobre los pilotes e igualar la presión sobre los estribos.

Román (2018), presenta detalles de la planta y el alzado de un puente integral, donde se tienen presentes las prácticas recomendadas por los autores antes citados (Figura 2-9).

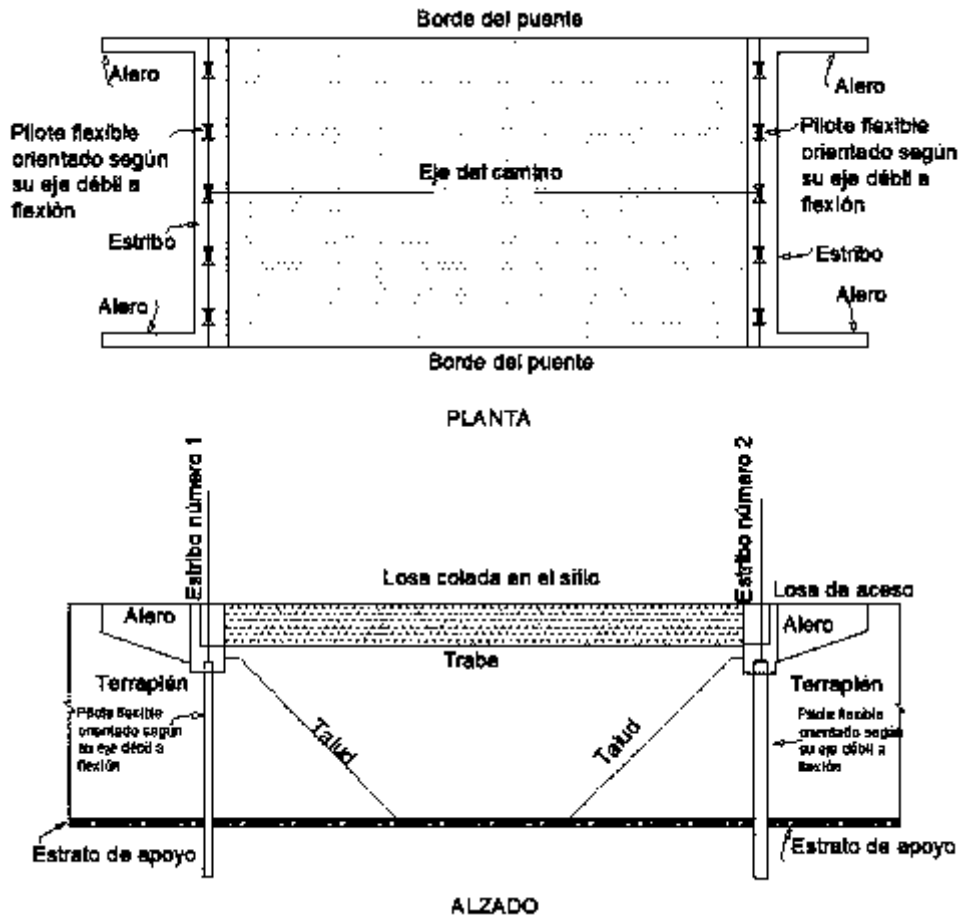


Figura 2- 9 Planta y alzado de un puente integral, con pilotes orientados en su eje débil para mayor flexibilidad a los mismos y los aleros del puente orientados en la dirección del eje del puente para arrastrar menor material de terraplén.

Las cargas y sus combinaciones deben aplicarse a los miembros del puente integral con una variación que depende del proceso y avance de construcción, así como se deben considerar los efectos secundarios que pudiesen llegar a presentarse. Para la combinación de carga, existen varias opciones por considerar que se reportan en las Tablas 2- 2 y 2- 3 (Hideaki Nishida, 2012):

Tabla 2- 2 Combinaciones de carga.

Casos de combinación de carga	Notación
Cargas Muertas.	$P^* + E$
Condiciones ordinarias	$P^* + L + i + E$
Condiciones ordinarias con presión lateral en ambos sentidos.	$P^* + L + i + E + E_{LL} + E_{LR}$
Condiciones de temperatura.	$P^* + L + i + E + T$
Condiciones de temperatura con presión lateral en ambos sentidos.	$P^* + L + i + E + T + E_{LL} + E_{LR}$
Condiciones sísmicas, sismo X 100% + sismo Y 30% con presión lateral em ambos sentidos.	$P^* + EQ + E_{EQL} + E_{EQR}$
Condiciones sísmicas, sismo X 30% + sismo Y 100% con presión lateral em ambos sentidos.	$P^* + EQ + E_{EQL} + E_{EQR}$

Tabla 2- 3 Cargas.

Cargas	Notación
Cargas principales excepto CV, i, presión de tierra, presfuerzo y fluencia.	P
Carga viva más impacto	L + i
Presiones ordinarias de tierra (Estática).	E
Presión lateral debido a la carga de sobrecarga en ambos sentidos.	$E_{LL} + E_{LR}$
Efectos de temperatura	T
Condiciones de sismo	EQ
Presión de tierra activa en ambos sentidos bajo condiciones sísmicas	$E_{EQL} + E_{EQR}$

Estas combinaciones representan algunas propuestas, aunque en realidad muchas de ellas serían descartadas para el proceso de diseño, tomando en cuenta la reglamentación que se utilizaría y las principales cargas y combinaciones de esos códigos establecidos.

Es común que se utilice en la construcción un estribo formado por una sola fila de pilotes de acero, usualmente un pilote por larguero. Los pilotes se introducen en pozos pretaladrados, relleno con material suelto que permita los movimientos de los estribos mientras se minimiza la resistencia de los pilotes. Como los estribos están unidos rígidamente a la superestructura y a medida que se mueve esta, los pilotes deben seguir dichos movimientos sin impedirlos o no resistir las cargas gravitacionales (Figura 2- 10), (Preston A. Huckabee, 2005).

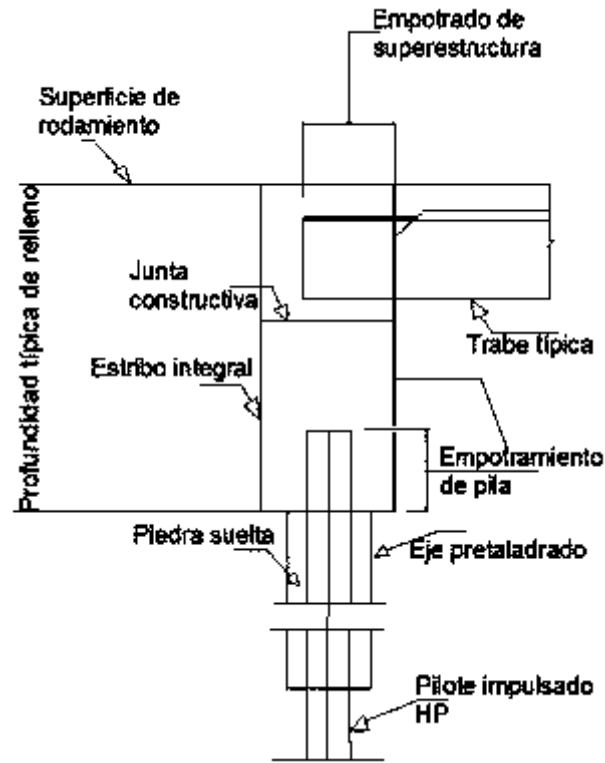


Figura 2- 10 Estribo integral típico.

Tipologías de puentes en la red carretera mexicana

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, 2014) cuenta con las estadísticas de la red carretera mexicana, donde para el año de 2014, México contaba con 389 mil kilómetros de carreteras construidas, ya sea pavimentada, terracería, brechas y revestida, Figura 3- 1.

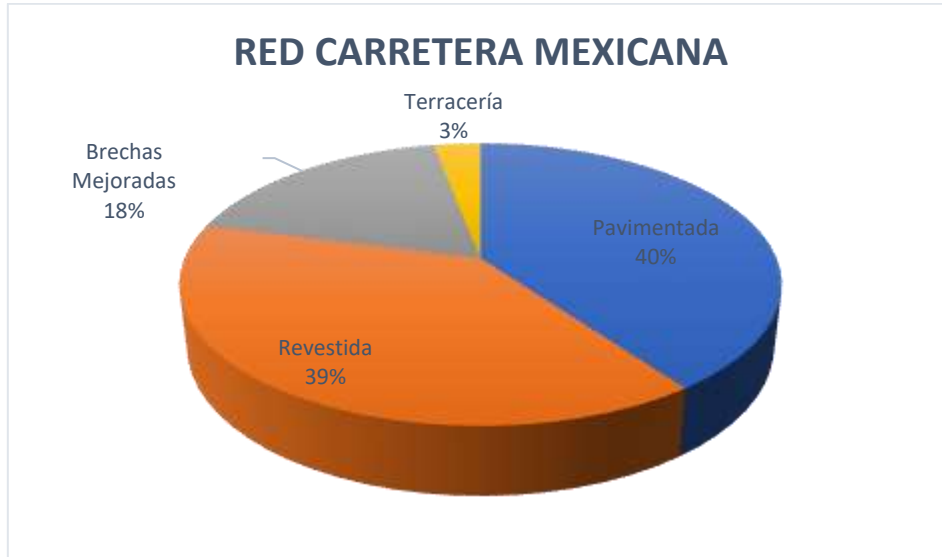


Figura 3- 1 Estadísticas 2014 de la red carretera mexicana.

En un estudio estadístico del año 2013, México contaba con 16,656 puentes en la red carretera, donde 8,493 corresponden a puentes en carretera libre de peaje y 8,163 a carretera de cuota (Frías A., 2013). De acuerdo al estudio de Frías (2013), el 57% de 8,265 puentes que se tienen en el inventario son de concreto reforzado, 29% de concreto presforzado, 7% en combinación de concreto y acero, 5% de acero, 1% de armadura de tridilosa y 1% de mampostería, Figura 3- 2.

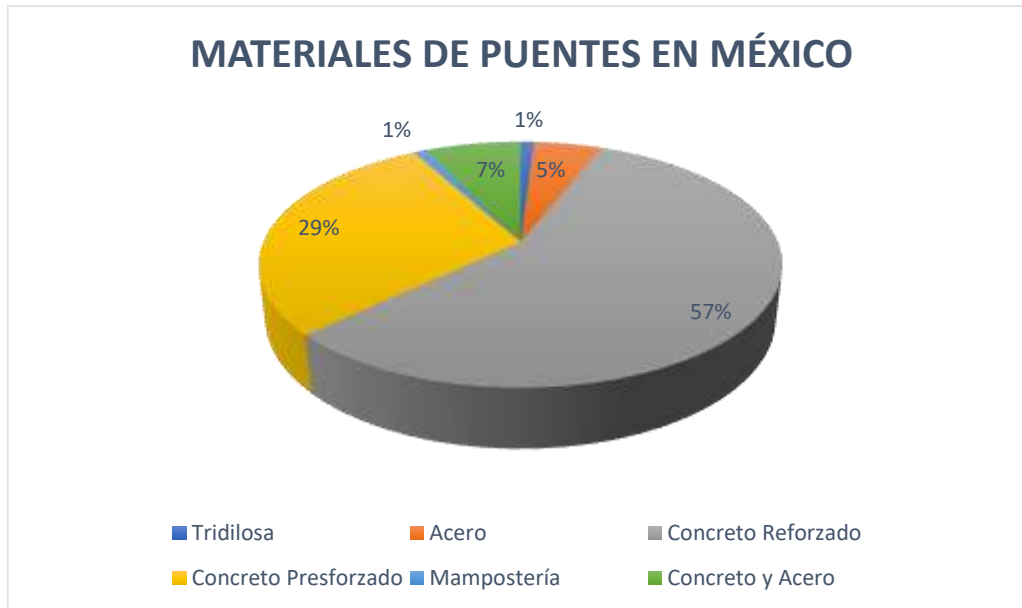


Figura 3- 2 Estadística del tipo de material que han sido construidos los puentes de la red carretera mexicana.

En la actualidad, los puentes construidos en México, en su mayoría se construyeron entre los años de 1940 y 1980 (Sánchez Ibarra, 2019), por lo que muchos tienen una revisión periódica, sin embargo, otros no, por lo que es un dato estadístico de interés para estudiar el comportamiento que tienen en la actualidad esos puentes, debido a que a lo largo de la vida útil de los puentes se tienen incrementos en sus demandas tanto de cargas vivas como de cargas muertas, por lo que es interesante investigar la opción de una transición de puentes convencionales a puentes integrales.

La longitud de los puentes en México es muy variable, aunque el 65% de los puentes existentes tiene una longitud menor a los 45 m, el 32% tiene longitud en el intervalo de los 45 m a 200 m, y un 3% reportan longitudes mayores a los 200 m, Figura 3- 3, (Sánchez Ibarra 2019, Jara 2009).

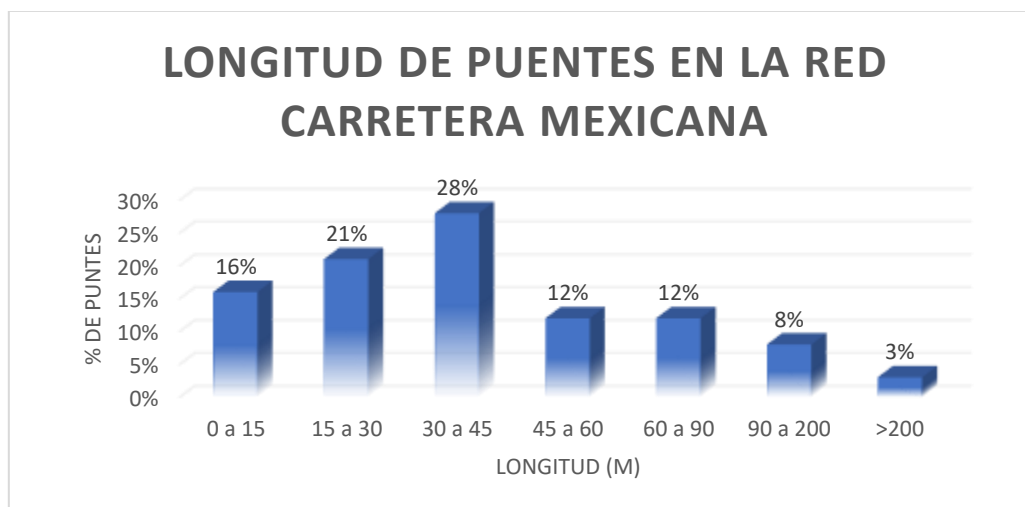


Figura 3- 3 Estadísticas de la longitud de puentes en la red carretera mexicana.

Del inventario de puentes se observa que la longitud de sus claros se inclina a valores menores a 10 m, de las estadísticas se estima que el 73% de ellos tiene longitud de claro menor a 10 m, mientras el 27% reporta claros mayores a 10 m, Figura 3- 4, (Sánchez Ibarra 2019, Jara 2009).

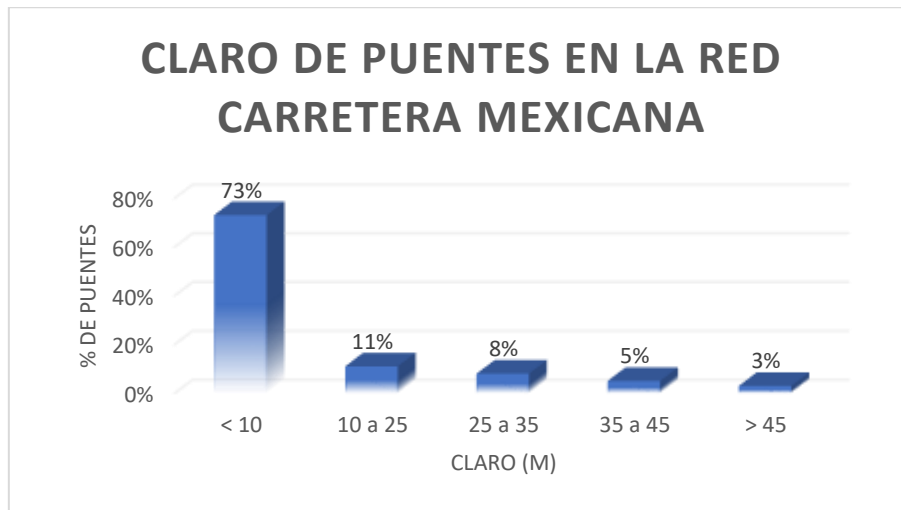


Figura 3- 4 Estadísticas de longitud de claro de puentes en la red carretera mexicana.

Con respecto de la altura máxima de la subestructura, los datos resaltan que el 54% de los puentes en México tienen una altura menor a 5 m, la altura del 32% de los puentes oscilan entre los 5 m y los 10 m, 12% de ellos reportan alturas en el intervalo 10 m a 15 m, y solamente el 2% tiene altura en el intervalo de 15 m y 20 m, Figura 3- 5, (Sánchez Ibarra 2019, Jara 2009).

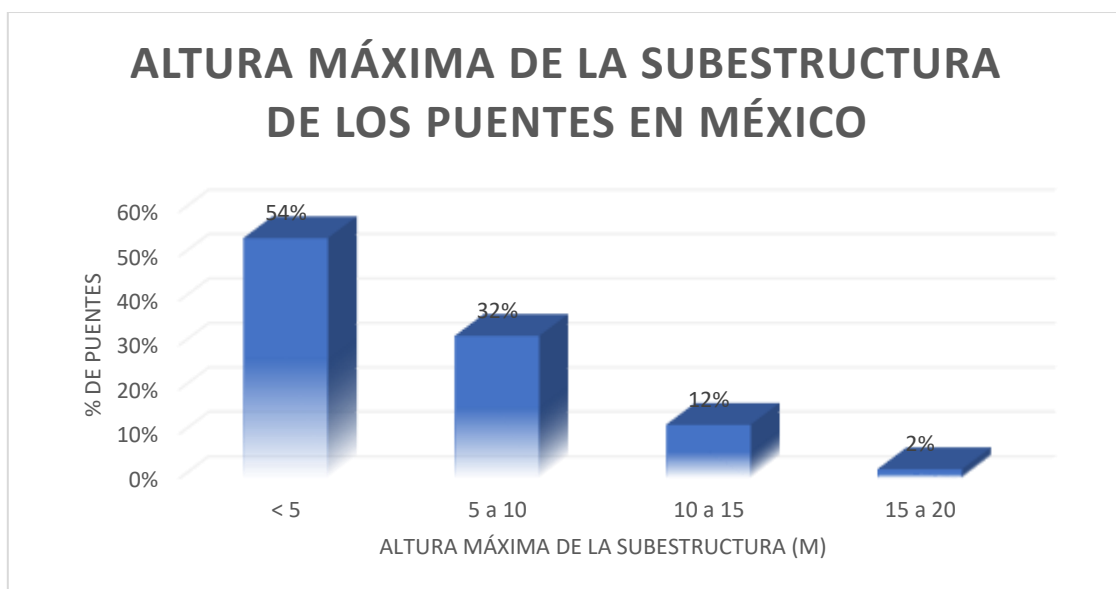


Figura 3- 5 Estadísticas de la altura máxima de la subestructura de los puentes en la red carretera mexicana.

¿Qué tipo de subestructura predomina en los puentes construidos en México?

Hablado de la subestructura, nos referimos al tipo de pilas y estribos que conforman a los puentes existentes en México, los estribos en su gran mayoría

fueron construidos antes de la década de los 80s por lo que en ese tiempo lo más utilizado eran estribos de muro de mampostería, y por lo tanto este es el tipo de estribos mayormente utilizado para su construcción, el cual se implementó en el 73% de los puentes registrados en la base de datos, mientras que el 11% tiene estribos tipo pilas de muro de concreto reforzado, el 8% de los estribos está formado por pilas con una columna de concreto reforzado, el 5% son pilas tipo marco de concreto reforzado, y finalmente el 3% de estribos se construyeron mediante la tipología de muro de concreto Ciclópeo, Figura 3- 6, (Sánchez Ibarra 2019, Jara 2009).

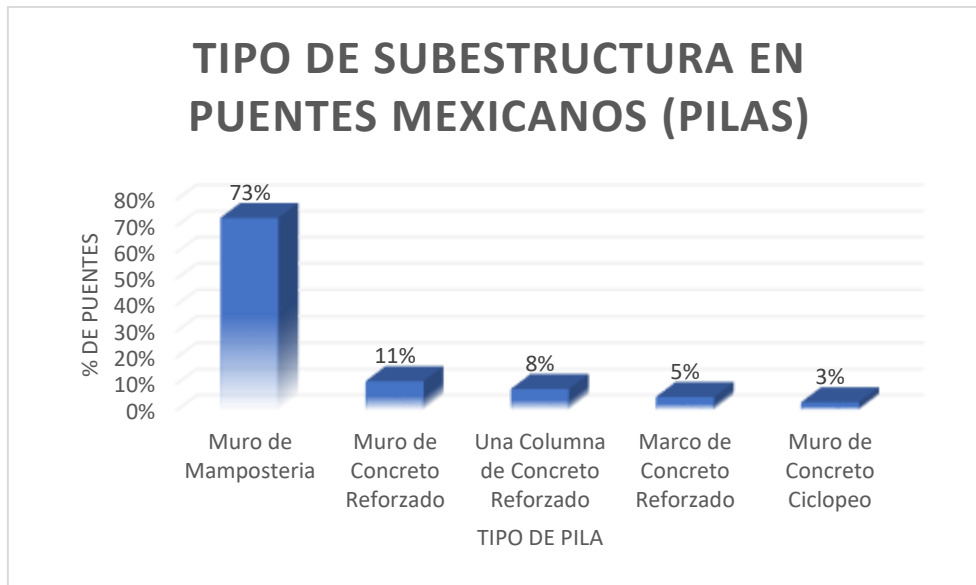


Figura 3- 6 Estadística del tipo de subestructura que tienen los puentes en la red carretera mexicana.

En su mayoría, los puentes que se han construido se encuentran simplemente apoyados mediante apoyos construidos de diferentes materiales con el objetivo de evitar el rose o fricción entre elementos estructurales, como pueden ser el tablero o trabes contra pilas, caballetes o pilas. En los puentes más antiguos se utilizaban apoyos de cartón asfáltico, los cuales representan dentro de las estadísticas el 48% de su implementación en los puentes construidos, actualmente los apoyos se construyen principalmente con neopreno y acero, las estadísticas indican que el 41% de los puentes existentes han implementado estos materiales, se tienen registros de puentes con apoyos de mecedora que corresponden al 4% de los puentes construidos, mientras que otro 4% de los puentes tienen apoyos a base de placas de acero, un 2% de apoyos de mecedora de concreto y el 1% restante presenta otro tipo de apoyos que raramente se implementan, Figura 3- 7, (Sánchez Ibarra 2019, Jara 2009).



Figura 3- 7 Estadística del tipo de apoyos en puentes de la red carretera mexicana.

Los puentes más comunes en México, se han construido simplemente apoyados y son: tipo marco y muros de mampostería, la subestructura de interés para este trabajo es la tipo marco, es decir, superestructuras apoyadas sobre columnas empotradas en su cimentación a base de pilotes, ya que en la práctica de la construcción es la más comúnmente construida en los últimos años, además de que en este tipo de puentes el mayor problema es el mantenimiento, como ya se ha mencionado, haciendo esto el objetivo principal de este trabajo: conocer la rentabilidad de convertir este tipo de puentes en puentes integrales. En general, la subestructura de estos puentes tiene apoyos en los extremos que funcionan como elementos de soporte representando la frontera de los puentes, y a su vez, como elementos de contención de otros elementos, que pudiesen ser estribos cuya función es contener rellenos y suelos entre otros materiales. La subestructura está formada por pilas que brindan soporte a la superestructura, estas pueden ser tipo muro, en la mayoría de los puentes construidos antes de los 80s estos se fabricaban con mampostería, en la actualidad, es más común que se construyan de concreto reforzado. También se tienen pilas formadas por una sola columna de concreto reforzado y pilas tipo marco conformadas por columnas de concreto reforzado unidas mediante cabezales rígidos. Estos elementos se conectan con mayor frecuencia a tableros continuos sobre apoyos de neopreno o a tramos de secciones ya sean en traveses sobre apoyos de neopreno, es menos común que se construyan en México conexiones monolíticas, lo que es de nuestro interés, ya que es una característica que caracteriza a los puentes integrales (Guadalupe, 2013).

De acuerdo con información estadística de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) la red carretera mexicana se extiende por todo México ya sea Federal, Estatal y/o municipal (Figura 3- 8), tomando como base los reportes de la Secretaría de Infraestructura y la Dirección general de Conservación de Carreteras y los reportes del Sistema de Puentes Mexicanos SIPUMEX, para el 2019 en la red carretera mexicana se contaba con 9167 puentes distribuidos en

el sistema carretero mexicano, como se reporta en la Figura 3- 9 (SCT, 2019). La Figura 3- 10 muestra el número de puentes que se tienen registrados por estado, de donde se observa que el estado de Michoacán cuenta con el mayor número de puentes construidos y en operación.



Figura 3- 8 Red carretera de México.



Figura 3- 9 Puentes construidos en la red carretera mexicana.

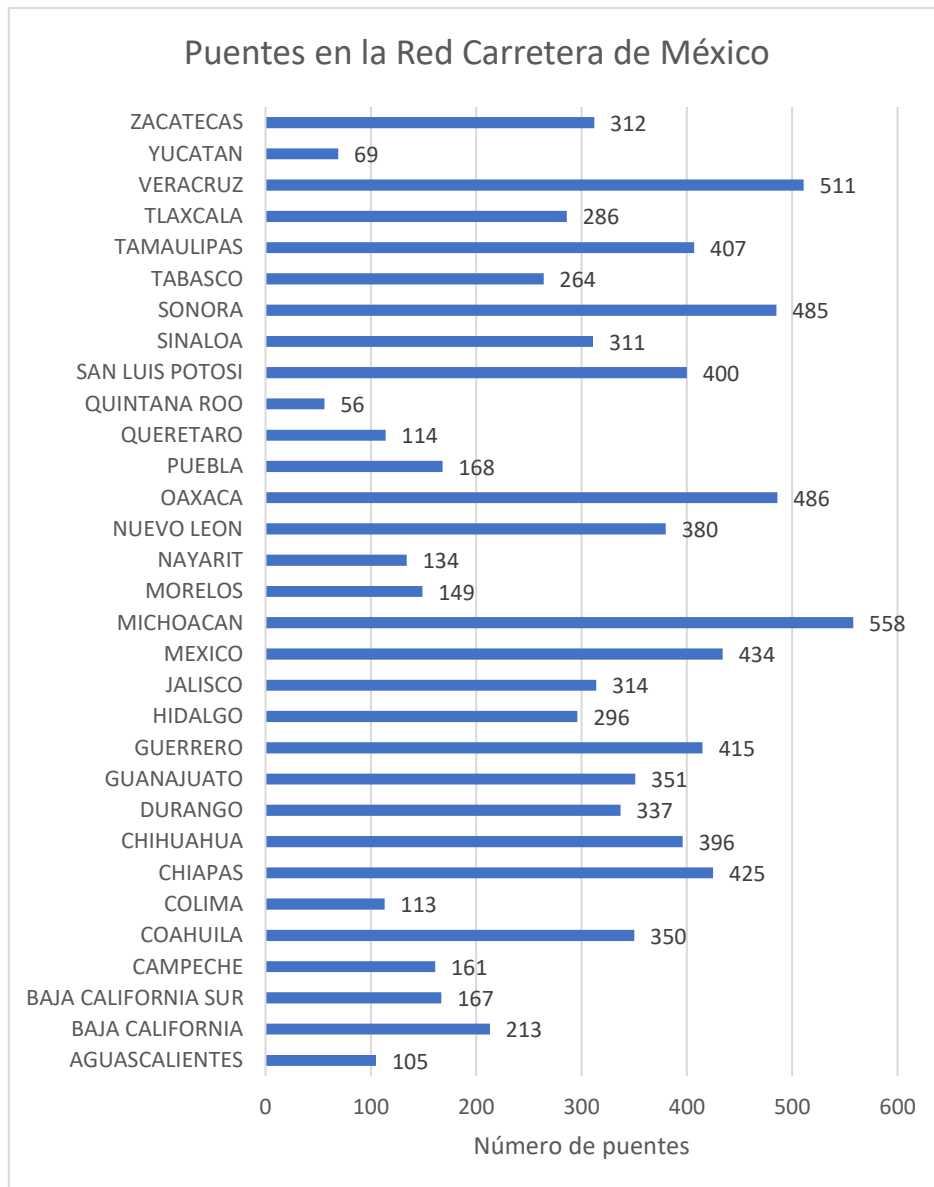


Figura 3- 10 Puentes construidos por estados de la República Mexicana al 2019.

La construcción de puentes integrales en EUA está muy avanzada, por lo que se tomaran datos estadísticos de sus informes para el desarrollo del presente trabajo, las estadísticas del país vecino muestran que en su mayoría los puentes integrales que se han construido tienen longitud menor a los 120 m, aquí se considera tanto a los puentes federales, estatales y los de provincia.

De acuerdo a los datos estadísticos de México, en su mayoría los puentes existentes tienen una longitud entre 0 m y 90 m, con claros menores a 10 m, con altura de subestructura menor a 10 m, que a su vez tiene subestructura tipo muro de mampostería o de concreto reforzado, y en pequeña proporción se tienen puentes con subestructura formada por una columna de concreto; en general, los apoyos mayormente implementados son de cartón asfáltico y de neopreno, debido a que los puentes se construyeron antes de los años 80s, época donde era muy común implementar apoyos de cartón asfáltico.

Con base en toda la información estadística analizada, la propuesta de los puentes tipo a estudiar en este trabajo para determinar la posibilidad de convertirlos en puentes integrales son: puentes con claros menores a 60 m, que pueden ser puentes de paso inferior vehicular (PIV) y puentes de paso superior vehicular (PSV), por ser los más utilizados en carreteras de peaje, con subestructura tipo marco apoyados sobre 4 columnas circulares de concreto con dos y tres claros.

La Figura 3- 11 muestra un ejemplo de los puentes que se encuentran construidos, puentes simplemente apoyados sobre estribos, la Figura 3- 12 es una adaptación del puente simplemente apoyado a puente integral con losa continua y traveses simplemente apoyados. Para estas propuestas de diseño y construcción se tomarán en cuenta los estudios realizados para la concepción de puentes integrales (D.L. Vega García, 2012, Anibal, 2014).

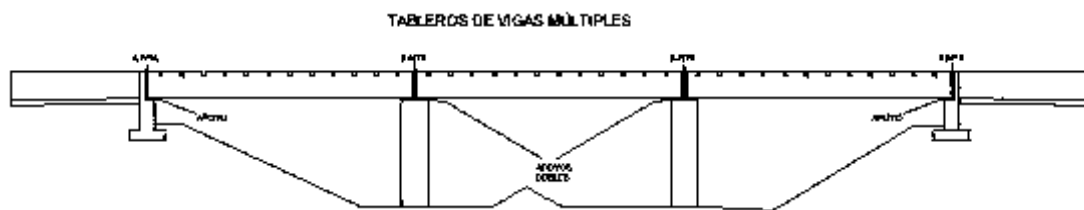


Figura 3- 11 Puentes simplemente apoyados con apoyos de neopreno y juntas de expansión.



Figura 3- 12 Puentes integral con tableros continuos sobre apoyos.

Descripción de los casos de estudio

Gil (2021) presenta un estudio de puentes en México, donde la investigación se concentra en los puentes de la costa sur del Océano Pacífico debido a que en estos estados se han presentado un número considerable de puentes colapsados debido a efectos de socavación (Cruz, Gómez, & Frías, 2018), en el presente trabajo se considera el conjunto de puentes estudiado por Gil (2021) con el objetivo de investigar la viabilidad de convertirlos en puentes integrales. Por lo tanto, la zona de estudio donde serán aplicables los resultados de este trabajo corresponde a los estados de la costa del Pacífico que se presentan sombreados en azul en la Figura 4- 1.



Figura 4- 1 Mapa de México con la zona en estudio.

Tomando como base el estudio estadístico reportado en el Capítulo 3 (Gil, 2021), se estudian puentes con subestructura tipo marco formada por 4 columnas de CR, donde se desarrolló un estudio paramétrico representativo de las geometrías de puentes que se puedan encontrar en la zona de estudio a que hace referencia este trabajo, los parámetros a considerar para formar el conjunto de casos de estudio se resumen en la Tabla 4- 1.

Tabla 4- 1 Parámetros de estudio de los puentes.

Parámetros a considerar	Parámetros
Tipo de pila	4 columnas circulares
Número de claros	2 de 30 m por claro
Altura de pila	4 metros

De acuerdo con Gil (Gil, 2021) el proceso de análisis y diseño estructural de los puentes considerados como casos de estudio se apega a la normativa de AASHTO (AASHTO, 2017) y las Normas Técnicas Complementarias de la CDMX (NTC, 2017).

Superestructura

La superestructura del puente está conformada por una carpeta de concreto asfáltico de 10 cm de espesor que a su vez se encuentra sobre una losa de concreto reforzado de 20 cm de espesor, la losa se encuentra apoyada sobre 7 trabes AASHTO tipo IV, teniendo un ancho de calzada de 10.6 m.

Apoyos de neopreno y juntas de expansión

Toda la superestructura está apoyada sobre apoyos de neopreno y a su vez cada claro está separado por juntas de expansión, estos apoyos están colocados entre el cabezal y el extremo de cada trabe AASHTO, el diseño de los apoyos de neopreno se realizó empleando la normativa AASHTO, la Tabla 4- 2 muestra las características de los apoyos ya diseñados (Gil, 2021).

Tabla 4- 2 Características de los apoyos de neopreno.

CARACTERÍSTICAS DE LOS APOYOS DE NEOPRENO		
	Apoyo Móvil	Apoyo Fijo
Número de placas de acero	4	3
Recubrimiento	0.6	0.6
ancho (a)	40	40
largo (b)	40	40
espesor (h)	5.7	4.1
$K_{vert}(kg/cm)$	1112908.34	2109119.89
$K_{vert}(kg/cm)$	4183.45	6275.18

Subestructura

La subestructura comprende todos los elementos ubicados en la parte inferior del puente, es decir, después de los apoyos, la pila o estribo. El diseño se desarrolló con base en el Manual de Obras Civiles (CFE, 2015), las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México (NTC, 2017), y Especificaciones del Diseño de Puentes por el Método LRFD (AASHTO, 2017).

Para la combinación de cargas para el diseño de las pilas y estribos, usualmente se toman como base las especificaciones correspondientes a los estados límite de Resistencia I y Evento extremo I, los factores de carga para cada estado límite se resumen en la Tabla 4- 3.

Tabla 4- 3 Factores de carga.

Carga	Factor de Carga			
	Resistencia 1		Evento extremo 1	
	mín.	máx.	mín.	máx.
CM elementos estructurales	0.9	1.25	0.9	1.25
CM en asfalto	0.65	1.5	0.65	1.5
CM parapetos	0.9	1.25	0.9	1.25
CV Vehículos	2.3275	2.3275	0.665	0.665
Sismo			1	1

El tipo de carretera que predomina en México tiene superficie de pavimento de asfalto, la Figura 4- 2 muestra que en la costa sur de México en su mayoría predominan las carreteras estatales, de donde se concluye que estos caminos corresponden a carreteras tipo B2 (Red Nacional de Caminos, 2021), por lo que la carga vehicular a considerar, de acuerdo a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, 2014), corresponde a camiones tipo T3-S3 o T3-S2-R4 en una dirección y en la otra un camión tipo HS-20. Para la ubicación de los camiones, las normas AASHTO establecen que se deben tomar varias posiciones desfavorables, cuando un camión se encuentra a una distancia de 30 cm del parapeto, una segunda posición cuando se encuentra a 60 cm del parapeto y la tercera cuando está al centro del carril (AASHTO, 2017), en los casos de estudio la posición más desfavorable corresponde a una distancia del parapeto de 60 cm (Gil, 2021).



Figura 4- 2 Red carretera mexicana, Federal y Estatal.

Los resultados del proceso de diseño estructural de los puentes se resumen en la Tabla 4- 4, sección y armados, con base en esta información se desarrollan los modelos numéricos de los puentes considerados como casos de estudio.

Tabla 4- 4 Resultados de diseño de la subestructura.

Modelo	Cabezal		Pila	Refuerzo		ρ %
	Base cm	Altura cm	Diam cm	Longitudinal	Transversal	
M4CC2C04H	150	150	110	36 Var # 8	# 4 @ 15 cm	1.93

Demanda sísmica

Para la demanda sísmica, se obtuvieron una serie de registros sísmicos de la base de datos del Servicio Sismológico Nacional de los estados de Michoacán y Guerrero (Figura 4- 3) mediante los criterios: Magnitud mayor o igual a 6, aceleraciones mayores a 20 cm/s^2 y que las estaciones se encuentren en terreno duro para evitar la amplificación de ondas, de los cuales se obtuvieron 220 registros para la zona de estudio. La Figura 4- 4 muestra las estaciones sísmicas y la Figura 4- 5 muestra los sismos seleccionados.



Figura 4- 3 Zona de estudio de la demanda sísmica.



Figura 4- 4 Estaciones sísmicas de la zona de estudio.



Figura 4- 5 Sismos seleccionados de la zona de estudio.

El espectro de diseño sísmico a utilizar se determinó de acuerdo con el programa PRODISIS (CFE, 2018), de donde se asume el espectro para la zona de mayor sismicidad para la costa sur, reduciendo el espectro mediante el factor de comportamiento sísmico $Q = 2$ y de sobre resistencia $R_o = 1.5$. Los espectros de diseño modificados por cada parámetro considerado se presentan en la Figura 4- 6 (Gil, 2021).

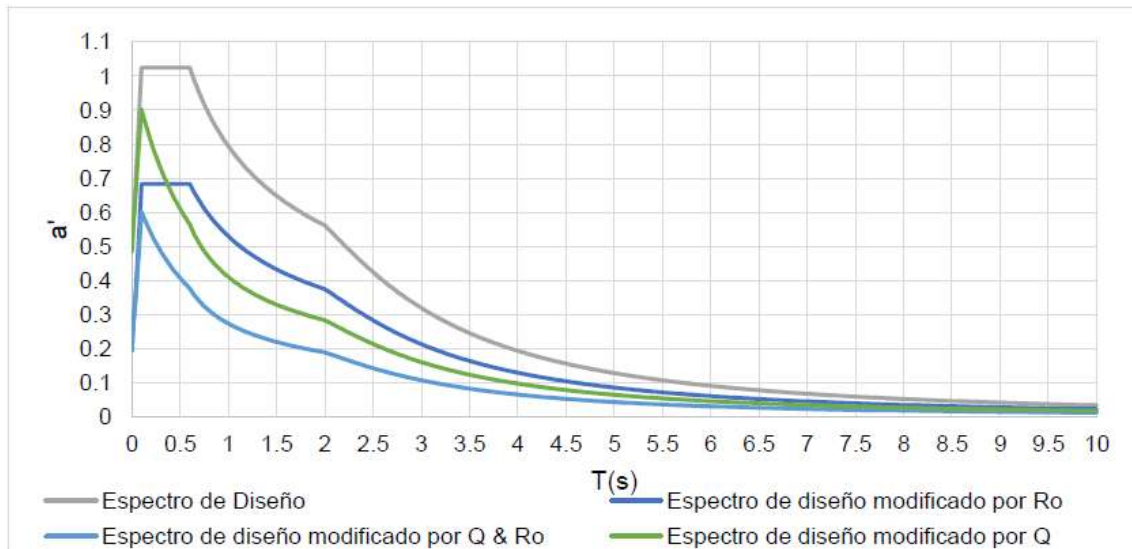


Figura 4- 6 Espectros de diseño.

Se realizó el escalamiento de los registros sísmicos mediante el método ASI para periodos de retorno de 500, 1000 y 2500 años, la Tabla 4-5 muestra el número de registros a utilizar por periodo de retorno.

Tabla 4- 5 Número de registros por periodo de retorno.

Registros	Sin escalar	500 años	1000 años	2500 años
Guerrero	201	121	100	70
Michoacán	19	15	13	10
Total	220	136	113	80

Cimentación

Conocer las características del suelo resulta un tanto difícil, por lo que se asumen para el proceso de diseño las propiedades del suelo más desfavorables debido a la gran incertidumbre, ya que no se estudia un lugar en específico si no que se trata de cubrir con los modelos tipo toda la costa sur, por lo que es más apropiado asumir los valores de las propiedades del suelo conservadoramente.

Para estas condiciones y debido a la amplia variedad de valores que se tienen para el módulo de reacción K_s , módulo de elasticidad E_s y coeficiente de Poisson ν_s , Gil (2021) utiliza un valor promedio de los valores sugeridos por la normativa AASHTO para dichas variables, asumiendo arena fina: E_s oscila entre 78.04 a 117.41 kgf/cm² [ksc], ν_s entre 0.20 y 0.36.

La Tabla 4- 6 presenta las dimensiones de la cimentación, armado longitudinal de los pilotes, y en la Figura 4- 7 se presenta el croquis de la cimentación.

Tabla 4- 6 Medidas de la cimentación y armado longitudinal de los pilotes.

Modelo	Dimensión de la losa			Pilote Diam cm	Refuerzo Longitudinal	Número Pilotes	ρ %
	Base m	Largo m	Altura m				
M4CC2C04H	5.2	12.7	1.2	50	14 Var # 6	28	2.03

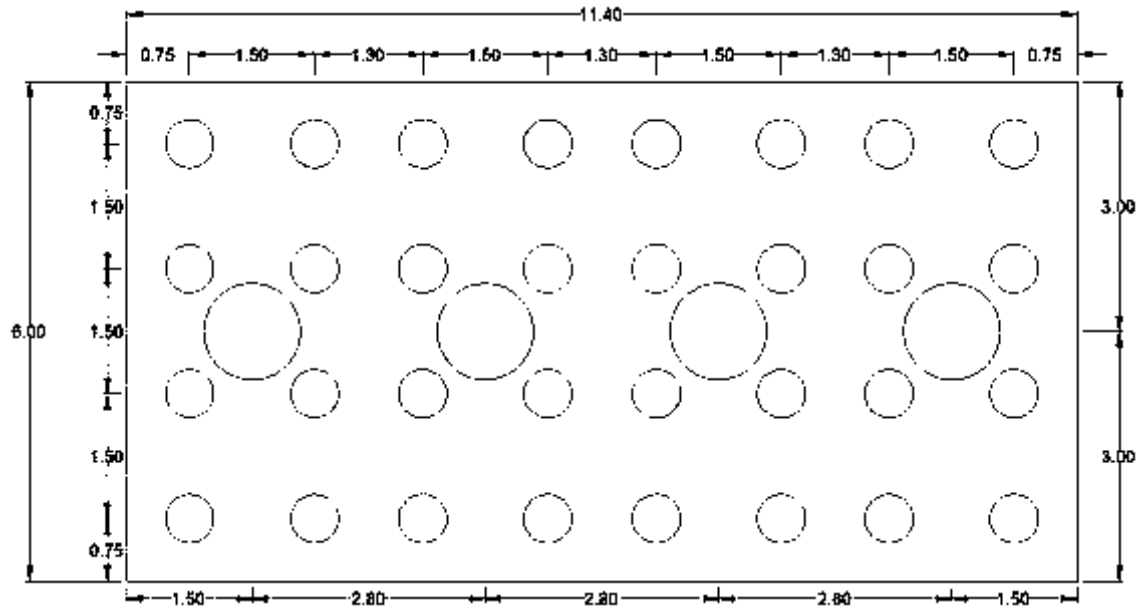


Figura 4- 7 Croquis de cimentación.

Modelos numéricos

Los modelos numéricos desarrollados corresponden a seis modelos de puentes convencionales de CR simplemente apoyados, los cuales se transforman en seis modelos para puentes integrales, obteniéndose 12 modelos numéricos a analizar.

En todos los casos se modelaron los componentes del puente utilizando elementos tipo barra, mientras que los apoyos de neopreno, las juntas de expansión, los estribos y el comportamiento del suelo se modelan con distintos elementos de acuerdo con el tipo de puentes a estudiar, puentes simplemente apoyados e integrales, donde los puentes integrales son iguales a los simplemente apoyados con la única diferencia en la eliminación de las juntas de expansión, logrando así la continuidad en el tablero.

Para definir la no linealidad del comportamiento de los materiales que está construido el puente, se utiliza en modelo de plasticidad concentrada caracterizado mediante articulaciones plásticas a cierta longitud en la parte inferior y superior de las pilas (las columnas que forman las pilas), que es donde se espera ocurra el comportamiento no lineal.

Propiedades de los materiales

El comportamiento no lineal del concreto y del acero se modela de acuerdo a las leyes constitutivas (modelos esfuerzo-deformación) propuestas por Mander, Priestley & Park (1988) (Figura 5- 1) y Park & Paulay (1975) (Figura 5- 2), respectivamente.

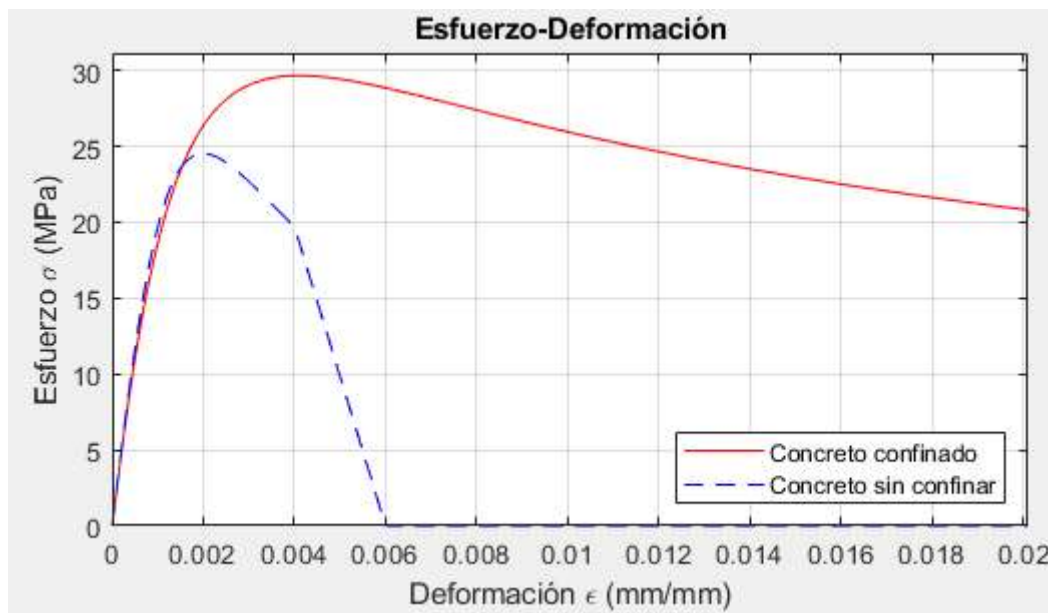


Figura 5- 1 Modelo esfuerzo-deformación para concreto confinado y sin confinar.



Figura 5-2 Modelo esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

Superestructura

Para modelar los elementos que conforman la superestructura (trabes AASHTO y diafragmas) se utilizan elementos tipo barra discretizados en 5 elementos entre diafragmas, mientras que los diafragmas se discretizan mediante 6 elementos como se muestra en la Figura 5-3.

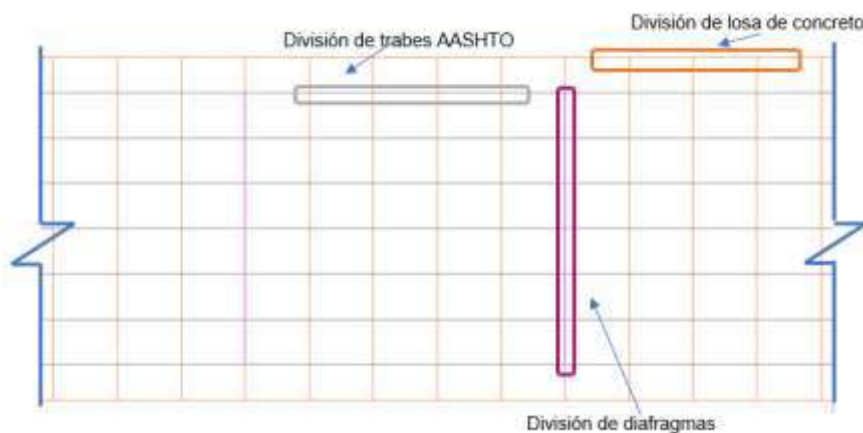


Figura 5-3 Discretización de elementos de la superestructura.

Debido al tiempo de análisis requerido por los equipos de cómputo en el desarrollo de modelos no lineales se decide no modelar la losa con elementos finitos, por el contrario, modelar la rigidez de la losa mediante la consideración de diafragmas rígidos de los tableros correspondientes a la losa de concreto reforzado.

Para los modelos de puentes simplemente apoyados, las juntas de expansión y apoyos de neopreno se modelaron con elementos resorte tipo link, donde descansa la superestructura y se transfieren las cargas hacia la pila de columnas (Gil, 2021) Figura 5-4, la Figura 5-5 muestra como son tableros independientes

al no estar conectada tanto la losa de concreto como las vigas directamente a las pilas, el estribo se modela mediante elementos resorte tipo link Figura 5-6.

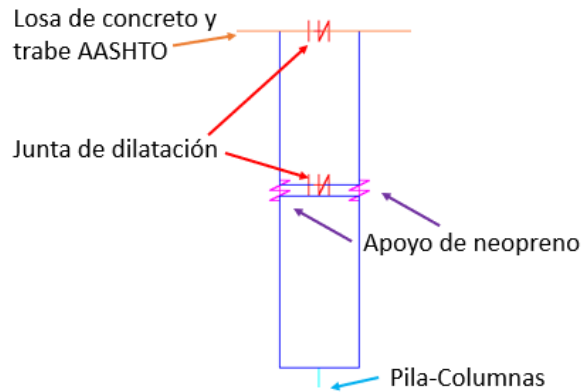


Figura 5- 4 Esquema de modelado de la superestructura y conexión con la subestructura.

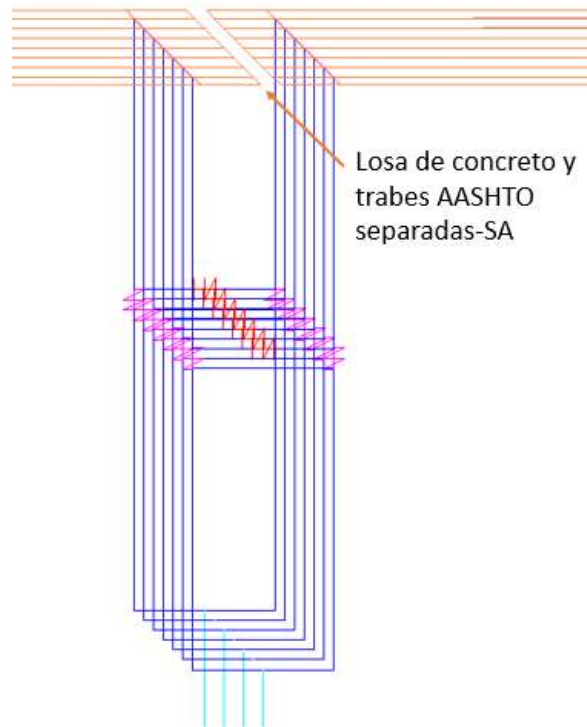


Figura 5- 5 Esquema de tableros independientes de puente simplemente apoyado.

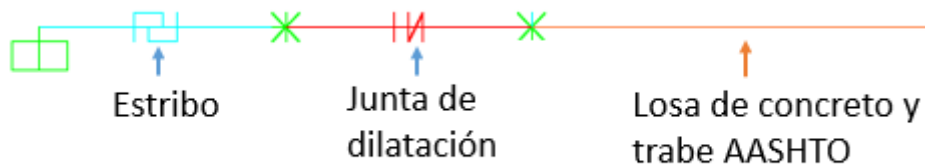


Figura 5- 6 Esquema del modelado de estribo y junta de dilatación.

En el caso de los puentes integrales, solamente la losa de concreto reforzado se transforma en un tablero continuo y se elimina la junta de dilatación de las traveses al igual que en los extremos, como se muestra en las Figura 5-7 y 5-8.

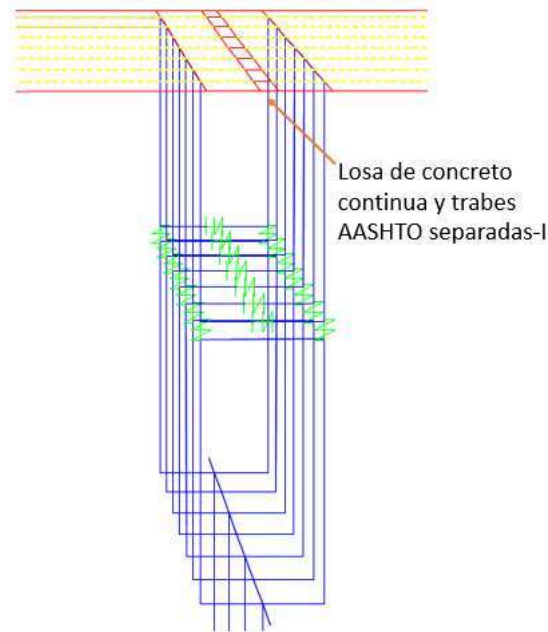


Figura 5- 7 Esquema de modificación para puente integral, tablero continuo.

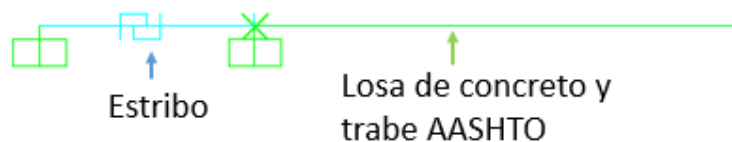


Figura 5- 8 Esquema de modificación para puente integral, eliminación de junta de dilatación en extremos.

En el presente trabajo, inicialmente se realizaron análisis para conocer la funcionalidad del puente cuando se retiran las juntas de expansión del centro de la losa y se lleva a la continuidad de la misma, pero al realizar la continuidad de las traveses AASHTO se observó que las demandas en estas crecen exponencialmente por lo que al convertir un puente simplemente apoyado en uno integral implicaría modificar el tamaño y armado de las traveses, así como las pilas de la subestructura, estribos y cimentación, para que sean capaces de resistir las nuevas demandas de cargas y desplazamientos que se esperarían por la nueva configuración estructural, lo cual conduce a costos muy elevados, convirtiendo la alternativa en no viable, lo deseable es que el cambio se pueda realizar a un mínimo costo, sin causar gran afectación a la superestructura y mejorando el comportamiento del puente e incrementando su confiabilidad sísmica.

Subestructura

Los apoyos de neopreno que transmiten las cargas de la superestructura a la subestructura de los puentes convencionales, se modelaron utilizando elementos resorte tipo link en los estribos y pilas de los puentes, la conexión se muestra esquemáticamente en la Figura 5-9.

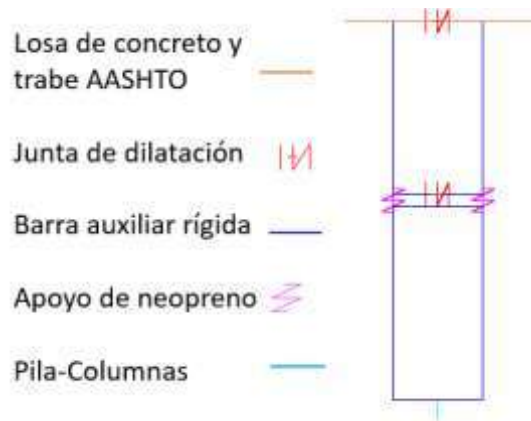


Figura 5- 9 Esquema de modelado entre la superestructura y la subestructura.

En los modelos del puente simplemente apoyado, se une el cabezal y los apoyos de neopreno mediante una barra infinitamente rígida, al igual que la unión entre el apoyo de neopreno y las columnas. La parte inferior de las columnas se discretiza en dos zonas, modeladas en una zona elástica y la segunda inelástica mediante un modelo de plasticidad concentrada, Figura 5- 10.

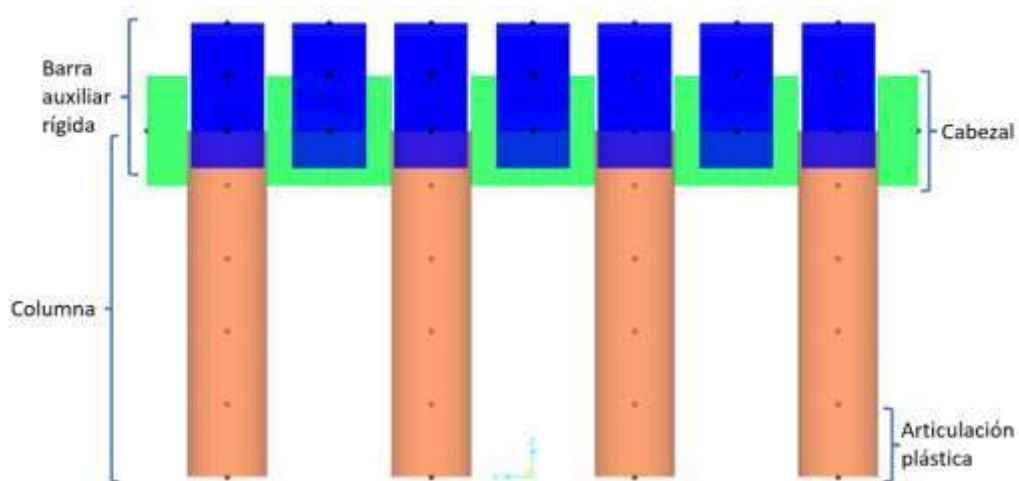


Figura 5- 10 Esquema de modelado de la pila.

Cimentación

En el caso de la losa de cimentación, se asume el mismo criterio que para la losa de CR de la superficie de rodamiento, formando una cuadrícula conectada por medio de elementos tipo barra asignando diafragmas rígidos, en donde se conecta el sistema de pilotes como se muestra en la Figura 5-11.

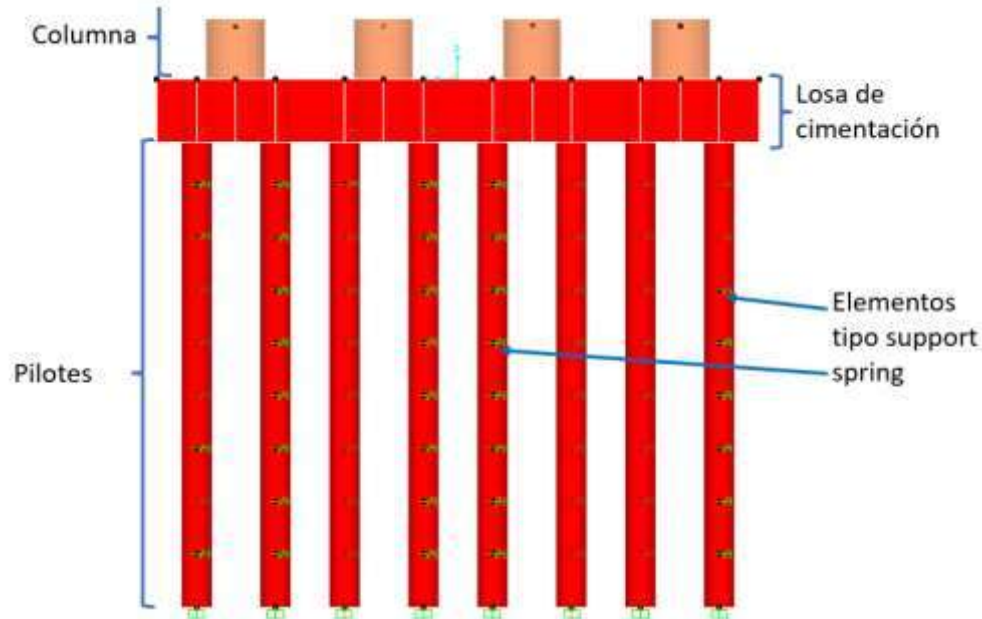


Figura 5- 11 Esquema del modelado de la cimentación.

Articulaciones plásticas

Las articulaciones plásticas corresponden al segmento o zona de un elemento donde se presentan las mayores acciones o demandas al estar sometida la estructura a un conjunto de cargas ya sean estáticas o dinámicas. La máxima demanda esta predeterminada a ocurrir en una cierta longitud del elemento, se puede inferir que puede presentarse en toda la longitud, sin embargo, esto no es del todo cierto, ya que solamente es una zona donde se presenta el valor máximo. En el caso de las columnas que forman parte de una estructura a base de marcos, la articulación plástica se puede desarrollar en las partes superior, centro y/o inferior, la localización es función del modo de falla esperado, es decir, cortante, flexión o flexo-compresión. Con el objetivo de reducir los tiempos de cómputo necesarios para los análisis, se modela la no linealidad solamente en la zona esperada de acuerdo al mecanismo de falla. En los modelos considerados como casos de estudio se espera que el mecanismo de falla se presente en flexo-compresión en las columnas de pilas y estribos. La Figura 5-12 muestra esquemáticamente el modelo de plasticidad concentrada.

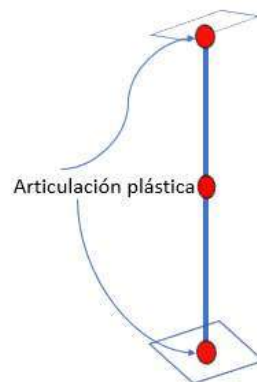


Figura 5- 12 Modelo de plasticidad concentrada.

La longitud de articulación plástica en columnas de CR trabajando a flexo-compresión se estima mediante la ecuación Ec. 5-1 propuesta por Paulay y Priestley (1992):

$$L_p = 0.081L + 0.022d_b F_y \leq 0.044d_b F_y \quad \text{Ec. 5- 1}$$

donde:

L_p = Longitud de la articulación plástica

L = Longitud del elemento

d_b = Diámetro del acero de refuerzo

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero

Dando así la longitud de 0.5476 m de la articulación plástica.

Diseño de estribos

Como se explicó antes, cualquier tipo de puentes está conformado por una superestructura, una subestructura y una cimentación, por lo que para diseñar y aplicar correctamente el reglamento y/o norma es necesario conocer cada parte del puente.

En todos los puentes es de gran importancia saber diferenciar cada elemento que conforma la subestructura, esto con el objetivo de realizar adecuadamente los procesos de análisis y diseño estructural para obtener el mejor funcionamiento del puente, para los puentes integrales los apoyos son de vital importancia porque son los encargados de resistir y soportar las demandas a las que está impuesta la estructura, estos apoyos se conocen como (Figura 5-13):

- Los apoyos extremos conocidos como estribos
- Los apoyos intermedios conocidos como pilas

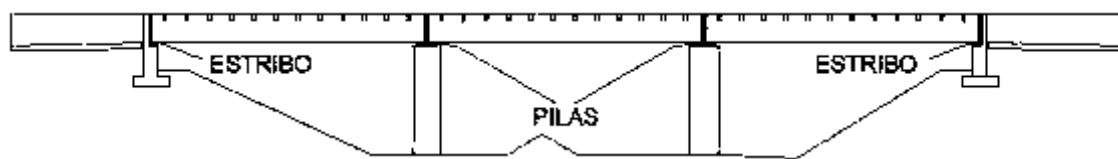


Figura 5- 13 Esquema de los apoyos en un puente.

El funcionamiento correcto de los estribos se ve afectado por las deformaciones, desplazamientos y esfuerzos que se presentan en la superestructura, así como el tipo de carga vehicular, además de que el peso del relleno del suelo tiene efecto importante en el comportamiento de los estribos. Cada una de estas variables a que está sometido el puente recae en los estribos, por lo que es necesario realizar un diseño adecuado acompañado de un modelo numérico que se asemeje lo mejor posible al comportamiento real de los estribos, (Vela O. & Ayabaca C., 2013), (Nielson, 2005).

Las partes que conforman a los estribos (Figura 5-14) y su identificación son:

- Cabezal, es el muro de contención del suelo de relleno que se encuentra por encima del asiento del puente impidiendo que afecte a la superestructura.
- En algunos casos existe la losa de aproximación que provee la conexión entre el tramo carretero y la superestructura del puente separadas por una junta de expansión para que los movimientos del tramo carretero no influyan en la respuesta de la estructura, aunque no siempre es necesaria la losa de aproximación.
- Viga de asiento, en esta se apoyan los elementos que dan apoyo si existen.
- Pantalla o muro trasero, encargado de confinar el suelo de relleno y resistir el empuje horizontal del mismo.
- Aleros, al igual que el muro trasero, encargados de confinar y resistir el empuje horizontal del suelo de relleno lateral.
- Topes sismorresistentes, encargados de restringir el movimiento transversal de la superestructura.

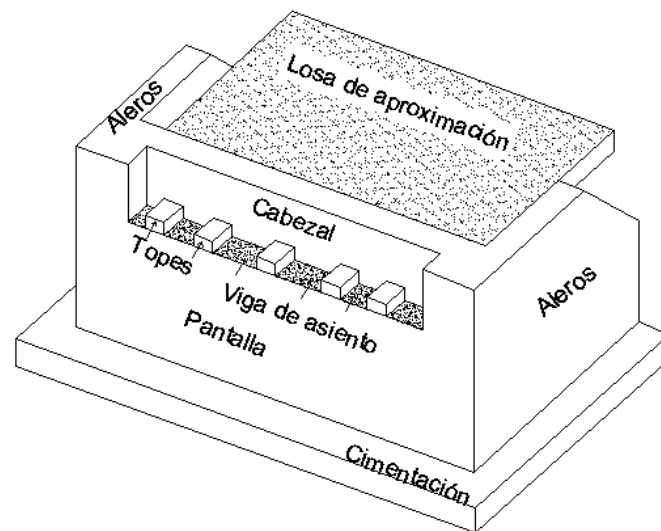


Figura 5- 14 Partes de un estribo.

Tipos de estribos

Los tipos de estribos que se utilizan en la construcción de puentes pueden variar dependiendo de la necesidad y las condiciones del suelo. Se clasifican de acuerdo a:

1. La posición de los aleros respecto al eje del estribo
 - Estribo recto y aleros rectos, se forman con el estribo y los aleros como un muro plano capaz de contrarrestar los empujes horizontales del suelo de relleno, Figura 5-15.



Figura 5- 15 Estribo recto y aleros rectos.

- Estribo con aleros en ángulo, los aleros tienen un ángulo respecto al estribo, recomendado de 30° a 45° , capaz de resistir más adecuadamente los empujes del suelo de relleno, aunque también para llevarlo a cabo son necesarias buenas condiciones de la topografía donde se planea su construcción, Figura 5-16.

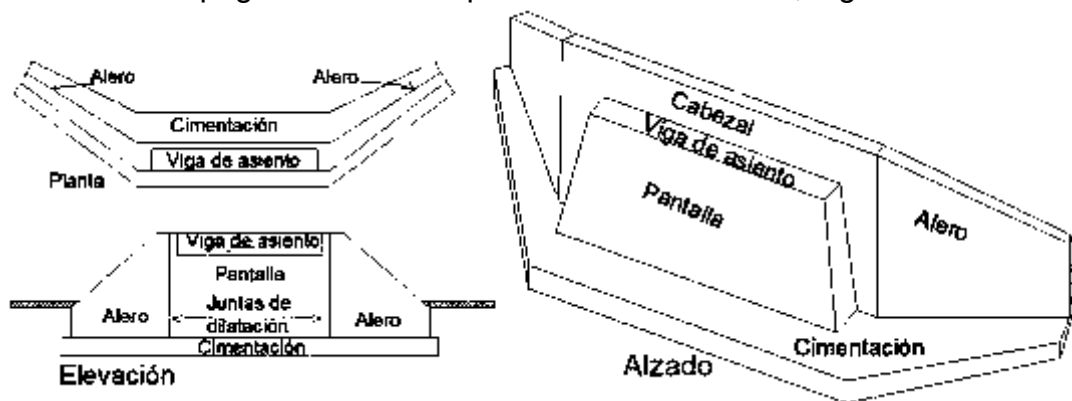


Figura 5- 16 Estribo con aleros en ángulo, planta, elevación y alzado.

- Estribo en U, los aleros son perpendiculares al eje del estribo formando un ángulo de 90° , Figura 5-17.



Figura 5- 17 Estribo en U, alzado, elevación y planta.

2. Tipo de pantalla o muro posterior

- Estribo de pantalla sólida, es uno de los estribos más empleados, capaz de confinar el suelo de relleno detrás del estribo, Figura 5-18.

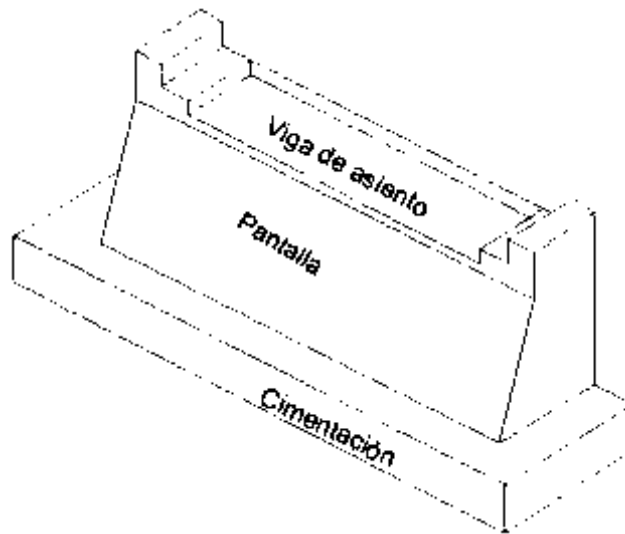


Figura 5- 18 Estribo de pantalla sólida o maciza.

- Estribo de pantalla hueca, este tipo de estribos no confina el suelo de relleno y se recomienda para pendientes pequeñas del suelo de relleno, Figura 5-19.

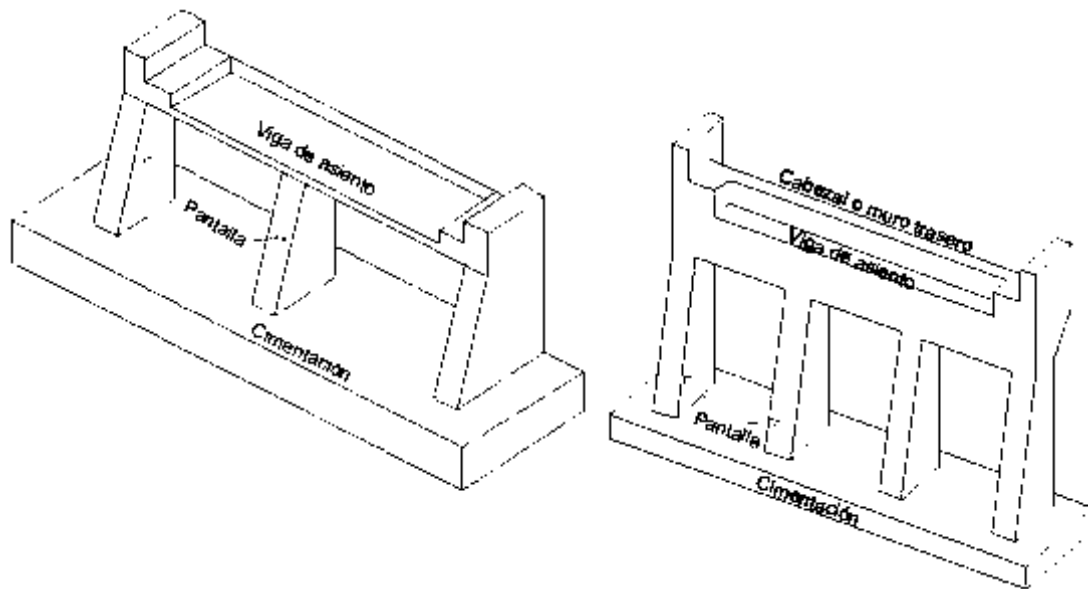


Figura 5- 19 Estribo de pantalla hueca.

- Estribo de pilas, estos estribos están conformados solamente con el cabezal, viga de asiento sin existencia de la pantalla, está soportado sobre "pilas", comúnmente llamadas, que pueden ser

rectas (Figura 5-20a) o con cierto ángulo de inclinación respecto a la dirección transversal del puente, (Figura 5-20b).

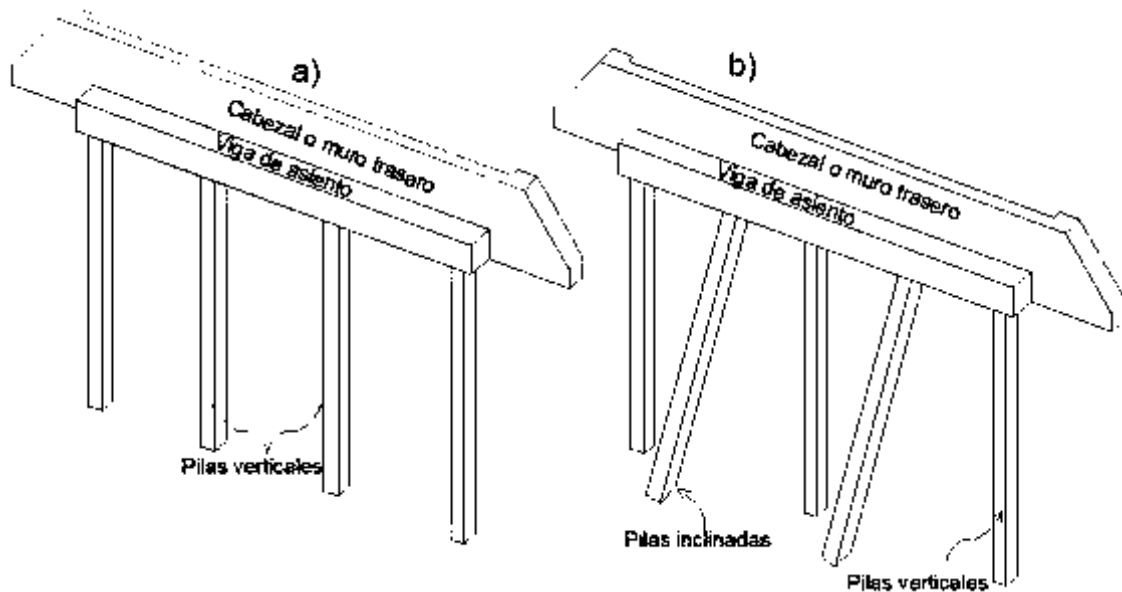


Figura 5- 20 Estribo de pilas, a) pilas rectas y b) pilas inclinadas.

3. Material de construcción

- Estribo a gravedad, este tipo de estribos son los más construidos en la antigüedad de mampostería y en ocasiones de concreto lanzado, Figura 5-21.

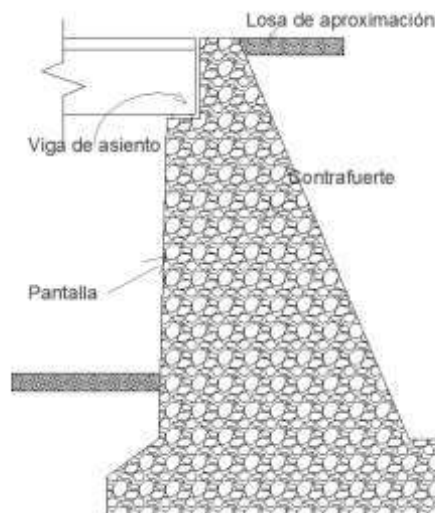


Figura 5- 21 Estribo a gravedad.

- Estribo en voladizo, son estribos con una pantalla recta de concreto empotrados sobre una zapata, Figura 5-22.

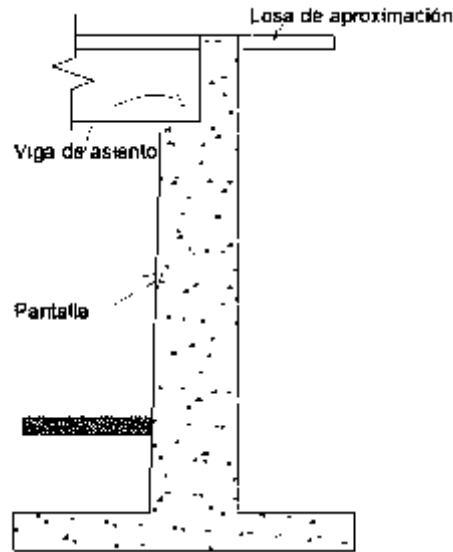


Figura 5- 22 Estribo en voladizo.

- Estribo con contrafuerte, este tipo de estribos es la combinación de estribos en voladizo y a gravedad, los contrafuertes trabajan como losa continua, comúnmente utilizados para alturas de estribos mayores a 10 m, Figura 5-23.



Figura 5- 23 Estribo con contrafuerte.

En cualquier tipo de estribo se deben considerar cada uno de los elementos que lo componen, esto con el objetivo de realizar un diseño adecuado de acuerdo con las particularidades del sitio de construcción y de la estructura. Para el análisis de estribos no existe suficiente información para el diseño y modelado analítico de cada uno ellos, con excepción de estribos soportados sobre “pilas”, el diseño de estribos se realiza mediante las especificaciones AASHTO Estándar (AASHTO, 2017) mediante el procedimiento que se presenta en dicha normativa,

que a su vez se utiliza en el CALTRANS (CALTRANS, 2019), para un adecuado dimensionamiento.

Se realiza un prediseño para obtener las dimensiones preliminares del estribo y aleros, determinando las cargas y presiones del suelo, las reacciones en la cimentación, y se calculan los factores de seguridad ante el deslizamiento, volcamiento y esfuerzos del suelo. Una vez definidas las dimensiones y los factores de seguridad correspondientes, se deben diseñar cada uno de los elementos que conforman el estribo, es decir, el cabezal, pantalla o muro posterior, viga de asiento, topes sismorresistentes y cimentación, si es el caso, contemplando la normativa de México (NTC, 2017), este procedimiento es similar para el diseño de los aleros (Vela O. & Ayabaca C., 2013).

Modelos analíticos de los estribos

Semith y Murat (2014) modelaron la interacción del estribo-relleno en dirección transversal bajo cargas cíclicas utilizando un modelo de histéresis que toma en consideración la formación de gaps en el estribo en cada ciclo de carga, esto en la curva conocida permite definir la presión pasiva del relleno. El comportamiento se simula mediante elementos tipo link no lineales con modelos de histéresis que se conectan a lo largo del estribo, los elementos tipo gap se conectan en serie en los links no lineales y dashpot, Figura 5-24a y 5-24b.

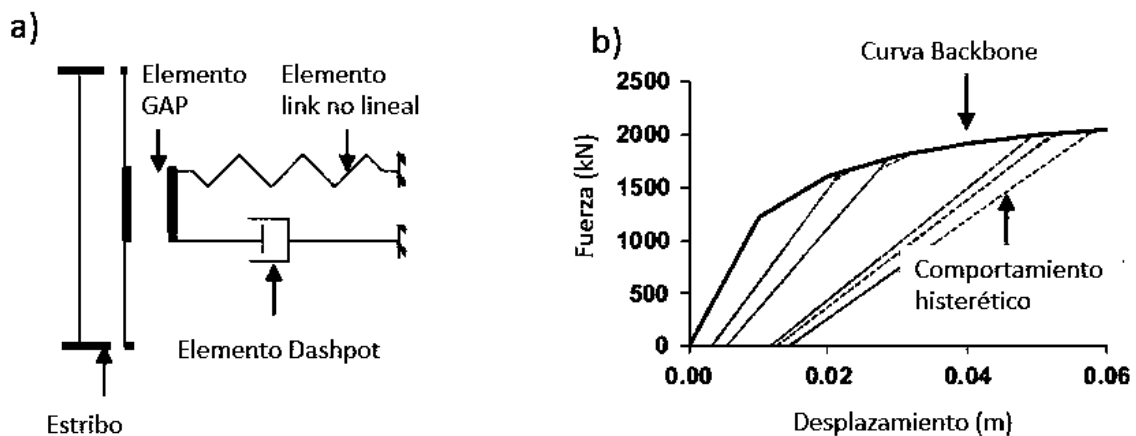


Figura 5- 24 a) Modelado de la interacción estribo-relleno y b) Ciclo histérico que simula la interacción estribo-relleno.

Murat y Semith (2010) consideran para el suelo de relleno detrás de los estribos una presión pasiva del suelo en reposo cuando no existe movimiento del estribo, para puentes de un solo tramo, donde se genera presión pasiva del relleno detrás del estribo mientras que para más puentes con más claros no sucede lo mismo, es decir, mientras que un extremo del estribo se mueve hacia el relleno, el otro extremo se aleja, Figura 5-25. La rigidez de los resortes se conecta al estribo en la interfaz de los nodos a lo largo de la altura del estribo considerando solamente la resistencia pasiva del suelo que no está directamente relacionada con la carga del puente, Figura 5-26.

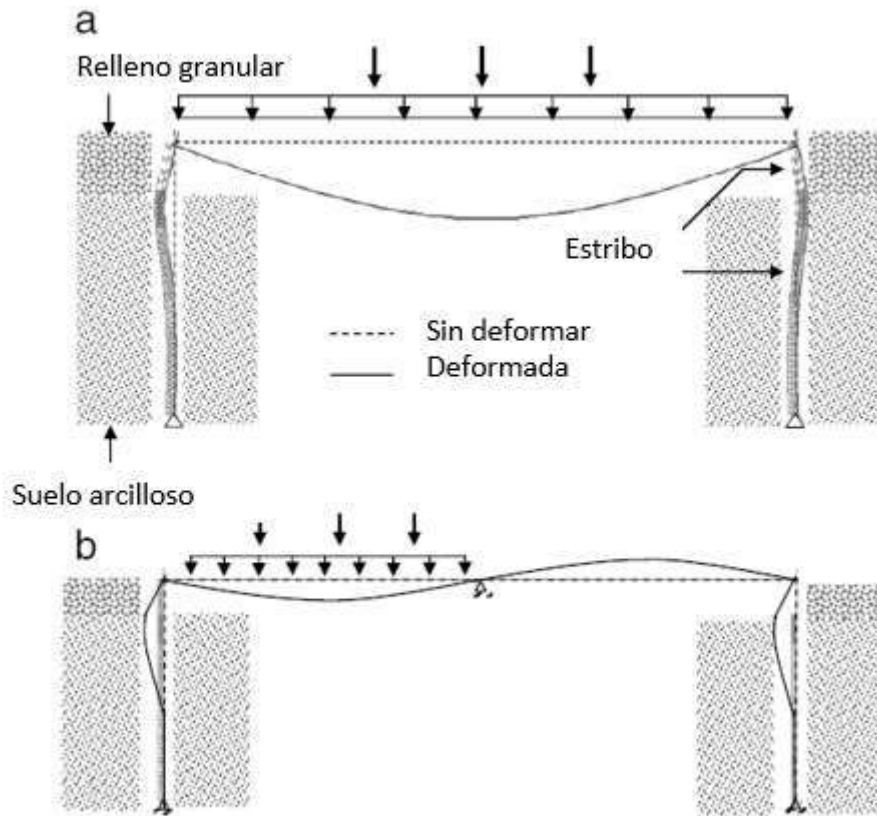


Figura 5- 25 Interacción entre el puente integral, relleno y el suelo bajo cargas vivas para a) un claro y b) dos claros para un puente integral.

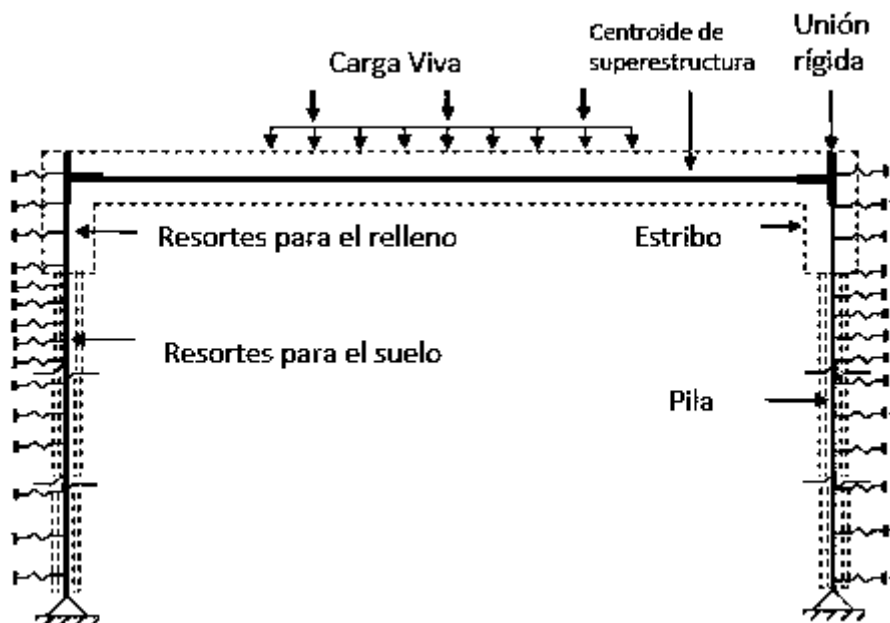


Figura 5- 26 Modelo estructural con interacción suelo-puente.

Fenves y Ellery (1998), modelan la interacción inercial suelo-puente para los ejes del estribo mediante resortes bilineales ubicados a lo largo del eje y alineando en las direcciones principales del estribo, para modelar el backbone de las curvas

utilizaron datos de la relación esfuerzo-deformación de acuerdo a la propuesta del API (1993).

Nielson (2005), utiliza una rigidez inicial del estribo de 11.5 kN/mm/m para modelar la presión pasiva de estribo-relleno de acuerdo a las recomendaciones de CALTRANS (2019), para simular dicho comportamiento del estribo en dirección longitudinal se modela el estribo y el relleno en paralelo, donde están en juego la acción pasiva y activa (Figura 5-27), para la dirección transversal solamente toma en cuenta la dirección activa ya que no se encuentra relleno en las partes laterales de los puentes (Figura 5-28), mientras que los aleros son depreciados por su dimensión.

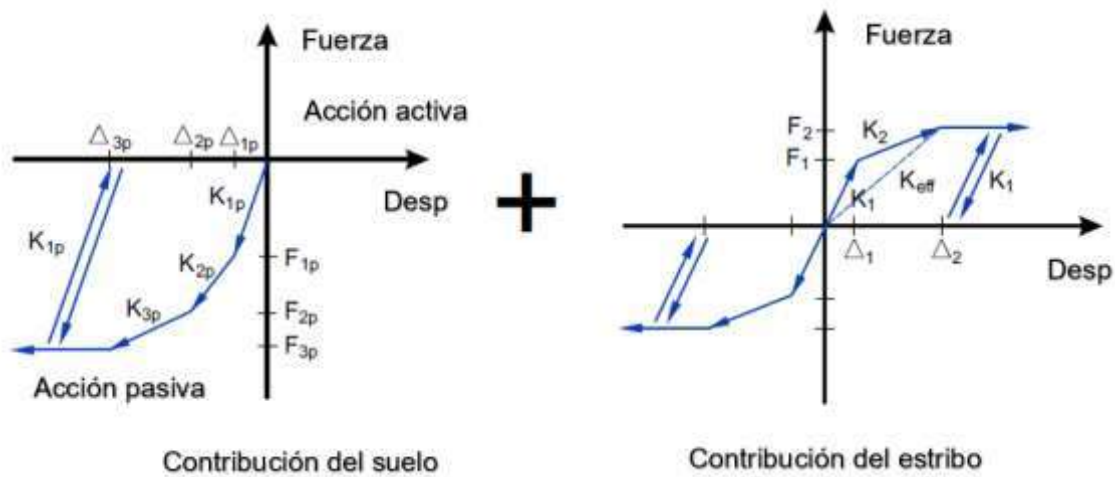


Figura 5-27 Modelo analítico del estribo para la dirección longitudinal.

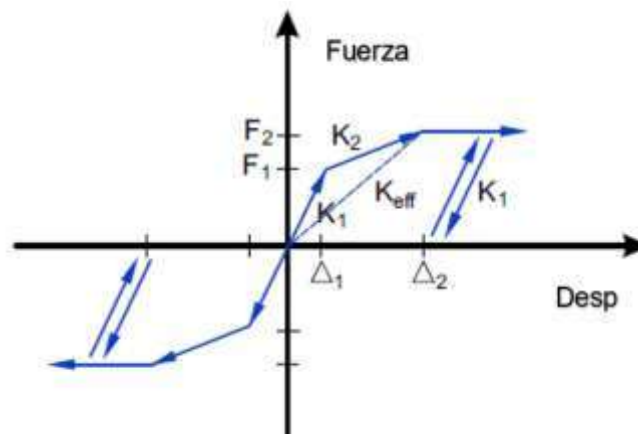


Figura 5-28 Modelo analítico del estribo para la dirección transversal.

Siqueira et al. (2014), implementan en el modelado de los estribos resortes que representen el comportamiento de la conexión entre la superestructura y el estribo, por lo que el golpeteo que ocurre ante los movimientos del puente se modela utilizando un resorte y un gap, para las propiedades analíticas de la cimentación estos elementos se encuentran desacoplados entre sí.

Dicleli (2005), indica que la distribución y el coeficiente de presión del relleno pueden cambiar entre el reposo y la acción pasiva, dependiendo de la magnitud del desplazamiento hacia el suelo de relleno, la presión del relleno en los estribos se considera con relación de la magnitud del desplazamiento del relleno, la simulación de la relación no lineal se realiza mediante una relación trilineal para el coeficiente de presión del suelo contra el desplazamiento del estribo en función de la altura del relleno compactado y no compactado.

En un puente sometido ante un sismo, este puede aumentar las presiones del relleno sobre el estribo en la dirección longitudinal, aumentando así, las demandas en dicho elemento, en ésta dirección se toman en cuenta dos tipos de resistencias: pasiva y activa, donde, la acción pasiva se desarrolla a medida que el muro del estribo está presionado por el suelo de relleno, por lo que está trabajando tanto por el suelo como el estribo, la acción activa ocurre cuando el estribo se aleja del relleno, por lo que, solo está trabajando la resistencia del estribo, Figura 5-29.

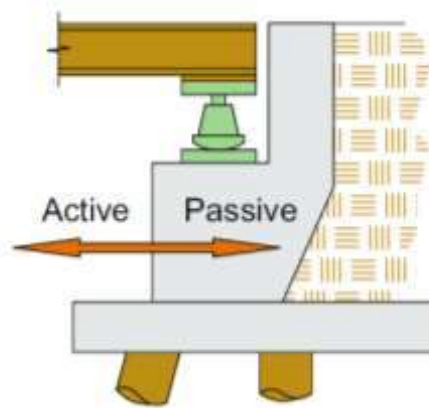


Figura 5- 29 Definición del comportamiento longitudinal del estribo.

Para elegir la opción correcta del modelado de los estribos se debe considerar en la respuesta del puente, principalmente en los extremos ya que dependiendo de la complejidad y propiedades del estribo se tendrá un comportamiento distinto (Aviram, Mackie, & Stojadinović, 2008).

Para modelar los estribos tipo “pilas”, solamente están contribuyendo a las resistencias longitudinal y transversal, ya que la contribución de los aleros es despreciable, Aviram (2008) representa tres formas de desarrollar el modelo analítico de este comportamiento.

- Estribo de rodillo o móvil (Figura 5-30).
Consiste en un módulo de contorno con restricción contra el desplazamiento vertical, comúnmente se utiliza para estimar el límite inferior de la resistencia longitudinal y transversal mediante análisis de PushOver, donde la respuesta se caracteriza por las articulaciones plásticas y la ductilidad de las columnas. Si se restringe la rotación alrededor del eje longitudinal del puente, esto produce una posible sobreestimación de la resistencia del puente y subestimación de su

ductilidad, pero para un modelo de un puente no lineal con estribos, como mínimo los estribos deben modelarse de esta forma.

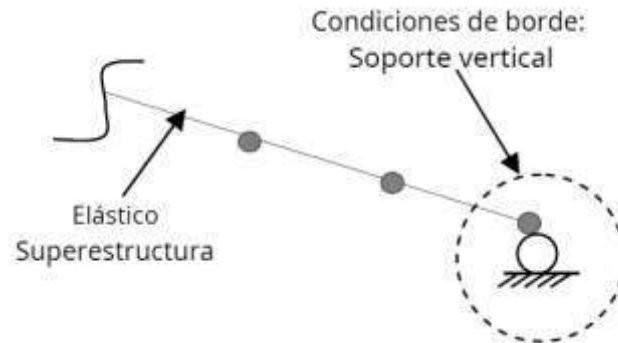


Figura 5- 30 Esquema de modelado del estribo tipo rodillo.

➤ Estribo Simplificado (Figura 5-31).

Este tipo de modelado consta de un elemento rígido conectado a través de una junta rígida a la línea central de la superestructura con respuesta no lineal definida para los tres ejes en cada extremo.

En la dirección longitudinal se modela mediante un sistema en serie, con elementos rígidos en cortante y liberación de momento, un elemento gap que permite solamente la traslación longitudinal y un elemento link, a este elemento se le asigna una curva con backbone elástico-perfectamente-plástico con la rigidez del estribo y su resistencia máxima, este modelo solo considera el espacio y la respuesta del relleno, donde las presiones pasivas son producidas por el muro trasero del estribo.

En la dirección transversal, se define un elemento link rígido en cada extremo asignando una curva con backbone elástico-perfectamente-plástico representando el relleno, aleros y sistema de pilotes, donde la rigidez del estribo se modifica por los factores de efectividad y el coeficiente de participación.

Para la dirección vertical se define un resorte elástico en cada extremo del link rígido con rigidez igual a la de los apoyos y se asumen condiciones rígidas para el suelo.

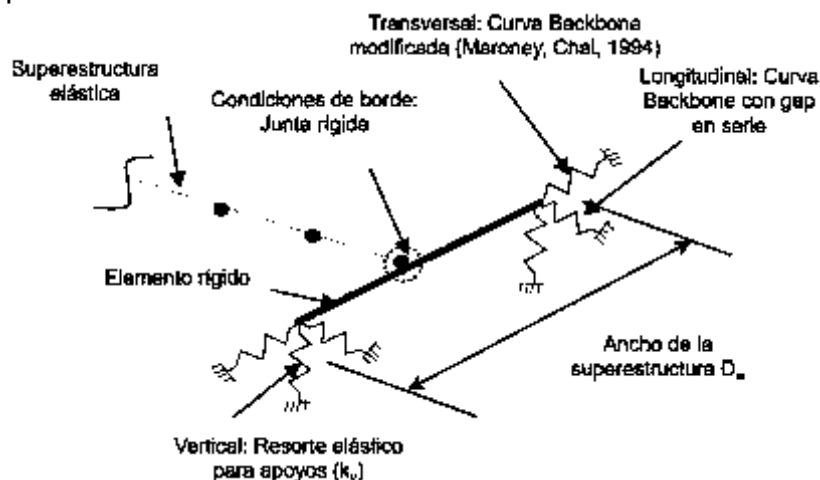


Figura 5- 31 Esquema de modelado del estribo simplificado.

➤ Estribo resorte o spring (Figura 5-32).

El modelado del estribo de esta manera genera una respuesta no lineal longitudinal, transversal y vertical, así como una mayor participación correspondiente al estribo de concreto y al terraplén movilizado.

En la dirección longitudinal, la respuesta se basa en el sistema de apoyos de elastómero, aleros, gap, muro trasero, pilotes y relleno. Antes del cierre del gap, los esfuerzos de la estructura se transmiten a través de los apoyos hacia la conexión con el estribo y después hacia los pilotes y el relleno, formando un sistema en serie. Al cierre del gap la superestructura se apoya en la parte posterior del estribo movilizando la presión pasiva del relleno. Se utilizan elementos link representando cada elemento del estribo para aproximar su comportamiento. Se utiliza un coeficiente dinámico de fricción de 0.40 entre concreto-neopreno, para garantizar la falla antes del deslizamiento de los apoyos. La rigidez y resistencia del estribo se representa colocando un sistema de elementos de longitud cero en las ubicaciones de los apoyos extremos para tener rotación alrededor del eje del puente vertical.

La dirección transversal se considera dependiente de la respuesta de los apoyos, las llaves de corte exteriores, pilotes, aleros y el relleno. En el modelo de los apoyos se asume un comportamiento desacoplado en dirección longitudinal.

Para las llaves de corte, la resistencia a cortante se asume del 30% de la carga muerta utilizando un material histerético con curva de backbone de respuesta trilineal con valores de rigidez de endurecimiento y ablandamiento, la rigidez del estribo y la resistencia máxima son modificados con la eficacia del alero y coeficientes de participación. Los apoyos y las llaves de corte actúan en paralelo.

En la dirección vertical, se incluye la rigidez vertical de los apoyos en serie con la rigidez vertical del terraplén, suponiendo que el estribo tiene una masa nominal proporcional a la carga muerta de la superestructura.

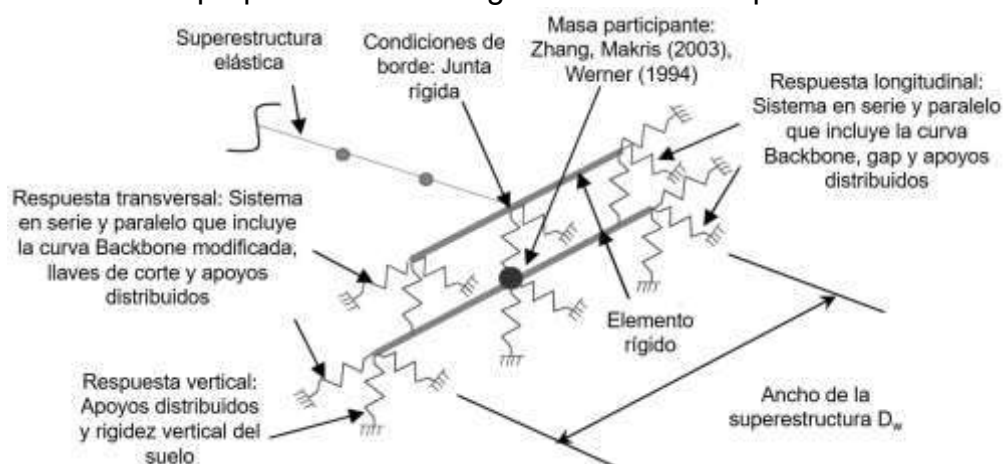


Figura 5- 32 Esquema de modelado del estribo tipo resorte.

Para modelar los estribos se encuentran varias alternativas, como ya se describió en los párrafos anteriores, sin embargo, cada una permite una opción

a considerar de la acción de cada elemento que forma un estribo y de cómo deberían ser modelados correctamente para alcanzar la respuesta del puente lo más cercana a la realidad, lo cual es función de las condiciones y necesidades que se requieran en cada caso de estudio.

Para este trabajo se elige el modelo analítico de estribo de pilas, debido a la falta de información específica de los parámetros se utilizan los propuestos por CALTRANS (1999) y Nielson (2005), los cuales se resumen en:

- Modelo longitudinal: la rigidez del pilote de soporte del estribo es de 7 kN/mm/pilote siendo lo recomendado por CALTRANS (1990), la rigidez inicial del estribo de acuerdo a CALTRANS (1990,1999) será de 11.5 kN/mm/m para suelos sin cohesión, 28.8 kN/mm/m para suelos cohesivos y una tercera rigidez inicial del estribo intermedia de 20.15 kN/mm/m con desplazamientos relativos entre la altura del muro trasero del estribo del 6%, 10% y 8%, respectivamente a cada tipo de suelo (Figura 5-33). Estas hipótesis permiten generar un modelo trilineal para la rigidez pasiva del estribo. El modelo no lineal del estribo de acuerdo a la Figura 5-34 define la acción pasiva y activa del estribo.



Figura 5- 33 Gráfica con distinta rigidez inicial del estribo.

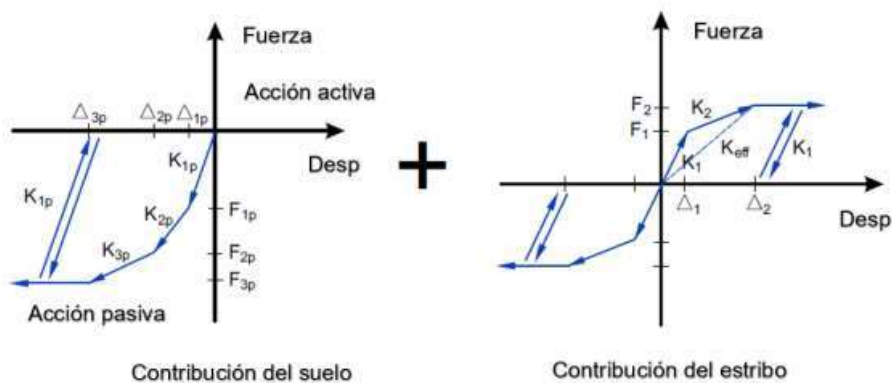


Figura 5- 34 Modelo longitudinal no lineal del estribo ante la acción pasiva y activa del suelo.

Se supone la presión pasiva última del suelo de 0.37 MPa, se deben trazar algunas relaciones entre la rigidez inicial, deformación final y presión máxima del suelo, con lo cual, se muestra que existe una relación lineal entre la rigidez inicial y la última deformación de acuerdo a la ecuación Ec.5-1

$$\Delta_{3p} = \left(0.06 + \left(\frac{K_{1p} - 11.5}{28.8 - 11.5} \right) (0.04) \right) h = (0.0334 + 0.00231K_{1p})h \quad \text{Ec.5-1}$$

done:

K_{1p} es la rigidez inicial.

Δ_{3p} es la deformación última.

h es la altura del muro trasero del estribo.

Cómo se mencionó, existe una relación lineal entre la rigidez inicial y la deformación última, por lo que se obtienen las demás deformaciones y rigideces del estribo para la acción pasiva de acuerdo con la Tabla 5-1. Para la acción activa, de acuerdo a las recomendaciones de CALTRANS (1999) se definen con los valores que se reportan en la Tabla 5-2.

Tabla 5- 1 Recomendaciones de la acción pasiva del estribo.

Parámetro	Ecuación ²
K_{1p}	11.5 – 28.8 kN/mm
K_{2p}	$\frac{0.55(F_{3p} - F_{1p})}{0.25\Delta_{3p}}$
K_{3p}	$\frac{0.45(F_{3p} - F_{1p})}{0.65\Delta_{3p}}$
F_{1p}	$K_{1p}\Delta_{1p}$
F_{2p}	$F_{1p} + 0.55(F_{3p} - F_{1p})$
F_{3p}	$(0.37 \text{ Mpa})h$
Δ_{1p}	$0.10\Delta_{3p}$
Δ_{2p}	$0.35\Delta_{3p}$
Δ_{3p}	$\left(0.06 + \left(\frac{K_{1p} - 11.5}{28.8 - 11.5} \right) (0.04) \right) h$

² valores por un metro de ancho del estribo

Tabla 5- 2 Recomendaciones de la acción activa del estribo.

Parámetro	Ecuación
Rigidez efectiva K_{eff}	7 kN/mm/pila x # de pilas
Rigidez inicial K_1	$2.333K_{eff}$
Desplazamiento 1 Δ_1/h	7.62 mm
Segunda rigidez K_2	$0.428K_{eff}$
Desplazamiento 2 Δ_2/h	25.4 mm

Debido a la falta de información se asumen las recomendaciones de CALTRANS (1999), de donde se obtienen las curvas Backbone correspondientes a cada uno de los tres tipos de suelo considerados en las direcciones longitudinal y transversal para ambos estribos, izquierdo y derecho, respectivamente, Figuras 5-35 a Figura 5-46.



Figura 5- 35 Curva Backbone del estribo central derecho, dirección longitudinal con suelo sin cohesión.



Figura 5- 36 Curva Backbone del estribo extremo derecho, dirección longitudinal con suelo sin cohesión



Figura 5- 37 Curva Backbone del estribo central izquierdo, dirección longitudinal con suelo sin cohesión.



Figura 5- 38 Curva Backbone del estribo extremo izquierdo, dirección longitudinal con suelo sin cohesión.



Figura 5- 39 Curva Backbone del estribo central derecho, dirección longitudinal con suelo intermedio.



Figura 5- 40 Curva Backbone del estribo extremo derecho, dirección longitudinal con suelo intermedio.



Figura 5- 41 Curva Backbone del estribo central izquierdo, dirección longitudinal con suelo intermedio.



Figura 5- 42 Curva Backbone del estribo extremo izquierdo, dirección longitudinal con suelo intermedio.



Figura 5- 43 Curva Backbone del estribo central derecho, dirección longitudinal con suelo cohesivo.



Figura 5- 44 Curva Backbone del estribo extremo derecho, dirección longitudinal con suelo cohesivo.



Figura 5- 45 Curva Backbone del estribo central izquierdo, dirección longitudinal con suelo cohesivo.



Figura 5- 46 Curva Backbone del estribo extremo izquierdo, dirección longitudinal con suelo cohesivo.

➤ Modelo transversal

Para la componente transversal, solamente contribuye la rigidez de las pilas y los aleros, CALTRANS (2019) menciona que entre más crece el ancho del estribo menor es la contribución de los aleros, por lo que estos se desprecian, considerándose solamente la contribución de las pilas, es decir, la acción activa del estribo (Figura 5-47). De acuerdo con las recomendaciones para la acción activa, Tabla 5-2, y definiendo de la misma manera que en el modelo longitudinal, se obtiene la curva del ciclo histórico del estribo para cada tipo de suelo, Figuras 5-48 y 5-49.

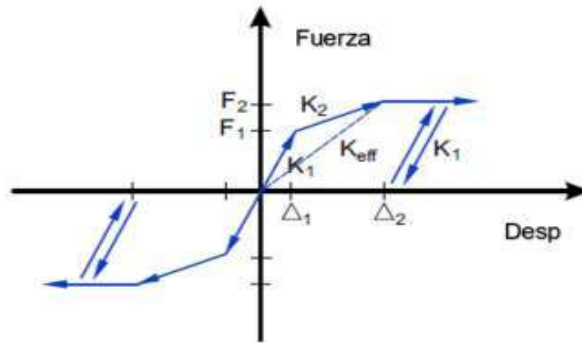


Figura 5- 47 Modelo transversal no lineal ante la acción activa del estribo.



Figura 5- 48 Curva Backbone del estribo derecho, dirección transversal para los tres tipos de suelo.



Figura 5- 49 Curva Backbone del estribo izquierdo, dirección transversal para los tres tipos de suelo.

La Tabla 5-3 reporta los periodos fundamentales de vibrar en las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente, correspondientes a los modelos de puentes simplemente apoyados e integrales de acuerdo a sus geometrías y considerando tres tipos de suelo.

Tabla 5- 3 Periodos fundamentales de vibrar en dirección longitudinal (T_L) y transversal (T_T), para suelo sin cohesión, intermedio y cohesivo, para los puentes simplemente apoyado e integral.

Puente 2 claros, pila 4m	Suelo sin cohesión		Suelo intermedio		Suelo cohesivo	
	T_L	T_T	T_L	T_T	T_L	T_T
Integral	0.66772	0.49583	0.66206	0.49583	0.65405	0.49583
S. Apoyado	0.69051	0.53261	0.68573	0.53259	0.67641	0.53258

Análisis de resultados

Para llevar a cabo el análisis de resultados y evaluar la factibilidad de convertir puentes simplemente apoyados en puentes integrales, se obtiene una serie de resultados como son: elementos mecánicos de las columnas, el comportamiento de los estribos (demandas de fuerzas y desplazamientos), así como se evalúan estados de daño caracterizados de acuerdo a las ductilidades desarrolladas en las columnas de las pilas, con el objetivo de estudiar si se tienen beneficios o perjuicios en el comportamiento de los puentes, lo cual, también nos permite definir qué elementos o componentes del puente tendrían que reforzarse para soportar las demandas y su funcionalidad, para definir la viabilidad de la propuesta.

Para tener una mejor interpretación de los resultados y entender los gráficos de resultados que se comentan, la Figura 6-1 muestra los puntos de control donde se miden estos.

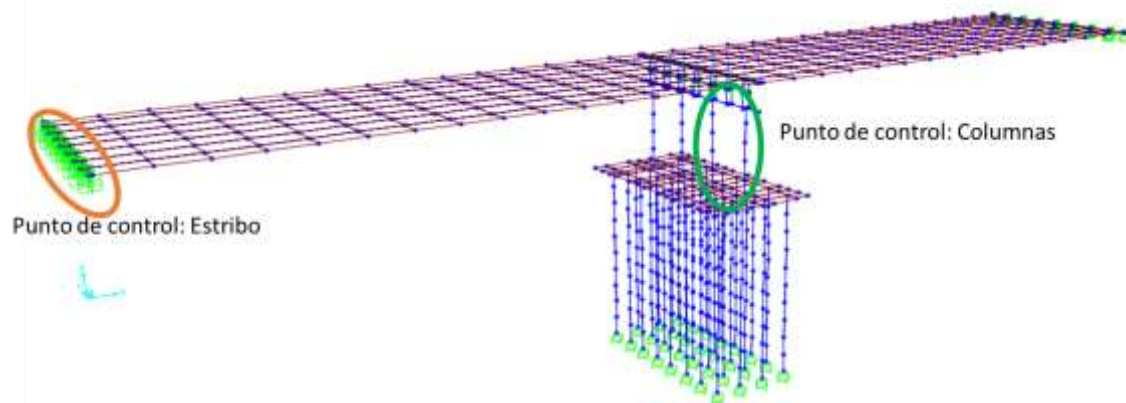


Figura 6- 1 Puntos de control para la obtención de resultados: Estribo y columnas.

Columnas

Se obtienen los elementos mecánicos para las columnas centrales de la pila central que es la zona donde se presentan las máximas demandas y, por lo tanto, donde podría ocurrir algún problema de falta de capacidad de resistencia, se analizan la carga axial en la parte inferior de la pila, el cortante y momento en la parte superior e inferior de las columnas, así como en el centro y extremo, es decir columnas central y externa.

Para el punto de control de las columnas, la Figura 6-2, muestra la simbología y los segmentos de donde se obtienen los resultados para la evaluación de daños y comparación entre los puentes simplemente apoyados e integrales de las columnas.

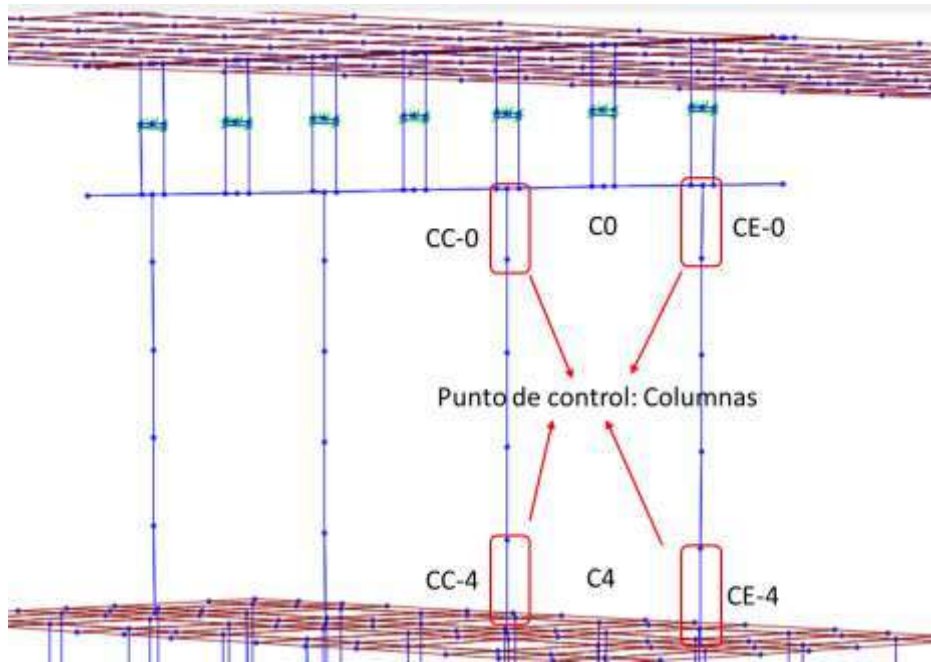


Figura 6- 2 Nomenclatura gráfica de los puntos de control en las columnas.

La Tabla 6-1 muestra la nomenclatura utilizada en las Figuras 6-1 a 6-12.

Tabla 6- 1 Nomenclatura para gráficos de columnas.

Nomenclatura	
CE4	Columna externa inferior
CE0	Columna externa superior
CC4	Columna central inferior
CC0	Columna central superior
C4-I	Columna inferior de puente integral
C0-I	Columna superior de puente integral
C4-SA	Columna inferior de puente simplemente apoyado
C0-SA	Columna superior de puente simplemente apoyado

Las Figuras 6-3 a 6-5 muestran los elementos mecánicos del puente simplemente apoyado e integral para los tres tipos de suelo: sin cohesión, intermedio y cohesivo, respectivamente, para un periodo de retorno de TR 2500 años, donde el cambio de puente simplemente apoyado a uno integral indica una disminución de los elementos mecánicos (axial, cortante y momento) para los tres tipos de suelo, observando beneficios en el comportamiento del puente, donde la disminución de los elementos mecánicos indica que no sería necesario de ningún tipo refuerzo adicional tanto en la superestructura como en la subestructura, por lo cual, se puede concluir del análisis de las demandas de elementos mecánicos en las pilas que el cambio a puente integral es una alternativa viable.

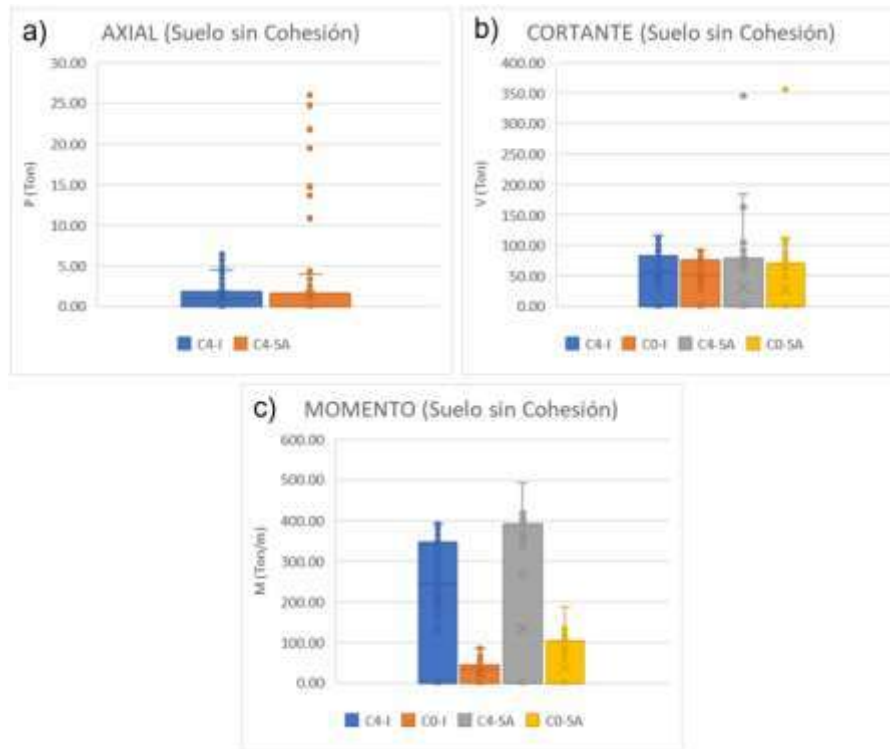


Figura 6- 3 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo sin cohesión, TR 2500 años, a) axial, b) cortante y c) momento.

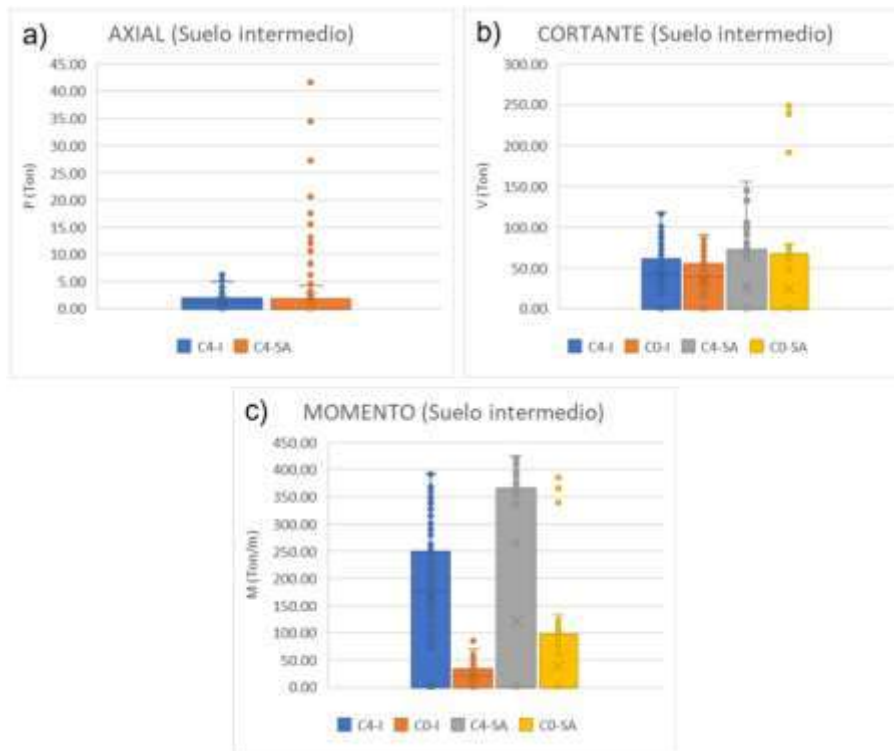


Figura 6- 4 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo intermedio, TR 2500 años, a) axial, b) cortante y c) momento.

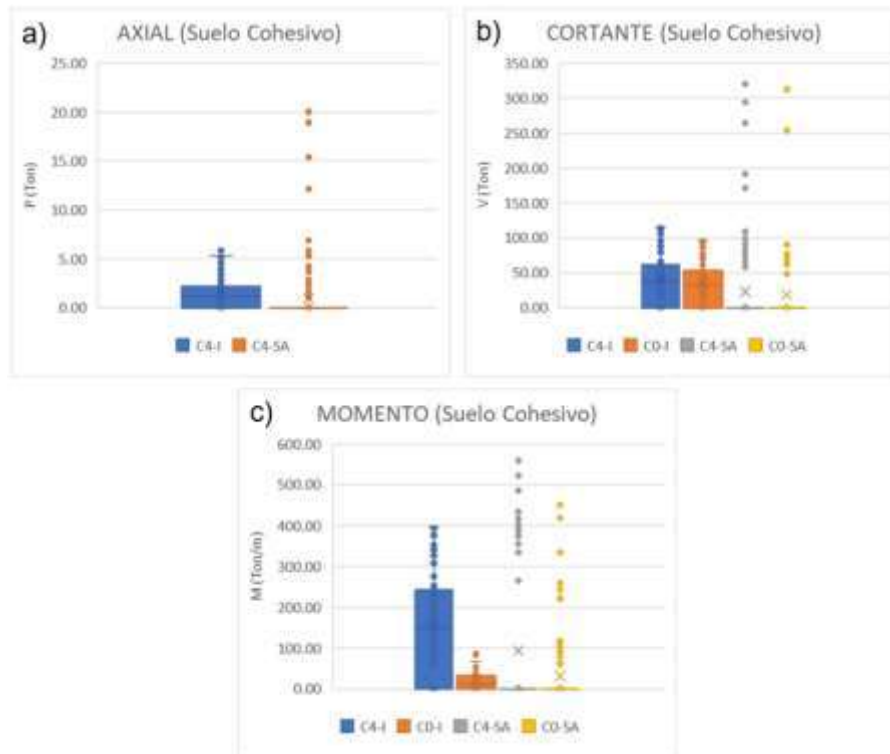


Figura 6- 5 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo cohesivo, TR 2500 años, a) axial, b) cortante y c) momento.

Las Figuras 6-6 a 6-8 muestran los elementos mecánicos del puente simplemente apoyado e integral para los tres tipos de suelo considerando un periodo de retorno TR 1000 años. Como era de esperarse, las demandas disminuyen a medida que el periodo de retorno es menor, debido a que las demandas de aceleraciones de los sismos son menores, por lo que el comportamiento esperado en TR 2500 sigue el patrón antes descrito, entonces, continúa siendo viable la implementación de los puentes integrales con respecto de las demandas de fuerzas axial, cortante y momento.

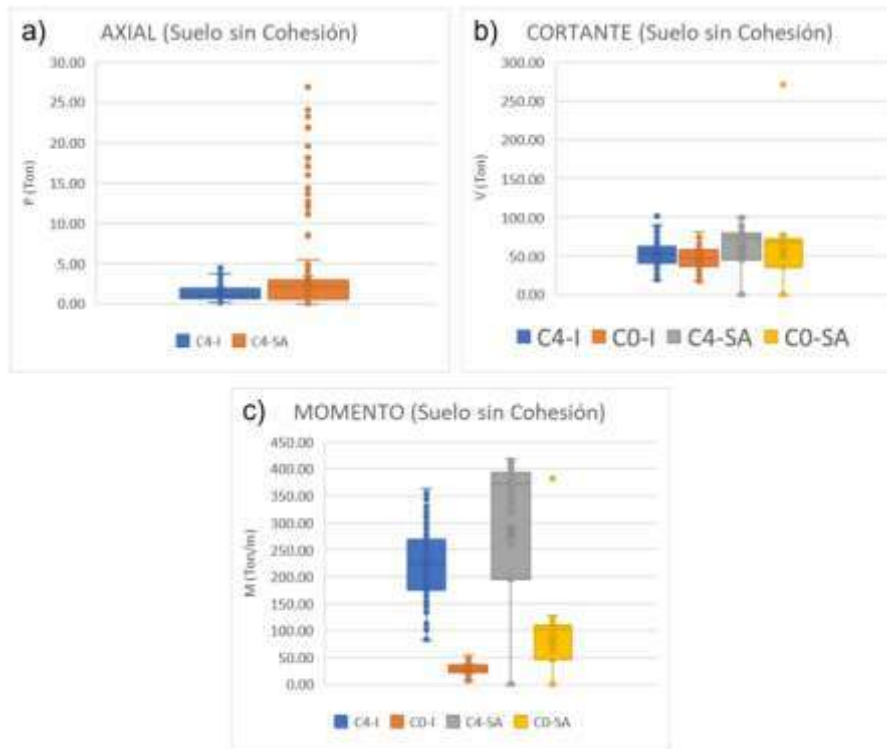


Figura 6- 6 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo sin cohesión, TR 1000 años, a) axial, b) cortante y c) momento.

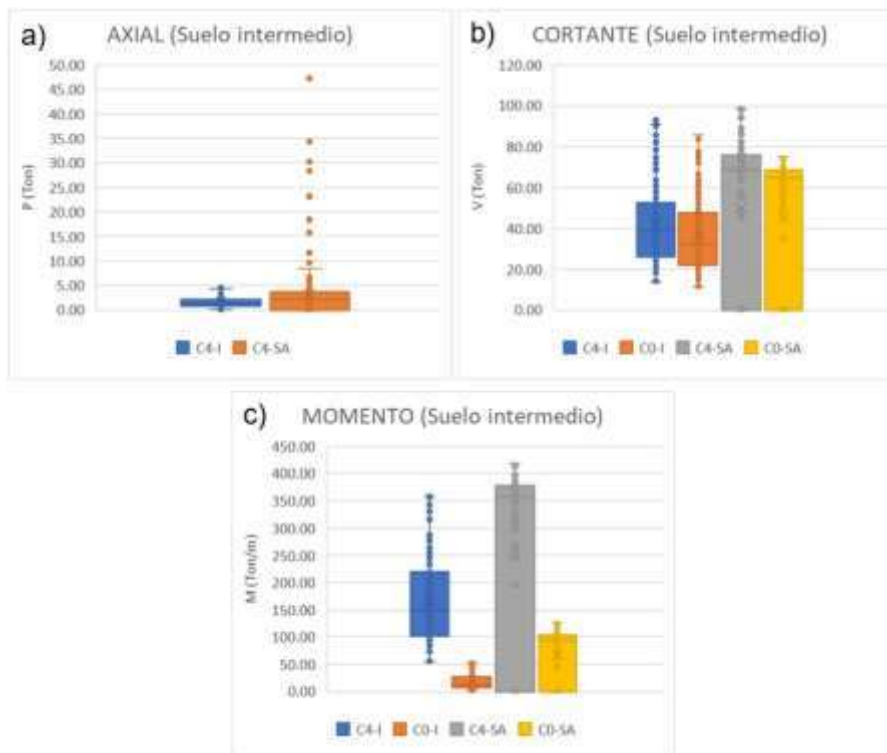


Figura 6- 7 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo intermedio, TR 1000 años, a) axial, b) cortante y c) momento.

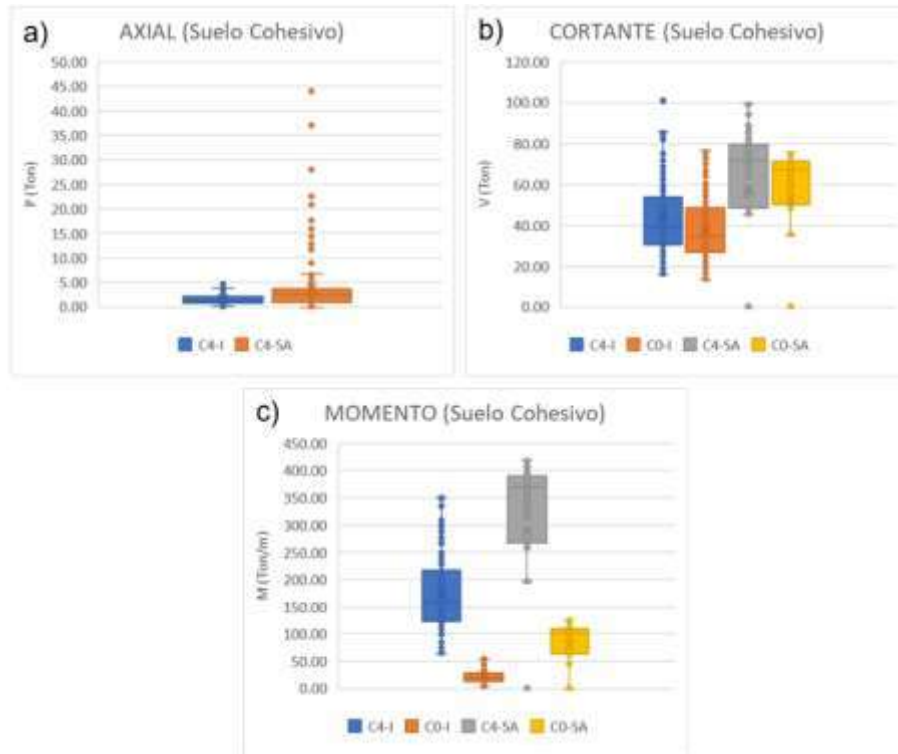


Figura 6- 8 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo cohesivo, TR 1000 años, a) axial, b) cortante y c) momento.

En las Figuras 6-9 a 6-11 se presentan los elementos mecánicos para los tres tipos de suelo correspondientes a demandas sísmicas con un periodo de retorno TR 500 años para los dos tipos de puentes, las demandas sísmicas asociadas a este periodo de retorno son de mayor importancia ya que el Manual de obras civiles de CFE recomienda el diseño de puentes y estructuras para un periodo de retorno de 500 años, por lo que los resultados obtenidos para este caso son representativos de lo que usualmente se considera para el diseño de la mayoría de puentes de la República Mexicana. Se observa en los resultados que el cambio de puente simplemente apoyado a integral beneficiaría notablemente su nivel de confiabilidad.

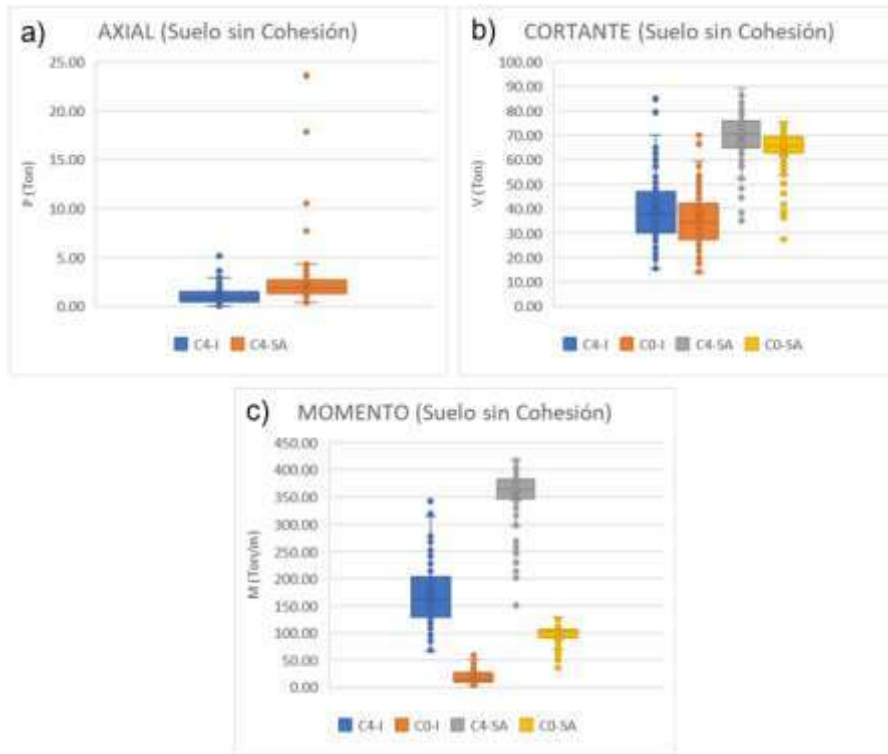


Figura 6- 9 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo sin cohesión, TR 500 años, a) axial, b) cortante y c) momento.

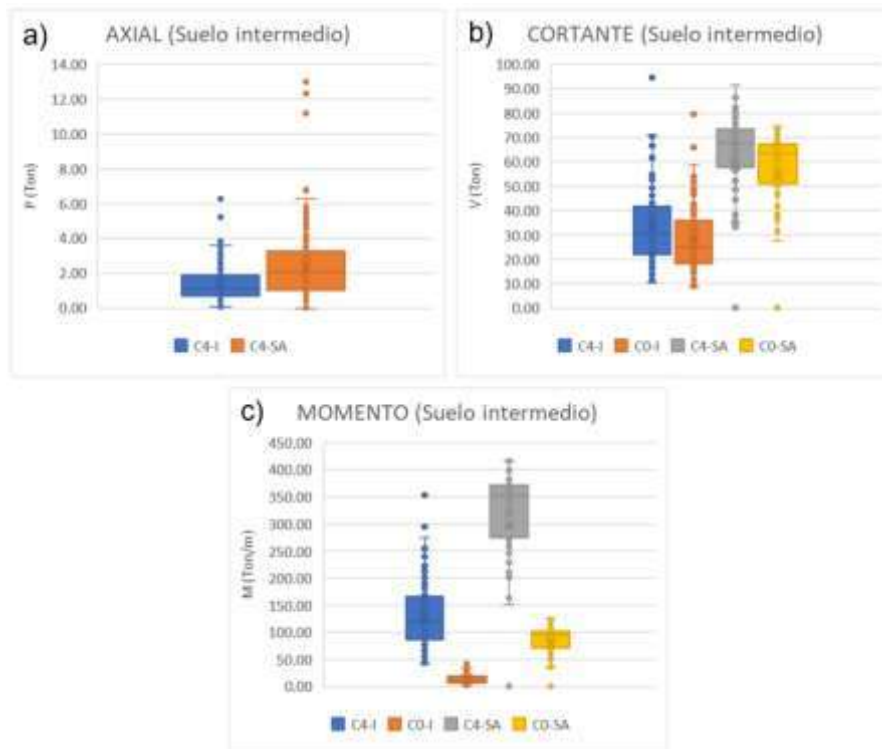


Figura 6- 10 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo intermedio, TR 500 años, a) axial, b) cortante y c) momento.

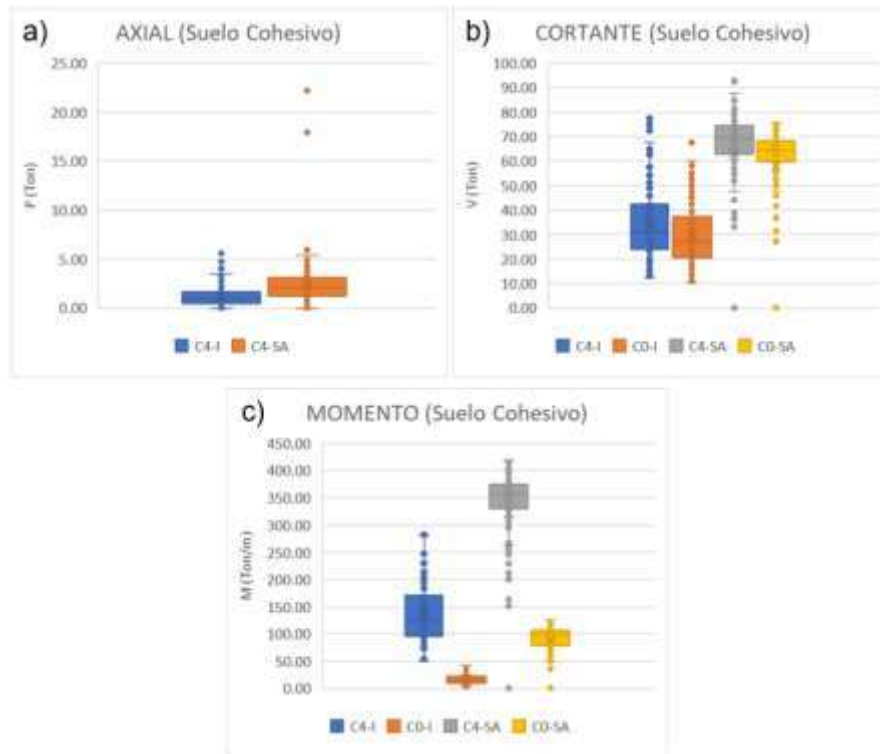


Figura 6- 11 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo cohesivo, TR 500 años, a) axial, b) cortante y c) momento.

Las Figuras 6-12 a 6-14 presentan los resultados antes descritos, pero en estos casos corresponden a las demandas sísmicas reales, sin escalar los registros, donde se obtuvo el comportamiento esperado, similar al estimado en los periodos de retorno antes considerados. De los resultados se concluye que es mayor el beneficio de implementar puentes integrales como alternativa de refuerzo.

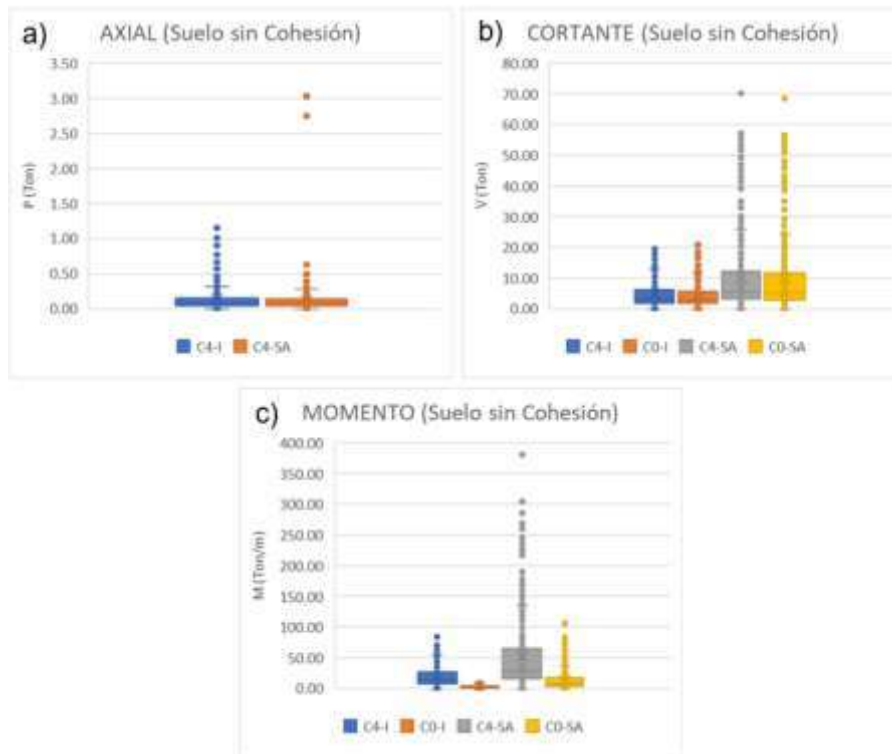


Figura 6- 12 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo sin cohesión, TR 0 años, a) axial, b) cortante y c) momento.

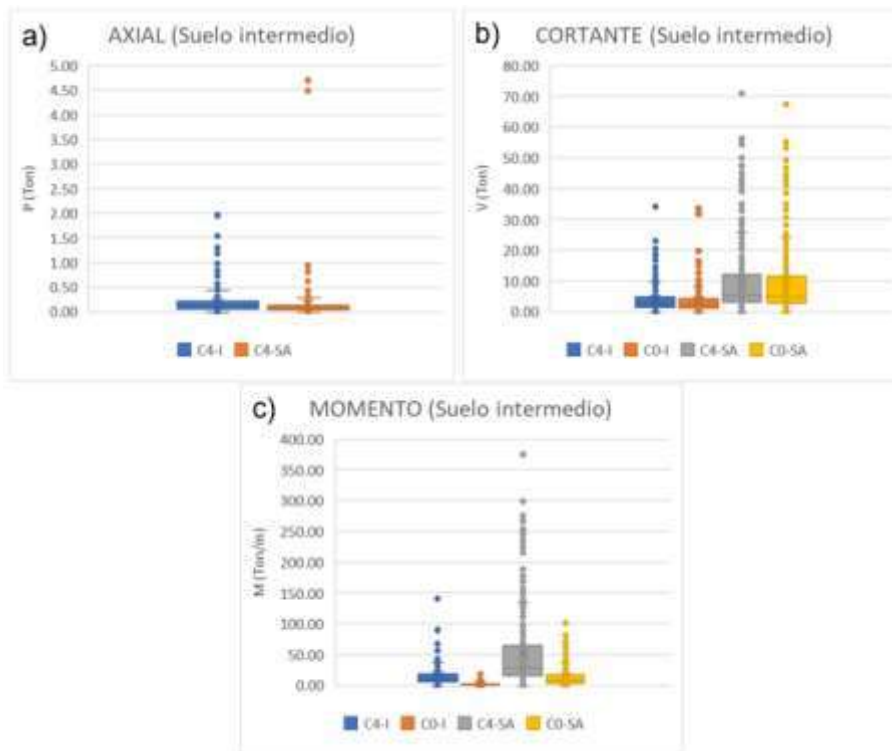


Figura 6- 13 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo intermedio, TR 0 años, a) axial, b) cortante y c) momento.

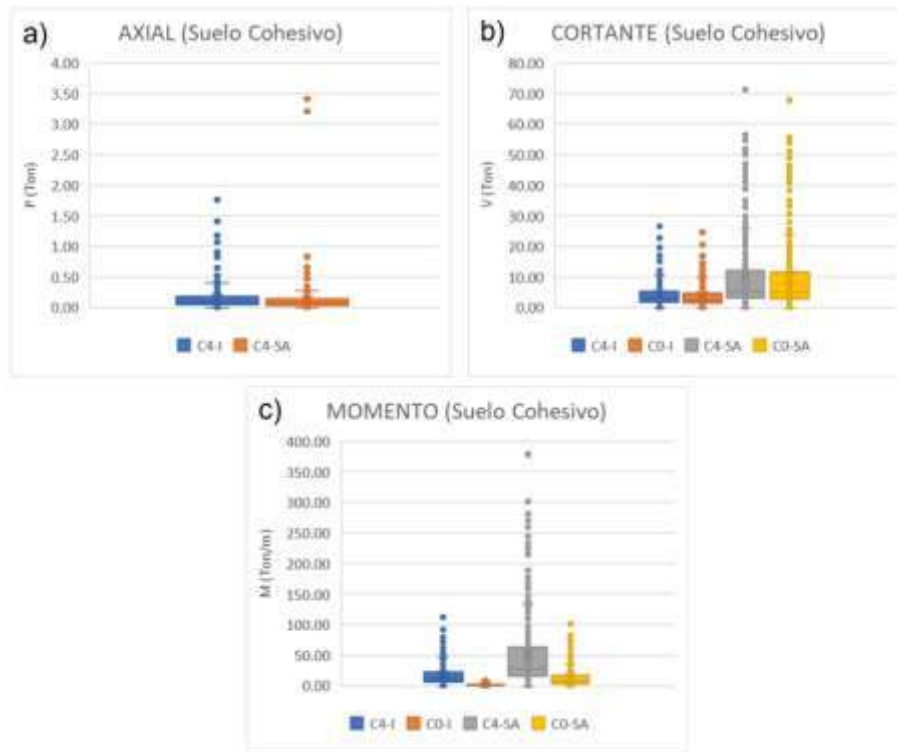


Figura 6- 14 Elementos mecánicos de la pila (columnas) de puentes simplemente apoyados e integral para suelo cohesivo, TR0 años, a) axial, b) cortante y c) momento.

El comportamiento resumido en las figuras antes descritas, permite concluir que el objetivo establecido en el presente trabajo de transformar un puente simplemente apoyado en uno integral resulta benéfico, ya que no es necesario modificar la subestructura formada por el marco de CR y cuatro columnas porque no se presentaría ningún tipo de daño a causa de cambios en las demandas de los elementos mecánicos por la nueva estructuración, además se observa que las pilas de los puentes presentarían mejor comportamiento dinámico al no presentar problemas de formación de articulaciones plásticas ante los diferentes escenarios sísmicos considerados en los análisis, esto disminuirá el gasto por mantenimiento de los puentes simplemente apoyados o lo eliminará por completo, así como también pudiese representar incremento en la vida útil de los puentes.

Estados de daño en pilas

Se obtuvieron los máximos desplazamientos relativos en un punto de control de la pila para poder cuantificar tipos de daños mediante la ductilidad por desplazamiento (Choi, 2002), distorsión angular (Dutta y Mander, 1998) y la ductilidad por curvatura (Priestley, 1994) para distintos periodos de retorno 2500, 1000, 500 y 0 años, a su vez para suelos de relleno en estribos sin cohesión, intermedios y cohesivos.

La Tabla 6-2 muestra los estados de daño esperados en la pila para un TR 2500 años, donde se aprecia que los puentes integrales sin importar el tipo de suelo de relleno que se utilice alcanzan a desarrollar el estado de daño despreciable, cuando se consideran como parámetros a la ductilidad por desplazamiento y la

distorsión angular, mientras que se estima un estado de daño ligero cuando se asume como variable la ductilidad por curvatura, caso contrario a los puentes integrales, donde los daños van de moderado a severo sin importar el parámetro considerado para medir el daño alcanzado en la pila ante los diferentes escenarios sísmicos considerados.

Tabla 6- 2 Estados de daño en la pila para TR 2500 años para tres tipos de suelo de relleno en los estribos.

TR 2500 años	INTEGRAL			SIMPLEMENTE APOYADO		
	$\mu\Delta$ Choi 2002	Δ Dutta y Mander 1998	$\mu\phi$ Priestley 1994	$\mu\Delta$ Choi 2002	Δ Dutta y Mander 1998	$\mu\phi$ Priestley 1994
Sin Cohesión	Despreciable	Despreciable	Ligero	Severo	Moderado	Severo
Intermedio	Despreciable	Despreciable	Ligero	Severo	Moderado	Severo
Cohesivo	Despreciable	Despreciable	Ligero	Moderado	Moderado	Severo

La Tabla 6-3 muestra los estados de daño en la pila para un TR 1000 años, donde el máximo daño esperado en las pilas de los puentes integrales sigue siendo un daño ligero, mientras que en los puentes convencionales se espera un daño moderado, esto sin importar el tipo de suelo de relleno utilizado.

Tabla 6- 3 Estados de daño en la pila para TR 1000 años para tres tipos de suelo de relleno en los estribos.

TR 1000 años	INTEGRAL			SIMPLEMENTE APOYADO		
	$\mu\Delta$ Choi 2002	Δ Dutta y Mander 1998	$\mu\phi$ Priestley 1994	$\mu\Delta$ Choi 2002	Δ Dutta y Mander 1998	$\mu\phi$ Priestley 1994
Sin Cohesión	Despreciable	Despreciable	Ligero	Moderado	Moderado	Moderado
Intermedio	Despreciable	Despreciable	Ligero	Moderado	Moderado	Moderado
Cohesivo	Despreciable	Despreciable	Ligero	Moderado	Moderado	Moderado

Para los TR 500 (Tabla 6-4) y 0 años (Tabla 6-5) el daño esperado es despreciable, simplemente no existiría daño en las pilas cuando él un puente se convierta en integral, mientras que para los puentes simplemente apoyados sujetos a una demanda sísmica representativa de un TR 500 años, aún se presentaría un daño moderado en la pila y para un TR 0 años se tendría un estado de daño despreciable. Esto nos dice mucho, en el caso de los puentes simplemente apoyados para periodos de retorno altos pueden llegar a presentar graves problemas en la subestructura, efecto que desaparece completamente si se transforma estos puentes en integrales, lo cual es un factor benéfico que coadyuba en incrementar la vida útil de los puentes y se observaría un mejor comportamiento ante escenarios sísmicos máximos esperados.

Tabla 6- 4 Estados de daño en la pila para TR 500 años para tres tipos de suelo de relleno en los estribos.

TR 500 años	INTEGRAL			SIMPLEMENTE APOYADO		
	$\mu\Delta$ Choi 2002	Δ Dutta y Mander 1998	$\mu\phi$ Priestley 1994	$\mu\Delta$ Choi 2002	Δ Dutta y Mander 1998	$\mu\phi$ Priestley 1994
Sin Cohesión	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Moderado	Ligero	Ligero
Intermedio	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Moderado	Ligero	Ligero
Cohesivo	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Moderado	Ligero	Ligero

Tabla 6- 5 Estados de daño en la pila para TR 0 años para tres tipos de suelo de relleno en los estribos.

TR 0 años	INTEGRAL			SIMPLEMENTE APOYADO		
	$\mu\Delta$ Choi 2002	Δ Dutta y Mander 1998	$\mu\phi$ Priestley 1994	$\mu\Delta$ Choi 2002	Δ Dutta y Mander 1998	$\mu\phi$ Priestley 1994
Sin Cohesión	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Despreciable
Intermedio	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Despreciable
Cohesivo	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Despreciable	Despreciable

Estribos

Los estribos en los puentes simplemente apoyados no se ven expuestos a la máxima demanda que pueda ocurrir ante un evento sísmico por la estructuración que se tiene en la superestructura, debido a ello, su modelo numérico tiende a hacerse simple despreciando la contribución de la rigidez y el comportamiento no lineal en estribos, por lo que su representación se hace mediante apoyos simples. Por el contrario, en los puentes integrales se espera que los estribos estén sujetos a las máximas demandas sísmicas, las cuales, pueden ocasionar problemas y daños importantes, razón por la que se debe prestar mayor atención en su modelación numérica. Debido a la caracterización de los estribos mediante elementos tipo resorte (*Multilinear Plastic*) no es posible cuantificar el estado daño que se tiene ante diversos escenarios sísmicos propiamente en los elementos estructurales que conforman los estribos.

De acuerdo con la Figura 6-1, donde muestra los puntos de control, se presenta la Figura 6-15 para representar gráficamente la localización de los puntos donde estiman los resultados. Dada la simetría del puente, solamente se presentan los resultados del estribo izquierdo de acuerdo a la identificación de los elementos link. Los resultados obtenidos corresponden a un elemento link central, medido al centro del estribo, y un elemento link extremo, representando el extremo del propio estribo, esto para el sentido longitudinal, mientras que, para el sentido transversal, se obtiene del elemento en dicha dirección, esto para ambos tipos de puentes.

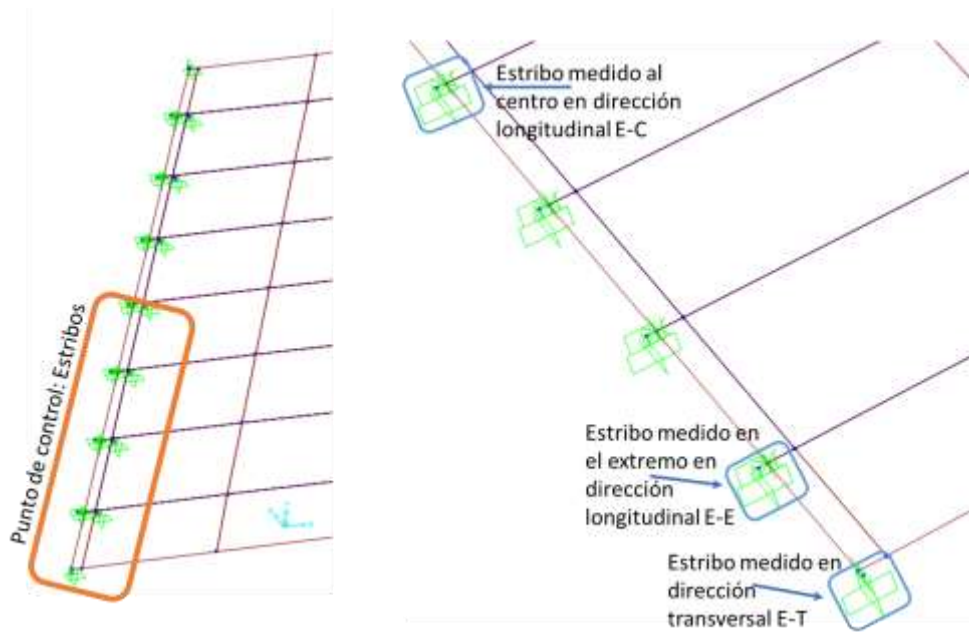


Figura 6- 15 Nomenclatura para la medición del estribo para ambos tipos de puentes.

La Tabla 6-6, muestra la nomenclatura utilizada para los ciclos de histéresis.

Tabla 6- 6 Nomenclatura para medición de los estribos.

Nomenclatura	
E-C	Estribo medido al centro dirección longitudinal
E-E	Estribo medido en el extremo dirección longitudinal
E-T	Estribo medido transversalmente
SA	Puente Simplemente Apoyado
I	Puente Integral
100% x	Sismo actuando 100% en dirección longitudinal
100 % y	Sismo actuando 100% en dirección transversal
30% x	Sismo actuando 30% en dirección longitudinal
30% y	Sismo actuando 30% en dirección transversal

Ciclos de histéresis

Para poder estimar si los estribos podrían o no presentar problemas ante sismos con periodos de retorno representativos de demandas usuales o de eventos extraordinarios, se muestran los ciclos de histéresis que permiten medir visualmente el comportamiento de dinámico de la interacción estribo-suelo. La comparación con la curva Backbone propuesta para su comportamiento inelástico, permite definir el daño esperado ante los escenarios sísmicos considerados.

En las Figuras 6-16 y 6-18 se aprecia que para estos eventos extremos la demanda de desplazamiento de los estribos en los puentes integrales supera el desplazamiento de la curva propuesta (Backbone) y se observa que en la parte activa o acción del estribo se esperarían daños en este, perjudicando la alternativa de cambiar los puentes simplemente apoyados a integrales ya que

los puentes simplemente apoyados no presentan ningún estado de daño en los estribos ante eventos extremos.

Se sabe que los sismos nunca se presentan en una sola dirección, pero como se aprecia en las Figuras 6-17 y 6-19, la acción longitudinal para la dirección transversal tiene significado para la primera combinación de fuerzas sísmicas, mientras que, para la segunda combinación, si el sismo actúa con dirección fuerte transversal al puente, los estribos presentarían un daño considerable sin importar el tipo de puente considerado, simplemente apoyado o integral.

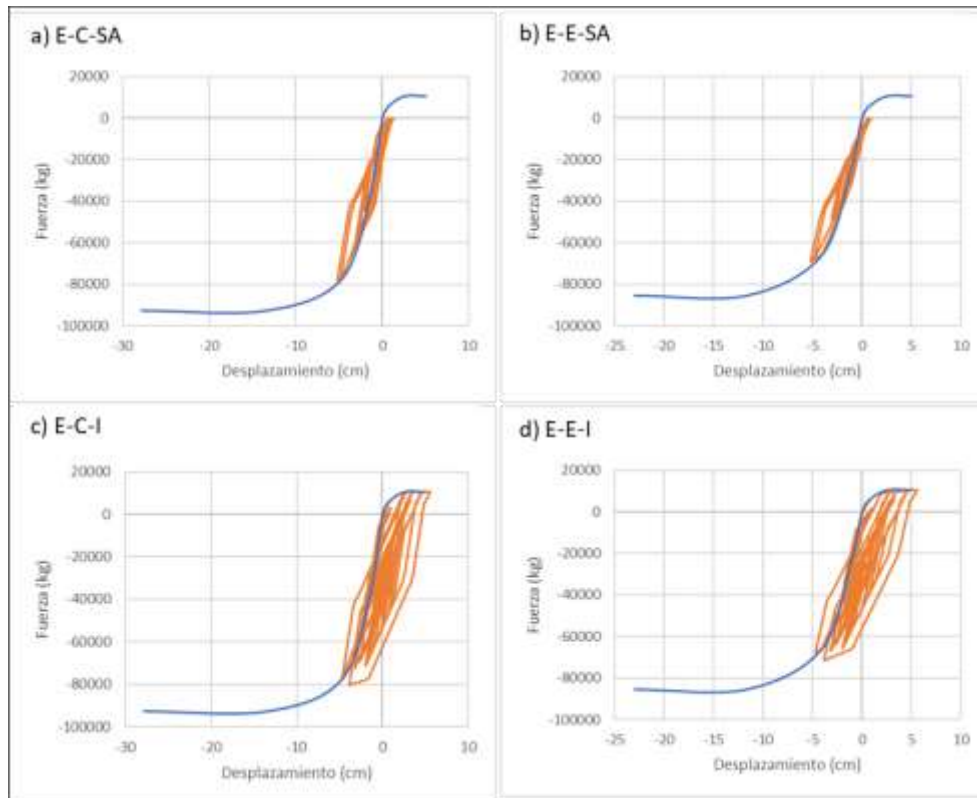


Figura 6- 16 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo sin cohesión en la dirección longitudinal del sismo ATYC5809.211.

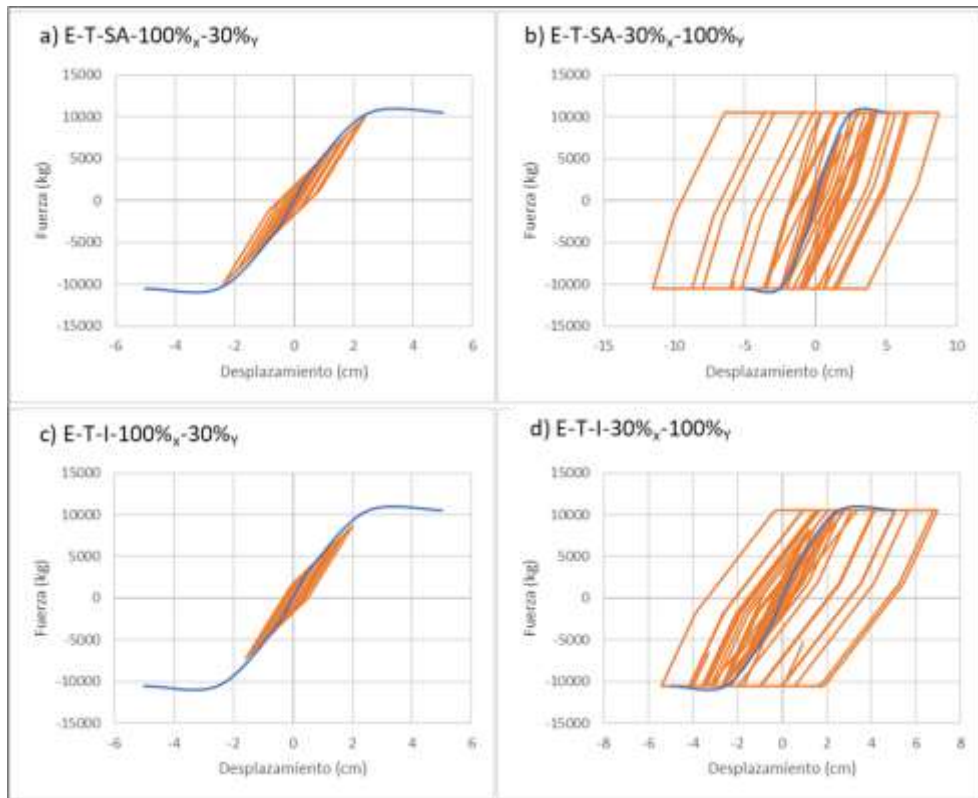


Figura 6- 17 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo sin cohesión en la dirección transversal del sismo ATYC5809.211.

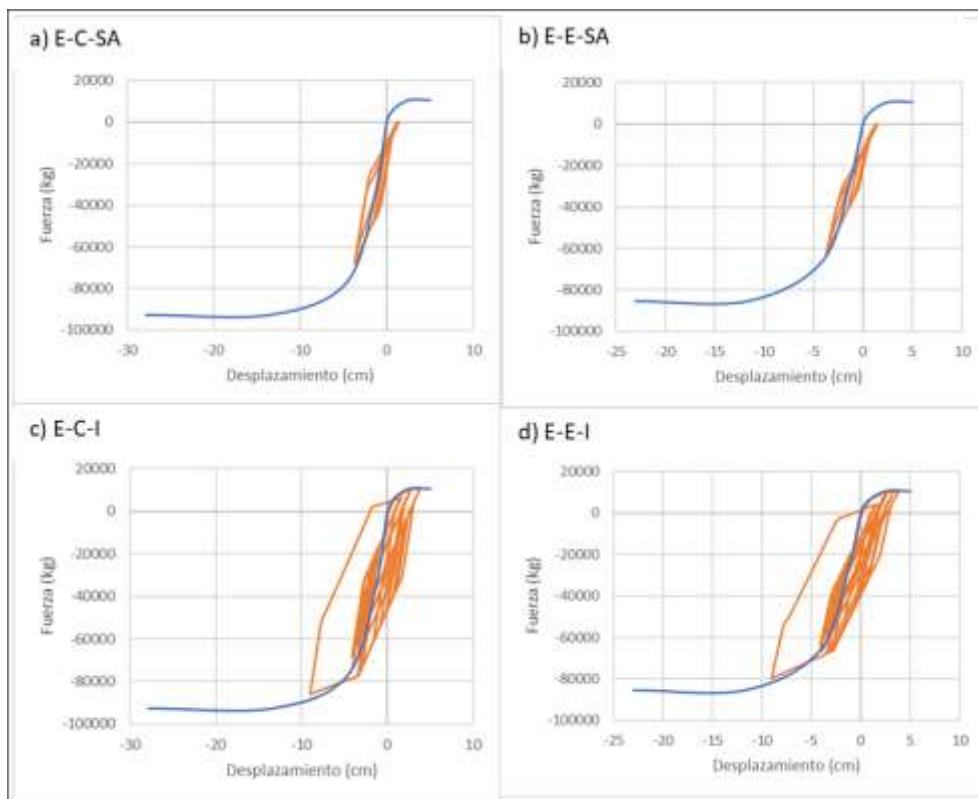


Figura 6- 18 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo sin cohesión en la dirección longitudinal del sismo BALC9412.101.

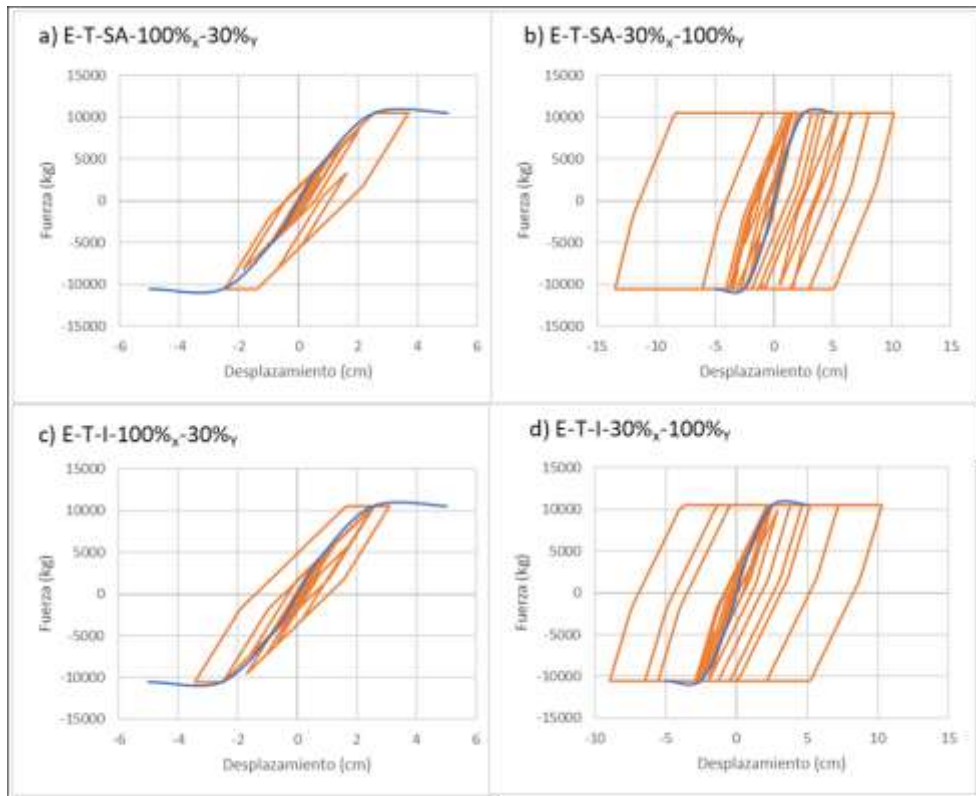


Figura 6- 19 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo sin cohesión en la dirección transversal del sismo BALC9412.101.

De acuerdo a lo antes descrito, en puentes integrales se espera daño en los estribos para eventos sísmicos extremos. Con respecto del tipo de suelo, suelo sin cohesión a intermedio, se observa que la diferencia en la respuesta no es importante, solamente los ciclos se vuelven un poco más refinados, pero cambiar entre estos dos tipos de suelo no tiene ni beneficia ni perjudica la respuesta esperada en los estribos, Figuras 6-20 y 6-22.

El daño se sigue presentando mayormente en los puentes integrales, mientras que los simplemente apoyados se ven afectados cuando el evento sísmico predomina en la dirección transversal, lo cual indica que se tendrán problemas ante eventos sísmicos de este tipo. Con respecto al tipo de suelo, se observa que esta la acción es despreciable debido que en esta dirección solamente se considera la acción activa o del estribo, Figuras 6-21 y 6-23.

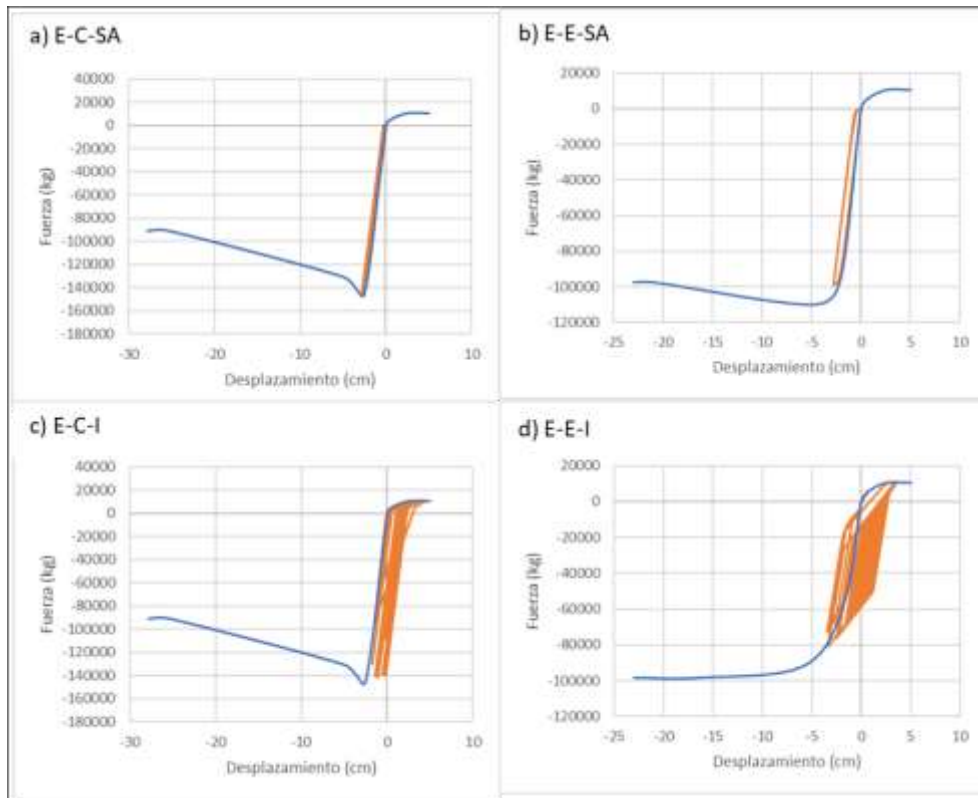


Figura 6- 20 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo intermedio en la dirección longitudinal del sismo ATYC8509.211.

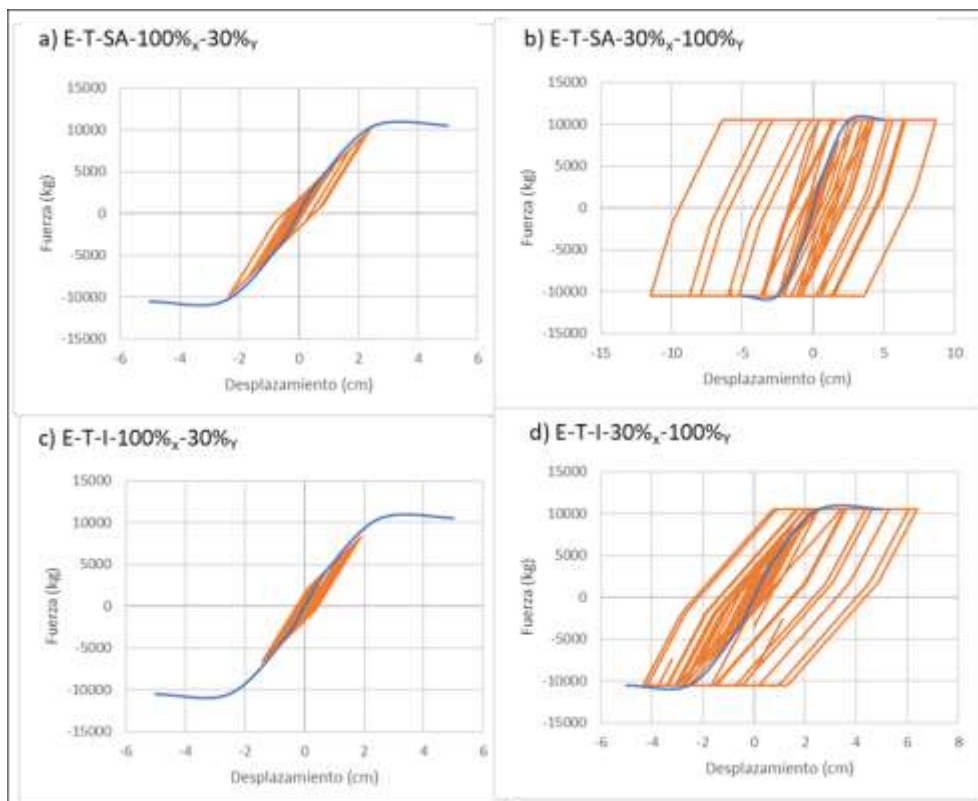


Figura 6- 21 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo intermedio en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.

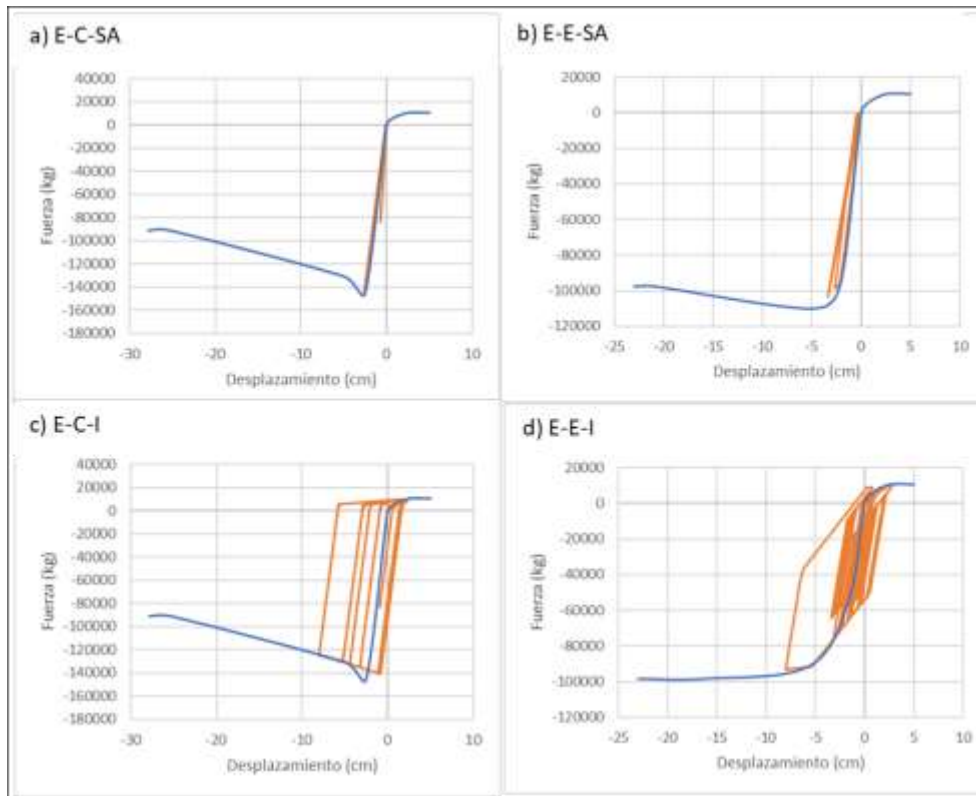


Figura 6- 22 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo intermedio en la dirección longitudinal del sismo BALC9412.101.

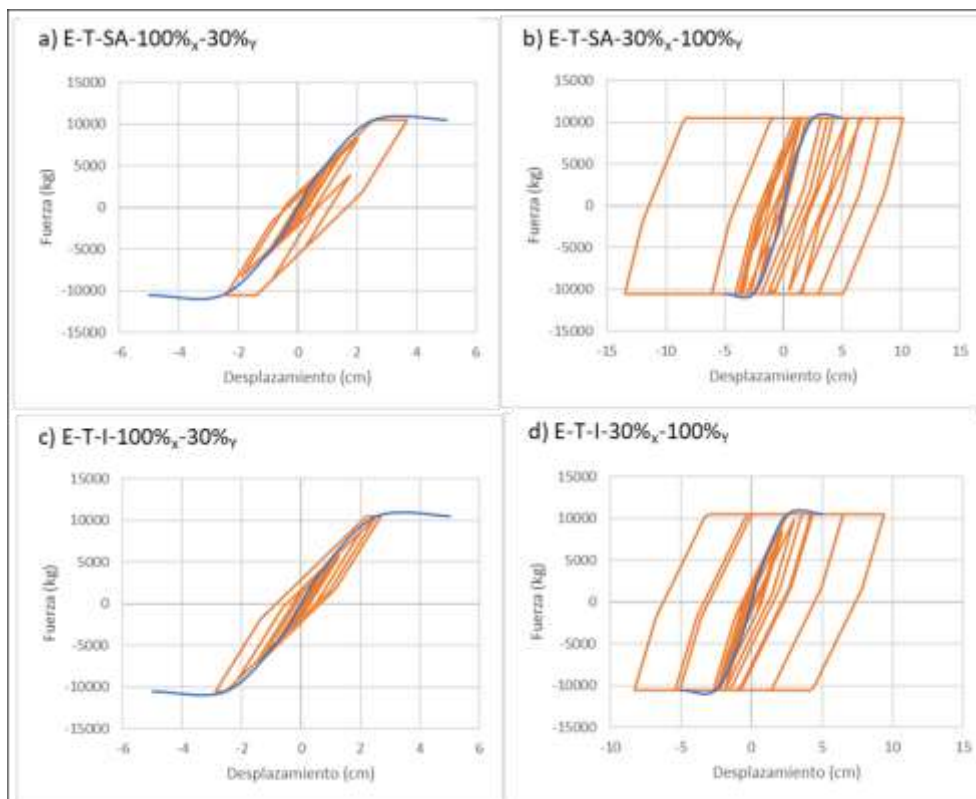


Figura 6- 23 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo intermedio en la dirección transversal del sismo BALC9412.101.

En el caso de eventos extremos (TR=2500 años) se esperará daño en el estribo sin importar el tipo de suelo relleno que se tenga; si bien al tener un suelo de relleno cohesivo las propiedades del comportamiento del estribo mejorarían, pero como la acción pasiva o del suelo no es superada simplemente se tienen ciclos de carga y descarga más refinados, pero sin tener un beneficio Figuras 6-24 y 6-26.

De acuerdo con los resultados, el sismo predominante en dirección transversal puede llegar a ocasionar problemas en ambos tipos de puentes analizados, sin importar el tipo del suelo de relleno, el daño que se presentaría es elevado de acuerdo con la magnitud que sobrepasa el desplazamiento permisible del Backbone, Figuras 6-25 y 6-27.

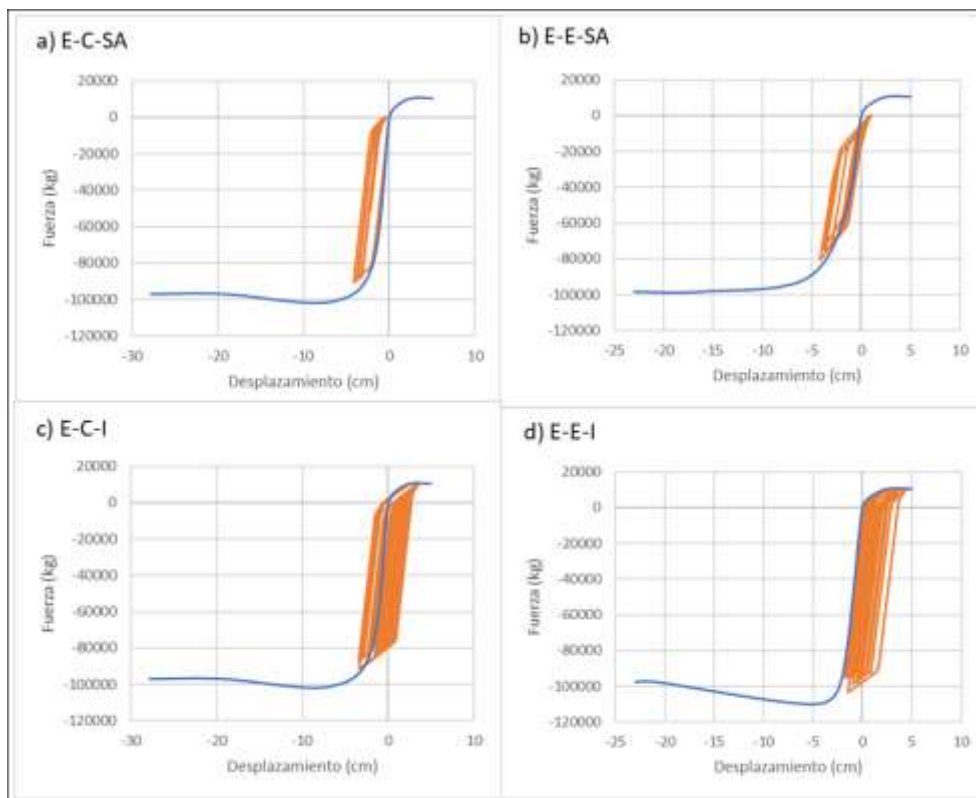


Figura 6- 24 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo cohesivo en la dirección longitudinal del sismo ATYC8509.211.

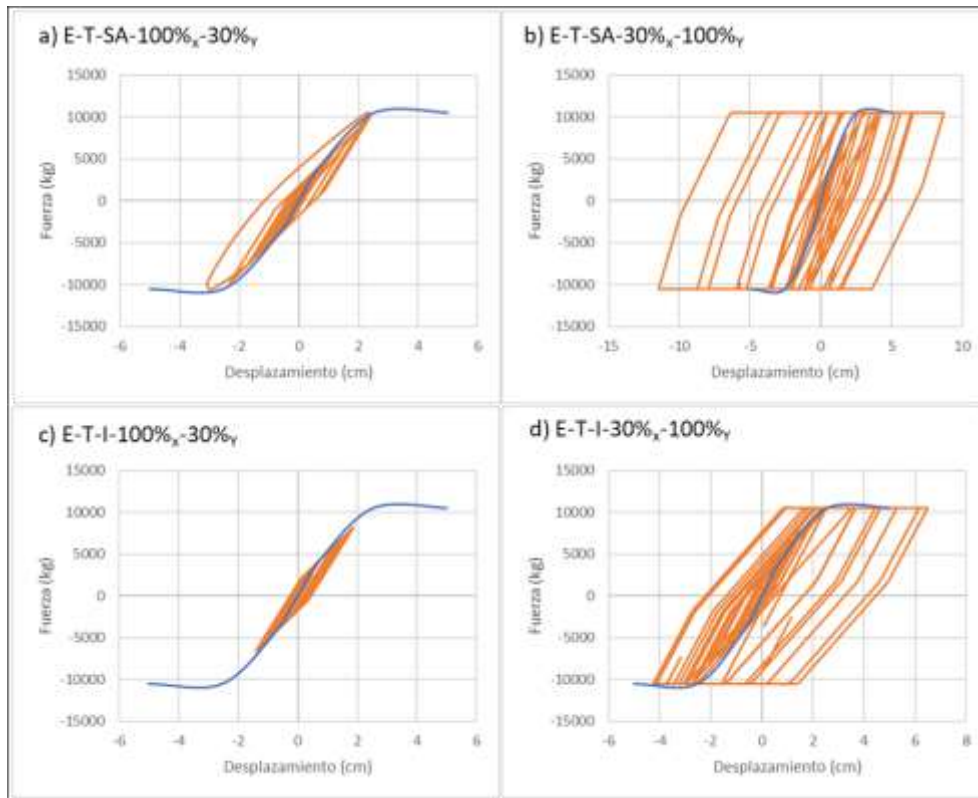


Figura 6- 25 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo cohesivo en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.

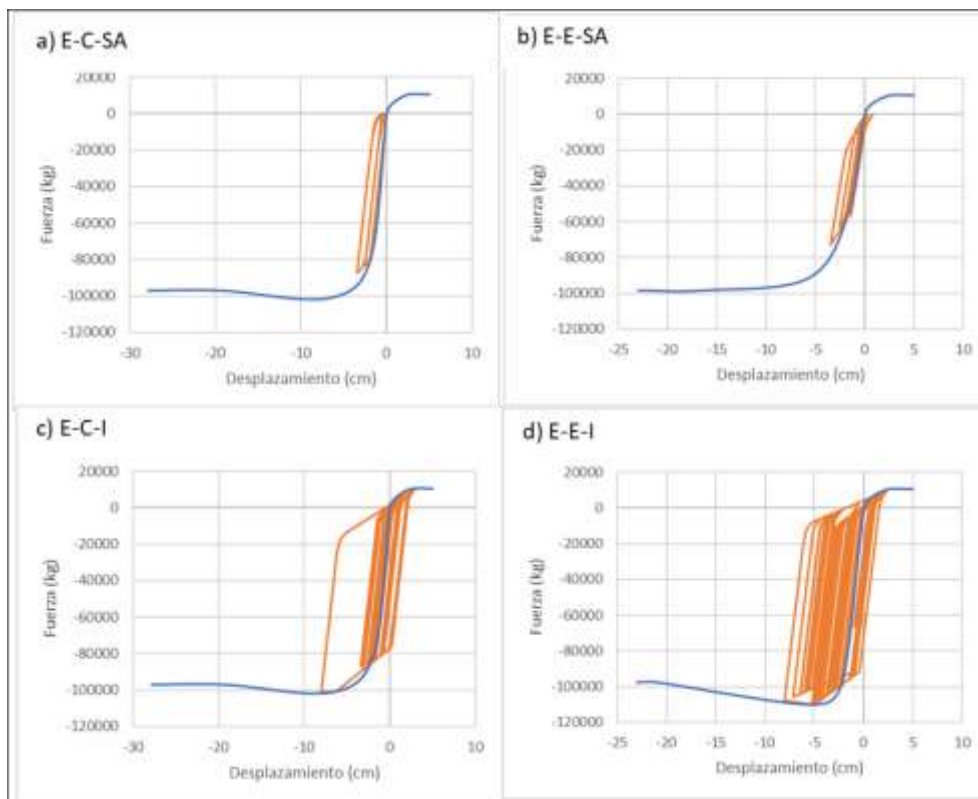


Figura 6- 26 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo cohesivo en la dirección longitudinal del sismo BALC9412.101.

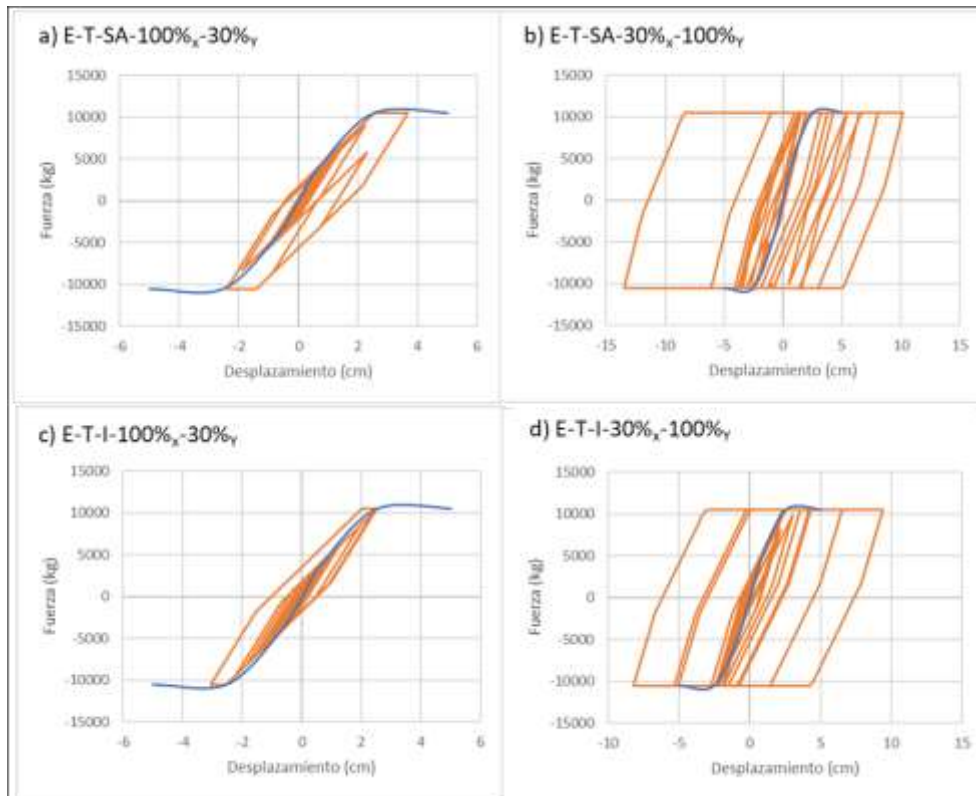


Figura 6- 27 Ciclo histerético del estribo para TR 2500 años en suelo cohesivo en la dirección transversal del sismo BALC9412.101.

La Figura 6-28 muestra el comportamiento del puente integral en la dirección longitudinal para un TR 2500 años, para un suelo sin cohesión, intermedio y cohesivo y un mismo registro sísmico correspondiente a un evento extremo, en la acción activa se presentarían daños en los estribos sin importar el tipo de suelo de relleno que se utilice, mientras que en la acción pasiva el suelo de relleno todavía tiene suficiente capacidad para resistir estas demandas sin llegar a presentar problemas y por consiguiente causarle daños al estribo y propiamente al puente.

La Figura 6-29 muestra el comportamiento del puente integral en la dirección transversal para un TR 2500 años y los tipos de suelo considerados (sin cohesión, intermedio y cohesivo) para un mismo registro sísmico actuando en dirección transversal del puente, los resultados muestran presencia de daños que podría ser desde llegar al severo del estribo o hasta el colapso propio del puente debido a que en esta dirección solamente está trabajando la acción activa, acción del estribo que está sometido a grandes esfuerzos, por lo que es el elemento en que se debe poner mayor atención en su diseño/refuerzo para mejorar la capacidad del estribo e impedir o disminuir el daño esperado.

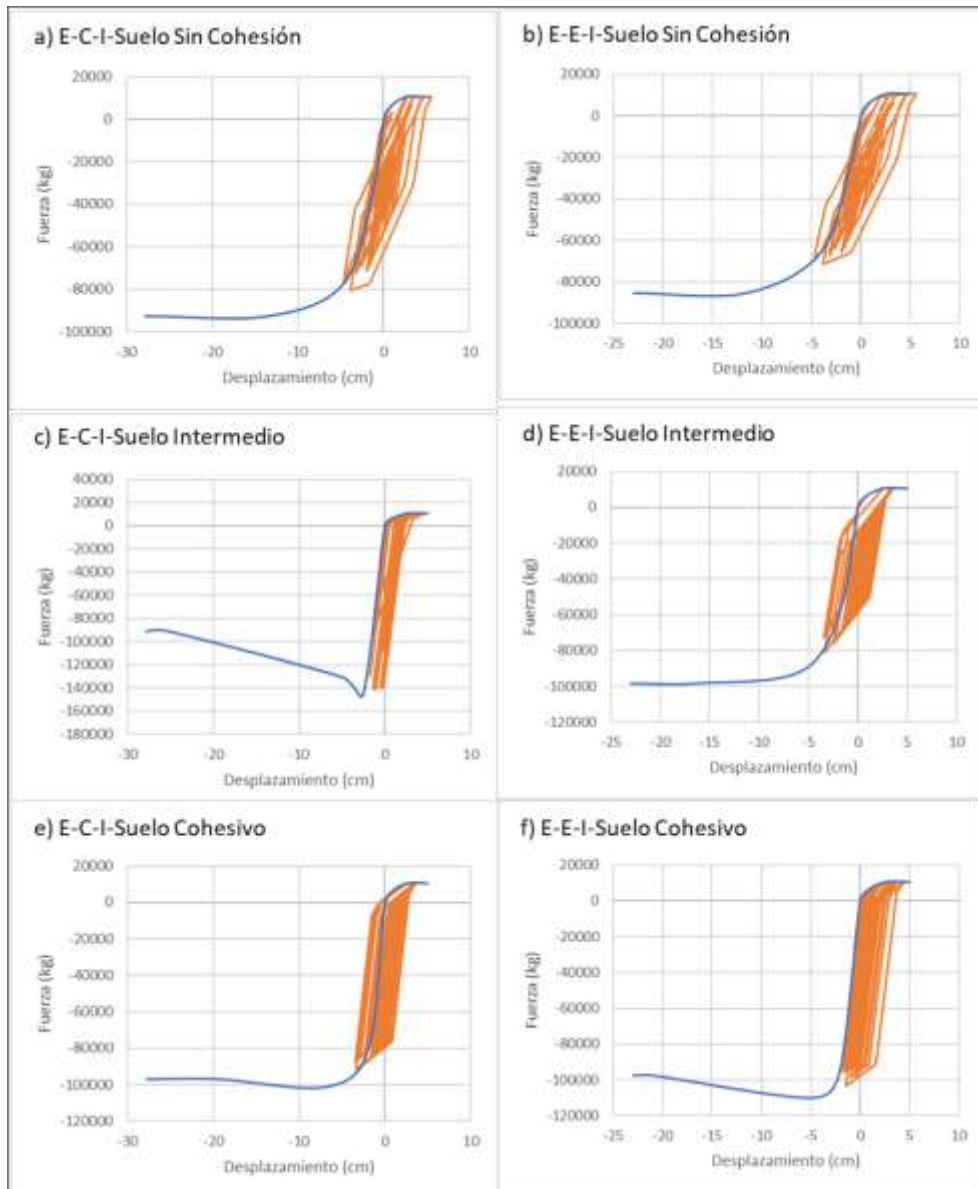


Figura 6- 28 Ciclos histeréticos del estribo para TR 2500 años para los tres tipos de suelo en la dirección longitudinal del sismo ATYC8509.211.

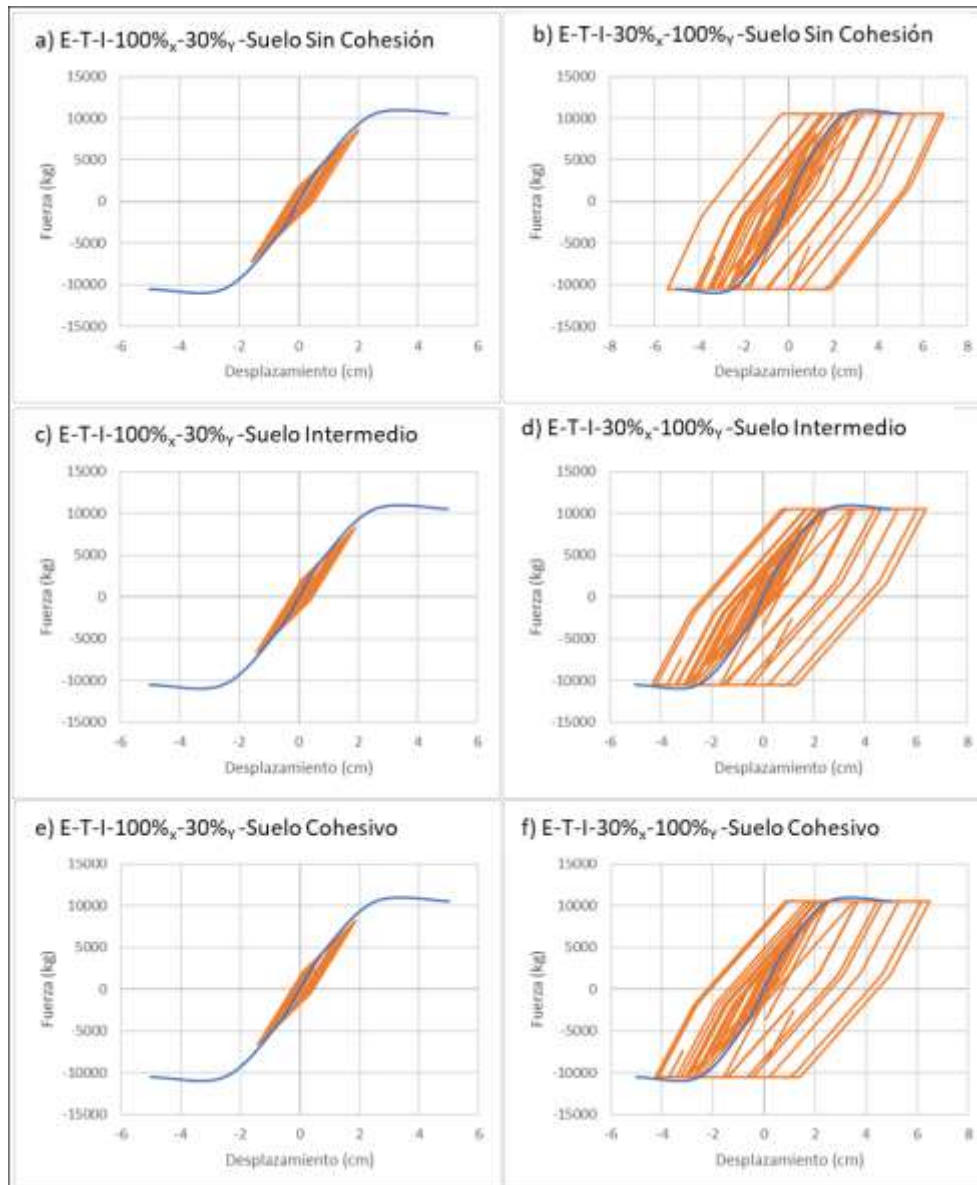


Figura 6- 29 Ciclos histeréticos del estribo para TR 2500 años para los tres tipos de suelo en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.

Cuando el periodo de retorno de los eventos se disminuye a 1000 años, algunos eventos ya no representan peligro para los estribos en dirección longitudinal en puentes integrales, pero existen otros que siguen siendo potencialmente perjudiciales, esto debido que las demandas máximas de desplazamiento siguen superando la capacidad del estribo en cualquiera de sus localizaciones, Figuras 6-30 y 6-32.

En la dirección transversal continúa presentándose el mismo problema, cuando el sismo llega al estribo en su componente transversal al 100%, los problemas que podrían ocasionar al estribo y propiamente a la estructura debido a la capacidad del estribo no son suficientes para resistir las demandas ante estos escenarios sísmicos, perjudicando no solo el estribo si no también el comportamiento del puente, Figura 6-31 y 6-33.

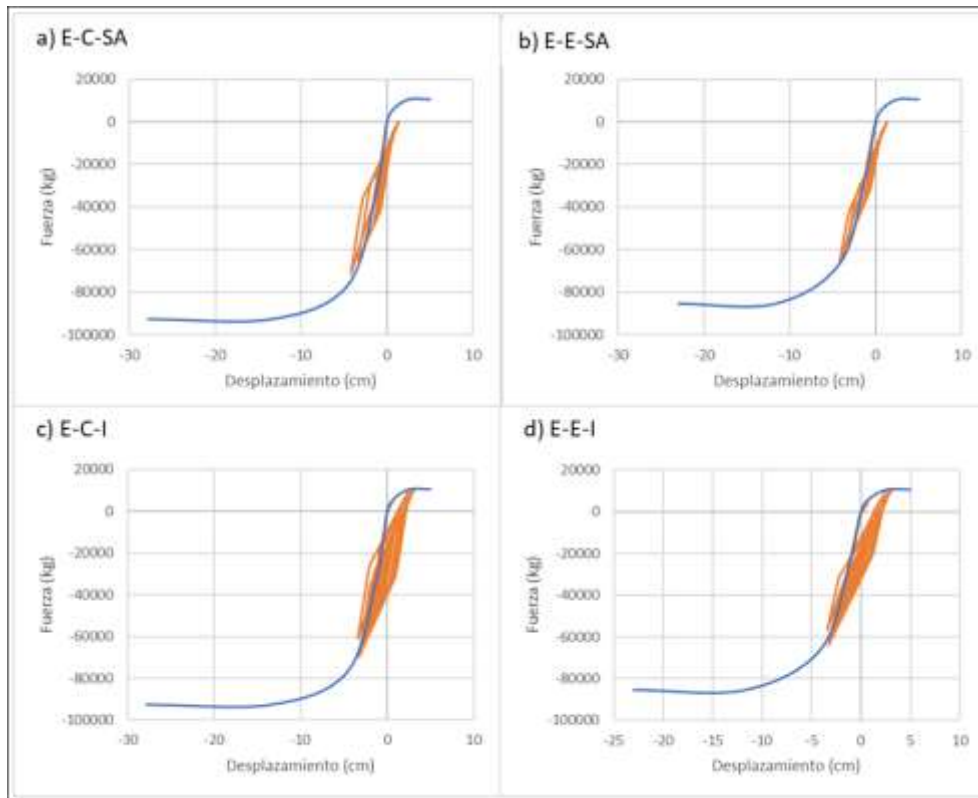


Figura 6- 30 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo sin cohesión en la dirección longitudinal del sismo ATYC8509.211.

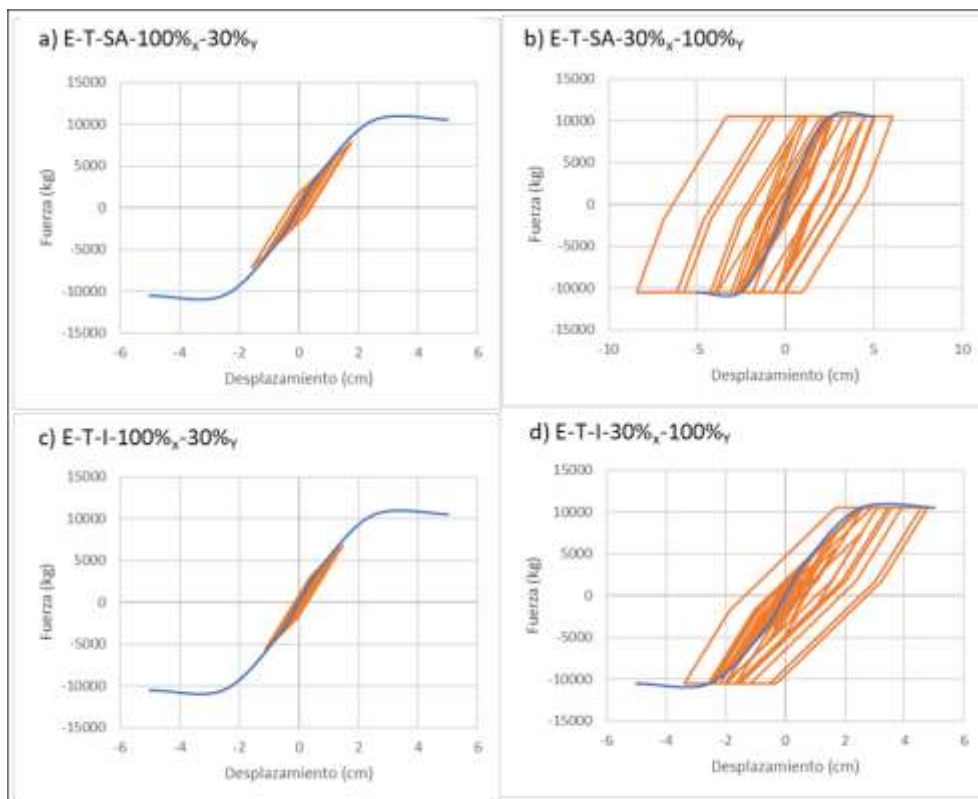


Figura 6- 31 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo sin cohesión en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.

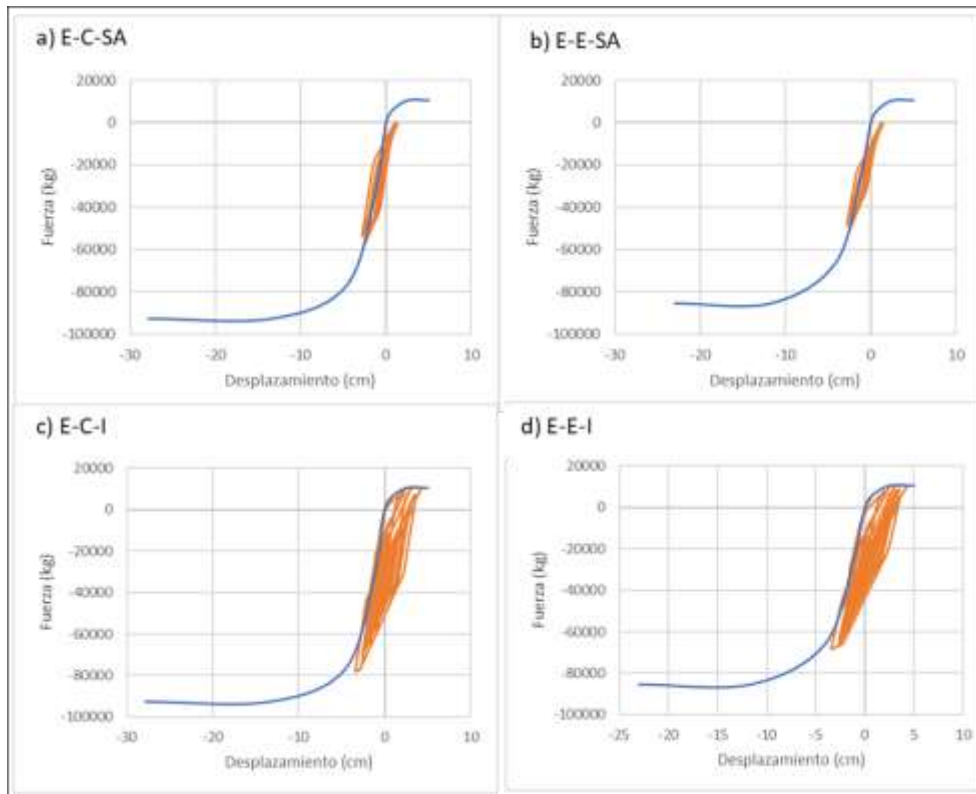


Figura 6- 32 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo sin cohesión en la dirección longitudinal del sismo VILE8509.191.

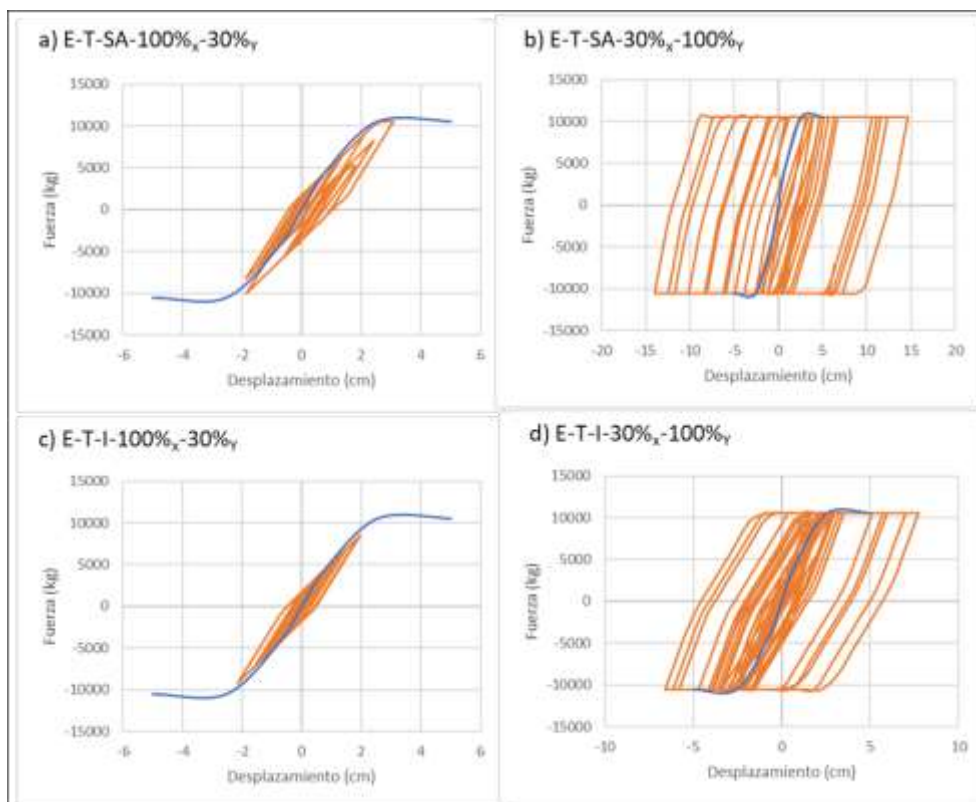


Figura 6- 33 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo sin cohesión en la dirección transversal del sismo VILE8509.191.

Con respecto del tipo de suelo para un TR 1000 años, al igual que el caso previo, esta variable no tiene mayor impacto en el comportamiento del estribo, tampoco nos indica si puede ser benéfico o perjudicial, en algunos casos las demandas disminuyen, si sobre pasa la capacidad del estribo no es suficiente para medir la disminución del daño esto para los puentes integrales mientras que para los simplemente apoyados siguen manteniéndose sin presentar daños al estribo, Figura 6-34 y 6-36.

En la dirección transversal, el comportamiento es similar al tipo de suelo sin cohesión, por lo que el daño que se esperaría en los estribos corresponde a su componente transversal directamente, donde el nivel de daño esperado es perjudicial para los estribos, Figura 6-35 y 6-37.

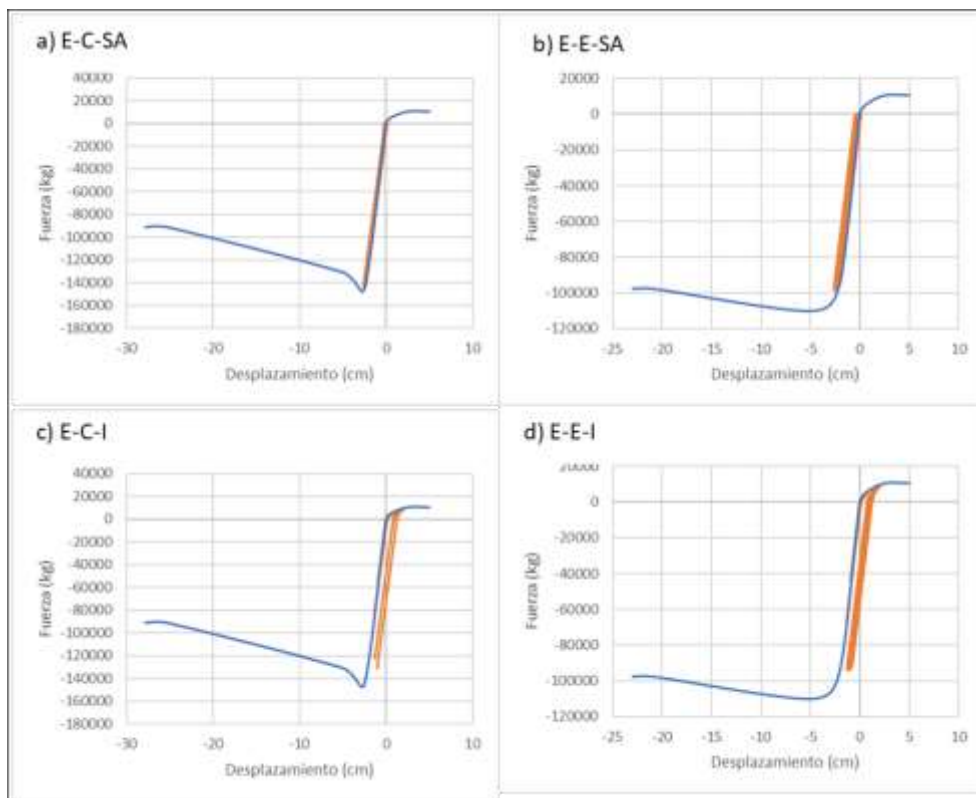


Figura 6- 34 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo intermedio en la dirección longitudinal del sismo ATYC8509.211.

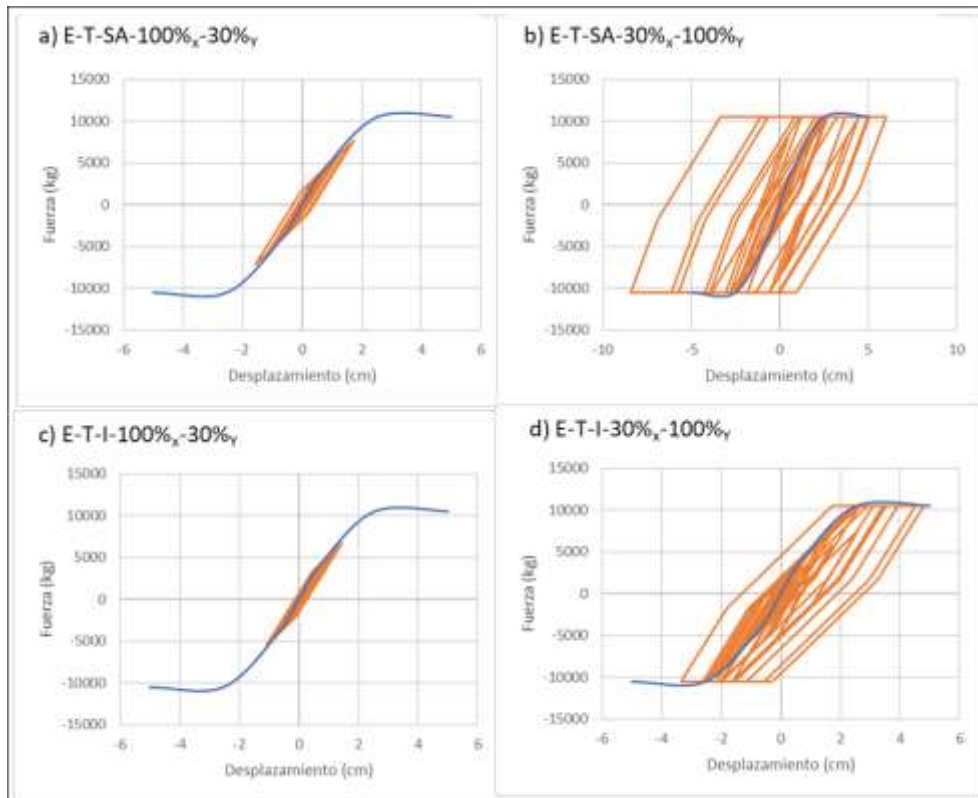


Figura 6- 35 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo intermedio en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.

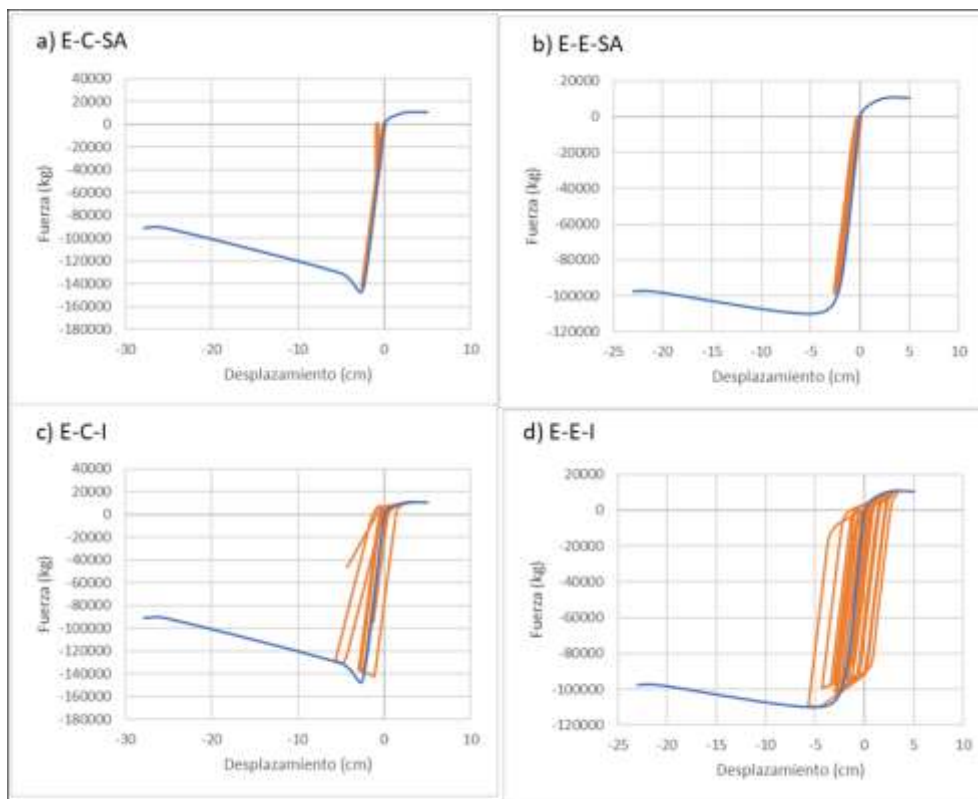


Figura 6- 36 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo intermedio en la dirección longitudinal del sismo UNIO9906.211.

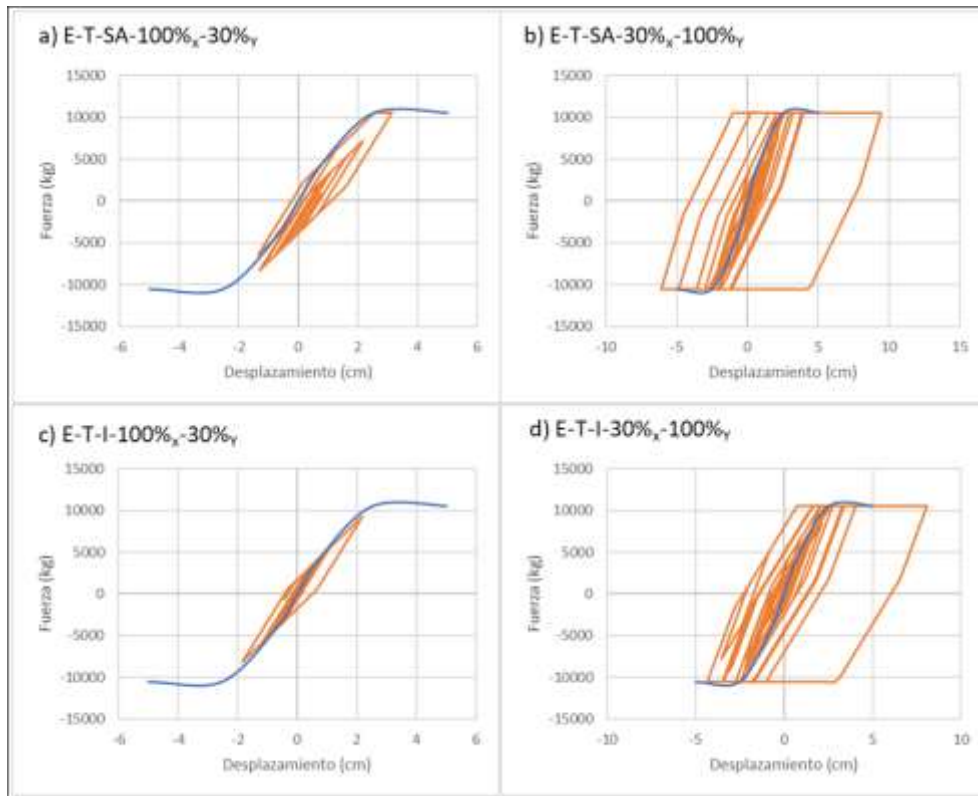


Figura 6- 37 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo intermedio en la dirección transversal del sismo UNIO9906.211.

Con un suelo de relleno cohesivo, la demanda de desplazamientos lleva al estribo a presentar daño para un TR 1000 años, aunque se observa una disminución de este con respecto a un suelo sin cohesión, Figura 6-38 y 6-40.

Para la dirección transversal el daño se presenta para la demanda del desplazamiento, particularmente en la acción activa que es donde se supera el desplazamiento permitido, con lo que se daña al estribo, Figura 6-39 y 6-41.

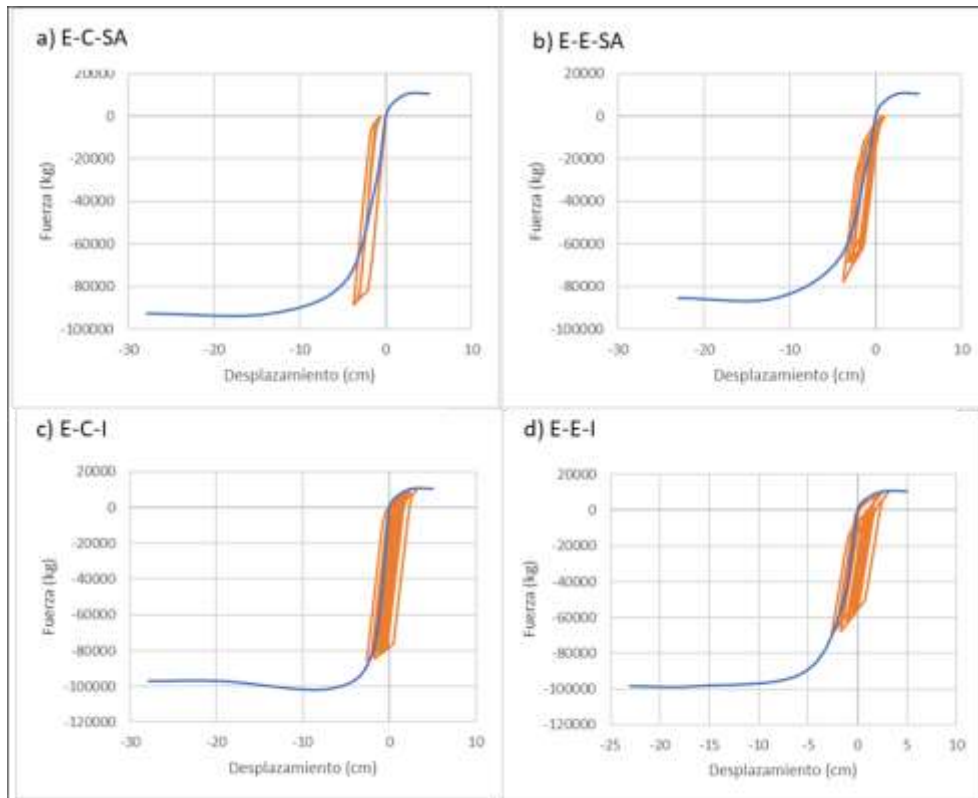


Figura 6- 38 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo cohesivo en la dirección longitudinal del sismo ATYC8509.211.

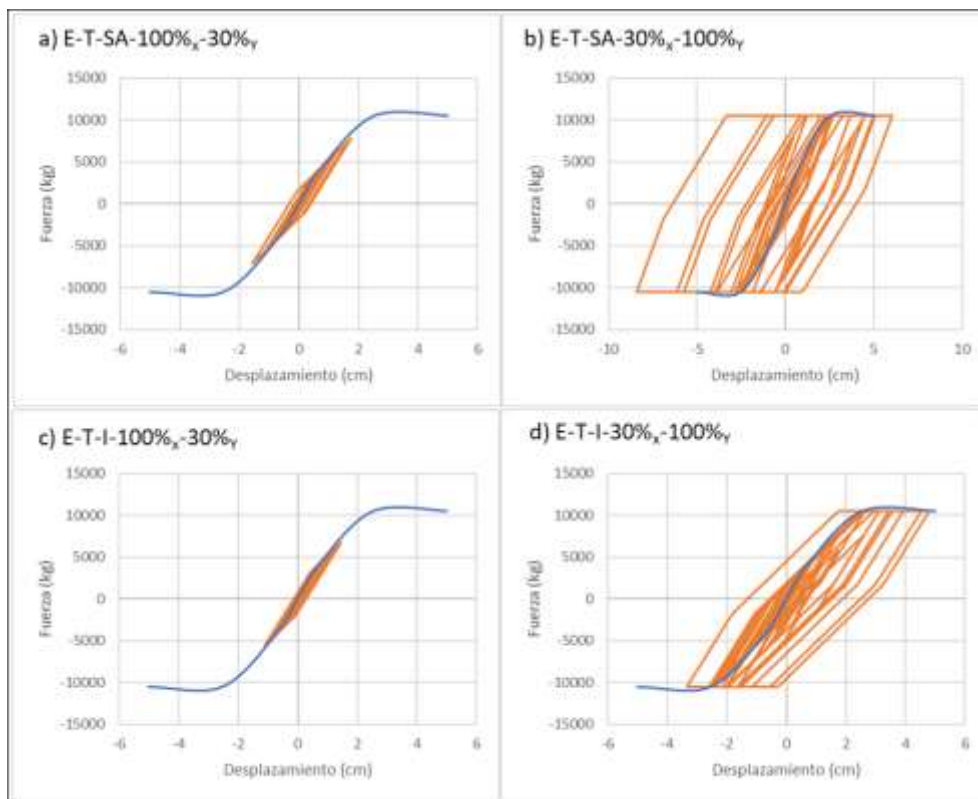


Figura 6- 39 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo cohesivo en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.

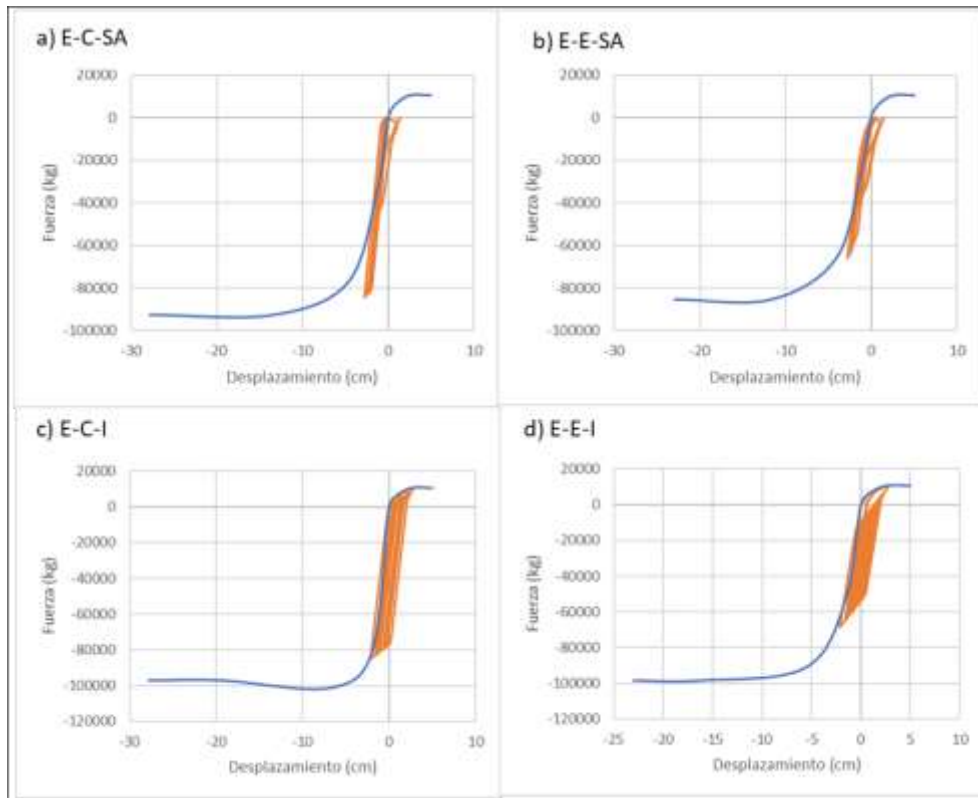


Figura 6- 40 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo cohesivo en la dirección longitudinal del sismo VILE8509.191.

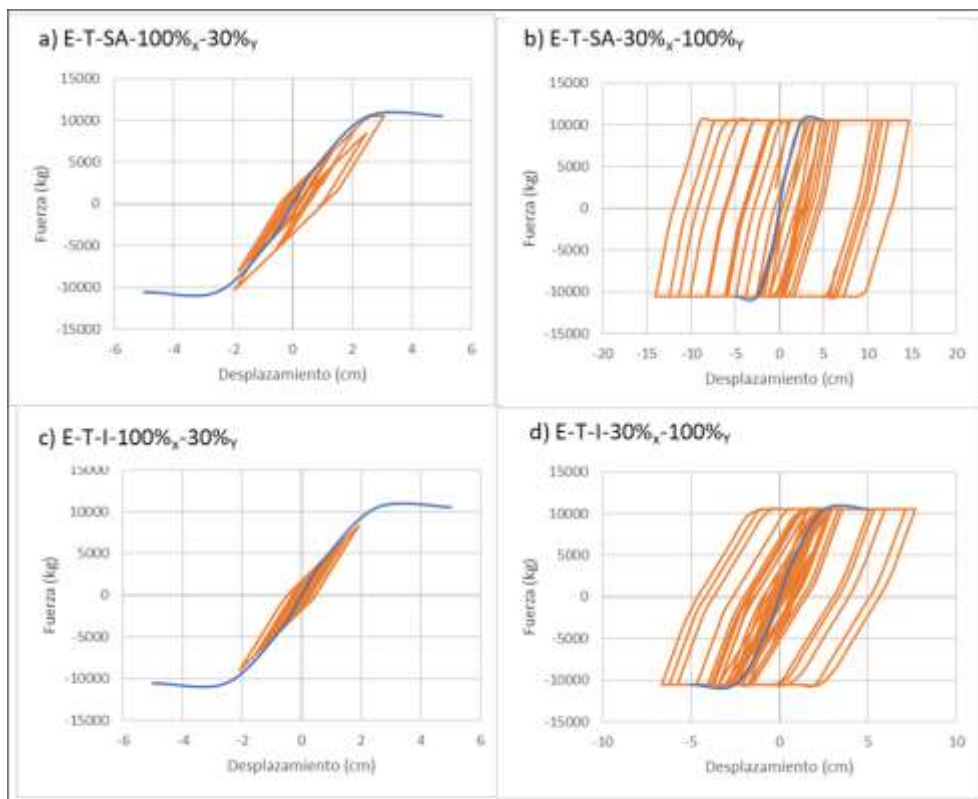


Figura 6- 41 Ciclo histerético del estribo para TR 1000 años en suelo cohesivo en la dirección transversal del sismo VILE8509.191.

Si comparamos la respuesta del estribo ante un escenario sísmico correspondiente a un TR 1000 años y los tres tipos de suelo (sin cohesión, intermedio y cohesivo (Figura 6-42), se observa en la dirección longitudinal que de acuerdo a como mejoran las propiedades del suelo el tipo de suelo mejora el comportamiento inelástico del estribo, sin embargo, continúa sobrepasando su capacidad de desplazamiento, ocasionando daño al estribo.

En la dirección transversal cuando se asume una combinación de la demanda sísmica del 100% dirección longitudinal y 30% en dirección transversal, los estribos no presentan ningún daño, sin embargo, cuando se invierten los porcentajes se tendrán que evaluar los estribos en dirección transversal ya que el daño estimado puede afectar el comportamiento total del puente causando daños a la superestructura, Figura 6-43.

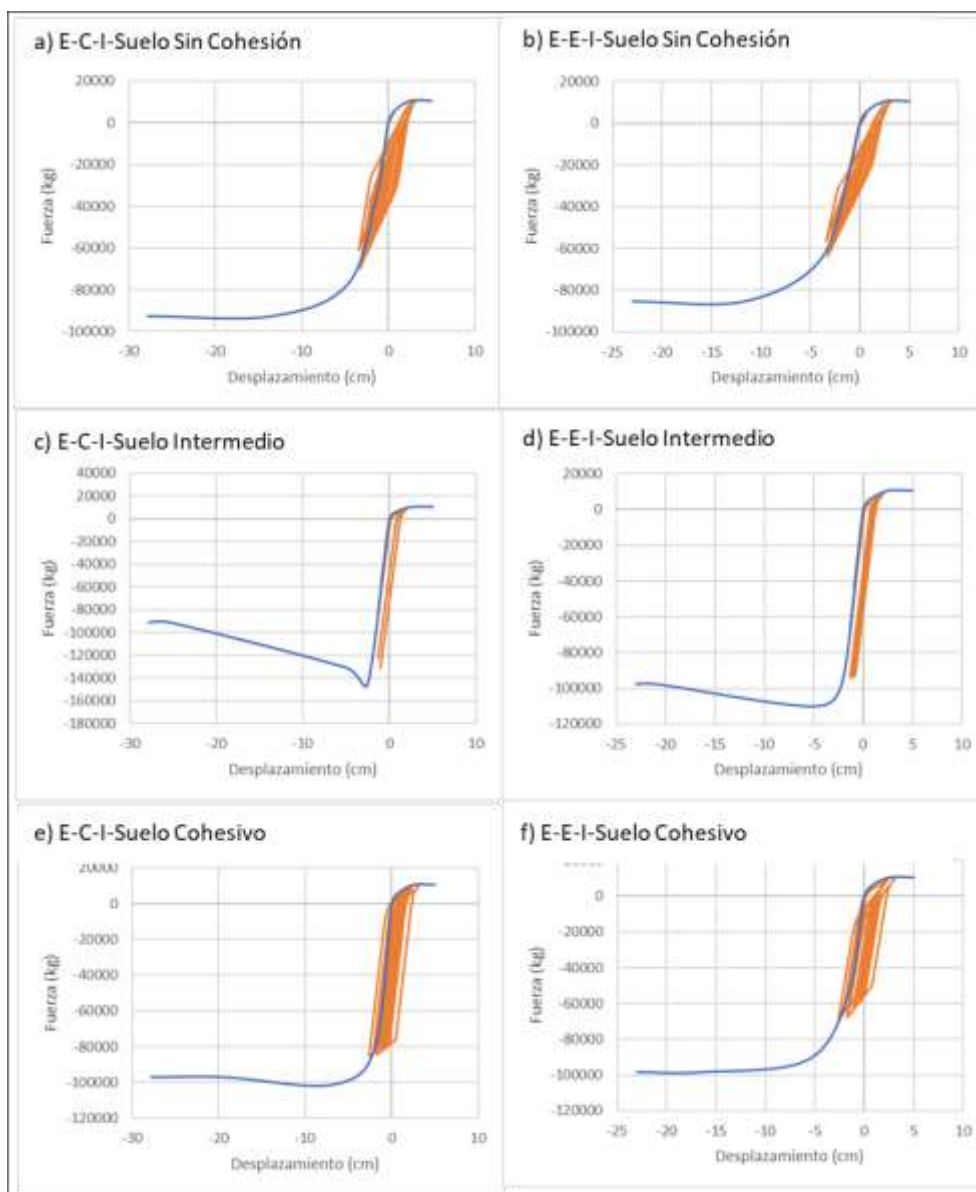


Figura 6- 42 Ciclos histeréticos del estribo para TR 1000 años para los tres tipos de suelo en la longitudinal transversal del sismo ATYC8509.211.

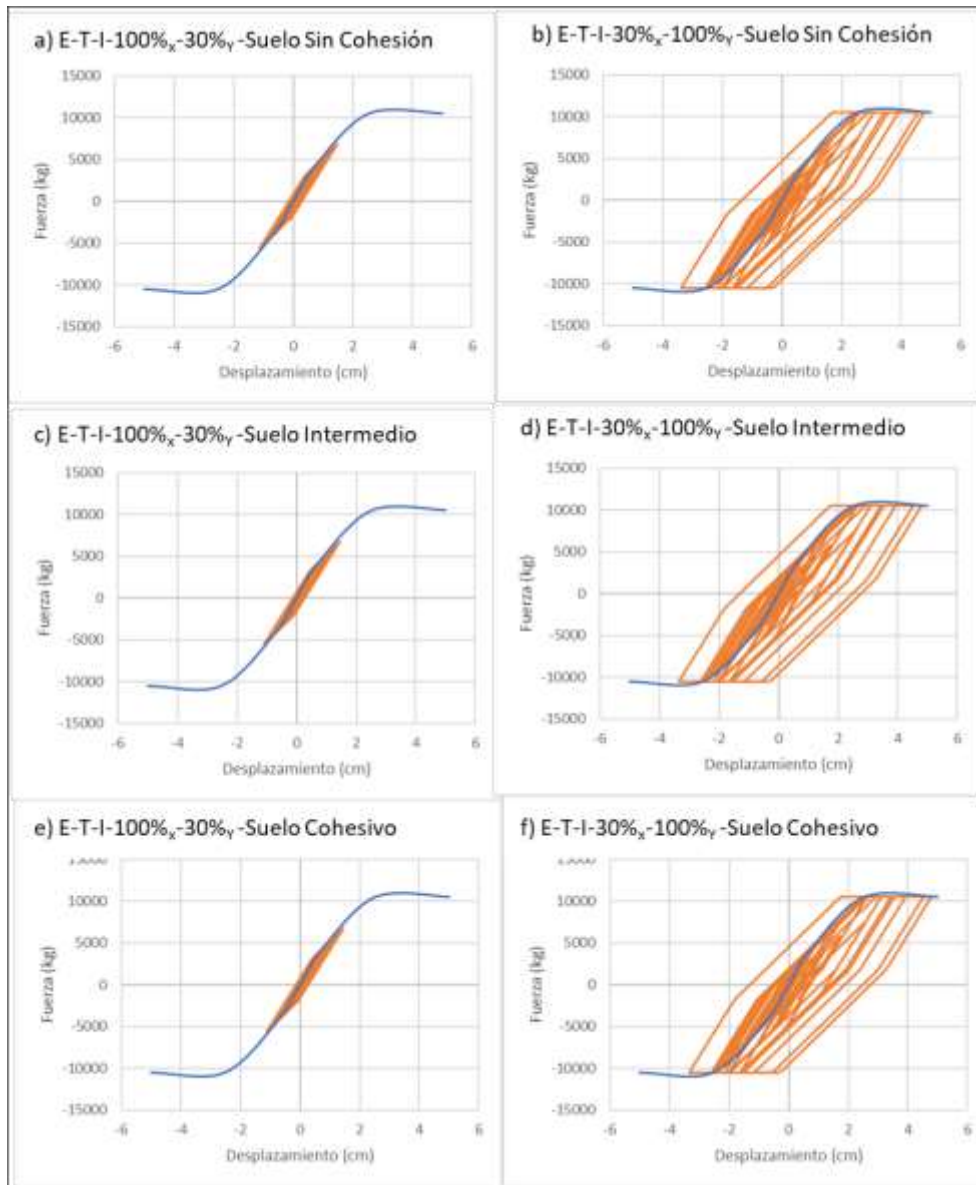


Figura 6- 43 Ciclos histeréticos del estribo para TR 1000 años para los tres tipos de suelo en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.

Analizando el comportamiento de los estribos para un TR 500 años, se aprecia que los estribos no presentarían ningún daño si las demandas sísmicas actúan en mayor porcentaje en la dirección longitudinal, sin importar la combinación de las variables consideradas, es decir, el puente tendrá mejor comportamiento al transformarse de simplemente apoyado a integral, Figura 6-44 y 6-46.

Mientras que para la dirección transversal el daño disminuye, pero existen casos donde se puede presentar algún estado de daño, aunque de menor magnitud, Figura 6-45 y 6-47.

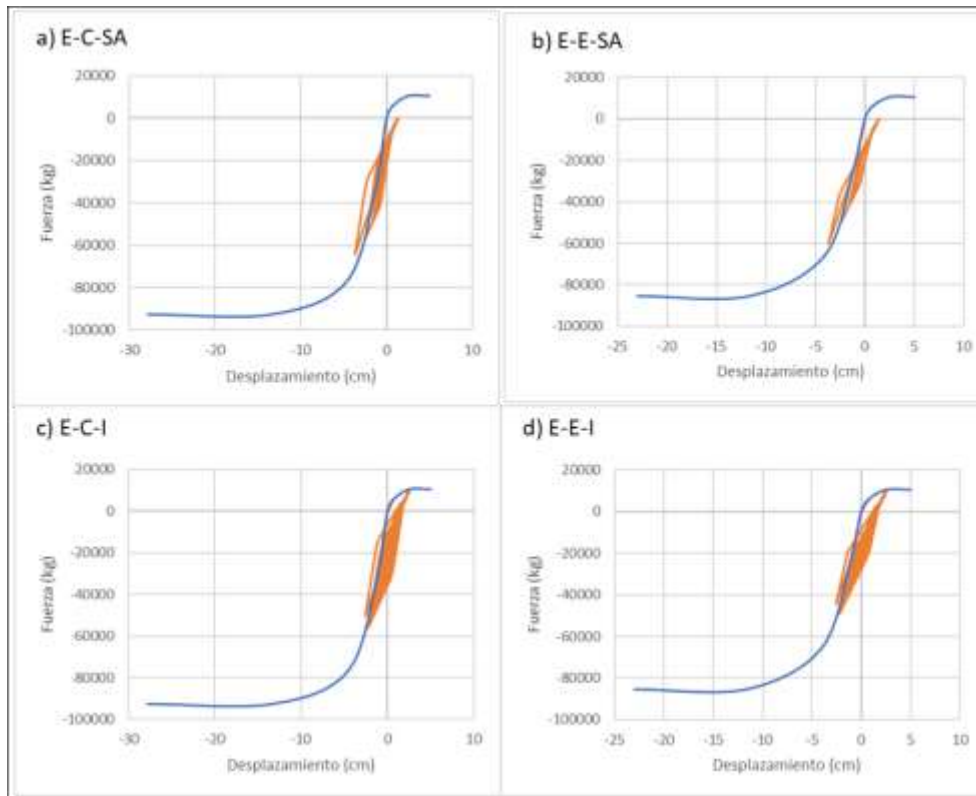


Figura 6- 44 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo sin cohesión en la dirección longitudinal del sismo ATYC8509.211.

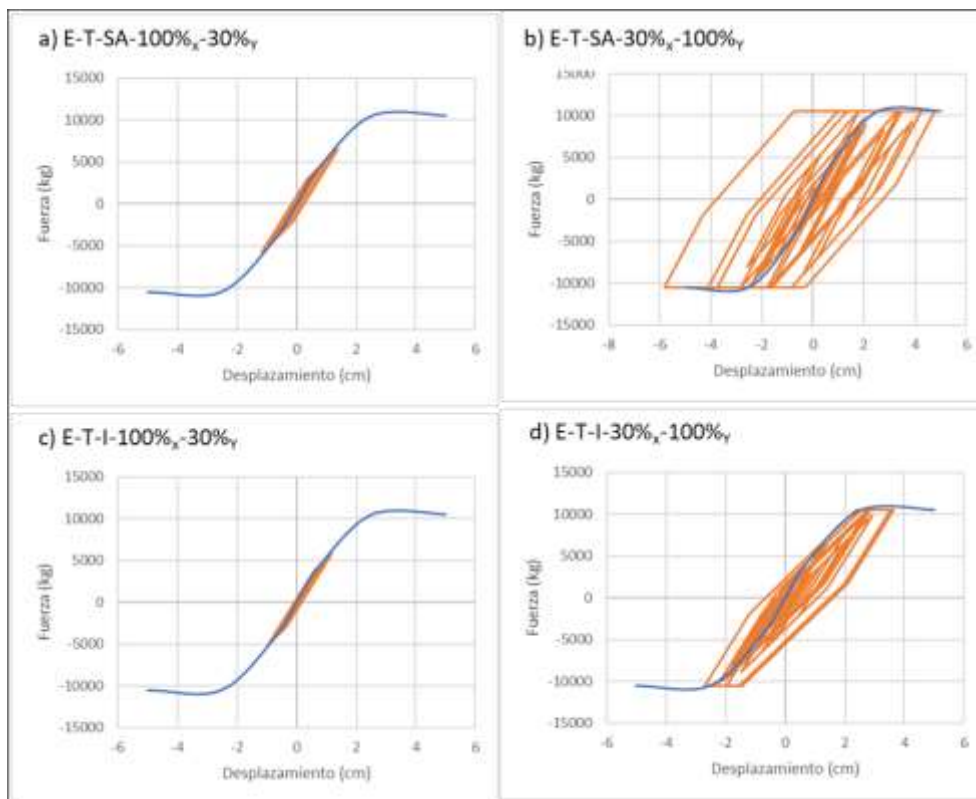


Figura 6- 45 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo sin cohesión en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.

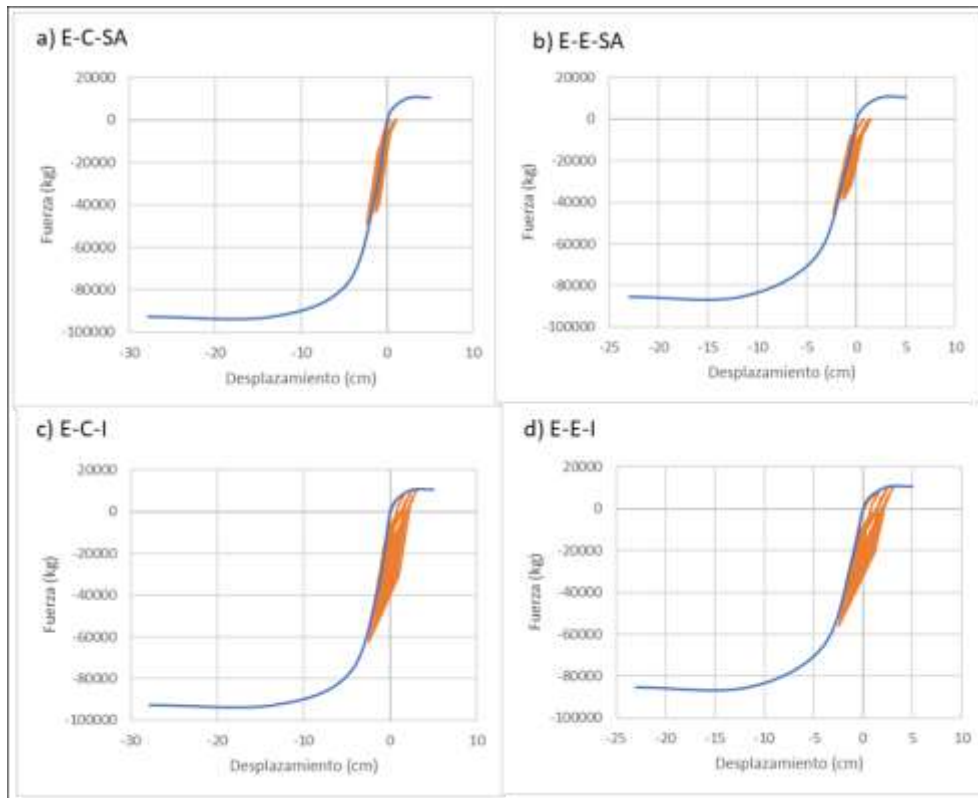


Figura 6- 46 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo sin cohesión en la dirección longitudinal del sismo VILE8509.191.

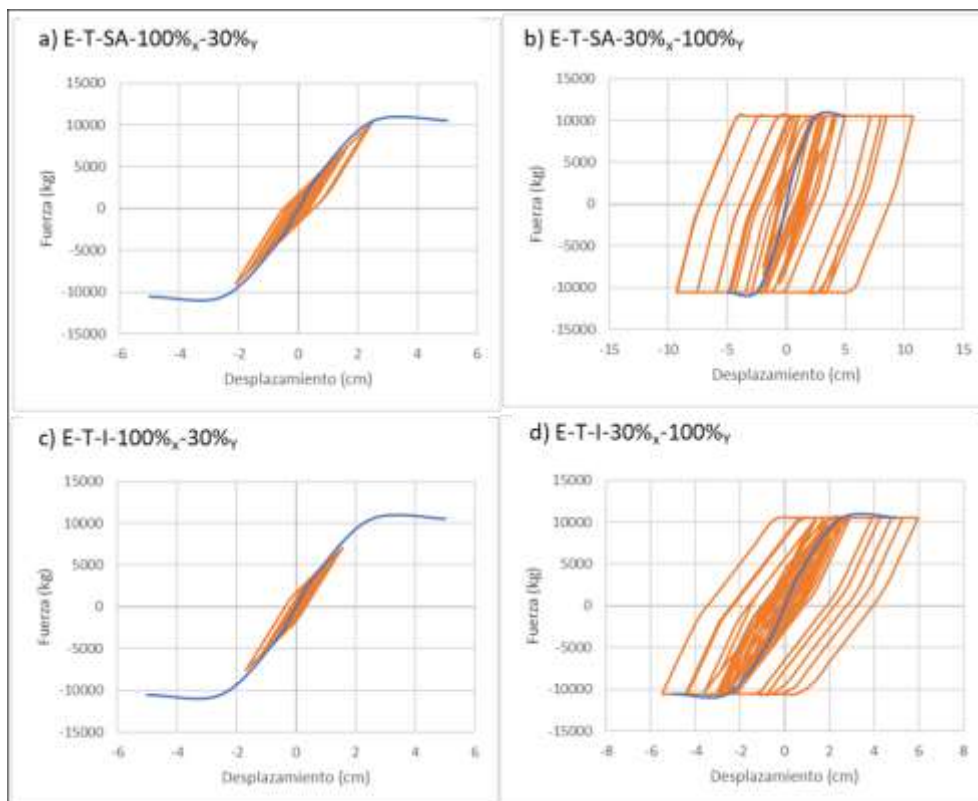


Figura 6- 47 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo sin cohesión en la dirección transversal del sismo VILE8509.191.

Si se cambia el tipo de suelo de relleno sin cohesión a suelo intermedio el comportamiento sigue siendo el mismo debido que para un escenario sísmico correspondiente a un TR 500 años, los estribos presentan un comportamiento satisfactorio sin presencia de daño, Figura 6-48 y 6-50. Mientras que en la dirección transversal la respuesta del estribo presenta problemas de menor gravedad del estado de daño, salvo algunos casos especiales de sismos con ciertas características que llevan al estribo a sobrepasar su capacidad de desplazamiento, Figura 6-49 y 6-51.

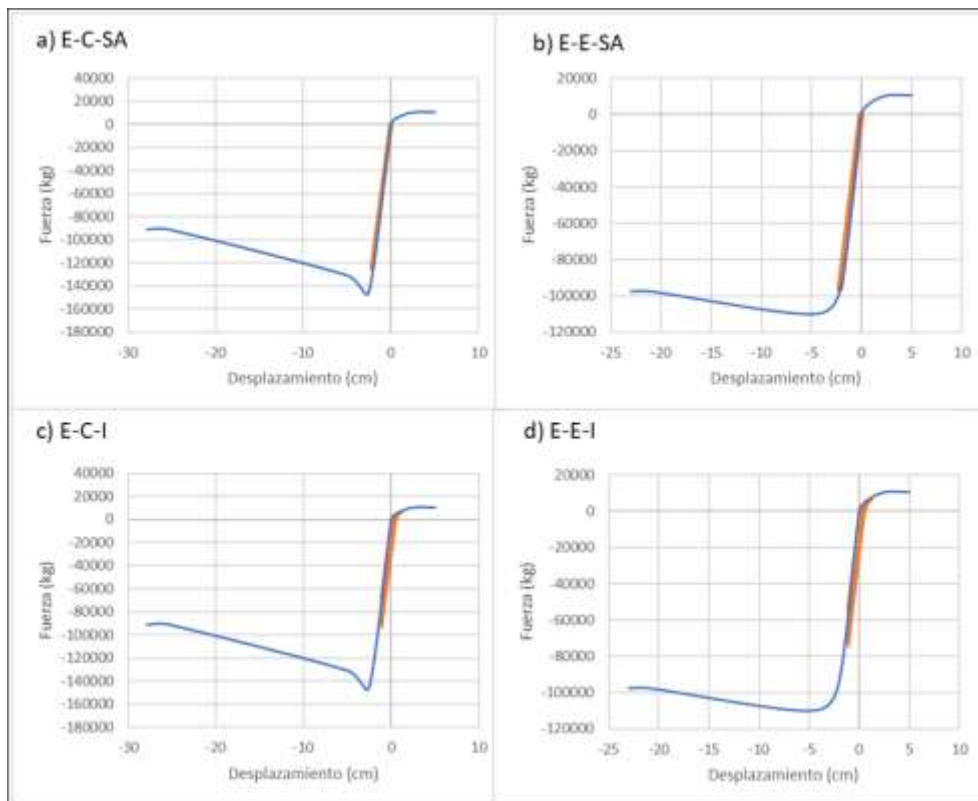


Figura 6- 48 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo intermedio en la dirección longitudinal del sismo ATYC8509.211.

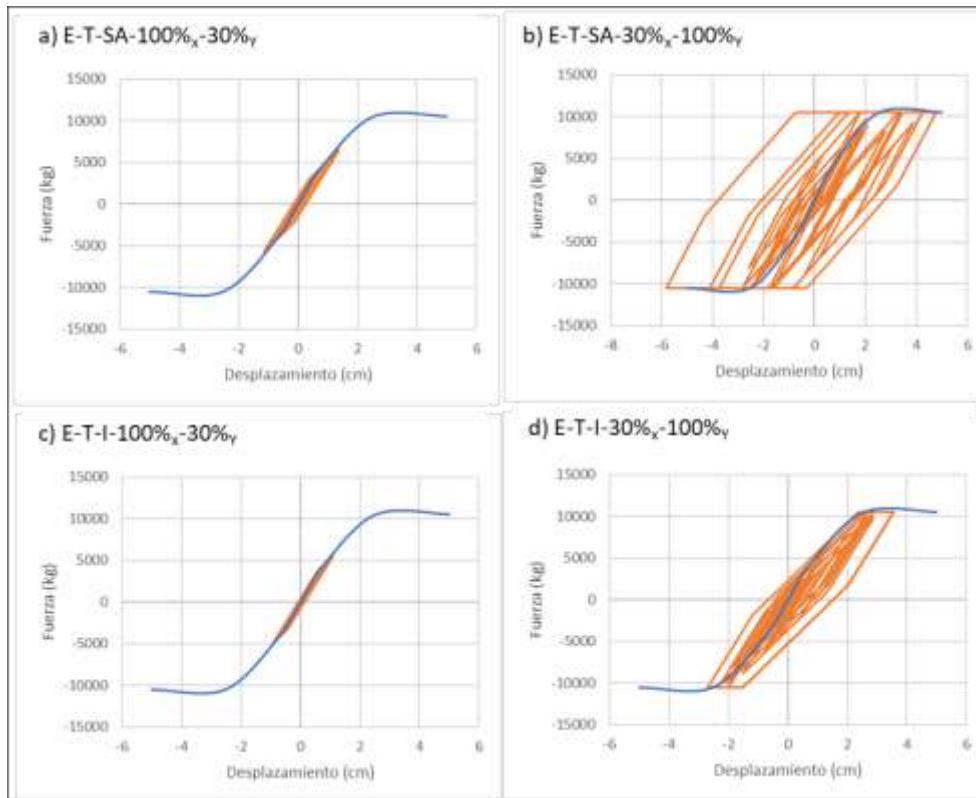


Figura 6- 49 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo intermedio en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.

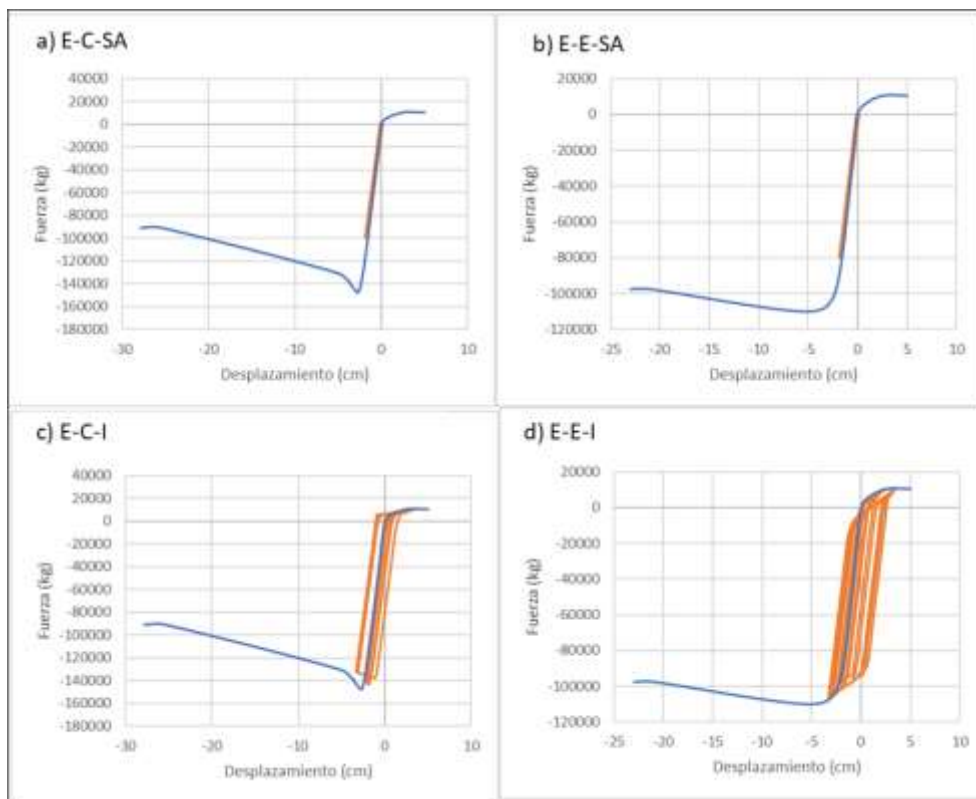


Figura 6- 50 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo intermedio en la dirección longitudinal del sismo UNIO9906.211.

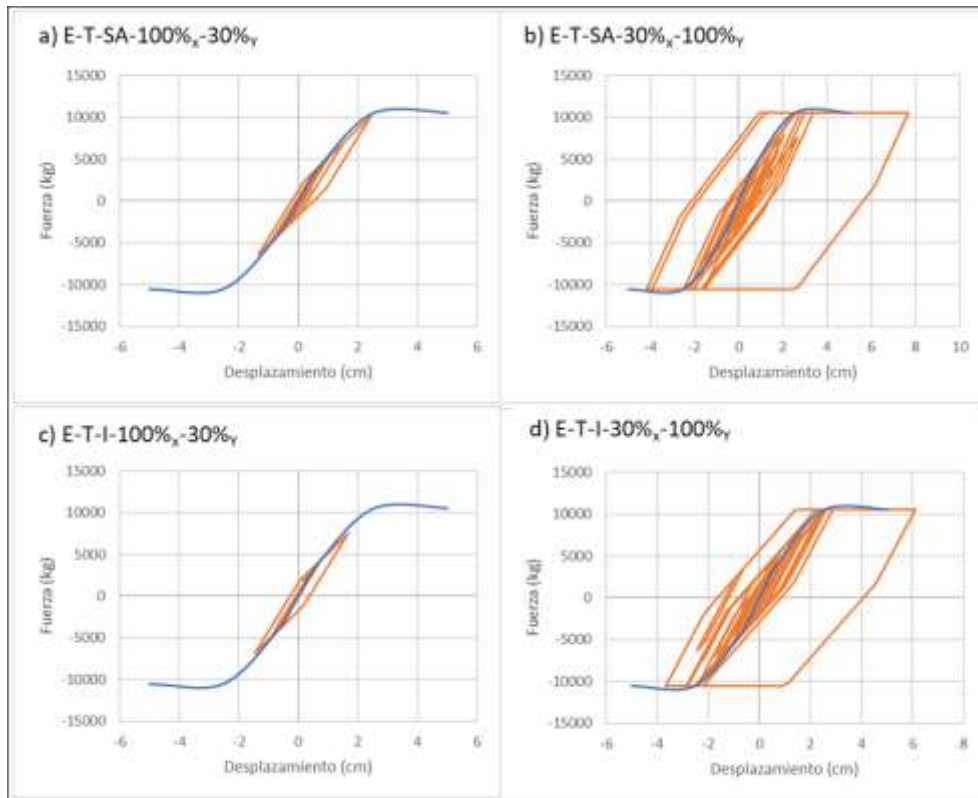


Figura 6- 51 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo intermedio en la dirección transversal del sismo UNIO9906.211.

Quando se tiene un suelo cohesivo el comportamiento del estribo en los ciclos histeréticos es un poco más refinado, pero sin ninguna relevancia. Para escenarios sísmicos correspondientes a un TR 500 años se elimina la posibilidad de tener algún tipo de daño en los estribos sin importar el tipo de suelo de relleno, Figura 6-52 y 6-54. Transversalmente los estribos presentan menores daños que perjudican o ponen en riesgo al puente, para ambos casos (puente simplemente apoyado o integral), figura 6-53 y 6-55.

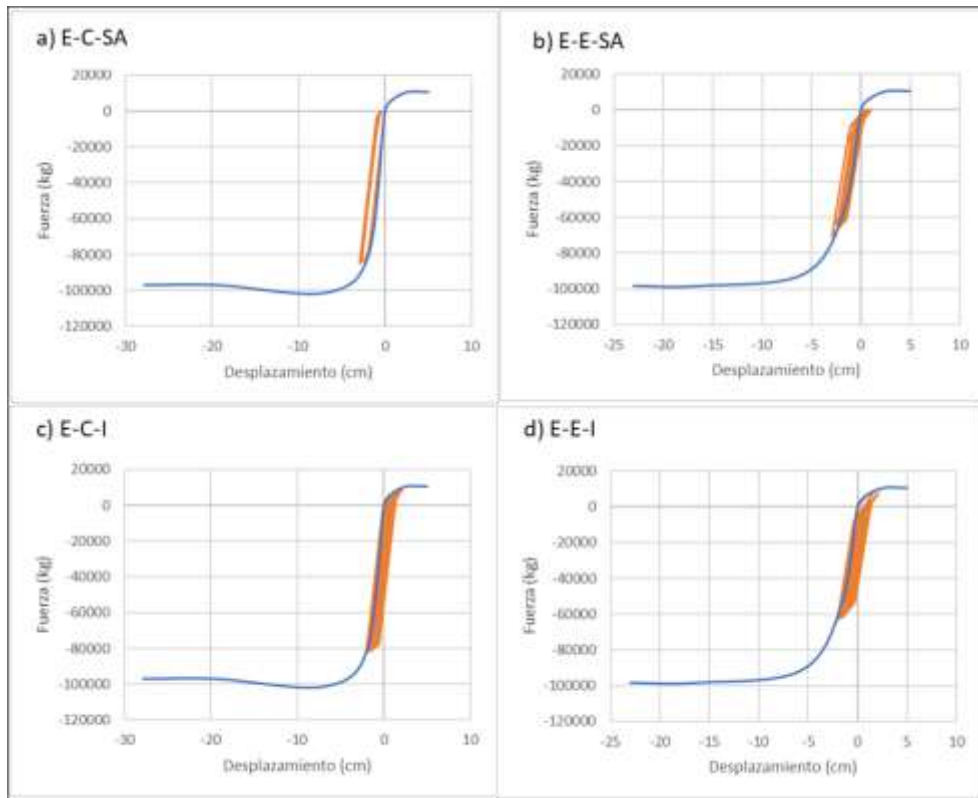


Figura 6- 52 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo cohesivo en la dirección longitudinal del sismo ATYC8509.211.

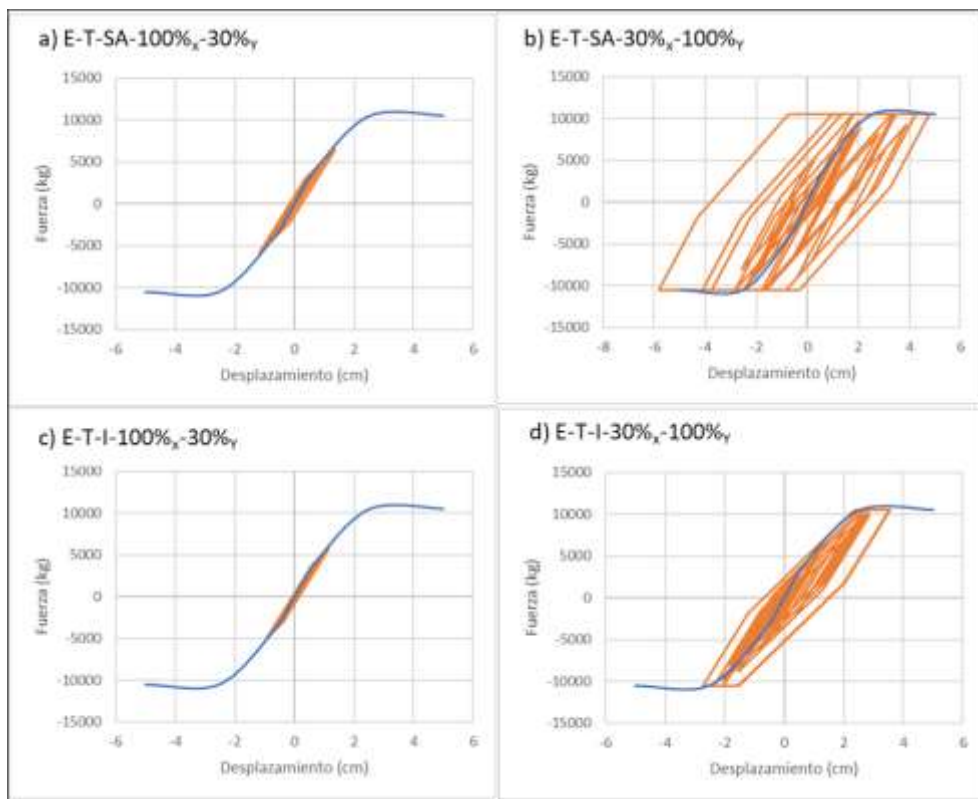


Figura 6- 53 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo cohesivo en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.

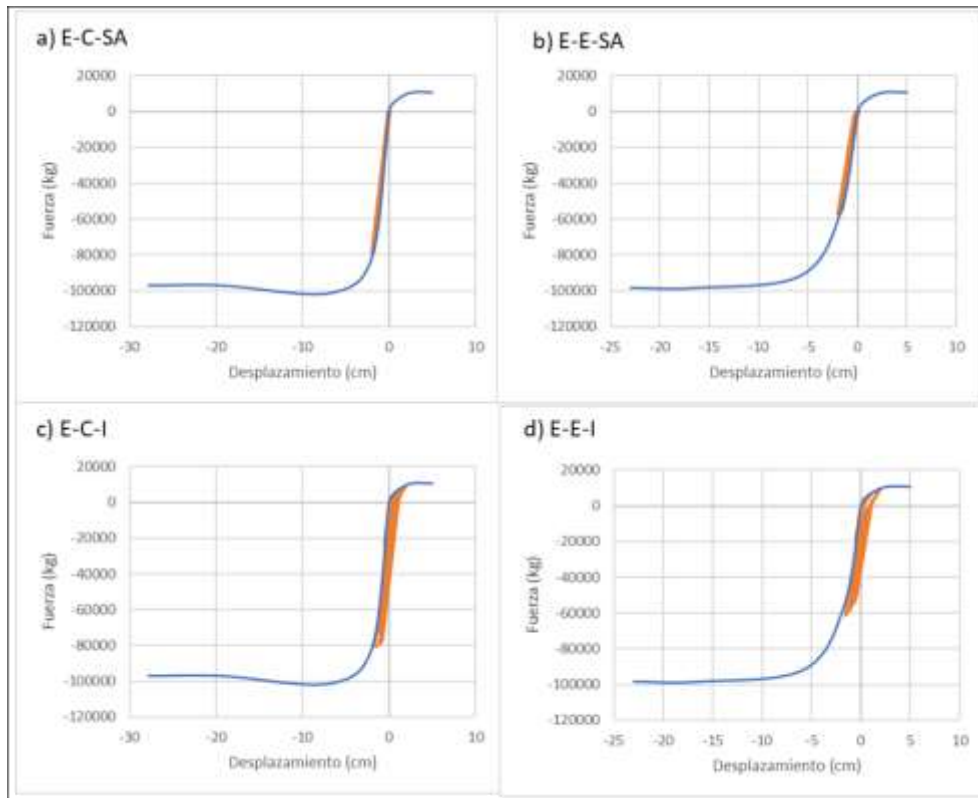


Figura 6- 54 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo cohesivo en la dirección longitudinal del sismo VILE8509.191

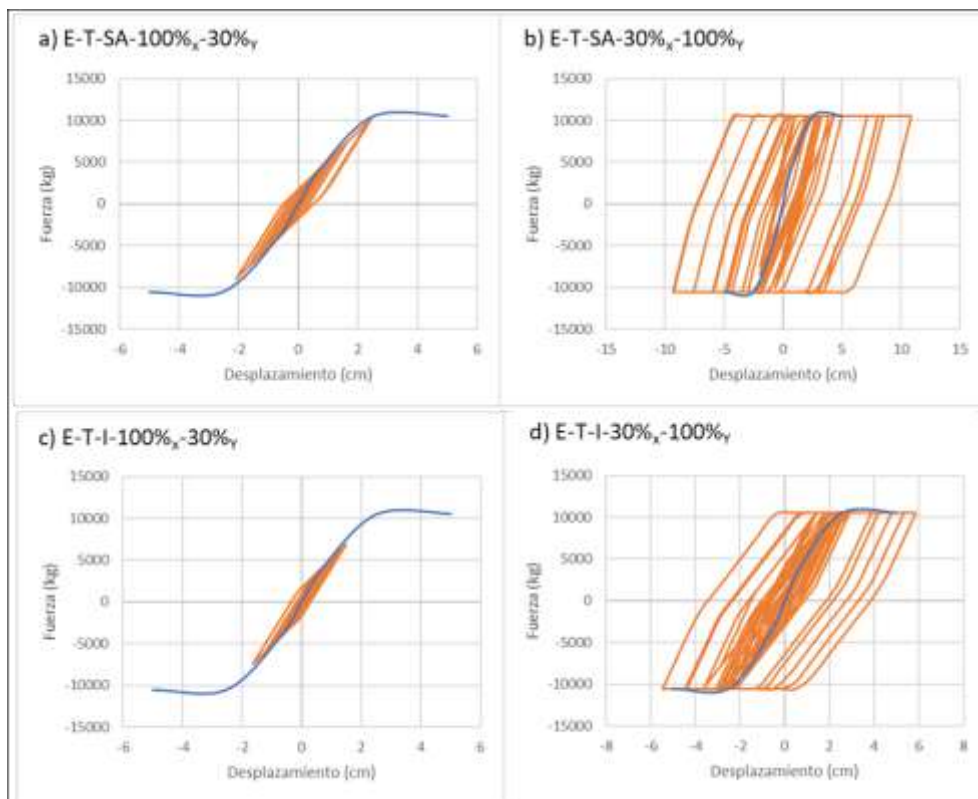


Figura 6- 55 Ciclo histerético del estribo para TR 500 años en suelo cohesivo en la dirección transversal del sismo VILE8509.191

Para un TR 500 años los estribos y el puente no presentan daños en la dirección longitudinal, sin importar el tipo de suelo de relleno que sea utilizado, favoreciendo así el comportamiento del puente y dándole plusvalía a los puentes integrales por tener un mejor comportamiento en general, Figura 6-56. Cuando el sismo sea mayor en dirección transversal, los estribos podrían presentar daño, ya que si este actúa directamente contra los estribos no se presentará ningún tipo de daño, pero en la realidad los sismos llegan en todas direcciones y se tendrá que estar preparado y modificar los estribos para resistir dichos eventos, sin importar la dirección que provengan, Figura 6-57.

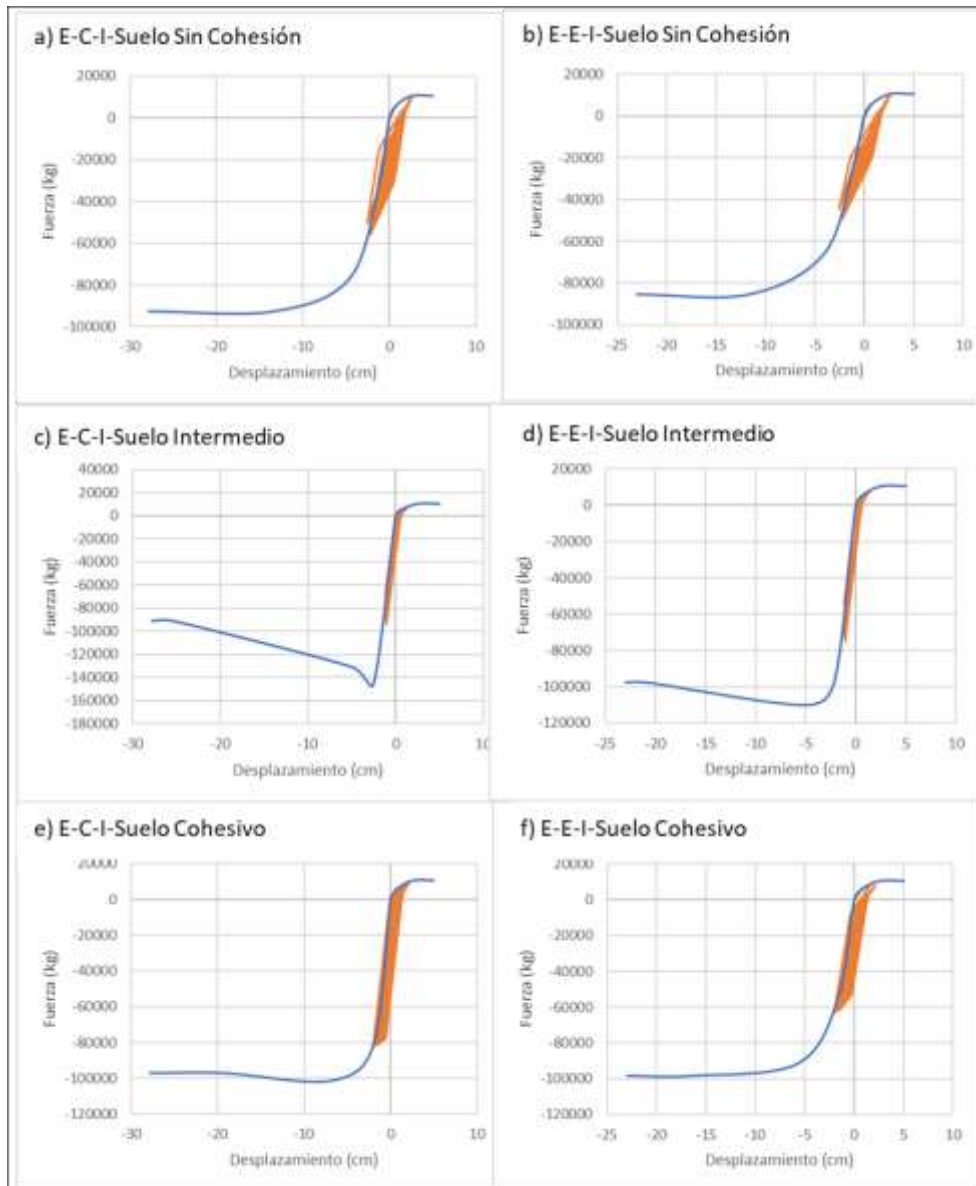


Figura 6- 56 Ciclos histeréticos del estribo para TR 500 años para los tres tipos de suelo en la dirección longitudinal del sismo ATYC8509.211.

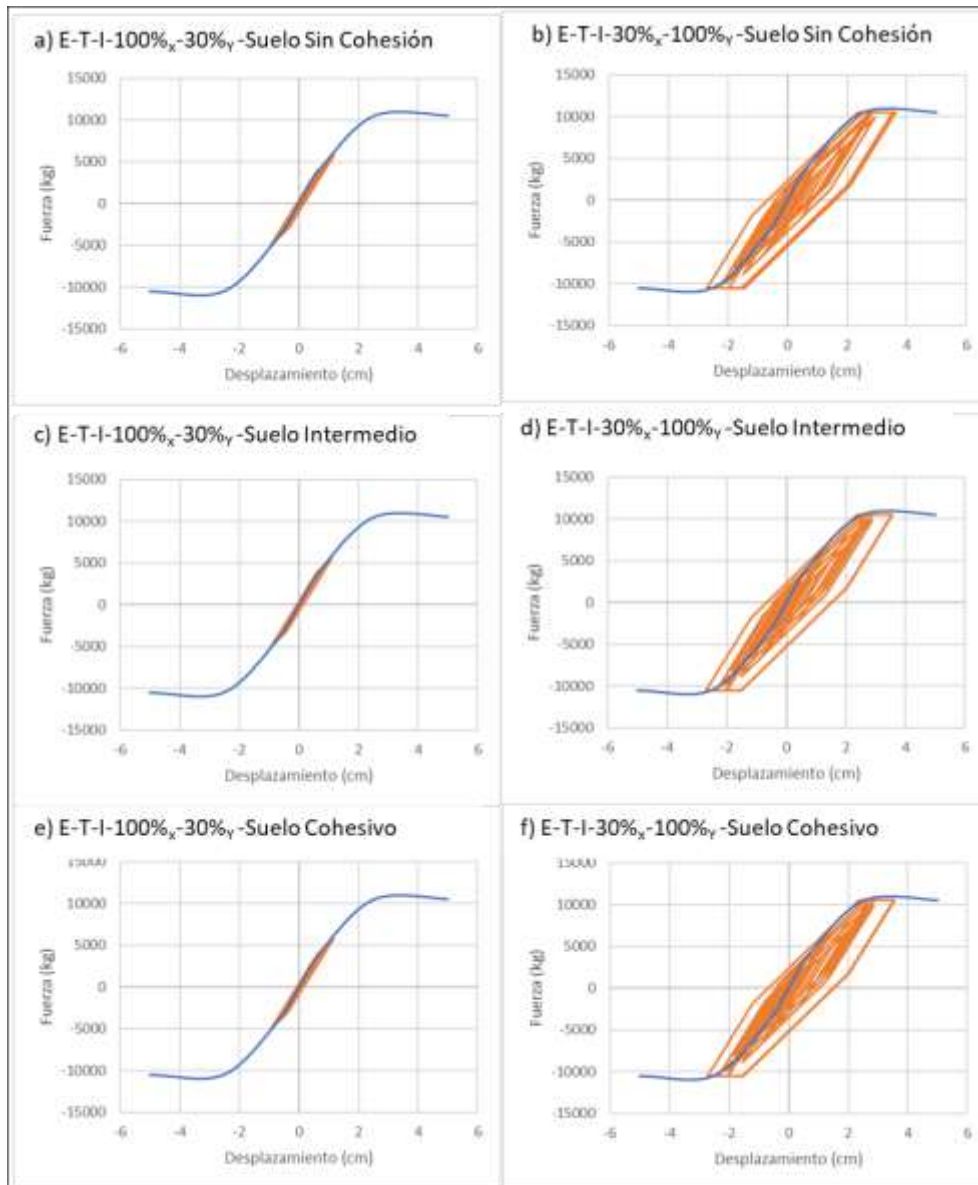


Figura 6- 57 Ciclos histeréticos del estribo para TR 500 años para los tres tipos de suelo en la dirección transversal del sismo ATYC8509.211.

Desplazamiento máximo/Backbone

Como se observó en las Figuras 6-16 a 6-57 donde se muestra el comportamiento histerético, solamente la parte activa o acción de los estribos es la que presenta mayores desplazamientos que los que se definen en la curva propuesta (Backbone), por lo que solamente se analizaran los desplazamientos máximos positivos de demanda con respecto de los máximos definidos en el Backbone contra las Pseudo aceleraciones de la demanda sísmica caracterizada como función del periodo de retorno, esto con el objetivo de cuantificar porcentajes de los registros que presentan daños al estribo de los puentes. En las Figuras 6-58 a 6-78 cada punto corresponde a demanda máxima de desplazamiento que se presenta en los estribos ante cada registro, el cual se identifica como función de la Sa correspondiente a la dirección en que se

considera actúa el terremoto, la línea color naranja representa el parteaguas que define la capacidad del estribo.

Para un TR 2500 años y suelo de relleno sin cohesión, los puentes simplemente apoyados no presentan ningún daño ya que las demandas llevan a los estribos al 82% de su capacidad; por otro lado, las demandas de desplazamiento en los puentes integrales superan la capacidad del estribo en un 37.5%, para aceleraciones menores a 300 cm/s^2 , lo cual es un problema grave ya que estas demandas están asociadas a posibles daños a la estructura, Figura 6-58.

En los casos donde se considera actuando el terremoto en dos direcciones perpendiculares se observa que: (1) cuando el porcentaje de contribución del terremoto es mayor en la dirección longitudinal ($100\%X + 30\%Y$), no importa la configuración del puente (simplemente apoya o integral) no presentan ningún tipo de daño en los estribos, por el contrario, (2) cuando el porcentaje de contribución del terremoto es mayor en la dirección transversal ($30\%X + 100\%Y$), tanto los puentes simplemente apoya como los integrales presentan daño significativo en los estribos, superando la su capacidad hasta 4 veces en puentes simplemente apoyados y 3.4 veces en puentes integrales, estos resultados se aprecian claramente en la Figura 6-59.

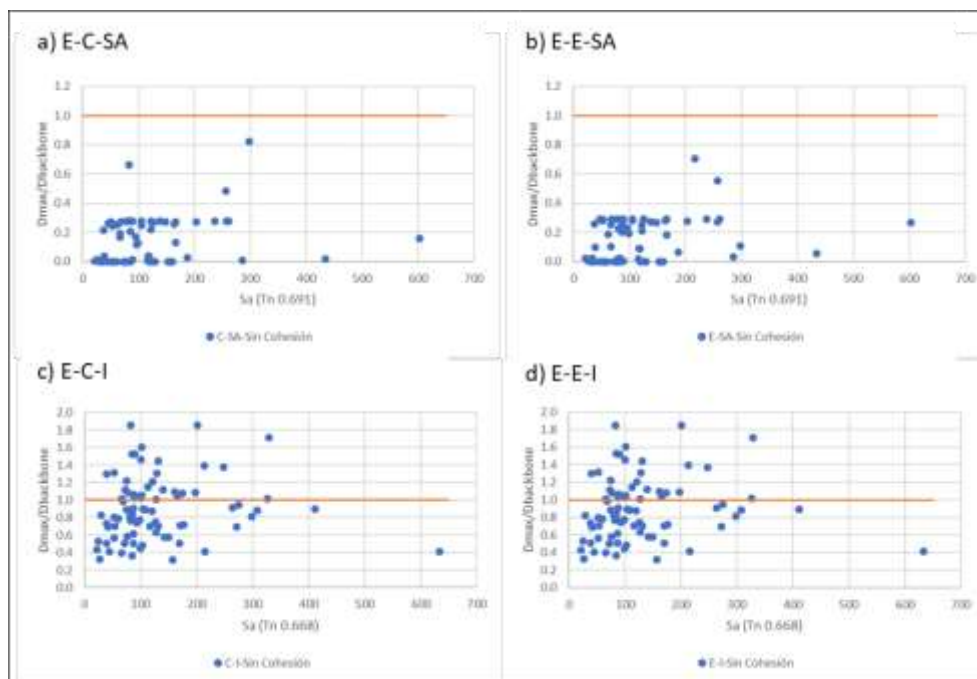


Figura 6- 58 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 2500 años en suelo sin cohesión en la dirección longitudinal.

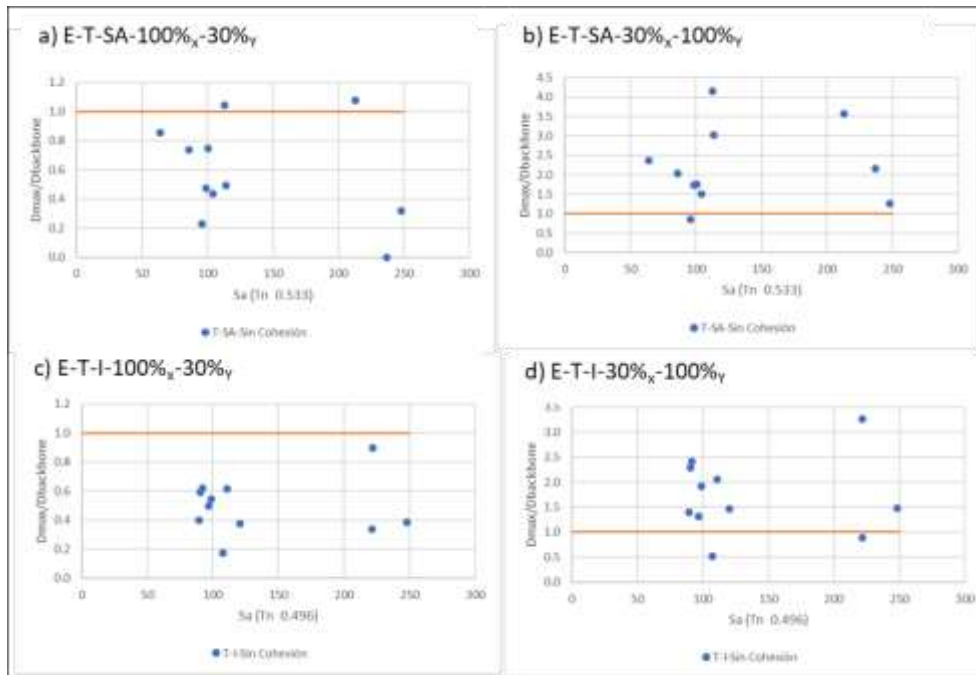


Figura 6- 59 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 2500 años en suelo sin cohesión en la dirección transversal.

Analizando el efecto de suelos sin cohesión e intermedio y considerando el TR 2500 años, se observa una disminución en el número registros sísmicos que superan la capacidad de desplazamiento del estribo, por lo que se estima una reducción del daño en un 15% de los eventos sísmicos analizados, reduciendo así el daño esperado en los estribos. De lo que se concluye que es beneficioso que los suelos sean del tipo intermedio, esto para los puentes integrales mientras que para los puentes simplemente apoyados no se observan demandas que puedan ocasionar daño en ninguna localización del estribo, Figura 6-60. Mientras que para cuando el sismo actúa predominantemente en la dirección transversal su comportamiento no presenta cambios importantes con respecto a los tres tipos de suelo analizados, es decir, se esperan daños cuando la componente es predominante en la dirección transversal, Figura 6-61.

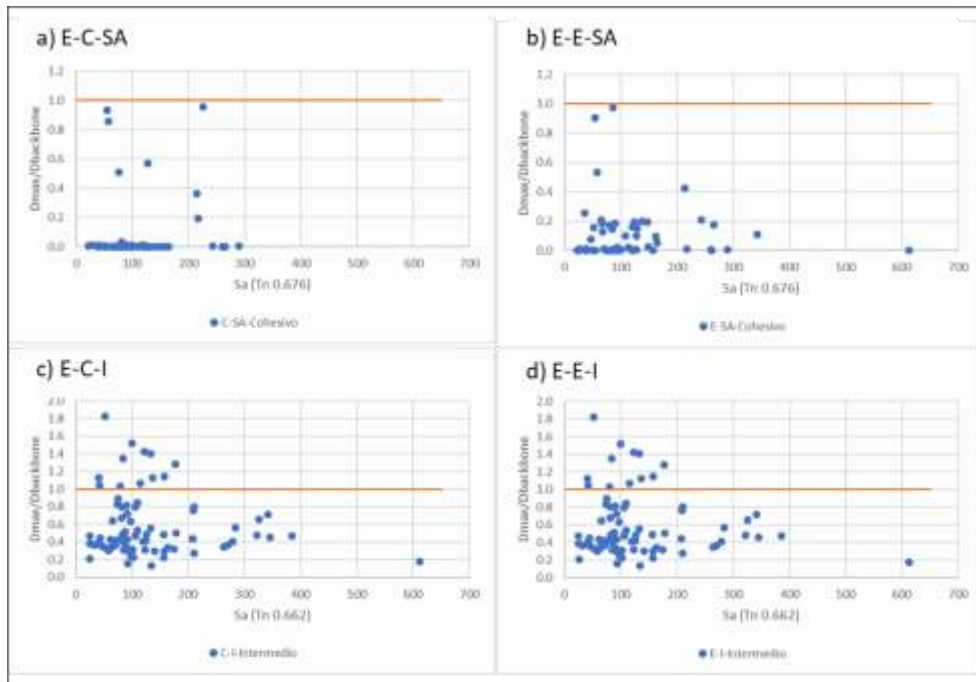


Figura 6- 60 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 2500 años en suelo intermedio en la dirección longitudinal.

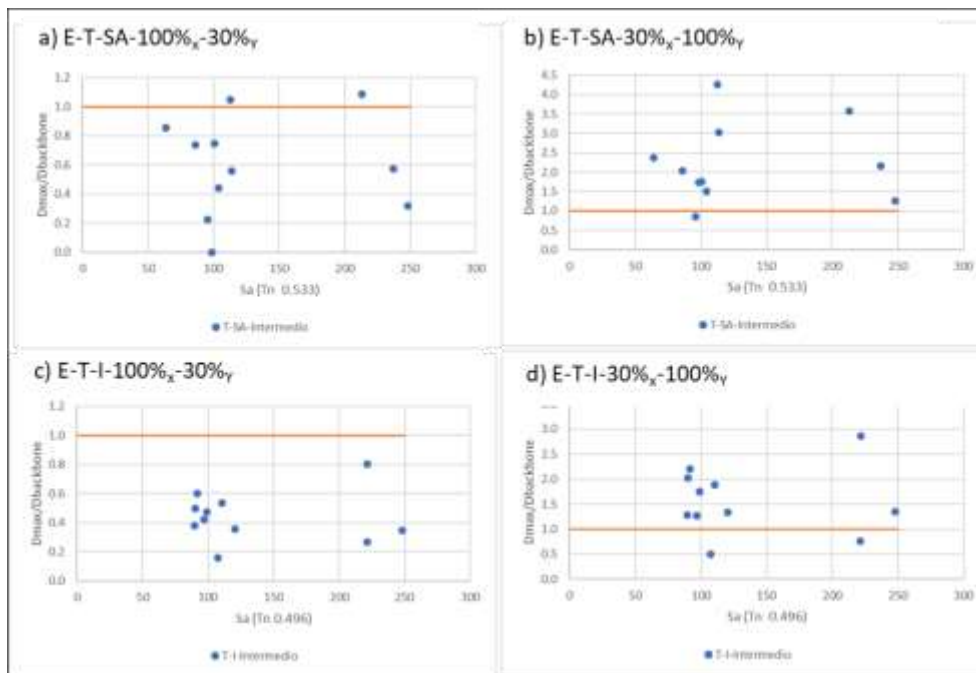


Figura 6- 61 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 2500 años en suelo intermedio en la dirección transversal.

Los estribos del puente simplemente apoyado con suelo intermedio a cohesivo ante demandas sísmicas correspondientes a un TR 2500 años actuando en dirección longitudinal se mantienen sin daño, por el contrario, los puentes intergales presentan daño ante un menor número de registros, aproximadamente el 11.3% de los acelerogramas considerados llevan a los estribos a rebasar su capacidad de desplazamiento, Figura 6-62.

El patrón de comportamiento en dirección transversal se mantiene sin importar el tipo de suelo (sin cohesión, intermedio o cohesivo), como se ha mencionado antes, no se presentan desplazamientos en los estribos que lleven a estos a presentar algún daño, siempre que la demanda sísmica sea predominantemente en la dirección longitudinal, por el contrario cuando predomina la dirección transversal las demandas de desplazamiento reflejan la presencia de daño importante que puede revasar cuatro veces la capacidad del propio estribo en el caso de puentes simplemente apoyados y tres veces en puentes integrales, Figura 6-63.

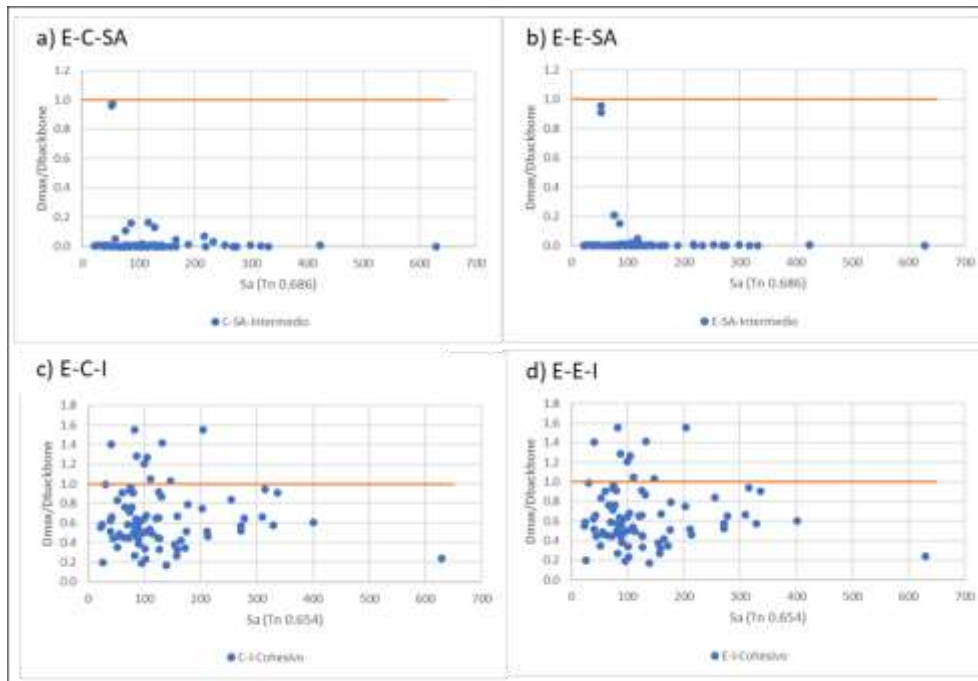


Figura 6- 62 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 2500 años en suelo cohesivo en la dirección longitudinal.

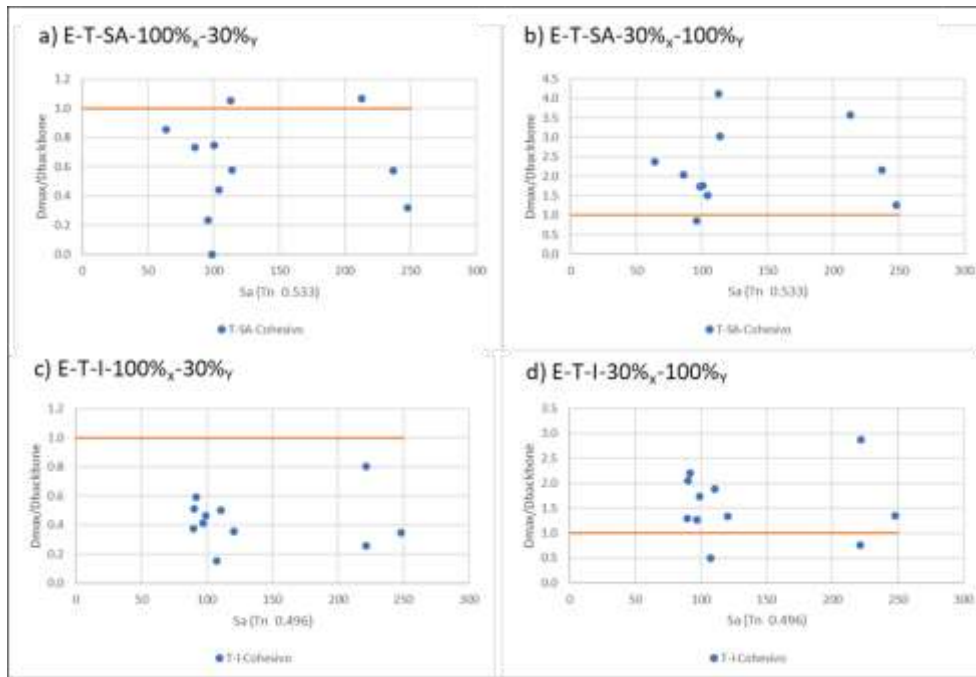


Figura 6- 63 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 2500 años en suelo cohesivo en la dirección transversal.

Para demandas sísmicas representativas de un TR 1000 años y rellenos de suelo sin cohesión, las demandas de desplazamiento son mucho menores, superando la capacidad de desplazamiento de los estribos solamente en 9.7% de los casos estudiados en puentes simplemente apoyados, lo cual es un resultado esperado, ya que si para escenarios sísmicos correspondientes a demandas extraordinarias no se observa la presencia de daños importantes, es de esperar que para un evento de demandas menores las demandas de desplazamiento disminuyan, lo cual se ve reflejado en la Figura 6-64. A pesar de que este periodo de retorno está asociado a demandas sísmicas menores, en dirección transversal las demandas de desplazamiento estimadas en los estribos continúan siendo representativas daños importantes que causarían problemas en la estabilidad de los estribos, el efecto se presenta en ambos casos: puentes integral y simplemente apoyados, Figura 6-65.

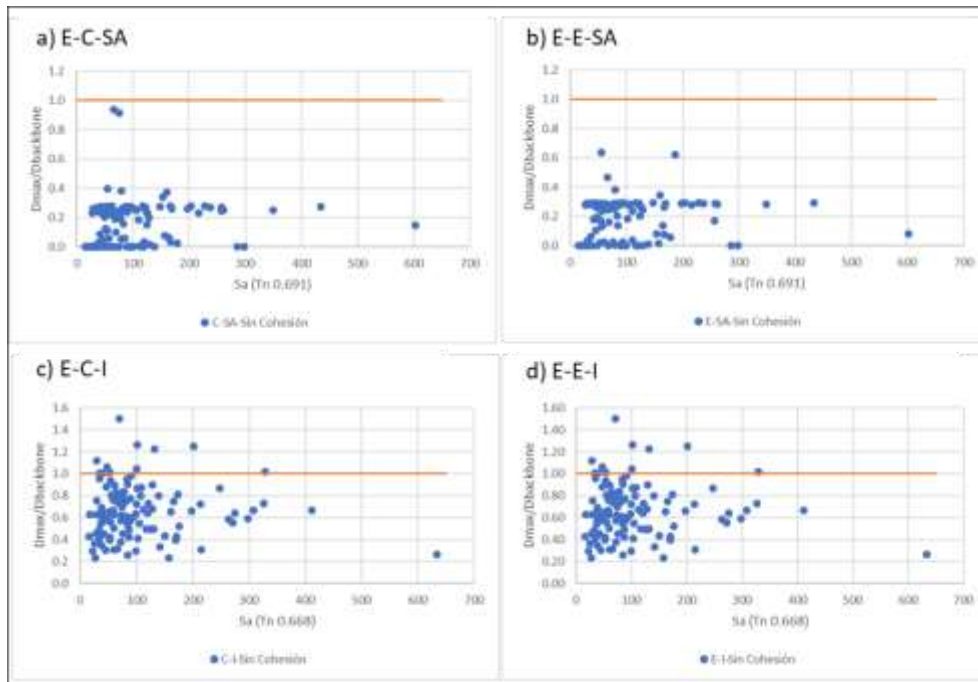


Figura 6- 64 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 1000 años en suelo sin cohesión en la dirección longitudinal.

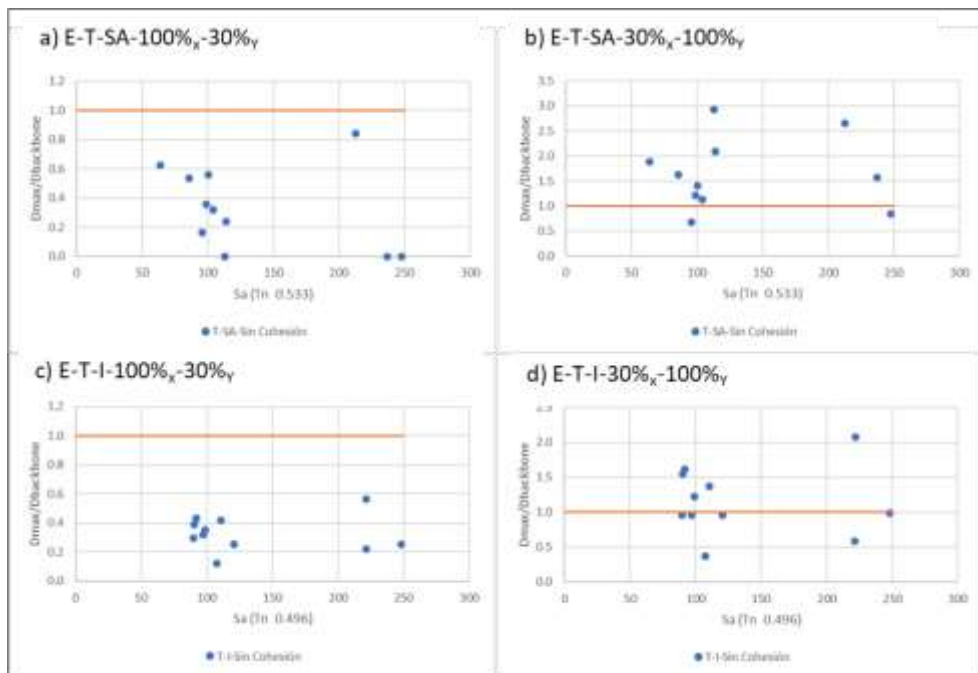


Figura 6- 65 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 1000 años en suelo sin cohesión en la dirección transversal.

Para el TR 1000 años y suelo intermedio, se observa una disminución de los casos de eventos sísmicos que representa peligro para los puentes, 2.7% de los casos analizados superan la capacidad de desplazamiento de estribos en puentes integrales, Figura 6-66. Ante demandas sísmicas actuando en dirección transversal el daño sigue siendo importante, a pesar de que disminuye un poco efecto de un escenario sísmico de menor peligro (Tr=1000 años), Figura 6-67.

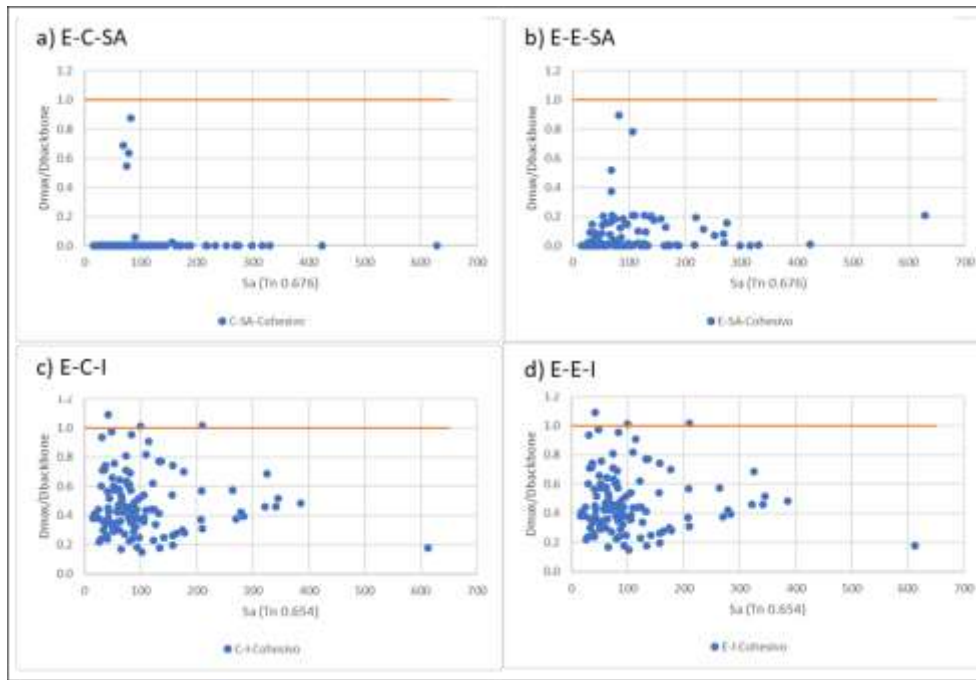


Figura 6- 66 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 1000 años en suelo intermedio en la dirección longitudinal.

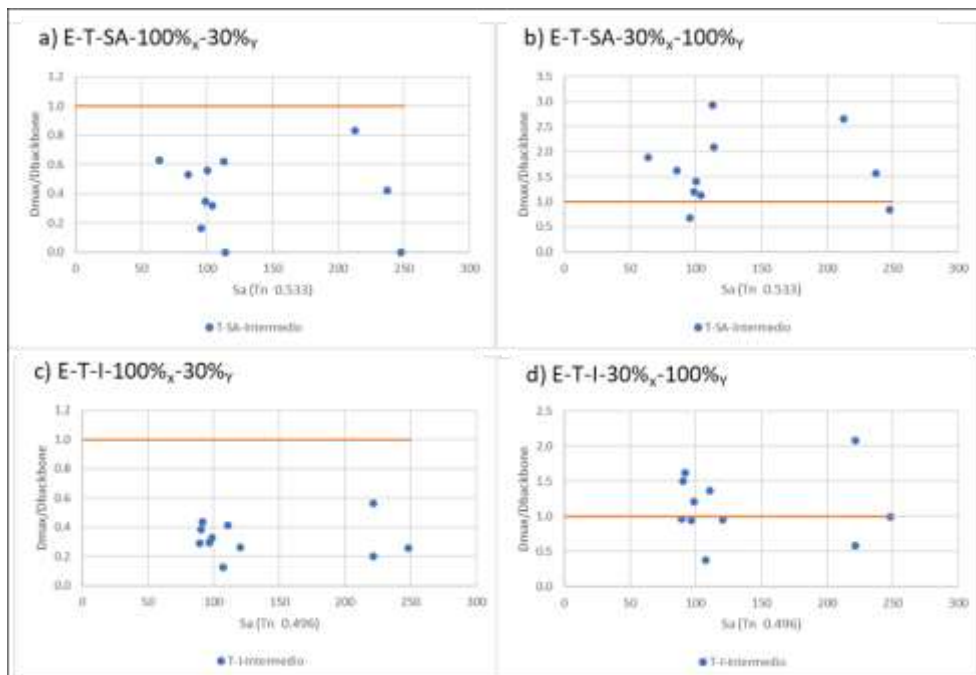


Figura 6- 67 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 1000 años en suelo intermedio en la dirección transversal.

En el caso de suelo cohesivo se presenta una disminución importante en los daños esperados para escenarios sísmicos asociados a un TR 100 años, donde las demandas de desplazamiento están asociadas a daño es nulo, encontrándose un efecto benéfico en el tipo de suelo en puentes integrales, Figura 6-68. A pesar del efecto benéfico que tiene un suelo cohesivo en el comportamiento de los estribos disminuyendo las demandas de desplazamiento,

aun así los desplazamientos en los estribos superan su capacidad, por lo que ha se esperarían daños menores pero importantes para la estabilidad de estos elementos, Figura 6-69.

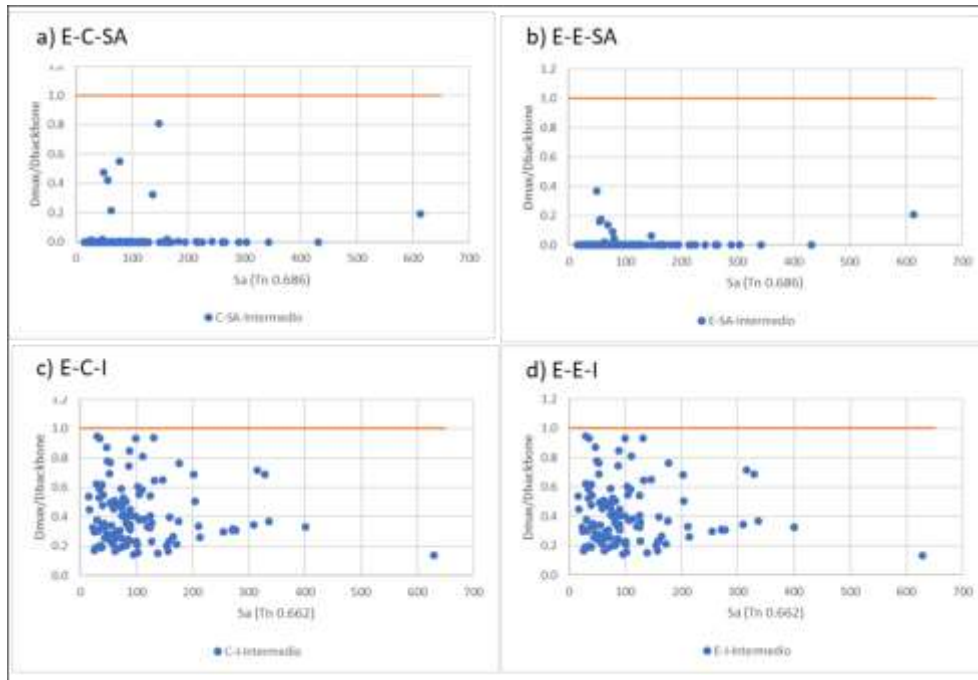


Figura 6- 68 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 1000 años en suelo cohesivo en la dirección longitudinal.

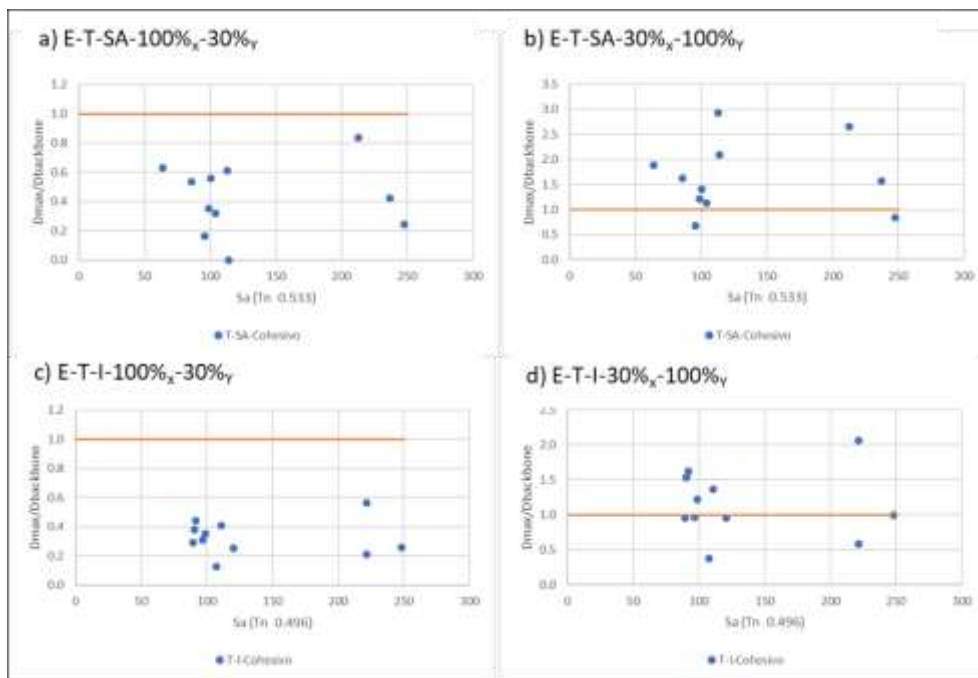


Figura 6- 69 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 1000 años en suelo cohesivo en la dirección transversal.

Ante escenarios sísmicos correspondientes a TR de 500 años y suelo sin cohesión (Figura6-70), correspondiente al caso más desfavorable con respecto a la resistencia del suelo, las demandas de desplazamiento estimadas no se

asocian a ningún daño en los estribos, al igual que en suelos intermedios (Figuras 6-72 y Figura 6-74). Este resultado es importante ya que corresponde a las demandas sísmicas con que se diseñan actualmente los puentes en el país. Con respecto de la dirección transversal, los resultados muestran niveles de daño en estribos para los tres tipos de suelo, el cual puede ser daño importante, poniendo en riesgo la estabilidad de los estribos para ambos casos de puentes.

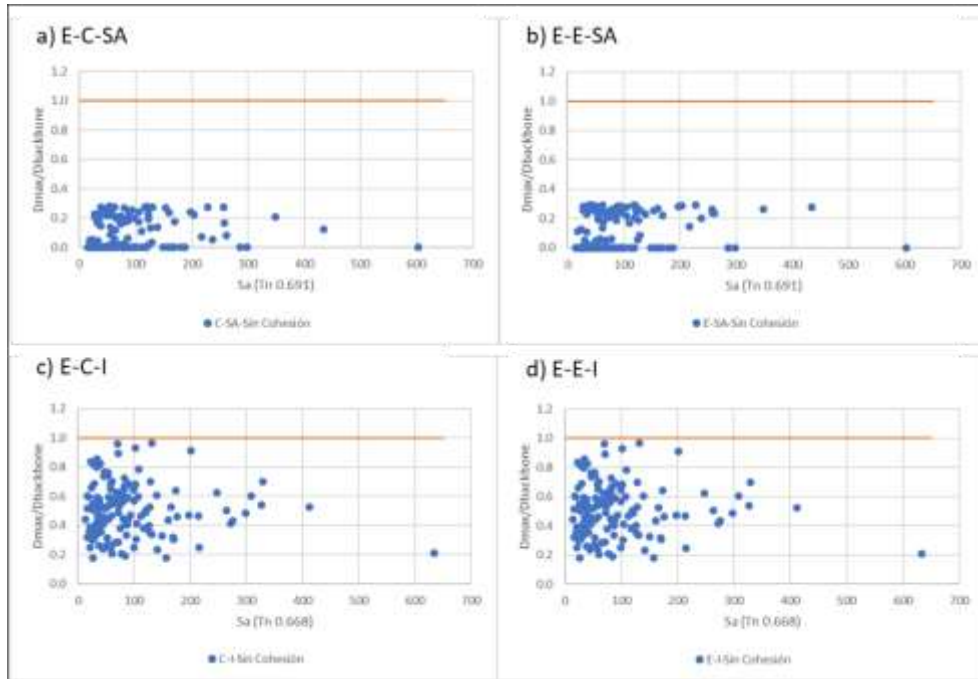


Figura 6- 70 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 500 años en suelo sin cohesión en la dirección longitudinal.

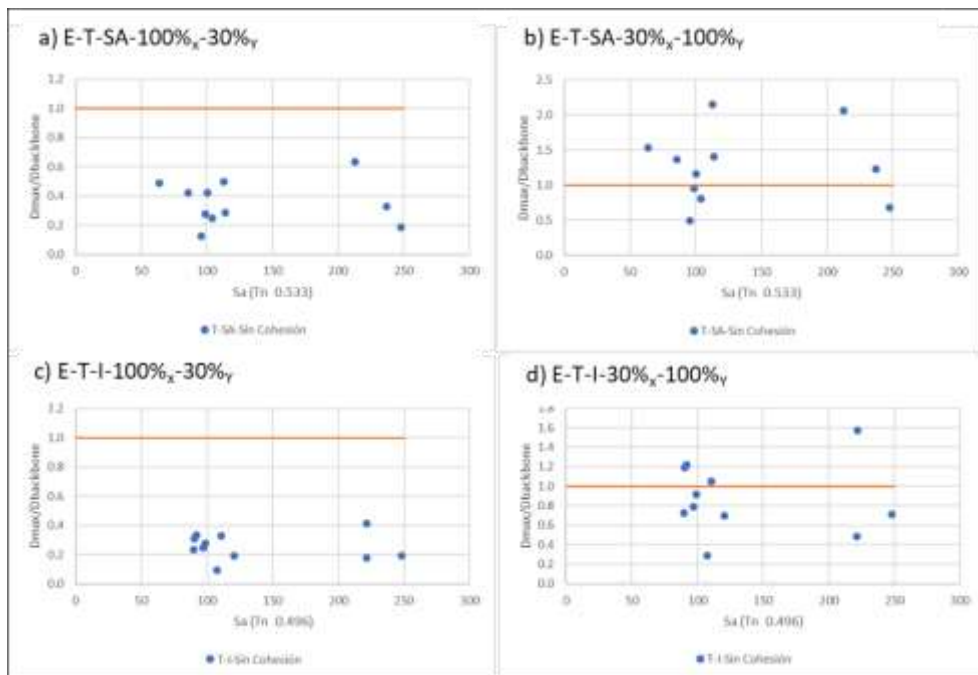


Figura 6- 71 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 500 años en suelo sin cohesión en la dirección transversal.

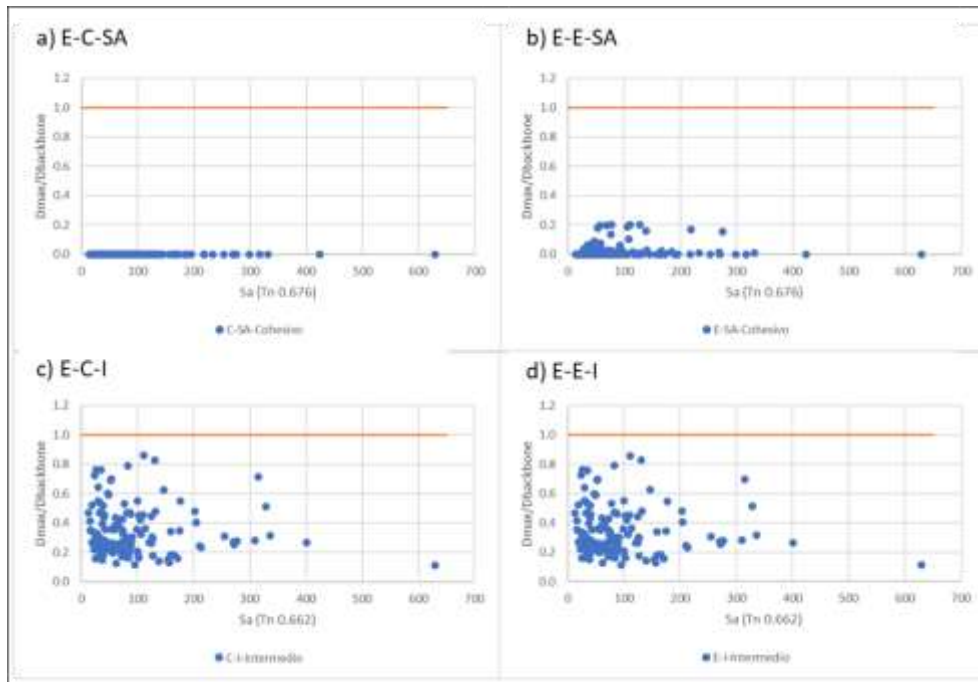


Figura 6- 72 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 500 años en suelo intermedio en la dirección longitudinal.

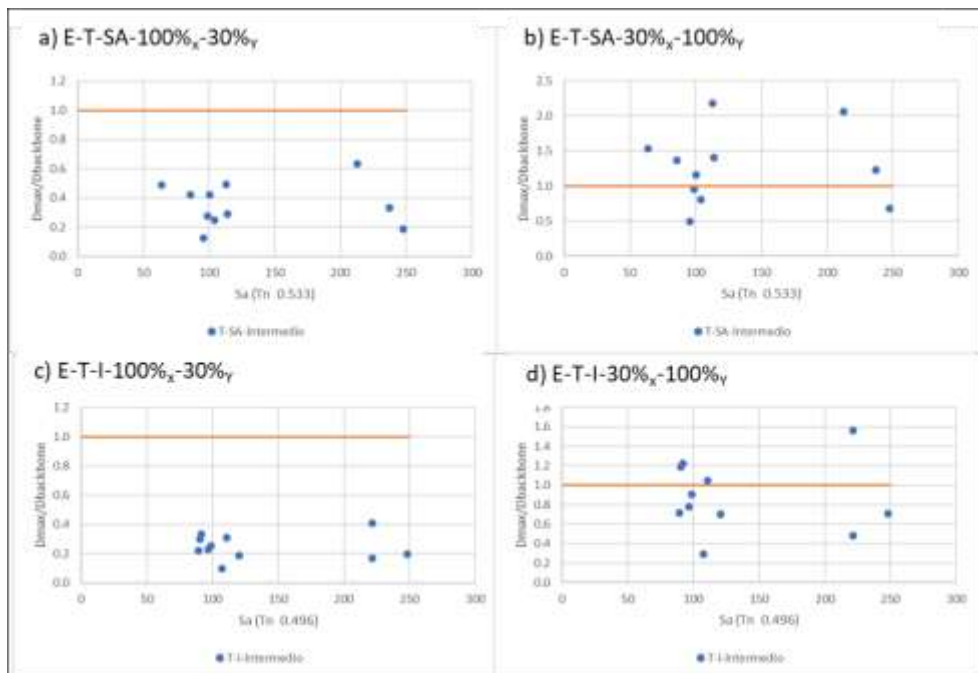


Figura 6- 73 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 500 años en suelo intermedio en la dirección transversal.

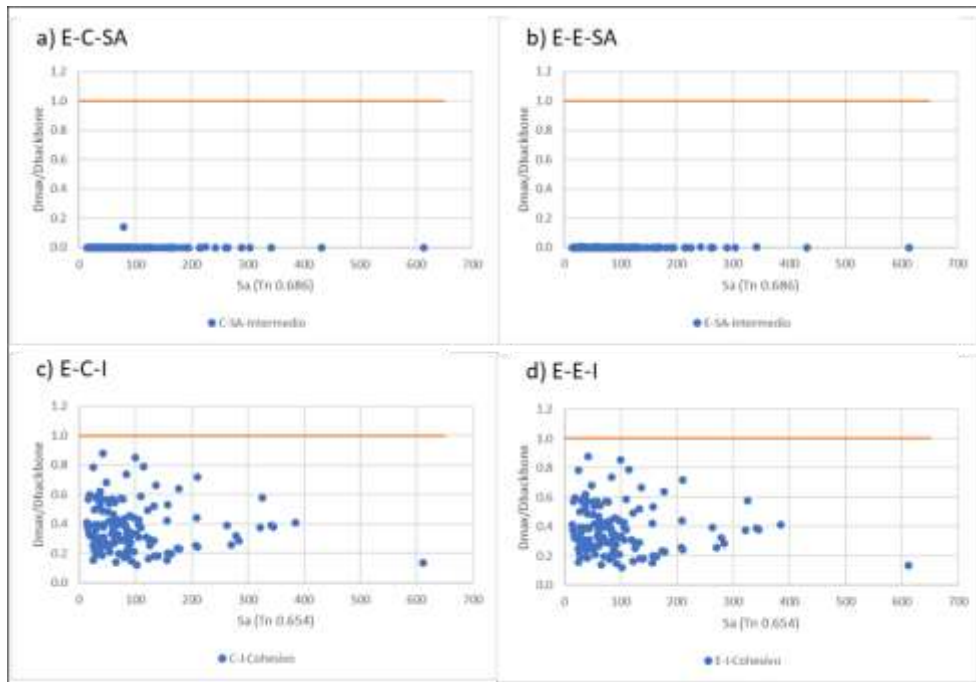


Figura 6- 74 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 500 años en suelo cohesivo en la dirección longitudinal.

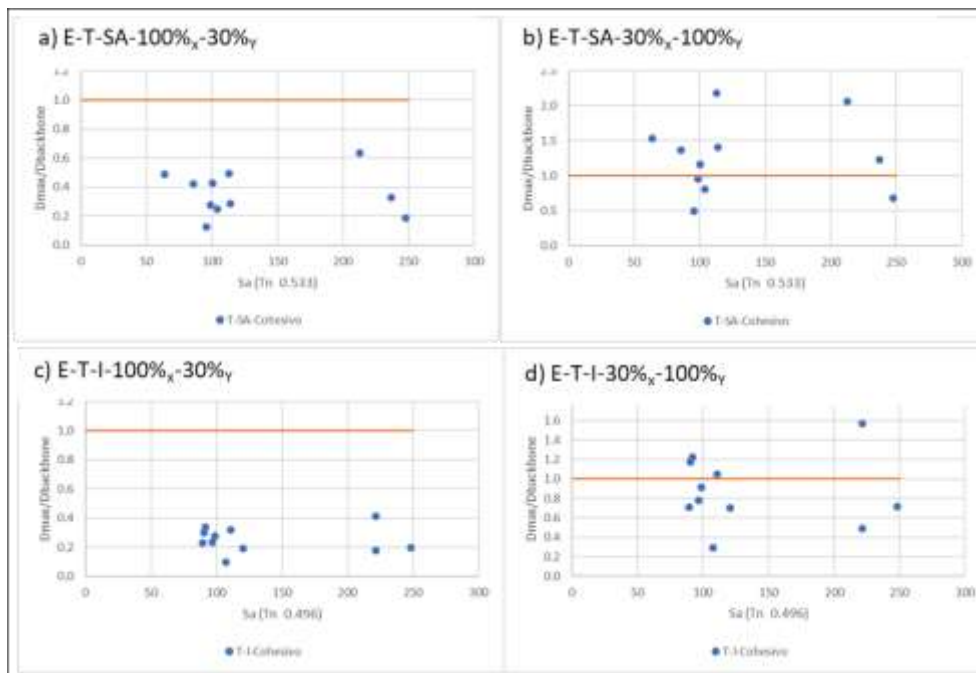


Figura 6- 75 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 500 años en suelo cohesivo en la dirección transversal.

Las Figuras 6-76 a 6-78 se observa la disminución de las demandas de desplazamiento esperadas en estribos y que se relacionan con el daño esperado que va incrementando como función del incremento de la demanda sísmica asociada a los escenarios considerados de TR igual a 2500 años, 1000 años y 500 años, donde se observa que un suelo de relleno cohesivo es tiene mayores beneficios en la respuesta sísmica de los estribos.

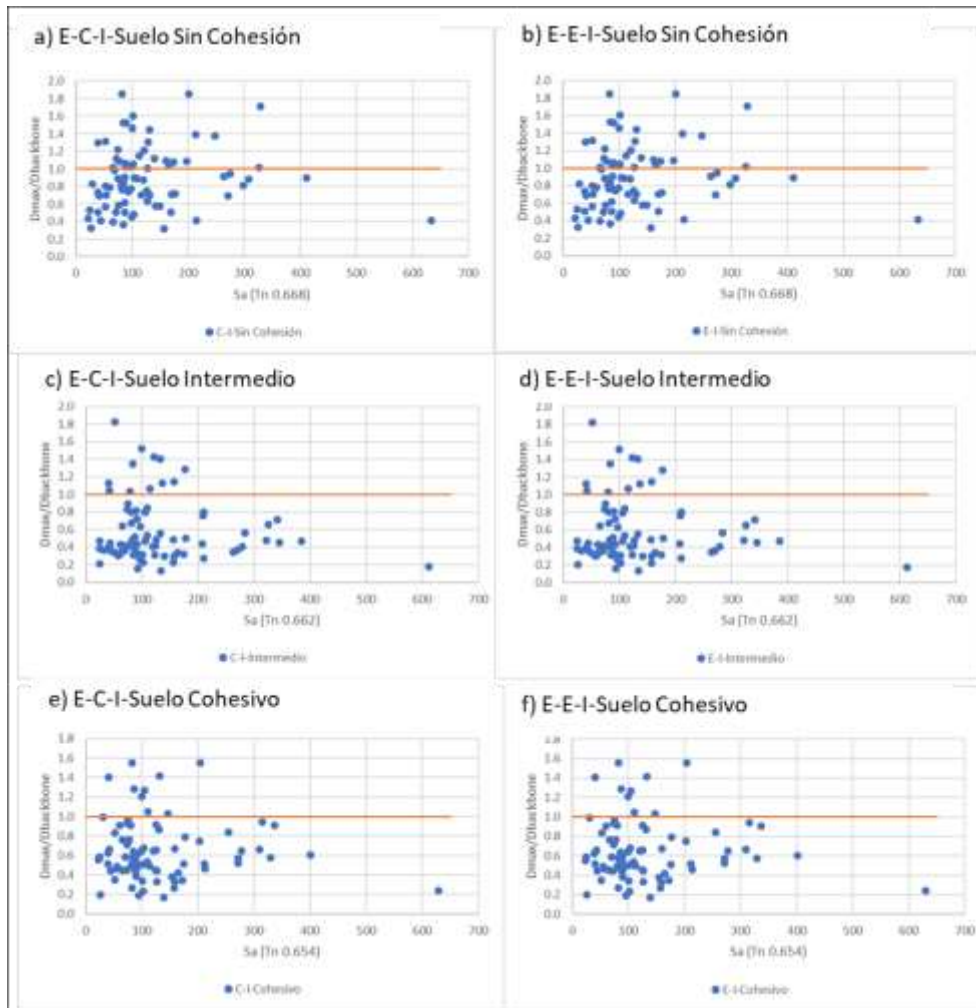


Figura 6- 76 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 2500 años para los tres tipos de suelo en la dirección longitudinal para los puentes integrales.

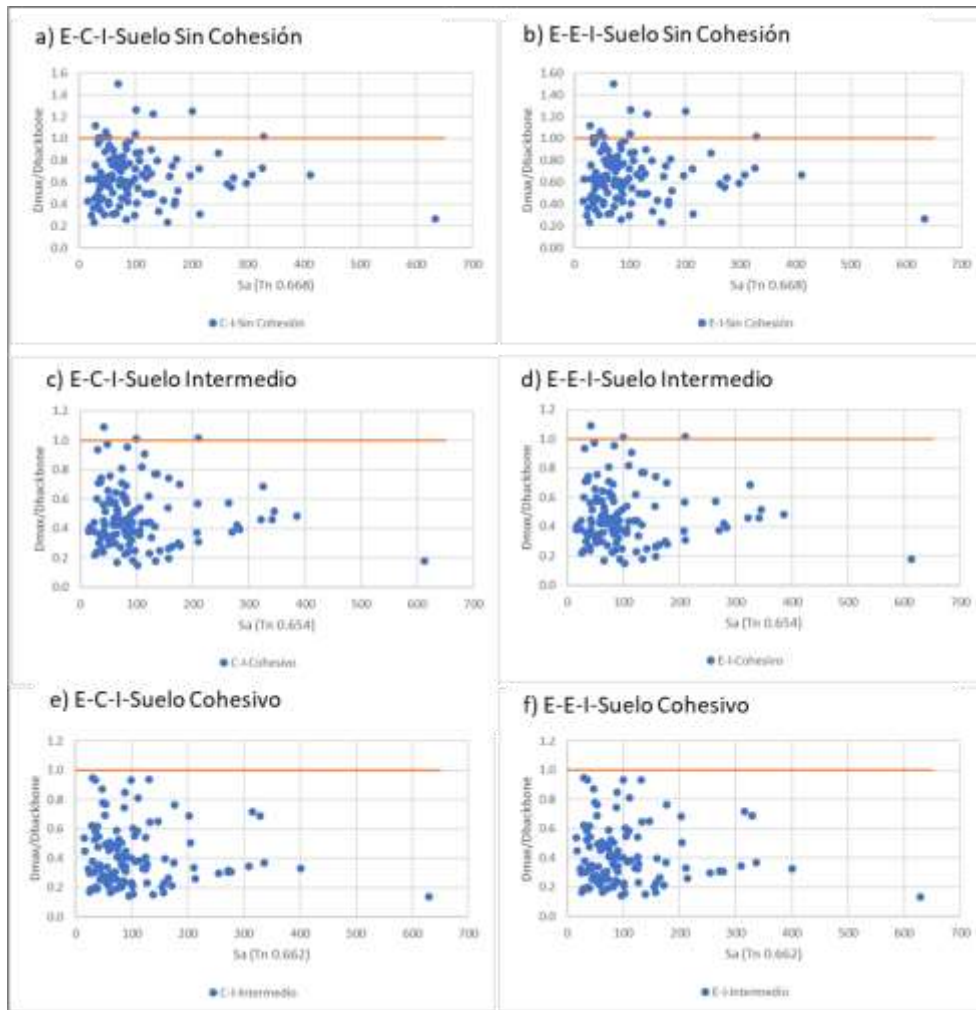


Figura 6- 77 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 1000 años para los tres tipos de suelo en la dirección longitudinal para los puentes integrales.

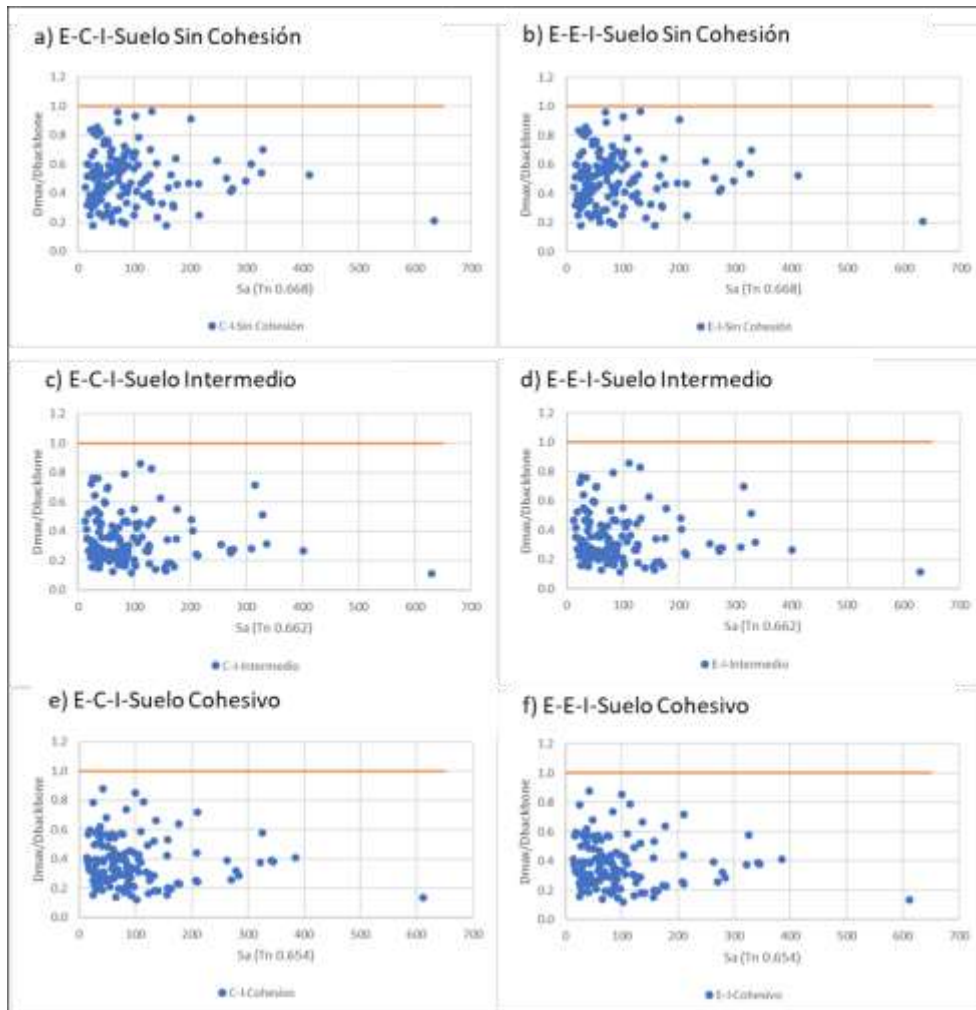


Figura 6- 78 Desplazamiento máximo del estribo / Desplazamiento máximo Backbone contra la Pseudo aceleración, para TR 500 años para los tres tipos de suelo en la dirección longitudinal para los puentes integrales.

De acuerdo con el análisis de resultados se concluye que cuando la componente sísmica es predominante en dirección transversal se espera que los estribos alcancen el estado límite de falla sin importar el tipo de puente (simplemente apoyado o integral) y el tipo de suelo de relleno que se tenga (cohesivo, intermedio y sin cohesión). Por lo contrario, si la componente predominante del sismo actúa en dirección longitudinal, sin importar el escenario sísmico considerado, los estribos estarán sujetos a un gran número de ciclos de carga y descarga sin presentar ningún tipo de daño en los puentes integrales, resultado que concuerda con lo que se reporta por el Ministerio de Fomento (2000).

Los resultados muestran que los estribos son capaces de soportar las demandas sísmicas para escenarios sísmicos representativos a un TR de 500 años, que es caso correspondiente al diseño estipulado actualmente en la normativa (CFE, 2015), pero no para eventos extremos (TR de 1000 y 2500 años) donde las demandas de desplazamiento esperadas en los estribos para estos casos se asocian a daños importantes esperados en estribos a causa de su acción activa.

Conclusiones y trabajos futuros

En el presente trabajo se estudia la viabilidad de utilizar como medio de rehabilitación transformar puentes simplemente apoyados de concreto reforzado en puentes integrales. El objetivo del trabajo fue evaluar el efecto que se tiene en la respuesta de los puentes con respecto de su comportamiento ante cargas dinámicas, y como función de los resultados inferir si convertir los puentes simplemente apoyados en integrales es benéfico o perjudicial. Si el efecto resulta benéfico, esto se reflejaría directamente en una disminución de los costos de mantenimiento que se tienen cada año en los puentes simplemente apoyados por el desgaste de las juntas de dilatación. Para alcanzar el objetivo se modelaron puentes simplemente apoyados de concreto reforzado localizados en la costa del Pacífico de México, considerada como la zona de mayor sismicidad en el país, y se desarrolla un análisis paramétrico que considera como variables el tipo de suelo de relleno localizado en los estribos (cohesivo, intermedio y sin cohesión), tres escenarios sísmicos correspondientes a periodos de retorno de 500, 1000 y 2500 años, y dos tipos de puentes (simplemente apoyados e integrales). Se desarrollaron modelos numéricos que consideran la respuesta no lineal en la historia del tiempo, donde se estudia el comportamiento no lineal del componente suelo-estribo y de las pilas de los puentes. Los resultados del estudio muestran la importancia de considerar en los modelos numéricos el comportamiento no lineal de los estribos referente a sus acciones activa y pasiva tanto en puentes simplemente apoyados como integrales, ya que se encontró que los estribos pueden presentar importantes daños cuando la componente sísmica actúa predominantemente en la dirección transversal. Del análisis de resultados se llega a las siguientes conclusiones:

1. Se presentan importantes reducciones en los elementos mecánicos (carga axial, cortante y momento flexionante) en las pilas de puente al ser transformado en un puente integral, lo cual beneficia el comportamiento puente ya que además de que disminuyen los elementos mecánicos, las pilas de los puentes tendrán mejor desempeño ante acciones sísmicas. Para los escenarios sísmicos considerados no se encontraron cosas que presenten formación de articulaciones plásticas.
2. De la evaluación del estado de daño esperado en las pilas de los puentes ante la demanda sísmica analizada, se concluye que los puentes integrales mejoran su respuesta dinámica ya que solamente se alcanza el estado de daño ligero ante la máxima demanda sísmica considerada (TR=2500 años), mientras los puentes simplemente apoyados presentan daño severo.
3. Los resultados de las demandas de desplazamiento en los estribos corroboraron que es viable el omitir un modelo detallado (no lineal) del sistema suelo-estribo en puentes simplemente apoyados, ya que la transferencia de fuerzas es directa a las pilas, mientras que en el caso de los puentes integrales es muy importante un modelo detallado del comportamiento no lineal de la acción pasiva y activa de estribos, ya que este sistema estructural reduce la transferencia de fuerzas esperada en

las pilas, la cual se concentra en los estribos, y es en estos elementos donde se debe concentrar el detalle para medir las demandas de elementos mecánicos, desplazamientos y estimación del daño esperado, para evitar que los puentes integrales presenten problemas o el colapso ante escenarios sísmicos extremos a que se puedan ver sometidos.

4. Se concluye que se podrían generar mayores problemas en los estribos cuando el suelo de relleno sea sin cohesión.

Finalmente, se llega a la conclusión de que los puentes integrales son una excelente alternativa de rehabilitación, si el objetivo de esta es reducir o eliminar los costos de mantenimiento que se tienen cada año por la habilitación de las juntas de dilatación que se tienen en puentes simplemente apoyados, debido a que el transformar estos en puentes integrales evita por complemento el uso de juntas de dilatación y mejor el comportamiento de las pilas ante demandas sísmicas; sin embargo, es importante resaltar que al convertir los puentes en integrales, se debe cuidar la resistencia que se provea en el componente suelo-estribo en su dirección transversal, ya que este resulta ser un aspecto crítico en la respuesta dinámica de un puente integral; lo cual se puede evitar mejorando la resistencia y propiedades en general del suelo de relleno mediante polímeros y otros materiales que se tienen en el mercado.

Trabajos futuros

La investigación que se presenta en este trabajo debe ser complementada con la evaluación de estados de daño esperados en los estribos, esto mediante el desarrollo de modelos numéricos que incluyan todo el detalle del componente de los estribos que permita cuantificar la formación de diferentes mecanismos de colapso que se puedan presentar en estos elementos. Así como estudiar con detenimiento los efectos de cambios de temperatura a que pueden verse expuestos los puentes integrales. Adicionalmente, es importante evaluar el costo de la transformación de puentes simplemente apoyados a integrales, así como los costos de mantenimiento, y las pérdidas esperadas a lo largo de la vida útil, para poder hacer un análisis costo-beneficio de la viabilidad de la propuesta.

Bibliografía

- AASHTO. (2017). *AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS*. Washington DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO, A. (2004). *American Association of State Highway Transportation Officials*. DC, USA: LRFD Bridge Design Specifications, 3rd ed.
- Abendroth RE, G. L. (May 2007). An integral abutment bridge with precast concrete piles. IHRB project TR-438 final report. *Iowa Highway Research Board and Iowa Department of Transportation*.
- Anibal, C. Z. (Septiembre 2014). DISEÑO DE UN PUENTE CON. *Práctica Supervisada: Ingeniería Civil*. Universidad Nacional de Córdoba, Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, Córdoba, Argentina.
- API, (. P. (2000). *Recommended practice and planning, designing, and constructing fixed offshore platforms*. Washington DC, USA.
- Aviram, A., Mackie, K. R., & Stojadinović, B. (2008, August). Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California. *PACIFIC EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER*, 43-49.
- B. Kong, C. C. (2016). Parametric study of an integral abutment bridge supported. *Engineering Structures*, 37-48.
- Basoz, N., & Mander, J. (1999). *Enhancement of the highway transportation module in HAZUS*. National Institute of Building Sciences Report.
- Bennett, J. S. (1996, February). Study of bridge approach behavior and recommendation on improving current practice - Phase I. *WV DOT RP 106/CFC, West Virginia Dept. of Transportation*, 95-214.
- Burke Jr, M. (1990). Integral bridge design is on the rise. *AISC Mod Steel Constr*, 9-11.
- Burke, J. (1990). Integral bridges. Transportation research record, No 1275. *Transportation Research Board, National Research Council*, Washington (DC, USA).
- Burke, M. P. (2009). *Integral & Semi-Integral Bridges*. Iowa, USA: WILEY-BLACKWELL.
- Caltrans. (1990). *Caltrans Structures Seismic Design References*. California Department of Transportation, Sacramento, CA: First edition.
- Caltrans. (1999). *Caltrans Seismic Design Criteria*. California Department of Transportation, Sacramento, CA: First edition.
- CALTRANS. (2019). *SEISMIC DESIGN CRITERIA VERSION 2.0*. California Department of Transportation, Sacramento, California.

- CFE, C. (2015). *Manual de obras civiles*. México.
- Cruz, V. J., Gómez, S. C., & Frías, A. R. (2018). UNA REVISIÓN DE PUENTES COLAPSADOS POR SOCAVACIÓN. *XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Campeche.
- D.L. Vega García, S. (2012). PROCESO CONSTRUCTIVO DE PUENTES INTEGRALES CORTOS. *Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil*. UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, Cd. México, México.
- Dennemann, K. L. (2009). Life-Cycle Cost-Benefit (LCC-B) Analysis for Bridge Seismic Retrofits. *A THESIS SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT, Master of Science*. RICE UNIVERSITY, HOUSTON, TEXAS.
- Dicleli M, A. S. (2002). *Maximum lengths of integral abutment bridges based on the strength of abutments and the performance of steel H-Piles under cyclic thermal loading*. Bradley University: Department of Civil Engineering and Construction.
- Dicleli, M. (2000). A rational design approach for prestressed-concrete-girder integral bridges. *Engineering Structural*, 45-230.
- Dicleli, M. (2007). Supplemental elastic stiffness to reduce isolator displacements for seismic-isolated bridges in near fault zones. *Engineering Structural*, 29-75.
- Dicleli, M., & M.ASCE. (2005). Integral Abutment-Backfill Behavior on Sand Soil-Pushover Analysis Approach. *JOURNAL OF BRIDGE ENGINEERING © ASCE*, 354-364. doi:10.1061/~ASCE!1084-0702~2005!10:3~354!
- Fenves, G. L., & Ellery, M. (1998, December). Behavior and Failure Analysis of a Multiple-Frame Highway Bridge in the 1994 Northridge Earthquake. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*.
- Freyermuth, C. L. (1969, Abril). Design of Continuous Highway Bridges with Prestressed Concrete. *P CI Journal , Precast/Prestressed Concrete Institute*, 14(2).
- Frías A., R. (2013). *Pérdida de conectividad por colapso de puentes*. Retrieved from <http://www.amivtac.org/esp/1/biblioteca-virtual/documentos/presentaciones/iii-seminario-internacional-de-puentes-experiencias-de-desastres-en-puentes-de-mexico>
- GangaRao, H., Thippeswamy, H., Dickson, B., & and Franco, J. (November 1966). Survey and design of integral abutment bridges. *Workshop on Integral abutment bridges*, (pp. 13-15). Pittsburgh, PA.
- Gil, P. A. (2021). Índice de confiabilidad de puentes localizados en la costa sur del pacífico para la acción de socavación y sismo. *TESIS para obtener el grado de maestro en ingniería en el área de estructuras*. Universidad

Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Facultad de Ingeniería Civil,
Posgrado Área de Estructuras, Morelia, Michoacán, México.

- Guadalupe, L. C. (2013). FUNCIONES DE DEMANDA ESTRUCTURAL DE PUENTES CARRETEROS TÍPICOS EN MÉXICO. *Tesis (Grado de Maestra en Ingeniería en el Área de Estructuras)*. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería Civil, Morelia, Michoacán.
- Hideaki Nishida, H. M. (2012). *DESIGN AND CONSTRUCTION GUIDELINE OF INTEGRAL ABUTMENT BRIDGES FOR JAPANESE HIGHWAYS*. Japan.
- Hoppe, E. J. (October 1996). Hoppe, E. J. and Gomez, J. P. (1996). Field study of an integral backwall. *Transportation Research Council*, 47.
- Husain I, B. D. (1996). *Integralabutment bridges. Report SO-96-01*. Ontario, Canada.
- IMT. (2020). *Instituto Mexicano del Transporte*. Retrieved from Red Nacional de Caminos: <http://189.254.204.50:83/#>
- Jara, J. M. (2009). Desarrollo de un Procedimiento para Reducir la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes en México. *Informe Técnico para el CONACYT*. México.
- Kerokoski, O. (2005). *Soil-structure interaction of jointless bridges with integral abutments. Research Report 63*. Laboratory of Foundation and Earth Structures; Tampere University of Technology. Department of Civil Engineering.
- Kunin, J., & Alampalli, S. (2000). Integral abutment bridges: current practice in the United States and Canada. Special Report 132. *JOURNAL OF PERFORMANCE OF CONSTRUCTED FACILITIES*, 104-111.
- Mander JB, & S. (2009). Loss model for seismically damaged structures. *Proc. Structures Congress, ASCE*, (pp. 1077-1086). Austin, TX.
- Mander, J. B., Priestley, J. N., & Park, R. (1988). THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE. *Journal of Structural Engineering*, 1804-1826.
- Ministerio de Fomento, D. G. (2000). *Guía para la Concepción de Puentes Integrales en Carreteras*. España.
- Moustafa, A.-A., Murashev, A., Palermo2,, A., Andisheh, K., Wood, J., & Goodall, D. (2017). *Criteria and Guidance for the Design of Integral Bridges*. University of Canterbury: Opus International Consultants Ltd.
- Murat Dicleli, S. E. (2010). Effect of soil-bridge interaction on the magnitude of internal forces in integral. *Engineering Structures*, 129-145.

- Murat, D., & Semih, E. (2010). Effect of soil-bridge interaction on the magnitude of internal forces in integral abutment bridge components due to live load effects. *Engineering Structures*, 129-145.
- Nielson, B. G. (2005). Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in. *A Thesis Presented to The Academic Faculty In Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree Doctor of Philosophy*. School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Georgia.
- NTC. (2017). *Normas Técnicas Complementarias, Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México*. CD México: Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- Oesterle, R. G., Tabatabai, H., Lawson, T. J., Refai, T., Volz, J. S., & Scanlon, A. (1998). Jointless and integral abutment bridges summary report. CTL of Skokie,. *HWA*.
- Orozco, M. M. (2013). MODELOS DE PÉRDIDA DE PUENTES DE LONGITUD MEDIA. *TESIS que para obtener el grado de Maestro en Ingeniería*. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Facultad de Ingeniería Civil, Maestría en Ingeniería en el Área de Estructuras, Morelia, Michoacán, México.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. New Zealand: Ed. Wiley.
- Preston A. Huckabee, M. P. (2005, March 16-18). Plastic Design of Steel HP-Piles for Integral Abutment. *Integral Abutment and Jointless Bridges*, 270-280. Baltimore, Maryland.
- Red Nacional de Caminos. (2021, Septiembre 10). Retrieved from <http://189.254.204.50:83/>
- Robert J. Frosch, M. W. (2006). The In-Service Behavior of Integral Abutment Bridges:. *THE 2005 – FHWA CONFERENCE* (pp. 36-40). Baltimore, Maryland: Federal Highway Administration – USDOT, West Virginia Department of Highways - WVDOT.
- Rodolfo F. Maruri, P. a. (2005). Survey Summary. *Integral Abutments and Jointless Bridges THE 2005 – FHWA CONFERENCE* (pp. 12-29). Baltimore, Maryland: Federal Highway Administration – USDOT, West Virginia Department of Highways - WVDOT.
- Román, A. C. (2018). PUENTES SEMI-INTEGRALES APLICACIÓN A PUENTES EXISTENTES. *Tesis para obtener el grado de maestro en Ingeniería con opción terminal en estructuras*. BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA, Puebla, Puebla.
- Sami Arsoy, R. M. (November 1999). *The Behavior of Integral Abutment Bridges*.
- Sánchez Ibarra, A. R. (2019). LA SOBRESISTENCIA EN PUENTES MEXICANOS DE CONCRETO REFORZAD. *(Tesis para el grdo de Doctor*

en Ingeniería Civil, Especialidad en Estructuras). Programa de Doctorado en Ingeniería Civil - Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería de la Universidad de Oporto, Oporto, Portugal. Retrieved from <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/121785/2/345225.pdf>

SCT. (2014). *Secretaría de Comunicaciones y Transportes, PRINCIPALES ESTADÍSTICAS DEL SECTOR COMUNICACIONES Y TRANSPORTES, CARRETERAS*. Ciudad de México.

SCT, D. (2019, Abril 12). *Secretaría de Comunicaciones y Transportes*. Retrieved from Dirección general de conservación de carreteras: <https://www.sct.gob.mx/carreteras/direccion-general-de-conservacion-de-carreteras/puentes-de-la-red-federal-de-carreteras/>

Semih Erhan, M. D. (2014). Effect of dynamic soil–bridge interaction modeling assumptions on the. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 42-55.

Semih, E., & Murat, D. (2014). Effect of dynamic soil–bridge interaction modeling assumptions on the calculated seismic response of integral bridges. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 42-55.

Siqueira, G. H., Tavares, D. H., Paultre, P., & Padgett, J. E. (2014). Performance evaluation of natural rubber seismic isolators as a retrofit measure for typical multi-span concrete bridges in eastern Canada. *Engineering Structures*. Retrieved from <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.03.009>

Susan Faraji, J. M. (2001). NONLINEAR ANALYSIS OF INTEGRAL BRIDGES. *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING*, 454-461.

Susan, F., Ting, J. M., Members, A., Crovo, D. S., & Ernst, H. (2001). NONLINEAR ANALYSIS OF INTEGRAL BRIDGES. *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING*, 454-461.

Transportation, D. o. (Albany, N.Y.). Integral bridge abutments: Report on condition and performance. *Struct. Des. Constr. Div*, 1995.

Vasant, C. (2005). *Integral abutment and Jointless Bridges*. West Virginia University.

Vela O., V. A., & Ayabaca C., T. (2013). DISEÑO DE ESTRIBOS PARA PUENTES VEHICULARES. *TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO LA OBTENCIÓN DEL*. UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR, FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS FÍSICAS, QUITO, ECUADOR.

Weakley, K. V. (2005). VDOT integral bridge design guidelines. *FHWA conference on Integral Abutment and Jointless Bridges*.

Wolde-Tinsae AM, K. J. (1988). Performance of jointless bridges. *ASCE J Perform Constr Facil*, 28-111.