

# Functionality Continuity of Bridges with Pendulums of Triple Friction in the Coast of Peru

Alonso Aguayo, Bachiller<sup>1</sup>, Guillermo Huaco, PhD PE Profesor<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Ingenieria Civil, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Perú, u201317665@upc.edu.pe, pccighua@upc.edu.pe

*Abstract -- Due to the seismic danger that remains on the coast of Peru, bridges along the Peruvian coast are very vulnerable to collapse or pause in their use. Due to this, guaranteeing the continuous functionality is a necessity, this evaluating maximum displacement of those according to what is specified by the Peruvian seismic design codes in such a way that the bridge remains in use after a major seismic event. We propose the use of triple friction pendulum seismic insulators that have better behavior than elastomeric insulators, since the horizontal displacements of platform-level response of the bridges are smaller. It is proposed criteria to use for the seismic response spectrum of the pseudo-accelerations that coincide with the estimated seismic probabilities in Peru and varying the value of R according to the seismic demand required. Eight bridge models in steel and reinforced concrete are presented, which according to the Ministry of Transport and Communications of Peru are typical in the coast of Peru, which is the area of high seismic hazard. Finally, this work proposes the implementation of triple friction pendulum insulators according to different levels of seismic demand, defined by the value of R used. In this way it could guarantee the continued functionality of the bridges even in situations in which the elastomeric isolators may not have a better response than those of triple friction pendulums.*

*Keywords – Bridges, seismic reduction factor, triple friction pendulum, displacement, seismic isolator.*

Digital Object Identifier (DOI):  
<http://dx.doi.org/10.18687/LACCEI2019.1.1.416>  
ISBN: 978-0-9993443-6-1 ISSN: 2414-6390

# Funcionalidad Continua de Puentes con Péndulos de Triple Fricción en la Costa del Perú

Alonso Aguayo, Bachiller<sup>1</sup>, Guillermo Huaco, PhD PE Profesor<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Ingeniería Civil, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Perú, u201317665@upc.edu.pe, pccighua@upc.edu.pe

**Resumen**– Debido al peligro sísmico que se mantiene en la costa del Perú, los puentes a lo largo de la costa peruana son muy vulnerables a colapso o pausa de su uso. Debido a ello, el garantizar la funcionalidad continua es una necesidad, ello evaluando desplazamientos máximos de los según lo especificado por los códigos peruanos de diseño sísmico de tal manera que el puente se mantenga en uso después de un evento sísmico importante. Se propone el uso de aisladores sísmicos de péndulo de fricción triple que tienen mejor comportamiento que los aisladores de elastómeros, puesto que los desplazamientos horizontales de respuesta a nivel de plataforma de los puentes son menores. Establecemos un criterio de utilización para el espectro de respuesta sísmica de las pseudo-aceleraciones que coinciden con las probabilidades sísmicas estimadas en el Perú, y variando el valor de R según la demanda sísmica requerida. Se presentan ocho modelos de puentes en acero y concreto armado, que según el Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú son típicos en la costa del Perú que es la zona de mayor peligro sísmico. Finalmente, este trabajo propone la implementación aisladores de péndulo de fricción triple según distintos niveles de demanda sísmica, definido por el valor de R usado. De esta manera de podría garantizar la funcionalidad continua de los puentes incluso en situaciones en las que los aisladores elastoméricos pueden no tener mejor respuesta que los de péndulos de triple fricción.

**Palabras Clave:** Puentes, factor de reducción sísmico, péndulo de triple fricción, desplazamiento, aislador sísmica.

**Abstract**– Due to the seismic danger that remains on the coast of Peru, bridges along the Peruvian coast are very vulnerable to collapse or pause in their use. Due to this, guaranteeing the continuous functionality is a necessity, this evaluating maximum displacement of those according to what is specified by the Peruvian seismic design codes in such a way that the bridge remains in use after a major seismic event. We propose the use of triple friction pendulum seismic insulators that have better behavior than elastomeric insulators, since the horizontal displacements of platform-level response of the bridges are smaller. It is proposed criteria to use for the seismic response spectrum of the pseudo-accelerations that coincide with the estimated seismic probabilities in Peru and varying the value of R according to the seismic demand required. Eight bridge models in steel and reinforced concrete are presented, which according to the Ministry of Transport and Communications of Peru are typical in the coast of Peru, which is the area of high seismic hazard. Finally, this work proposes the implementation of triple friction pendulum insulators according to different levels of seismic demand, defined by the value of R used. In this way it could guarantee the continued functionality of the bridges even in situations in which the elastomeric isolators may not have a better response than those of triple friction pendulums.

Digital Object Identifier (DOI):

<http://dx.doi.org/10.18687/LACCEI2019.1.1.416>

ISBN: 978-0-9993443-6-1 ISSN: 2414-6390

**Keywords**– Bridges, seismic reduction factor, triple friction pendulum, displacement, and seismic isolator.

## I. INTRODUCCIÓN

Los actuales manuales de puentes, reglamentos y normas peruanas, referentes al diseño y comportamiento de las estructuras ante los eventos sísmicos, son basados en “los estados límites” para cumplir con los objetivos de constructabilidad, seguridad y servicibilidad, así como con la debida consideración en lo que se refiere a inspección, economía y estética [1]. Esto quiere decir que cierto nivel de daños y destrucción estructural es permitida y prevista, siendo la principal preocupación de estos manuales, normas y estándares, no la integridad absoluta de la estructura del puente, sino la de proteger las vidas de los usuarios finales [1]. Sin embargo, preservar también la vida, salud e integridad de las estructuras mismas, no solo para evitar el colapso, es un requerimiento para asegurar la continuidad de uso y funcionamiento de los puentes en situaciones de emergencia que aparecen durante este tipo de eventos sísmicos [2].

Para el presente trabajo se estudia el desplazamiento máximo permisible y potencial según la norma, según los potenciales sismos de diseño y sus respectivos máximos supuestos, para establecer la eficiencia y aplicabilidad de la solución tecnológica propuesta en esta investigación. De tal manera, que esta investigación se basa en el supuesto estipulado que todas las otras variables de diseño posibles consideradas como resistencia de subestructura y superestructura del puente, cumplen con los requerimientos de funcionalidad continua, propuestas por los muchos documentos de normas y estándares de estructuras como son ASCE 7-16 y AASHTO [4].

Los Péndulos de Triple Fricción han sido utilizados con éxito en diversos países y demuestra una capacidad de resistencia sísmica de más del 400% comparado con puentes sin esta tecnología [5]. Es una tecnología de aisladores sísmicos que asegura una respuesta adaptativa de las estructuras ante las diversas intensidades e impredecibilidad de los sismos. Los péndulos de triple fricción incorporan tres péndulos en un solo rodamiento (cojinete), cada uno con propiedades seleccionadas para optimizar las respuestas de las estructuras ante las diferentes fuerzas y frecuencias de los sismos [8].

La sismicidad histórica del Perú nos muestra la ocurrencia de sismos destructivos desde el siglo XVI hasta el presente, con un saldo muy grande de pérdidas humanas y materiales.

Se observa en la Tabla 1 que existe un silencio sísmico de importancia en la zona, de más de 70 años; que tienen un tiempo de retorno de 2500 años, o 2% de probabilidad de ocurrencia en 50 años; y dada la tabla mostrada a continuación, vemos que el último sismo superior a los 8 grados de magnitud ( $M_w > 8.0$ ) en la ciudad de Lima, fue registrado en el año 1940, de 8.2 grados, y en la ciudad de Ica en 1942, de 8.4 grados. Aun así hubo un sismo de  $M_w$  7.9 grados en Ica en el año 2007. El prolongado silencio sísmico que existe en la costa central y las consecuentes acumulaciones energéticas en la subducción de la placa de Nazca debajo de nuestro litoral, nos obligan a tomar nuevas medidas preventivas y de disminución de riesgo para un eventual sismo de gran magnitud [6].

TABLA 1. Historia de Eventos Sísmicos en Costa del Perú

ISOSISTAS			7.9	10/07/1821	arequipa	7.0	12/10/1950	ica
MAGNITUD	FECHA	LUGAR	7.7	18/09/1833	tacna	7.7	12/12/1953	tumbes
7.9	22/01/1582	arequipa	8.6	13/08/1868	arica	7.3	15/01/1958	arequipa
8.1	10/07/1586	lima	7.7	20/09/1897	lima	7.5	13/01/1960	arequipa
7.9	19/02/1600	moquegua	7.0	04/03/1904	lima	7.0	15/01/1960	ica
8.4	24/11/1604	arequipa	8.0	24/07/1912	piura	7.0	24/09/1963	ancash
7.8	14/02/1619	la libertad	7.0	28/07/1913	arequipa	7.5	17/10/1966	lima
7.8	12/05/1664	ica	7.7	08/06/1913	arequipa	7.7	31/05/1970	ancash
8.2	20/10/1687	lima	8.5	10/11/1939	arequipa	7.1	12/10/1970	tumbes
7.2	21/10/1687	arequipa	8.2	24/05/1940	lima	7.5	10/03/1974	lima
7.7	07/01/1725	lima	8.4	24/08/1942	ica	7.7	11/12/1996	ica
8.4	29/10/1746	lima	7.0	30/09/1946	ica	8.2	23/06/2001	arequipa
8.0	13/05/1784	arequipa	7.2	11/10/1946	ancash	8.0	15/08/2007	ica
			7.1	05/11/1948	moquegua	7.0	25/09/2013	arequipa

## II. TIPO DE PUENTES EN EL PERÚ

El Perú cuenta con 2227 puentes en uso, entre nuevos y viejos, en buen estado y mal estado, cumpliendo su medida de diseño y muchos de ellos sobrepasando también su capacidad de servicio. De estos puentes, se planeaba construir y reconstruir 1001 puentes para 2016, de los cuales el 60% se encuentra la zona altamente sísmica del Perú que es la costa [7], sin embargo, dadas las condiciones sociopolíticas y económicas, apenas se ha logrado realizar poco más de la mitad. Existen principalmente puentes de acero y de concreto armado, principalmente de 2 carriles y de 4 carriles, también típicamente isostáticos, sean de un solo tramo o de múltiples tramos. Los puentes seleccionados son por su repetición de uso, aplicaciones y características similares que se presentan a lo largo de la costa del Perú y tipificados de la siguiente manera explicada en Tabla 2 y mostrados en las Figura 1 a la Figura 4:

TABLA 2. Tipos de Puentes de estudio

MATERIAL	CARRILES	TRAMOS	LONGITUD	TIPO
ACERO	2	1	25m	I
		2	50m	II
	4	1	25m	III
		2	50m	IV
CONCRETO	2	1	25m	V
		2	50m	VI
	4	1	25m	VII
		2	50m	VIII

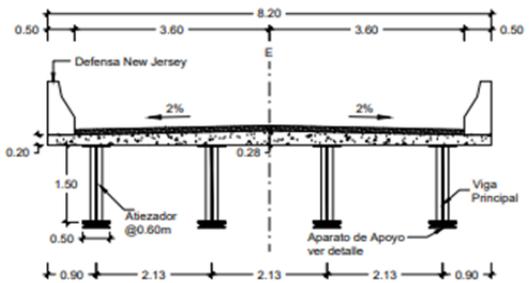


Figura 1: Sección de Puente TIPO I y II

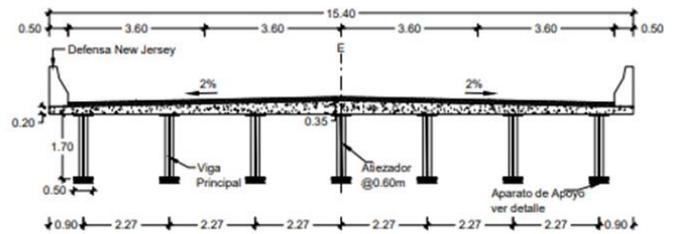


Figura 2: Sección de Puente TIPO III y IV

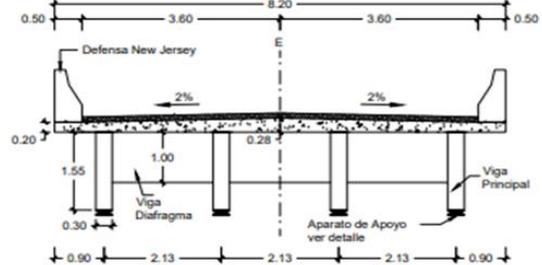


Figura 3: Sección de Puente TIPO V y VI

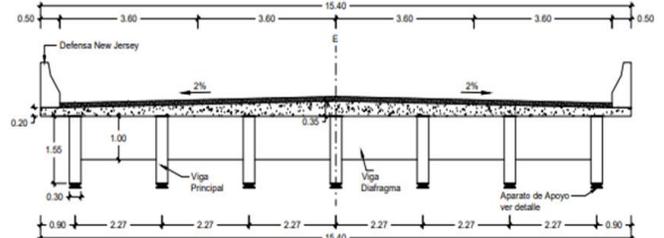


Figura 4: Sección de Puente TIPO VII y VIII

## III. FUNCIONALIDAD CONTINUA EN PUENTES

El concepto de Funcionalidad Continua consiste en incorporar y garantizar específicamente la sobrevivencia de estas estructuras esenciales ante un sismo severo, sin daños y con toda la capacidad de seguir brindando servicio para todas las necesidades básicas de los usuarios.

Los puentes son estructuras vulnerables y se hallan entre los elementos esenciales de comunicación, los cuales deben permanecer en funcionamiento después de un sismo. Los

puentes son estructuras esenciales en el desarrollo y funcionamiento de una ciudad y entre ciudades, para los flujos de comunicación, economía y supervivencia de sus habitantes.

Según las normas sísmicas del Perú [13], se requiere que las estructuras esenciales como puentes, mantengan su funcionamiento después de un terremoto de gran magnitud, sin embargo, no satisfacen este requisito. La incongruencia de esta norma es que las disposiciones de este código para las instalaciones esenciales tienen la intención de limitar la probabilidad de colapso a menos del 3%, pero no evitar daños ni mantener la funcionalidad después de un terremoto. Esta filosofía de diseño solo garantiza la preservación de vidas, a costa de la degradación estructural. Esto no es aceptable en el caso de un puente, o de un hospital, el cual no puede ser cerrado inmediatamente después de un evento sísmico para reparaciones, sino que es allí cuando más se necesita en funcionamiento.

#### A. Estándares de Funcionalidad Continua

La falta de estándares en la industria ha resultado en estructuras aisladas que con frecuencia son más seguras, pero algunas veces son más peligrosas que todas las estructuras que cumplen con los códigos que han sido construidas durante las décadas recientes. La falta de estándares ha resultado en muchos abusos del concepto de aislamiento sísmico, implementado por individuos no calificados, con el objetivo de vender sus aisladores “no calificados” o construidos sin regulación alguna. Los aisladores fabricados sin estándares son peligrosos, y están poniendo en riesgo las vidas de miles de personas. La adopción de nuevos estándares para todo el rubro sísmico-estructural, y especialmente para aisladores y amortiguadores sísmicos, es un requisito fundamental de seguridad pública, tal como es la intención de los códigos de diseño estructural [14].

Además de evitar confiablemente el colapso de la estructura, este estándar debe incluir provisiones para mantener la funcionalidad post-terremoto de las estructuras aisladas. Estas provisiones son consistentes con los Criterios de Diseño del Aislamiento Sísmico para Desempeño de Funcionalidad Continua [14], [15]. Para edificios, esos criterios requieren limitar la deriva de piso y las aceleraciones de piso para reducir el daño en los componentes arquitectónicos, y en los contenidos de los edificios. Para puentes, los criterios de Funcionalidad Continua requieren que las juntas de dilatación tengan suficiente capacidad de desplazamiento para acomodar los movimientos sísmicos y térmicos. Para ambos, edificios y puentes, los criterios de Funcionalidad Continua requieren que las líneas de servicios básicos y las conexiones que cruzan los sitios de movimientos por aislamiento sísmico tengan suficientes capacidades de desplazamiento para acomodar los desplazamientos sísmicos y térmicos.

#### B. Péndulo de Triple Fricción

Estos aisladores utilizan una superficie de deslizamiento, generalmente de acero inoxidable, sobre la que desliza una placa de acero revestida de Politetra Fluoro Etileno (PTFE), siendo el más usado el “Teflón”. La superficie de deslizamiento permite el movimiento horizontal de la estructura de manera independiente al suelo, logrando disipar energía por medio de las fuerzas de rozamiento que se generan durante la acción del sismo. El coeficiente de fricción del aislador depende de la temperatura de trabajo, la presión de contacto, la velocidad de movimiento, el estado de las superficies de contacto (limpieza, rugosidad, etc.), y el envejecimiento. Estos sistemas requieren mayor mantenimiento y cuidado, ya que cualquier modificación en las superficies deslizantes puede resultar en un coeficiente de fricción distinto al valor adoptado en el diseño [16].

Los péndulos friccionales cuentan con un deslizador articulado ubicado sobre una superficie cóncava que permite que la estructura regrese a su posición inicial debido a la geometría de la superficie y a la fuerza inducida por la gravedad. La superficie de deslizamiento es revestida con PTFE, que es un material plástico que puede contar con relleno de varios materiales como vidrio, carbón, bronce y grafito. Pueden ser de simple curvatura cóncava llamado Frictional Pendulum, FP o de una superficie de deslizamiento cóncavo de doble curvatura denominado Double Friction Pendulum, DFP y el triple péndulo de fricción o Triple Friction Pendulum, TFP que incorpora 3 péndulos en un solo apoyo, cada uno con propiedades seleccionadas para optimizar la respuesta de la estructura a diferentes fuerzas sísmicas y frecuencias de vibración. Se puede notar características de este tipo de aislador en la Figura 5.

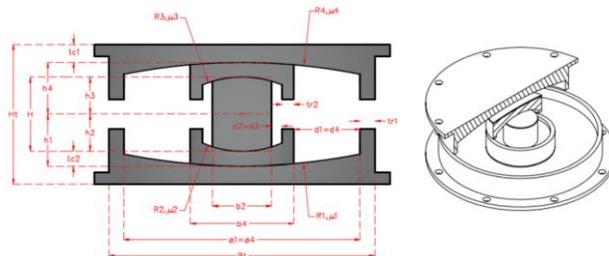


Figura 5: Péndulo de Triple Fricción

El péndulo simple mantiene la fricción, la rigidez lateral, y el periodo de vibración constante para todos los niveles de movimientos sísmicos y desplazamientos laterales. En los aisladores DFP y TFP, los mecanismos de péndulo se activan secuencialmente a medida que los movimientos sísmicos son mayores, siendo el principal beneficio su capacidad para acomodarse a grandes desplazamientos laterales comparado con el tipo FP con la misma curvatura. Los eventos sísmicos que poseen bajos niveles de desplazamientos y altas frecuencias de vibración son absorbidos por el péndulo interno de baja fricción y de periodo de vibración corto. Para los sismos más severos, tanto la fricción como el periodo de

vibración aumentan, lo que resulta en menores desplazamientos laterales del apoyo y menor fuerza cortante basal en la estructura.

### C. Requerimientos del Código Sísmico NTE 030 y Manual de Puentes de Perú

El espectro de las pseudo aceleraciones sísmicas se obtiene por la formula dada:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Para el código peruano, U = 1.5 correspondiente a infraestructura esencial, Z=0.45 para costa del Perú, y S=1.05 considerando suelos intermedios correspondientes a la mayoría de los puentes en estudio. C varía según el periodo natural de la estructura.

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R es un factor de valor variable según varias condiciones preliminares, que depende de un coeficiente básico R<sub>0</sub> y ciertas condiciones inevitables de irregularidad de forma estructural I<sub>a</sub>, I<sub>p</sub>. Este coeficiente R<sub>0</sub> viene de la tabla No 7 del NTP E.030, y depende básicamente del sistema estructural usado durante el diseño. También se establece la categoría de las estructuras, considerándose que todas las estructuras consideradas esenciales tendrán aislamiento sísmico adecuado.

Refiriéndonos entonces al ASCE estándar ASCE/SEI 7-10, en su inciso 17.5.4.2, encontramos que dice:

*El factor R estará basado en el Sistema de fuerza sísmica resistente usado para la estructura por encima del sistema de aislamiento, y será tres octavos del valor de R dado en la tabla, con un máximo valor no mayor de 2.0 y un valor no menor de 1.0 (ASCE/SEI, 2010) [traducción propia]*

Así vemos la necesaria tendencia a reducir el valor del coeficiente R de la ecuación para situaciones de mayor gravedad e importancia sísmica, ya que, al encontrarse esta variable en el denominador de la ecuación, tiene una relación inversamente proporcional al efecto general de los efectos investigados.

Según el Manual de Diseño de Puentes del Perú [17], en la tabla 2.4.3.11.8.1-1 y 2.4.3.11.8.1-2 donde habla de los factores de modificación de respuesta R para los diferentes elementos de los puentes. Estos valores se pueden ver en Figura 6 y Figura 7.

SUB-ESTRUCTURA	IMPORTANCIA		
	CRITICA	ESENCIAL	OTROS
Pilar tipo placa de gran dimensión	1.5	1.5	2.0
Pilotes de concreto armado			
• Sólo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
• Grupo de pilotes incluyendo pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Columnas individuales	1.5	2.0	3.0
Pilotes de acero o acero compuesto con concreto			
• Sólo pilotes verticales	1.5	3.5	5.0
• Grupo de pilotes incluyendo pilotes inclinados	1.5	2.0	3.0
Columnas múltiples	1.5	3.5	5.0

Figura 6: Manual de Puentes MTC tabla 2.4.3.11.8.1-1

CONEXIONES	PARA TODAS LAS CATEGORIAS DE IMPORTANCIA
Superestructura a estribo	0.8
Juntas de expansión dentro de la superestructura	0.8
Columnas, pilares o pilotes a las vigas cabezal o superestructura	1.0
Columnas o pilares a la cimentación	1.0

#### 2.4.3.11.8.2 Aplicaciones

- Las cargas sísmicas serán asumidas que actúan en cualquier dirección lateral.
- El apropiado factor R se debe usar para ambos ejes ortogonales de la sub-estructura.

Figura 7: Manual de Puentes MTC tabla 2.4.3.11.8.1-2

En dichas provisiones de diseño, podemos ver la reducción del coeficiente R hasta valores aun de 0.8, dejando en claro que el valor de 1.0 representa simplemente la “no mitigación sísmica”, y los valores menores a 1.0 implican una amplificación sísmica para diseño de situaciones aún más graves a las esperadas, haciéndose claro que el apropiado valor R seleccionado deberá usarse para ambos ejes ortogonales de movimiento de la estructura.

El comité técnico del Manual de Puentes de Perú [1] usa el valor de R=0.8 para representar la gravedad necesaria de diseño, pero se existe la incertidumbre de usar 0.9, 0.95; o más aún, si de potenciales gravedades se trata, ¿por qué no continuar el análisis de desempeño con valores de R aun menores para situaciones potencialmente aún más graves?

Por lo tanto los valores de R para el presente trabajo varían desde 1.00 hasta 0.20, con sus correspondientes efectos de desplazamientos en los apoyos móviles y los requerimientos en los aparatos de aislamiento sísmico ubicados en cada uno de los apoyos. Veremos que un R=1.00 representa el 100% del sismo sobre la estructura, y que por lo tanto un R=0.95 representa aproximadamente un aumento de fuerza sísmica de un 5% sobre el original, y un valor de R=0.90 representa un aumento aproximado del 10% de la fuerza sísmica original, y así sucesivamente hasta R=0.20. Se tienen gráficos de máximas aceleraciones según cada valor de R, Figura 8; como también el aumento de estas aceleraciones del espectro según como el valor de R va variando para cada caso según lo discutido con el comité técnico de puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Figura 9.

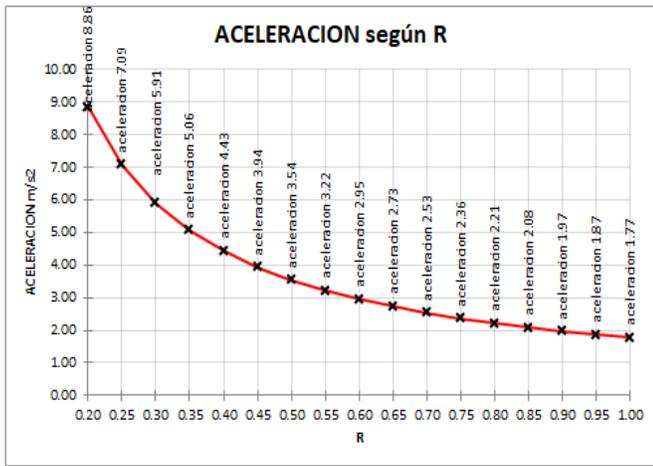


Figura 8: Máximas aceleraciones según R (autoría propia)

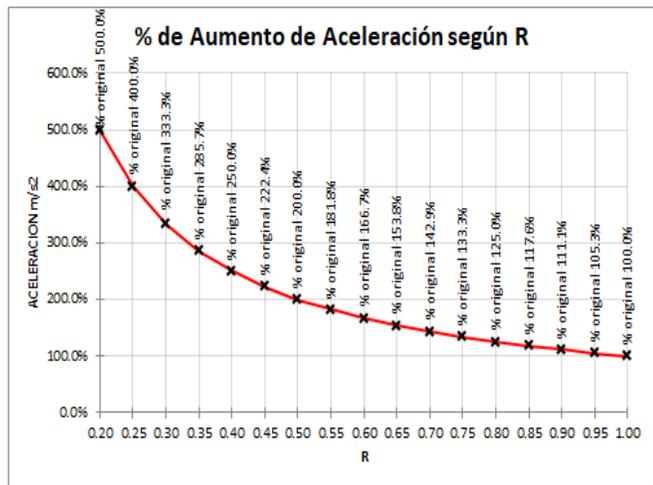


Figura 9: Porcentaje de Aumento de máximas aceleración según R=1.00 (autoría propia)

Con estos resultados obtendremos las reacciones y los desplazamientos en cada uno de nuestros apoyos móviles, para poder determinar la eficacia de los aparatos de aislamiento sísmico seleccionados y los puntos donde fallan. y determinar el aislador sísmico ideal para cada una de las posibilidades sísmicas de nuestro espectro de respuesta. Se obtiene desplazamientos por cargas verticales inherentes a cada uno de nuestros ocho tipos de puentes, y cada uno de estos casos será sometido a cada uno de los sismos del espectro de respuesta propuestos con la técnica del manual de puentes explicada anteriormente en este documento.

Por lo tanto, para los puentes de 2 carriles obtendremos 4 puntos de apoyo en el lado móvil de la estructura, y para los puentes de 4 carriles obtendremos 7 puntos de apoyo en el lado móvil de la estructura. De estos puntos de apoyo móvil, se seleccionará el apoyo que más carga reciba, y que más desplazamiento reporte. Con esta carga máxima se desarrollará el diseño de los apoyos respectivos, sean de goma reforzada o

de triple péndulos de fricción. Estos apoyos diseñados nos reportaran resultados de dimensiones y capacidades, según los cálculos del manual de AASHTO [3].

Se siguió las metodologías de diseño de apoyos propuestas en el manual de AASHTO, y se han creado plantillas en hojas de cálculo para conseguir resultados comportamiento de los aisladores elastómeros, Figura 10, y los de péndulo de triple fricción, Figura 11.

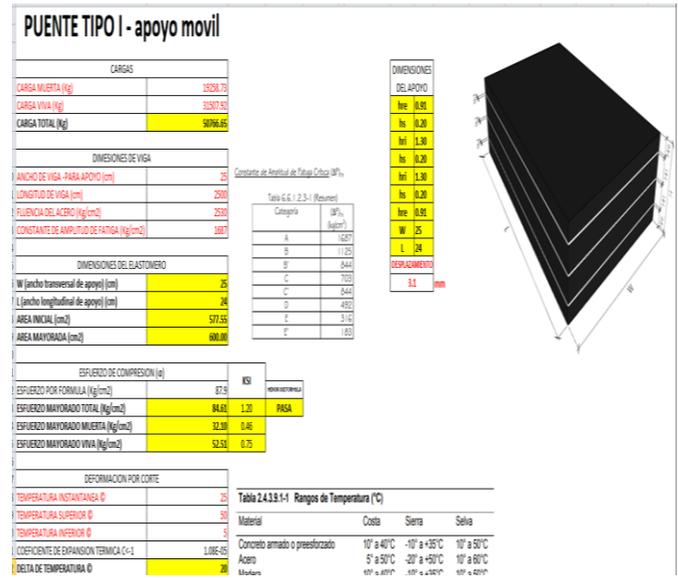


Figura 10: Plantilla de Diseño de Elastómeros Reforzados (autoría propia)

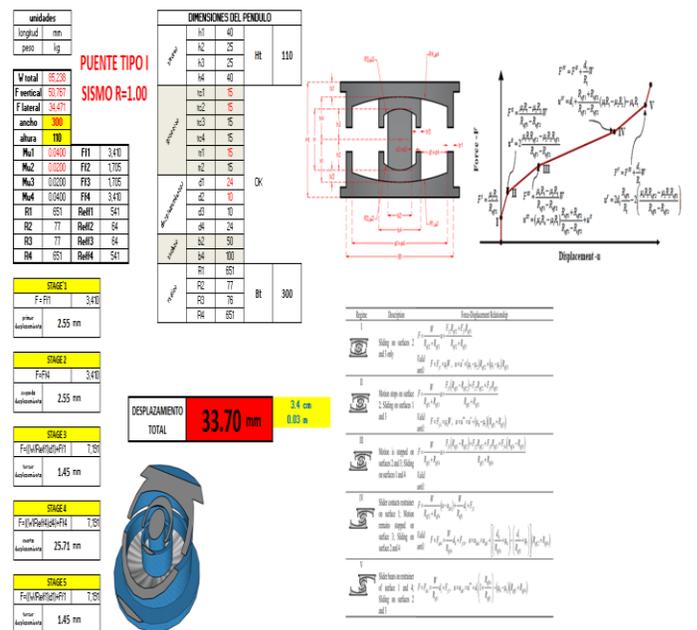


Figura 11: Plantilla de Diseño de Péndulos de Triple Fricción (autoría propia)

La reacciones ocurridas en los apoyos móviles de cada puente estudiado y para cada espectro de respuesta sísmica utilizado, es como sigue:

TABLA 3. Consolidado de Reacciones Verticales en Apoyos Móviles

FUERZAS DE REACCION VERTICAL EN APOYOS MOVILES (Kgf)										
TIPOS DE SISMOS	PGA segun G m/s <sup>2</sup>	TIPOS DE PUENTES								
		ACERO				CONCRETO				
		2 CARRILES		4 CARRILES		2 CARRILES		4 CARRILES		
		1 TRAMO	2 TRAMOS	1 TRAMO	2 TRAMOS	1 TRAMO	2 TRAMOS	1 TRAMO	2 TRAMOS	
		TIPO I	TIPO II	TIPO III	TIPO IV	TIPO V	TIPO VI	TIPO VII	TIPO VIII	
CARGA MUERTA		19,258.73	15,177.99	21,137.19	18,732.83	39,640.77	30,366.81	43,827.64	32,842.82	
CARGA VIVA		31,507.92	30,541.49	35,969.28	39,785.34	31,817.71	31,889.58	38,795.70	40,921.97	
R=1.00	100%	0.18	34,470.50	72,793.76	40,160.44	49,592.63	85,765.25	148,991.45	52,784.12	72,788.47
R=0.95	105%	0.19	36,283.61	76,622.64	42,272.83	52,201.15	90,276.41	156,828.24	55,560.51	76,617.06
R=0.90	111%	0.20	38,300.99	80,882.87	44,623.21	55,103.55	95,295.80	165,547.93	58,649.68	80,876.99
R=0.85	118%	0.21	40,553.76	85,640.21	47,247.84	58,344.61	100,900.87	175,285.05	62,099.31	85,633.98
R=0.80	125%	0.23	43,086.67	90,989.12	50,198.85	61,988.69	107,202.94	186,233.01	65,977.91	90,982.51
R=0.75	133%	0.24	45,960.02	97,056.98	53,546.49	66,122.58	114,352.06	198,652.47	70,377.83	97,049.92
R=0.70	143%	0.26	49,243.85	103,991.68	57,372.38	70,847.02	122,522.48	212,846.13	75,406.31	103,984.12
R=0.65	154%	0.28	53,031.54	111,990.41	61,785.29	76,296.36	131,946.54	229,217.62	81,206.34	111,982.26
R=0.60	167%	0.30	57,449.54	121,320.20	66,932.55	82,652.53	142,938.86	248,313.48	87,971.54	121,311.38
R=0.55	182%	0.33	62,672.94	132,350.81	73,018.15	90,167.41	155,935.06	270,890.49	95,970.04	132,341.18
R=0.50	200%	0.36	68,941.01	145,587.53	80,320.87	99,185.27	171,530.50	297,982.90	105,568.24	145,576.94
R=0.45	222%	0.40	76,600.04	161,761.64	89,244.16	110,204.30	190,586.76	331,087.44	117,296.39	161,749.87
R=0.40	250%	0.45	86,175.04	181,981.84	100,399.68	123,979.84	214,410.11	372,473.37	131,958.43	181,968.61
R=0.35	286%	0.52	98,485.76	207,979.25	114,742.49	141,691.24	245,040.12	425,683.86	150,809.64	207,964.12
R=0.30	333%	0.60	114,900.06	242,642.46	133,866.24	165,306.45	285,880.14	496,631.16	175,944.58	242,624.81
R=0.25	400%	0.72	137,880.07	291,170.95	160,639.48	198,367.74	343,056.17	595,957.40	211,133.49	291,149.77
R=0.20	500%	0.90	172,350.09	363,963.69	200,799.35	247,959.68	428,820.21	744,946.75	263,916.87	363,937.22

Estos resultados en la Tabla 3 corresponden a todos los elementos ingresados durante la modelación computacional de los puentes, como es materiales, pesos propios, límites de fluencia, coeficientes de poisson, cargas vivas y de servicio, cargas móviles, combinaciones de cargas, dimensiones generales, etc.

Los máximos desplazamientos en los mismos apoyos móviles, causados tanto por las cargas de servicio como por las demandas sísmicas presentadas, son como sigue en la Tabla 4:

TABLA 4. Consolidado de Desplazamientos Longitudinales de Apoyos Móviles

DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL EN APOYOS MOVILES (cm)										
TIPOS DE SISMOS	PGA segun G m/s <sup>2</sup>	TIPOS DE PUENTES								
		ACERO				CONCRETO				
		2 CARRILES		4 CARRILES		2 CARRILES		4 CARRILES		
		1 TRAMO	2 TRAMOS	1 TRAMO	2 TRAMOS	1 TRAMO	2 TRAMOS	1 TRAMO	2 TRAMOS	
		TIPO I	TIPO II	TIPO III	TIPO IV	TIPO V	TIPO VI	TIPO VII	TIPO VIII	
CARGA MUERTA		0.16	0.10	0.21	0.17	0.47	0.25	0.37	0.24	
CARGA VIVA		0.20	0.12	0.20	0.14	0.27	0.14	0.16	0.11	
R=1.00	100%	0.18	0.12	0.38	0.12	0.26	0.27	0.63	0.16	0.37
R=0.95	105%	0.19	0.13	0.40	0.13	0.28	0.28	0.66	0.17	0.39
R=0.90	111%	0.20	0.14	0.43	0.14	0.29	0.29	0.70	0.18	0.41
R=0.85	118%	0.21	0.14	0.45	0.15	0.31	0.31	0.74	0.19	0.44
R=0.80	125%	0.23	0.15	0.48	0.16	0.33	0.33	0.78	0.20	0.46
R=0.75	133%	0.24	0.16	0.51	0.17	0.35	0.35	0.84	0.22	0.49
R=0.70	143%	0.26	0.18	0.55	0.18	0.38	0.38	0.90	0.23	0.53
R=0.65	154%	0.28	0.19	0.59	0.19	0.41	0.41	0.97	0.25	0.57
R=0.60	167%	0.30	0.20	0.64	0.21	0.44	0.44	1.05	0.27	0.62
R=0.55	182%	0.33	0.22	0.70	0.23	0.48	0.48	1.14	0.29	0.67
R=0.50	200%	0.36	0.25	0.77	0.25	0.53	0.53	1.26	0.32	0.74
R=0.45	222%	0.40	0.27	0.85	0.28	0.59	0.59	1.39	0.36	0.82
R=0.40	250%	0.45	0.31	0.96	0.31	0.66	0.66	1.57	0.41	0.92
R=0.35	286%	0.52	0.35	1.09	0.35	0.75	0.75	1.79	0.46	1.06
R=0.30	333%	0.60	0.41	1.28	0.41	0.88	0.88	2.09	0.54	1.23
R=0.25	400%	0.72	0.49	1.53	0.50	1.05	1.05	2.51	0.65	1.48
R=0.20	500%	0.90	0.61	1.91	0.62	1.32	1.33	3.14	0.81	1.85

Estos desplazamientos corresponden a la naturaleza de los elementos modelados y las demandas sísmicas infligidas sobre las estructuras, y podemos ver la tendencia que existe en los puentes de un solo tramo, de tener reacciones mayores que las de los de varios tramos, debido a que se han considerado puentes hiperestáticos en los casos de múltiples tramos, y eso muestra el resultado liberador de carga que ejercen los apoyos intermedios para las reacciones correspondientes. De la misma forma podemos observar lo correspondiente a los desplazamientos entre los mismos tipos de puentes, en lo que se refiere a las cargas de servicio.

Luego tenemos los máximos desplazamientos a nivel de plataforma con los péndulos de triple fricción según las condiciones de diseño y cargas provocadas por el puente de turno y los correspondientes espectros sísmicos, ello en la Tabla 5.

TABLA 5. : Consolidado de Desplazamientos de los Péndulos de Diseño

DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL EN APOYOS MOVILES (mm)										
TIPOS DE SISMOS POR ESPECTRO DE RESPUESTA			TIPOS DE PENDULOS DE TRIPLE FRICCION							
			ACERO				CONCRETO			
			2 CARRILES		4 CARRILES		2 CARRILES		4 CARRILES	
R	%	PGA (G)	1 TRAMO	2 TRAMOS	1 TRAMO	2 TRAMOS	1 TRAMO	2 TRAMOS	1 TRAMO	2 TRAMOS
R=1.00	100%	0.18	33.7	47.0	40.0	43.2	66.9	88.0	55.8	58.4
R=0.95	105%	0.19	30.8	51.1	36.7	44.1	64.8	90.8	56.5	62.5
R=0.90	111%	0.20	32.7	49.4	38.0	44.6	67.0	97.3	56.6	65.9
R=0.85	118%	0.21	34.2	52.0	38.9	44.5	73.4	102.2	61.3	63.5
R=0.80	125%	0.23	35.3	53.7	44.5	48.9	73.6	105.1	60.3	70.2
R=0.75	133%	0.24	35.8	59.3	44.2	52.5	77.5	110.9	63.5	70.8
R=0.70	143%	0.26	40.8	63.6	43.2	50.1	79.8	118.9	65.6	75.0
R=0.65	154%	0.28	39.8	66.2	46.4	56.7	85.2	122.1	66.6	77.6
R=0.60	167%	0.30	43.0	66.6	48.4	56.8	88.0	132.5	71.1	83.1
R=0.55	182%	0.33	44.9	74.5	54.0	60.1	98.0	141.1	73.7	86.0
R=0.50	200%	0.36	50.2	78.9	57.7	66.2	103.7	154.1	78.8	90.4
R=0.45	222%	0.40	53.3	88.9	58.7	69.0	109.0	155.8	85.6	100.3
R=0.40	250%	0.45	53.3	97.5	66.5	77.7	120.8	146.8	92.9	108.9
R=0.35	286%	0.52	59.2	107.0	69.1	85.2	133.2	150.1	98.5	117.2
R=0.30	333%	0.60	68.8	122.0	79.5	93.4	153.6	140.3	109.5	133.4
R=0.25	400%	0.72	78.1	140.3	92.9	107.1	149.2	151.7	123.6	156.8
R=0.20	500%	0.90	94.6	150.7	110.5	128.8	151.2	146.5	145.3	148.2

Estos desplazamientos permitidos por cada uno de los péndulos de cada uno de los apoyos de cada uno de los puentes en cada uno de los espectros de respuesta sísmica no tienen una correlación lineal entre ellos, debido a que de acuerdo a las variables de la plantilla de diseño, se tienen que cambiar algunos valores para adecuar la configuración del puente a la capacidad del péndulo. Se han manipulado principalmente los coeficientes de rozamiento de las superficies de contacto dentro del sistema cóncavo del péndulo, preferentemente solo la superficie de mayor área ha sido manipulada, dejando la superficie menor en valor constante de rozamiento típico del teflón. En ocasiones se tendría que manipular las capacidades de desplazamiento internas de los péndulos internos del apoyo, pero ese no ha sido el caso necesario para nuestro estudio, debido a la configuración simple y típica de nuestros puentes en estudio.

La selección final de los apoyos elastoméricos corresponde a la totalidad de los desplazamientos causados por las cargas de servicio y las demandas sísmicas y las efectuadas ante esas situaciones por los mismos apoyos elastoméricos, y posteriormente elegidos de las tablas de los modelos disponibles del catálogo de los fabricantes seleccionados.

La selección final de los péndulos de triple fricción corresponde a las permisibilidades límite de cada uno de los péndulos según las demandas solicitadas sobre los mismos, y tomando en consideración las limitaciones espaciales de su ubicación al tener que manipular los coeficientes de rozamiento necesarios para cumplir con su función de garantizar la funcionalidad continua del puente.

Representando a los apoyos elastoméricos de color azul y a los péndulos de triple fricción de color rojo, podemos ver

rápida y claramente, en la figura siguiente, la tendencia a aumentar el uso de apoyos de fricción conforme aumenta la demanda en la estructura, muy particularmente el aumento de la demanda sísmica. En la Tabla 6 se observa este sumario para la selección de tipo de aislador.

TABLA 6. : Selección de Tipos de Apoyo

SELECCION DE APOYOS POR CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO										
TIPOS DE SISMOS POR ESPECTRO DE RESPUESTA			TIPOS DE APOYOS							
			ACERO				CONCRETO			
			2 CARRILES		4 CARRILES		2 CARRILES		4 CARRILES	
R	%	PGA (G)	1 TRAMO	2 TRAMOS	1 TRAMO	2 TRAMOS	1 TRAMO	2 TRAMOS	1 TRAMO	2 TRAMOS
R=1.00	100%	0.18								
R=0.95	105%	0.19								
R=0.90	111%	0.20								
R=0.85	118%	0.21								
R=0.80	125%	0.23								
R=0.75	133%	0.24								
R=0.70	143%	0.26								
R=0.65	154%	0.28								
R=0.60	167%	0.30								
R=0.55	182%	0.33								
R=0.50	200%	0.36								
R=0.45	222%	0.40								
R=0.40	250%	0.45								
R=0.35	286%	0.52								
R=0.30	333%	0.60								
R=0.25	400%	0.72								
R=0.20	500%	0.90								

La responsabilidad que reposita sobre los ingenieros diseñadores de estructuras convierte en cruciales cada una de las decisiones de diseño que toman durante la elaboración de una obra de infraestructura. Los códigos y normas regentes de cada país existen para normalizar este proceso de diseño entre los encargados de la ingeniería de una obra, sin embargo, resta sobre los hombros de cada ingeniero el poder visualizar su diseño según las condiciones que desea que se cumplan durante la vida útil de su proyecto. Es la completa responsabilidad y peyorativa del ingeniero diseñador el decidir crear un proyecto resistente a condiciones diferentes y superiores a las mínimas indicadas en los códigos regentes.

#### IV. CONCLUSIONES

El propósito de este trabajo de estudio ha sido el poder demostrar la necesidad de usar los péndulos de triple fricción como elementos de aislamiento sísmico para garantizar la funcionalidad continua de nuestros puentes ubicados en una zona de gran sismicidad, solo en el aspecto de desplazamiento de los apoyos móviles ante las condiciones dadas, de tal manera que las fallas que tendrían los apoyos elastoméricos no puedan darse con los péndulos de triple fricción.

La filosofía de la funcionalidad continua, sus orígenes y sus propósitos, siendo el más importante de todos el poder salvaguardar las vidas de los usuarios, con garantías mayores a las que nos dan los códigos regentes actuales, ante un evento sísmico que supere las expectativas mínimas amparadas por el

código peruano, y el siguiente propósito en importancia es poder garantizar la continuidad de uso de estas estructuras durante los momentos más imperantes que resultan después de un evento sísmico destructivo de gran magnitud. Los demás efectos positivos de esta filosofía es el cuidar la economía de los proyectos y sus mantenimientos y reparaciones durante la vida del proyecto y/o después de un evento sísmico considerable.

Resulta gráficamente obvio, observando la tabla 6, que debido al peso total de la superestructura sobre los apoyos móviles en observación, los puentes de acero son mas livianos que los puentes de concreto, lo cual provoca una menor reacción de desplazamiento sobre los apoyos, por lo tanto requiriendo menos urgencia de previsiones especiales sobre sismos potencialmente mayores que los de concreto. Esto incurre también en una noción de costos de reparación y/o demolición-reconstrucción digna de ser tomada en cuenta, aunque no es el enfoque particular de esta investigación.

#### AGRADECIMIENTO

Los autores reconocen el apoyo del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú y al Dr. Víctor Sayas.

#### V. REFERENCIAS

- [1] Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de diseño de puentes. Lima, Perú: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.
- [2] Valdebenito, G., & Aparicio, A. (2005). Comportamiento Sísmico de Puentes Atirantados y Disipación de Energía Adicional: Un Estado del Conocimiento. Barcelona: CENTRO INTERNACIONAL DE METODOS NUMERICOS EN INGENIERIA.
- [3] AASHTO - LRFD. (2012). Diseño de Puentes. Perú: AASHTO.
- [4] Zayas, V. (2017). Comentarios al Estándar para el Aislamiento Sísmico. Quito: Cuerpo de Ingenieros del Ejército.
- [5] Uliarte, R., Morandi, J., Bustos, E., & Uliarte, J. (17, 18, 19 de Setiembre de 2014). DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE CARRETERO CON AISLADORES SÍSMICOS TIPO PÉNDULO FRICCIONAL, UBICADO EN LA PROVINCIA DE SAN JUAN. Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, págs. 1 - 17.
- [6] Spence, W., Mendoza, C., Engdahl, E., Choy, G., & Norabuena, E. (1999). Seismic Subduction of the Nazca Ridge as Shown by the 1996–97. *Pure and Applied Geophysics*, 755.
- [7] Proviás Nacional - MTC. (2013). Programa de Puentes PRO-PUENTES 2012-2016. Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
- [8] Earthquake Protection Systems EPS, Setiembre de 2017 [www.earthquakeprotection.com](http://www.earthquakeprotection.com).
- [9] DeMets, C., Gordon, R., Argus, D., & Stein, S. (1990). Current Plate Motions. *Geophys Journal International*, 425-478.
- [10] Norabuena, E., Dixon, T., Stein, S., & Harrison, C. (1999). Decelerating Nazca-South America and Nazca-Pacific plate Motions. *Geophysical Research Letters*, 3405-3408.
- [11] Dorbath, C., Dorbath, L., Cisternas, A., Deverchere, J., & Sebrier, M. (1990). Seismicity of the Huancayo basin (central Peru) and the Huaytapallana fault. *Journal of South American Earth Sciences*, 21-29.
- [12] Tavera, H., & Buforn, E. (2001). Source Mechanism of Earthquakes in Peru. *Journal of Seismology*, 519-539.
- [13] Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica Peruana de Edificación E.030 “Diseño Sismorresistente” 2016.
- [14] Seismic Isolation Design Criteria for Continued Functionality Performance, 2013.
- [15] Mendo Rodríguez, A. (2015). Bases para la Implementación y diseño de Edificaciones Sísmicamente Aisladas en el Perú. Lima: ORION.

- [16] Ministerio de Transportes y Comunicaciones - Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. (diciembre 2016). Manual de Puentes. Lima: Viceministerio de Transportes.