



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

Departamento de Obras Civiles

**ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL IMPACTO ESTRIBO-TABLERO EN
MODELOS A ESCALA DE PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO CON
DIFERENTES ÁNGULOS DE ES VIAJE**

Memoria de Título presentada por

Leandro Ignacio Arredondo Véliz

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

Ingeniería Civil

Profesor Guía
Ramiro Bazáez Gallardo

Septiembre de 2023



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

TITULO DE LA TESIS:

**ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL IMPACTO ESTRIBO-TABLERO EN
MODELOS A ESCALA DE PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO CON
DIFERENTES ÁNGULOS DE ESUIAJE**

AUTOR:

Leandro Ignacio Arredondo Véliz

TRABAJO DE MEMORIA, presentado como requisito parcial para optar al título de la carrera de INGENIERIA CIVIL de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Nombre Prof. Guía

Ramiro Bazáez Gallardo

Nombre Miembro 1 Comisión

René Tobar

Nombre Miembro 2 Comisión

Gastón Fermandois

Valparaíso, Chile, Septiembre de 2023

ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL IMPACTO ESTRIBO-TABLERO EN MODELOS A ESCALA DE PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO CON DIFERENTES ANGULOS DE ES VIAJE

Leandro Arredondo¹, Ramiro Bazález¹

¹ Universidad Técnica Federico Santa María

Resumen

La pérdida de capacidad de soporte de las vigas longitudinales de un puente esviado con estribos independientes auto-estables es un fenómeno que se ha observado en algunos puentes viales de nuestro país durante los terremotos ocurridos en las últimas décadas. Estudios experimentales y numéricos han relacionado la caída de los vanos con la excesiva rotación del tablero en el plano horizontal, siendo el impacto entre el estribo y el tablero una explicación muy frecuente para justificar este comportamiento. Es debido a lo anterior que en esta investigación se presenta el estudio experimental del fenómeno de impacto entre el estribo y el tablero de puentes rectos y esviados, simplemente apoyados sobre placas elastoméricas. Para esto, se llevaron a cabo experimentos en la mesa sísmica del laboratorio LEMCO, realizando barridos de frecuencias y pulsos de frecuencias para tableros con distintos niveles de masa adicional, con un total de 495 ensayos, con el objetivo de lograr cuantificar el periodo fundamental del sistema, la fuerza de impacto y las rotaciones del tablero en puentes a escala de hormigón armado. Los resultados muestran que las fuerzas de impacto aumentan de manera proporcional a la masa del tablero y a la amplitud de la señal, mientras que es indirectamente proporcional a la separación entre el estribo y el tablero previo al impacto. Por otro lado, los desplazamientos transversales y rotaciones en el plano horizontal del tablero aumentan proporcionalmente a la fuerza de impacto y al ángulo de esviaje. Sin embargo, la rotación debida al esviaje queda controlada por el nivel de masa adicional considerada en el tablero, ya que a mayor nivel de carga vertical se observaron menores rotaciones, mientras que para niveles de carga menor el tablero puede sufrir mayores rotaciones que se traducen en grandes desplazamientos en la esquina aguda del tablero esviado, provocando una posible pérdida de apoyo si es que no se dispone de longitud de apoyo suficiente.

Palabras claves: Terremoto, Puente, Puente esviado, Superestructura, Rotaciones, Desplazamientos, Fuerzas de impacto, Daño, Estribo, Tablero, Pérdida de soporte, Placa Elastomérica.

1 Introducción

Chile es uno de los países más sísmicos a nivel mundial debido a que se encuentra en el llamado Cinturón de Fuego del Pacífico, nombre al cual se le denomina a la zona de convergencia de placas tectónicas. En el caso de Chile, en la zona norte, centro y sur del territorio se produce la subducción de las placas de Nazca y Antártica con la placa Continental Sudamericana, siendo el causante de algunos de los terremotos de mayor magnitud en nuestro país. Por otro lado, en la zona extremo sur del territorio nacional la placa Scotia, placa Sudamericana y placa Antártica generan un borde transcurrente, cuyos terremotos son conocidos por ser altamente destructivos. A lo largo de la historia se han registrado sismos de magnitudes importantes (igual o superior a $M_w=8,0$). En las últimas décadas se han registrado grandes terremotos como el de Antofagasta en 1995 ($M_w=8,0$), Maule en 2010 ($M_w=8,8$), Iquique en 2014 ($M_w=8,2$) y Coquimbo en 2015 ($M_w=8,3$) (CSN, 2022).

Este alto nivel de sismicidad vuelve crucial la necesidad de lograr un buen desempeño sísmico en las estructuras que se encuentran en Chile, siendo las estructuras viales una de ellas, ya que permiten la conectividad y comunicación a lo largo de nuestro país. En este sentido, se reconoce la importancia que tienen los puentes en la red vial y lo vulnerable que pueden llegar a ser ante grandes terremotos como los que se han registrado en Chile en el último tiempo.

Para entender el tema desarrollado en esta investigación, es importante definir lo que es un puente esviado y en qué se diferencia de un puente recto. Un puente esviado es aquel puente cuyo tablero no es

rectangular, ya que posee ángulos agudos menores a 90° . Esto implica que el eje normal a la superficie del estribo (longitudinal esviado) posee un ángulo respecto al eje longitudinal del tablero (longitudinal), tal como se muestra en la Figura 1. Para el caso del puente recto, ambos ejes coinciden, por lo que el ángulo entre ellos es cero.

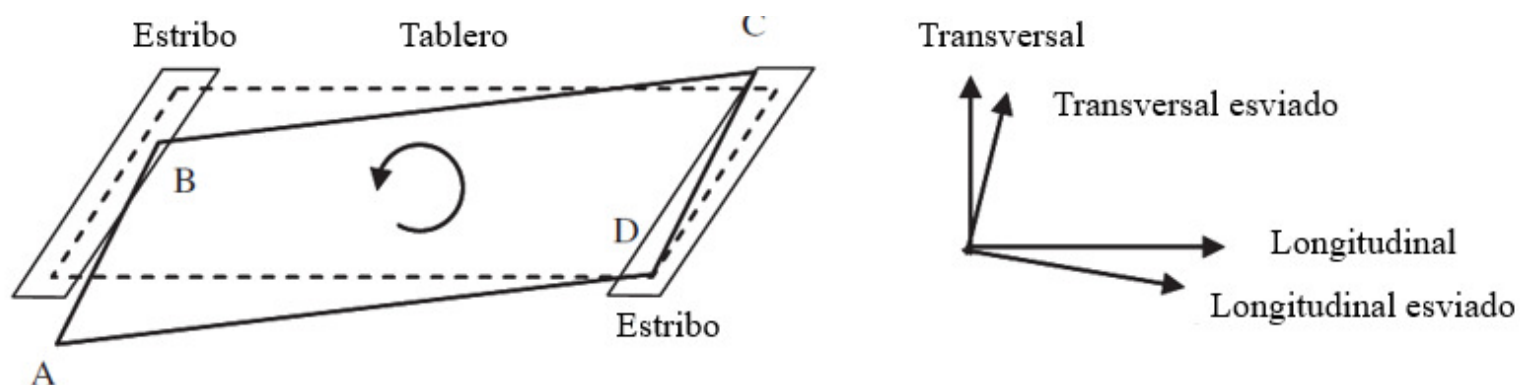


Figura 1: Orientación puente esviado
Fuente: Kawashima et al., (2011).

Este tipo de puente es muy utilizado en nuestro país y en general en el mundo entero, ya que permite conectar la ruta sin necesidad de generar curvas en los caminos de llegada y salida del puente para conservar la forma rectangular del tablero, convirtiéndose en una alternativa muy económica y práctica. Sin embargo, se ha observado que este tipo de puentes es propenso a impactar en la conexión entre el estribo y el tablero ante la ocurrencia de sismos de gran magnitud, siendo dichos impactos los principales causantes de rotaciones excesivas del tablero en el plano horizontal, lo cual se traduce en grandes desplazamientos en los vértices agudos del mismo, siendo estos desplazamientos los responsables de la pérdida de soporte de las vigas y del potencial colapso de uno o más vanos del puente.

Durante el terremoto de Maule en el año 2010, se observó que varios puentes esviados que se ubicaban en algunas de las regiones más afectadas por dicho terremoto, sufrieron el colapso de uno o más de sus vanos producto de la pérdida de su capacidad de soporte en la conexión entre el estribo y el tablero. En este contexto, Schexnayder et al., (2014) y Aldea et al., (2021) estudiaron el comportamiento que tuvieron algunos puentes esviados chilenos para este terremoto. En dichos estudios se establece que aquellos puentes que presentaban diafragmas y topes sísmicos (Figura 2b) se desempeñaron de mejor manera que aquellos que no disponían de estos elementos (Figura 2a), ya que estos últimos presentaron mayor daño asociado a desplazamientos transversales y rotaciones excesivas de sus vanos.

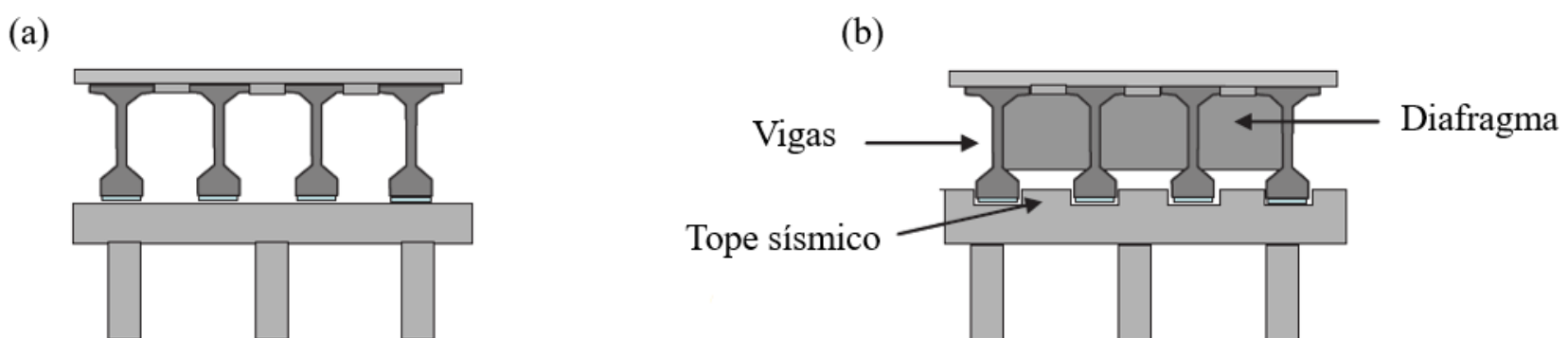


Figura 2: (a) Puente sin tope sísmico y sin diafragma; (b) Puente con tope sísmico y diafragma
Fuente: Kawashima et al., (2011).

Adicionalmente, se ha observado que la forma del tablero influye en la respuesta dinámica de la superestructura tras el impacto, ya que cuando este presenta esquinas con angulaciones distintas a 90° (puente esviado) produce que los daños asociados a desplazamientos y rotaciones en el plano del tablero sean mayores en comparación a puentes rectos, por lo que el fenómeno en estudio toma mayor importancia cuando se trata de puentes esviados. Sin embargo, los puentes rectos no quedan exentos de este comportamiento, ya que pueden influir otras variables como el roce entre el estribo y el tablero, efectos locales del suelo, direccionalidad del sismo, entre otros, por lo que es importante incluirlos de igual manera en los estudios experimentales. En la Figura 3 se puede apreciar algunos de los daños

ocasionados por la rotación excesiva de la superestructura y el impacto estribo-tablero en puentes chilenos tras el terremoto en Maule del 2010, donde algunos de ellos solo sufrieron daños menores, pequeñas rotaciones y desplazamientos, mientras que otros sufrieron grandes desplazamientos y rotaciones que conllevaron al colapso de su vano.



Figura 3: Daños asociados a desplazamientos y rotaciones tras la ocurrencia de impacto, Terremoto Maule 2010. **Fuente: Schexnayder et al., (2014).**

Adicionalmente, se observa en la Figura 3 que en aquellos puentes que disponían de llaves de corte o topes sísmicos y diafragmas en su estructuración sufrieron menores daños asociado a desplazamientos y rotaciones excesivas del tablero en comparación con aquellos puentes que no disponían de estos elementos (Schexnayder et al., 2014), por lo que se destaca la importancia de la incorporación de estos elementos en el diseño de los puentes de hormigón armado en zonas de alto riesgo sísmico como es el caso de nuestro país. Estos elementos de restricción de desplazamiento transversal tienden a concentrar mayores daños, sobre todo en los vértices agudos del tablero que son aquellas partes del tablero que sufren mayores desplazamientos.

En los últimos años, una serie de investigadores han confirmado mediante ensayos experimentales y modelos numéricos que dicha pérdida de capacidad de soporte se debe a que, al momento de generarse un evento sísmico de gran magnitud, se produce una rotación excesiva producto del impacto entre el estribo y el tablero del puente (Maragakis & Jennings, 1987 ; Priestley et al., 1996 ; Kawashima et al., 2011; Saiidi & Vosooghi, 2013; Wu, 2017), este mecanismo de colapso se aprecia en la Figura 4.

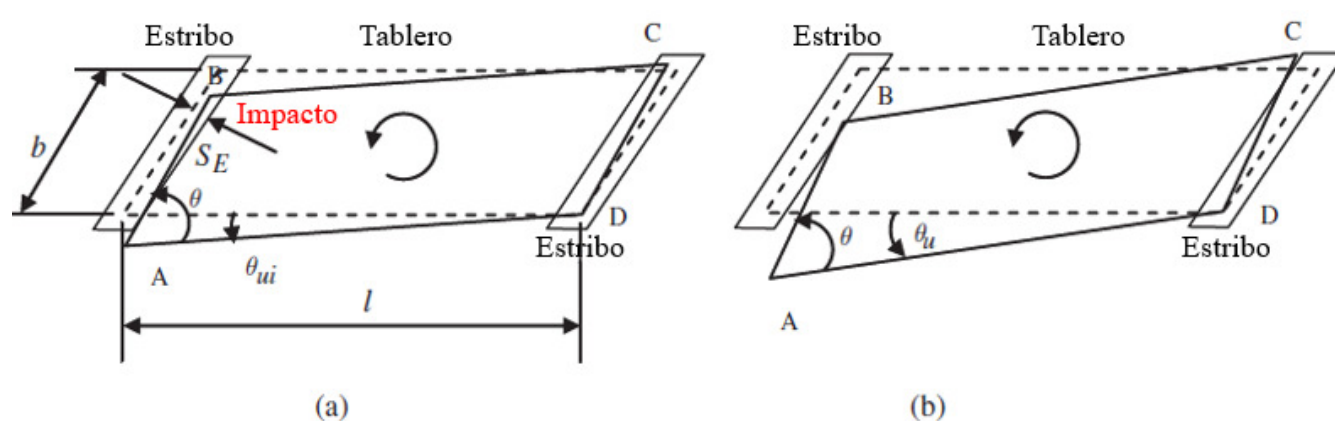


Figura 4: (a) Rotación inicial del tablero debido a impacto; (b) Rotación final del tablero debido a impacto. **Fuente: Kawashima et al., (2011).**

Es importante destacar que las fuerzas de impacto dependen de la materialidad de los cuerpos colisionando, y a pesar de que existen bastantes investigaciones numéricas y analíticas sobre el impacto en puentes, los estudios experimentales presentes en la literatura (Li et al., 2012; Saiidi & Vosooghi, 2013; Kun et al., 2017; Kun & Chouw, 2019; Wu et al., 2019) son escasos y, en su mayoría, han utilizado tableros de acero y no de hormigón armado, que es el tipo de puente que se utiliza con una mayor frecuencia en nuestro país. El único ensayo realizado hasta el momento que utilizó tableros de hormigón armado fue implementado por Saiidi & Vosooghi, (2013). Sin embargo, fue realizado considerando puentes rectos y no puentes esviados.

Es debido a esta razón que se vuelve interesante el poder estudiar el impacto entre el estribo y el tablero de un puente, y evaluar la respuesta del sistema cuando se utilizan tableros de hormigón armado para los casos de puente recto y puente esviado.

2 Objetivos

2.1 Objetivo General

Cuantificar las fuerzas y desplazamientos que se generan en puentes de hormigón armado producto del impacto entre el estribo y el tablero, tanto en puentes rectos como en puentes esviados, mediante ensayos a escala.

2.2 Objetivos específicos

Los objetivos específicos son:

- Actualizar el programa experimental, matriz de ensayo, planos de despiece y montaje desarrollado por Sergio Benavides (2021) para el estudio de impacto estribo-tablero en puentes esviados de hormigón armado.
- Realizar ensayos experimentales dinámicos en la mesa sísmica del laboratorio del Departamento de Obras Civiles.
- Cuantificar fuerzas, desplazamientos y rotaciones en el plano horizontal del tablero asociados al impacto en la conexión estribo-tablero a partir de los ensayos realizados.
- Determinar relación entre ángulo de esviaje del tablero, fuerzas, desplazamientos y rotaciones.

3 Marco teórico

3.1 Revisión de la literatura

El estudio del impacto entre el estribo y el tablero en puentes esviados no es una tarea sencilla de realizar debido al gran número de variables que participan durante su desarrollo, cuyo desempeño global involucra tanto el desempeño de la infraestructura como de la superestructura de un puente. Sin embargo, en el presente documento, se aborda la respuesta asociada al comportamiento de la superestructura cuando es sometida a elevadas demandas de aceleración y/o desplazamiento, como las observadas en los últimos terremotos que han afectado a nuestro país, cuyos daños asociados provocaron millonarias pérdidas económicas.

En este contexto, el Manual de Carreteras (MOP, 2022), manual que regula el diseño sísmico de puentes en Chile, establece que los puentes esviados pueden mostrar un comportamiento complejo dado que pueden experimentar rotaciones de la superestructura durante un sismo, como resultado del impacto entre los extremos del tablero con los estribos o tableros contiguos, siendo este fenómeno incrementado cuando el ángulo de esviaje correspondiente al ángulo agudo del tablero es menor a 90° . Estas rotaciones del tablero pueden causar la pérdida de apoyo de los extremos del tablero, provocando eventualmente el colapso del puente.

Para prevenir esto, en el Manual de Carreteras se propone que aquellos puentes que presenten algún grado de esviaje deben seguir recomendaciones que ayuden a controlar las rotaciones del tablero.

En primer lugar, se debe considerar la relación ancho v/s longitud de tablero (b/L) en función del ángulo de esviaje (θ) que presente el puente. La posibilidad de rotación de una superestructura puede ser evaluada usando la siguiente ecuación.

$$\frac{\sin 2\theta}{2} = \frac{b}{L} \quad \text{Ec. 1}$$

Esta expresión genera un límite geométrico determinado para una superestructura como condición para permitir la rotación sin ser restringida por los vanos adyacentes o en los estribos, como se muestra en la Figura 5.

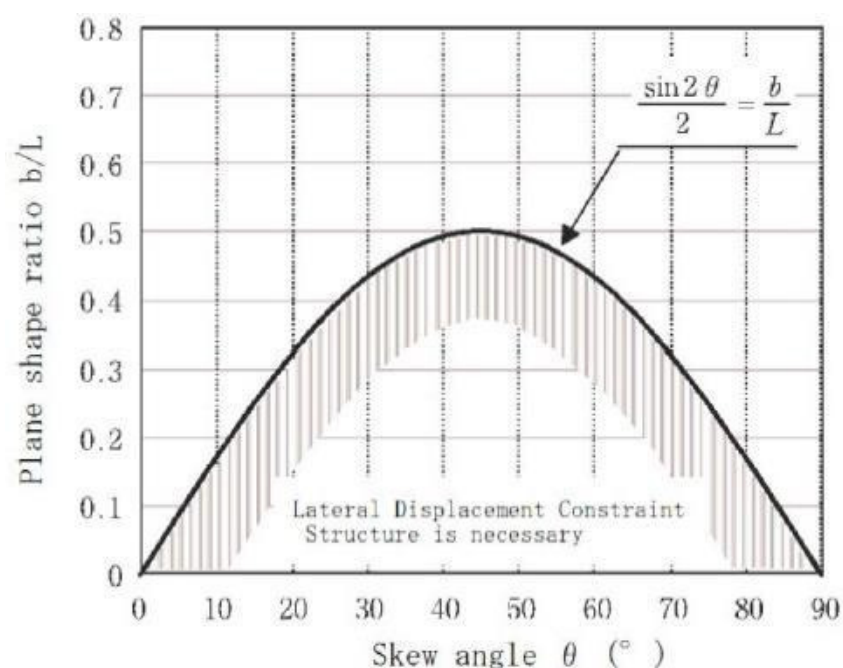


Figura 5: Gráfico de susceptibilidad a rotación del tablero de un puente – Límite de rotación libre
Fuente: Manual de carreteras, (MOP, 2022).

Si la geometría del tablero y el ángulo de esviaje generan un punto debajo de la curva significa que, ante la ocurrencia de algún evento sísmico de gran magnitud, es posible que se generen desplazamientos laterales excesivos del tablero asociado a rotaciones, por lo que se debe incorporar en el diseño topes sísmicos interiores adicionales a los topes sísmicos exteriores. Otra manera frecuente de controlar la pérdida de capacidad de soporte es asegurar una longitud mínima de apoyo, adicionar barras de anclaje vertical o cables de restricción.

A la hora de estudiar el mecanismo de falla asociado al impacto entre estribo y tablero, es importante tener en cuenta la forma y la relación geométrica del tablero (ancho/largo) de un puente, ya que esta relación permite estimar a priori la susceptibilidad de un tablero a rotar entorno a su centro de rigidez (MOP, 2022). En este contexto, Aldea et al., (2021) señala que aquellos puentes esviados que sufrieron daños considerables tras el terremoto de Maule en 2010, son catalogados como susceptibles a rotaciones, ya que todos se encontraron por debajo del límite de rotación libre como se presenta en la Figura 6. Es importante mencionar que, en el año 2010, la normativa de diseño vigente hasta ese momento no incluía recomendaciones sobre el refuerzo y/o mejoras en el diseño de puentes esviados, por lo que no se incluía la recomendación del límite geométrico para conocer la susceptibilidad a rotaciones del tablero de un puente.

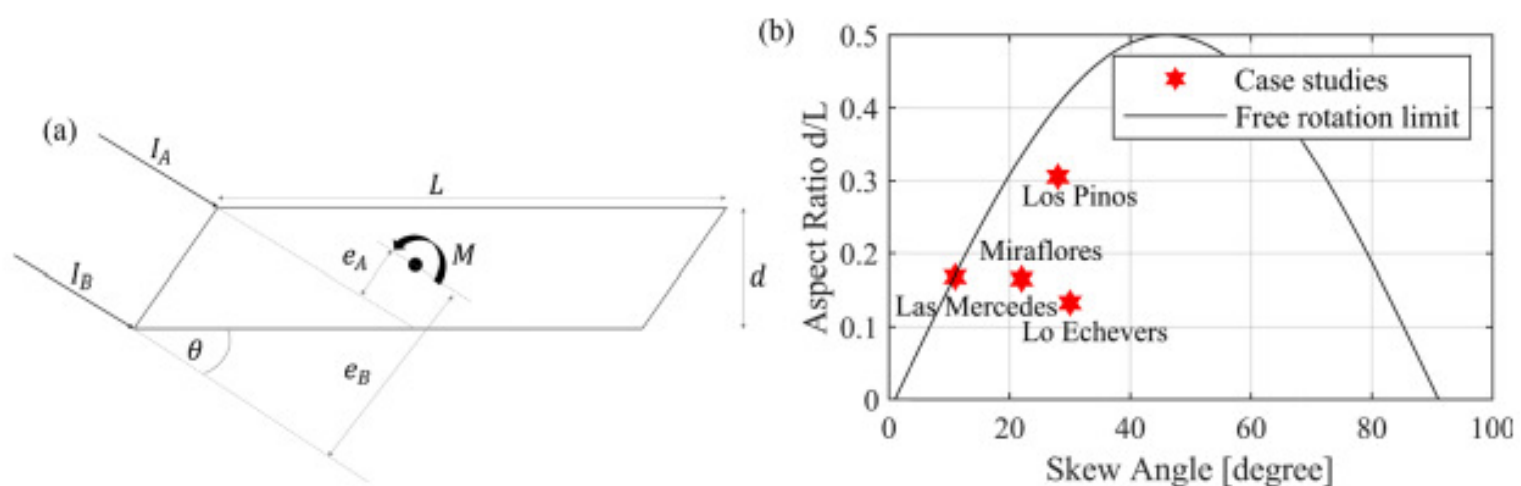


Figura 6: (a) Mecanismo de rotación del tablero; (b) Ejemplo gráfico Razón de aspecto vs Esviaje tablero. *Fuente: Aldea et al., (2021).*

A modo de resumen, el fenómeno de impacto entre estribos y tablero y sus consecuencias en puentes esviados, es incorporado en versiones recientes del Manual de Carreteras. Sin embargo, aún es un tema que se encuentra en constante estudio, por lo cual, esta investigación contribuye con evidencia experimental que eventualmente permita mejorar las especificaciones de diseño.

3.2 Mecanismos de falla

A lo largo de la historia, se han propuesto diversos mecanismos de falla de la superestructura, que concluye en la pérdida de la capacidad de soporte en la conexión estribo-tablero. Los primeros estudios realizados por Maragakis & Jennings, (1987) señalan que este tipo de falla se debe principalmente al impacto entre estribo y el tablero. Priestley et al., (1996) estableció que la rotación de la superestructura se debe a la excentricidad existente entre la línea de acción de las fuerzas de impacto y el centro de masa del tablero, siendo estos desplazamientos y rotaciones acumulativos en el tiempo. Ambas propuestas conducen a la definición del mecanismo de falla básico que ha permitido profundizar en el tema con pasar del tiempo, un esquema de este tipo de falla se presenta en la Figura 7.

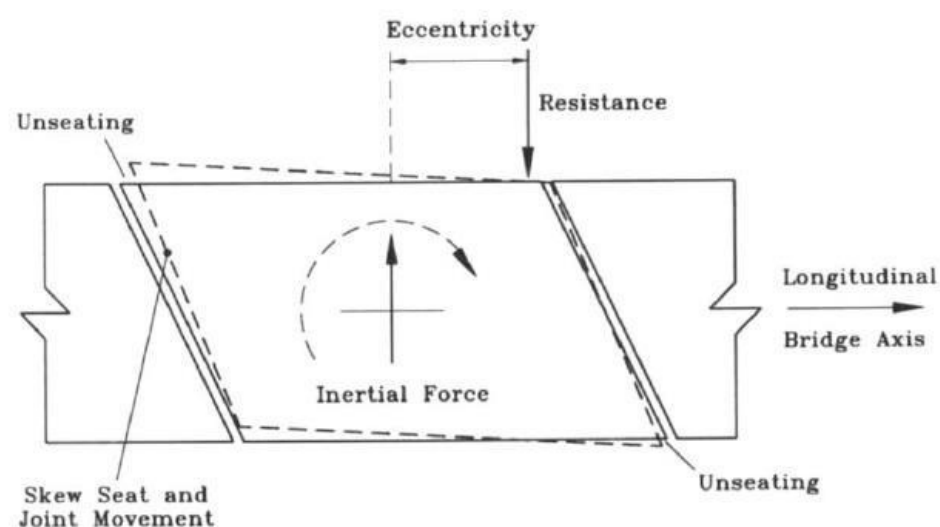


Figura 7: Mecanismo de falla por impacto considerando excentricidad
Fuente: Priestley et al., (1996).

Otro mecanismo de falla propuesto años después fue el de Buckle et al., (2012), en su propuesta mantiene el mecanismo básico explicado anteriormente. Sin embargo, considera el escenario en el cual el tablero permanece en contacto con el estribo durante un instante de tiempo finito, lo cual provocaría rotaciones forzadas. Este nuevo mecanismo de falla incorpora nuevas variables que anteriormente no fueron consideradas. En primer lugar, se considera bidireccionalidad sísmica en vez de considerar el sismo en una sola dirección. Por otro lado, se incorpora la presencia del roce, la cual afecta la dinámica de la superestructura una vez ocurrido el impacto. Este mecanismo se presenta en la Figura 8.

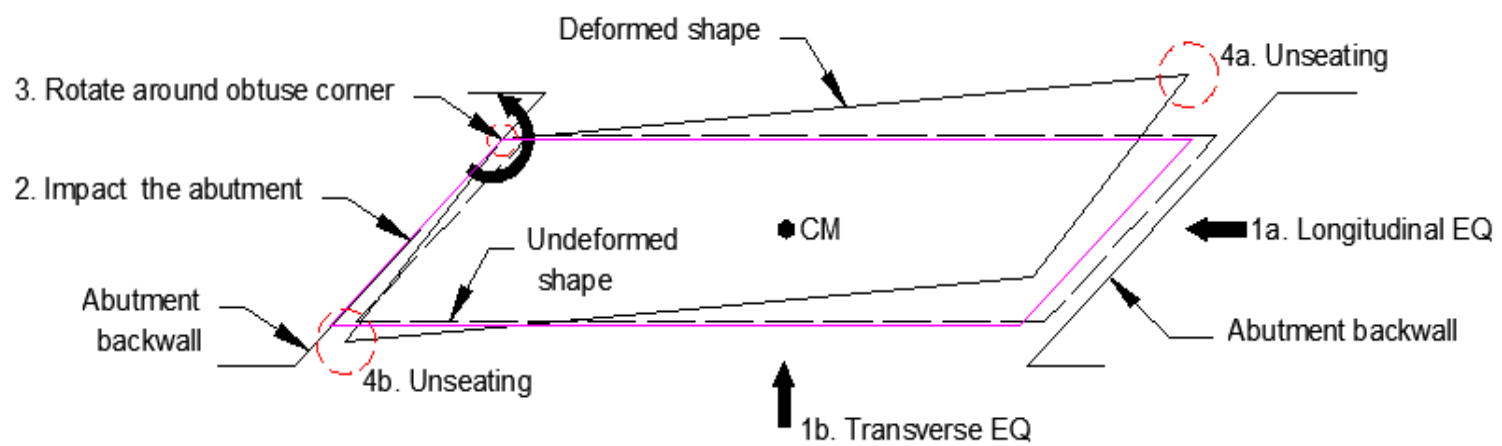


Figura 8: Mecanismo de falla por pérdida de capacidad de soporte en puente esviado por impacto y rotaciones forzadas. *Fuente: Wu et al., (2017).*

Finalmente, el mecanismo de falla que incorpora mayor cantidad de variables y el que se utilizará como referencia para el estudio de este fenómeno en puentes esviados es el propuesto por Wu et al., (2017), el cual se presenta en la Figura 9.

En este nuevo mecanismo de falla se consideran los mecanismos anteriores. Sin embargo, incorpora el efecto de rebote que puede producirse una vez que ocurre el impacto entre el estribo y el tablero. El mecanismo propuesto por Wu et al., (2017) está descrito por los siguientes pasos:

Paso 1: El tablero del puente se mueve lateralmente para cerrar la brecha de expansión e impacta el estribo en un extremo del puente. (Estado 1 a 2)

Paso 2: El tablero rota alrededor de la esquina obtusa. (Estado 3, a este paso se le llama rotación forzada)

Paso 3: El tablero rebota lejos del estribo y continúa rotando en la misma dirección, pero ahora alrededor del centro de rigidez de la subestructura. Esta rotación adicional aumenta el desplazamiento normal $Ns1$ y la probabilidad de desacople en la esquina aguda del tablero. (Estado 4, a este paso se le llama rotación libre)

Paso 4: Si en este momento no ocurre el desacople de la viga en una de sus puntas agudas, entonces bajo movimiento inverso del suelo y rotación de la superestructura, el tablero del puente podría impactar en cualquiera de los siguientes puntos:

- La esquina aguda opuesta al primer lado impactado (Estado 5-1)
- Uniforme a lo largo del estribo opuesto al primer lado impactado (Estado 5-2)
- En la esquina obtusa opuesta al primer lado impactado (Estado 5-3)

Paso 5: El tablero del puente se aleja del estribo y rota alrededor del centro de rigidez de la subestructura, lo que conduce al desplazamiento normal $Ns2$ y al posible desalojo en la otra esquina aguda. (Estado 6)

La secuencia de pasos descrita anteriormente se puede observar en la Figura 9.

A modo de resumen, el mecanismo de falla que propone Wu et al., (2017) es el que considera la mayor cantidad de variables y efectos asociados al fenómeno de impacto entre el estribo y tablero de un puente esviado. En este mecanismo se considera una fase de rotación forzada y una fase de rotación libre. La primera ocurre cuando el tablero impacta contra el estribo y rota en torno al vértice obtuso de este. La segunda fase ocurre una vez que se produce el rebote del tablero, cuando la superestructura en el transcurso de su recorrido desde un extremo al otro continúa rotando en la misma dirección, pero ahora en torno al centro de rigidez de la subestructura. La falla por pérdida de capacidad de soporte puede presentarse no solo en el instante en que el tablero se encuentra en contacto con los estribos, sino también en el recorrido de un extremo a otro.

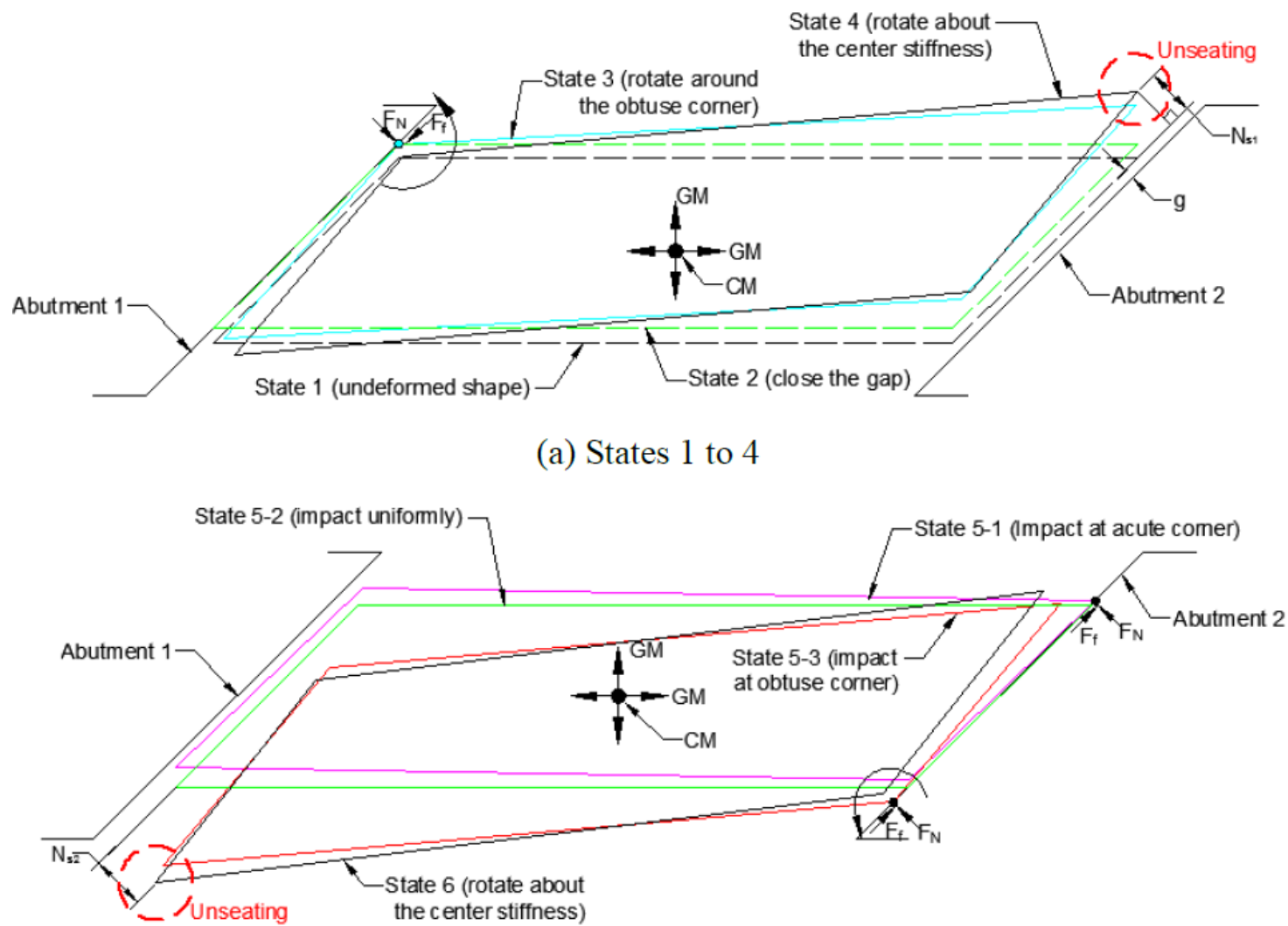


Figura 9: Secuencia de fase de rotaciones forzadas y libre en tablero del puente esviado

Fuente: Wu et al., (2017).

3.3 Modelos experimentales

En los últimos años se han realizado varios ensayos experimentales relacionados al estudio del impacto en puentes esviados, la Tabla 1 presenta un resumen realizado por Benavides, S., (2021), donde se muestran los autores de dichos ensayos y las principales características de cada uno.

Analizando la Tabla 1, es posible observar que varios autores han realizado ensayos para estudiar el mecanismo de falla por pérdida de capacidad de soporte en puentes rectos y/o esviados. Como resultados se han obtenido respuestas diversas sobre el comportamiento de la superestructura, en algunos casos se ha registrado impactos en la conexión estribo – tablero, mientras que en otros no fueron observados. Por otro lado, se puede observar que en la mayoría de los ensayos realizados utilizaron tableros de acero y solo Saiedi & Vosooghi (2013) utilizó tableros de hormigón armado, cuyo estudio se enfocó únicamente en puentes rectos. Dentro de las conclusiones mencionadas en su trabajo concernientes con el tema de esta investigación se encuentra lo siguiente:

- A pesar de ensayar un puente recto, el modelo del puente experimentó rotaciones en el plano debido a la interacción superestructura-estribo.
- En cuanto al daño, no se observó daños en el tablero de hormigón armado y se limitó únicamente a la formación de rotulas plásticas en las columnas.
- La rotación en el plano de la superestructura fue casi proporcional a la fuerza de fricción horizontal en la interfaz de la superestructura del pilar.

Es importante mencionar que su modelo de ensayo se basa en un puente a escala 1:4 de 4 vanos, con tableros apoyados sobre columnas, en donde tanto las columnas como el tablero eran de hormigón armado. No incluye apoyos elastoméricos y la aplicación de la carga fue primero longitudinal, y luego longitudinal y transversal simultáneamente. No se considera efectos del suelo y se considera masa adicional. Dicho modelo de ensayo difiere con el modelo utilizado para los ensayos presentados en esta investigación, por lo que los resultados que se obtendrán no son directamente comparables.

Del análisis de la literatura, el modelo experimental que más se acerca a los objetivos de esta investigación es el realizado por Wu et al., (2017). En dicho modelo se estudia el comportamiento de puentes a escala de un solo vano, con tablero de acero montado sobre apoyos elastoméricos y sin cepas. Estos ensayos fueron realizados tanto para puentes rectos como para puentes con esviajes de 30°, 45° y 60°. Un ejemplo de la implementación del modelo de ensayo realizado por dicho autor se muestra en la Figura 10.

Tabla 1: Características de modelos a escala ensayados para estudios impacto entre estribo y tablero

Características de Modelos a Escala												Dirección de Aplicación de la Carga
Autor	Año	Escala	Tablero	Cepas	Estribos	N° de Vanos	Esviaje [°]	Relación de Aspecto L/B	Apoyos Elastoméricos	Efecto del Suelo	Masa Adicional	
Meng et al.	2004	1:6	A	A	N/C	2	36	1,8	S/C	N/C	N/C	L/T/V
Li et al.	2012	1:125	A	A	A	3	0	6,7	N/C	N/C	N/C	L
Saiidi et al.	2013	1:4	H	H	H	4	0	3,6	N/C	N/C	S/C	L/LT
Wu et al.	2017	1:11,43	A	N/C	A	1	0/30/45/60	3,0/3,6/4,0/4,7	S/C	N/C	N/C	L/T/LT
Kun et al.	2017	1:20	A	A	A	1	0/30/45	9,6	N/C	N/C	N/C	L
Xiang et al.	2017	1:4	A	H	N/C	2	0	1,5	S/C	N/C	S/C	T
Xiang et al.	2018	1:4	A	H	N/C	1	0	1,5	S/C	N/C	S/C	T/TV
Kun et al.	2018	1:20	A	A	A	1	0/30/45	9,6	N/C	S/C	N/C	L
Li et al.	2020	1:15	A	A	N/C	2	0	2,9	S/C	N/C	S/C	L

A: Acero; H: Hormigón; N/C: No Considera. S/C: Si Considera; L: Longitudinal; T: Transversal; V: Vertical; LT: Longitudinal y Transversal Simultáneamente; TV: Transversal y Vertical Simultáneamente.

Fuente: Benavides. S, (2021).

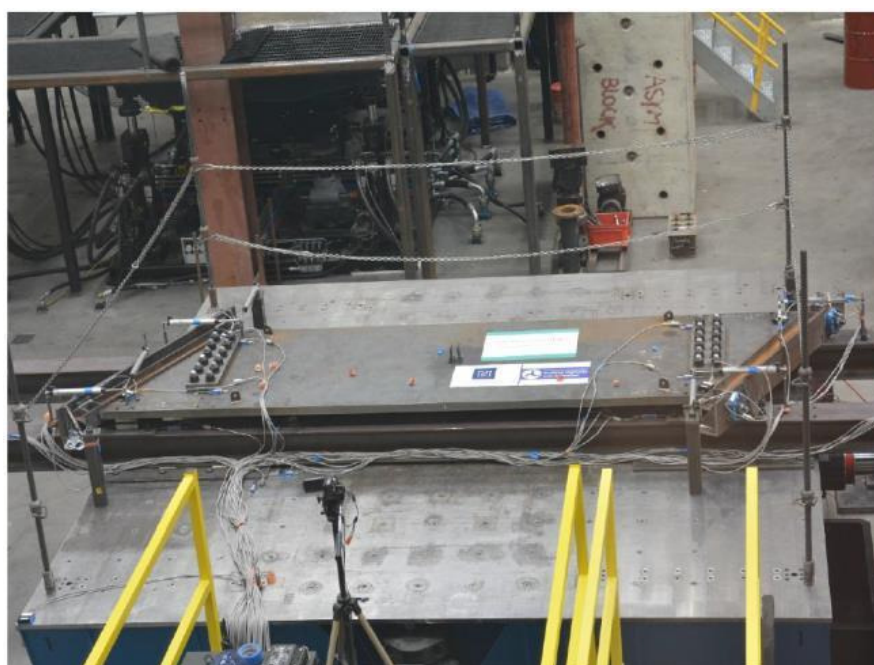


Figura 10: Modelo de ensayo de puente esviado de 30°

Fuente: Wu et al., (2016).

En resumen, el mecanismo de falla y el modelo de ensayo que se toma como referencia se basa en el propuesto por Wu et al., (2017) , en combinación con el programa experimental desarrollado por Sergio Benavides (2021). A diferencia del modelo implementado por Wu et al., (2017), en los ensayos que se efectuaron en esta investigación se utilizan tableros de hormigón armado colocados sobre placas de apoyo elastoméricos y los estribos serán simulados mediante perfiles de acero tipo canal rellenos de hormigón. Además, se evalúa tanto puentes rectos como puentes esviados, con ángulos de esviaje de 15° y 30°.

4 Programa Experimental

4.1 Modelos experimentales

Los modelos de puentes para los ensayos de impacto corresponden a un puente recto y dos puentes esviados, uno de 15° y el otro de 30° . Todos estos modelos poseen un tablero de hormigón armado y un solo estribo como se observa en la Figura 11.

Es importante mencionar que se utiliza únicamente un estribo en los modelos experimentales dado que los ensayos que se realizan corresponden a pulsos de frecuencia, en donde los impactos se producen solo en uno de los dos lados del tablero, por lo cual no es necesario incorporar un segundo estribo. De esta manera, el enfoque del estudio del impacto se basa en la interacción entre un estribo y el tablero.

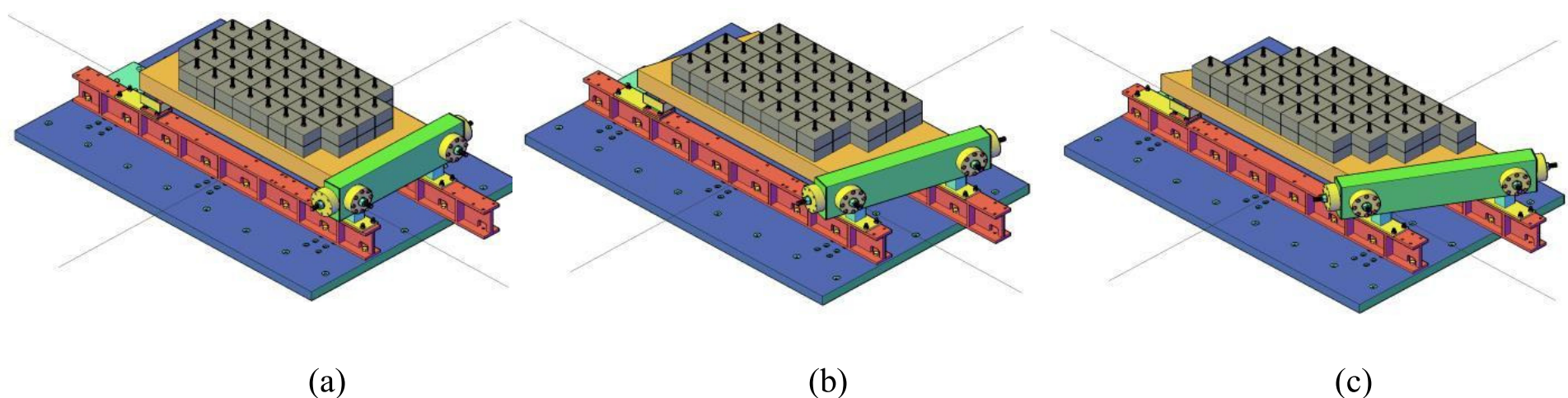


Figura 11: Esquema de los modelos experimentales. Puente (a) recto, (b) esviado 15° , (c) esviado 30°

Fuente: Adaptación de los modelos propuestos por Sergio Benavides (2021).

4.2 Variables del modelo

Las variables que se consideran en los modelos experimentales a escala para realizar los ensayos se presentan en la Tabla 2, siendo las variables relevantes el ángulo de esviaje del tablero, la masa del sistema, la distribución de la masa, la amplitud y la frecuencia de la señal. El resto son parámetros constantes en los modelos experimentales.

Tabla 2: Variables a considerar en el modelo a escala de puentes de hormigón para ensayos

Variables del modelo	
Ángulo de esviaje del tablero	0 [°] – 15 [°] – 30 [°]
Masa del sistema	Ajustada artificialmente (Masa total = 465 kg)
Distribución de masa adicional	0% - 50% - 100% (Uniforme)
Amplitud de la señal	1 [cm] – 1.5 [cm] – 2 [cm]
Frecuencia de la señal	5 [Hz] - 6 [Hz] - 7 [Hz] - 8 [Hz] - 9 [Hz] - 10 [Hz]
Tipo de carga	Pulsos de frecuencia
Materialidad de los elementos	Hormigón H-30 (G-25) / Acero A36
Número de vanos	1
Número de estribos	1
Relación de aspecto del tablero (Ancho/Largo)	0.48
Separación estribo-tablero	1 cm
Dirección de aplicación de carga	Longitudinal

4.3 Fabricación de los especímenes

Los modelos están representados por tres tipos de puentes: un puente recto, un puente esviado de 15° y otro de 30° , todos ellos contruidos con hormigón armado y sometidos a ensayos utilizando un solo estribo. Estos puentes serán soportados por placas de apoyo elastoméricas (65 x 65 x 30 mm), conformados por neopreno de dureza 60 shore que corresponde al material utilizados en los apoyos elastoméricos en puentes reales. Para estos ensayos los apoyos no incluyen placas internas de acero.

Para fabricar los especímenes, se utilizan los planos de montaje generados por Benavides. S, (2021) presentados en la Figura 12a, Figura 12b y Figura 12c, los cuales fueron adaptados a los objetivos de este trabajo.

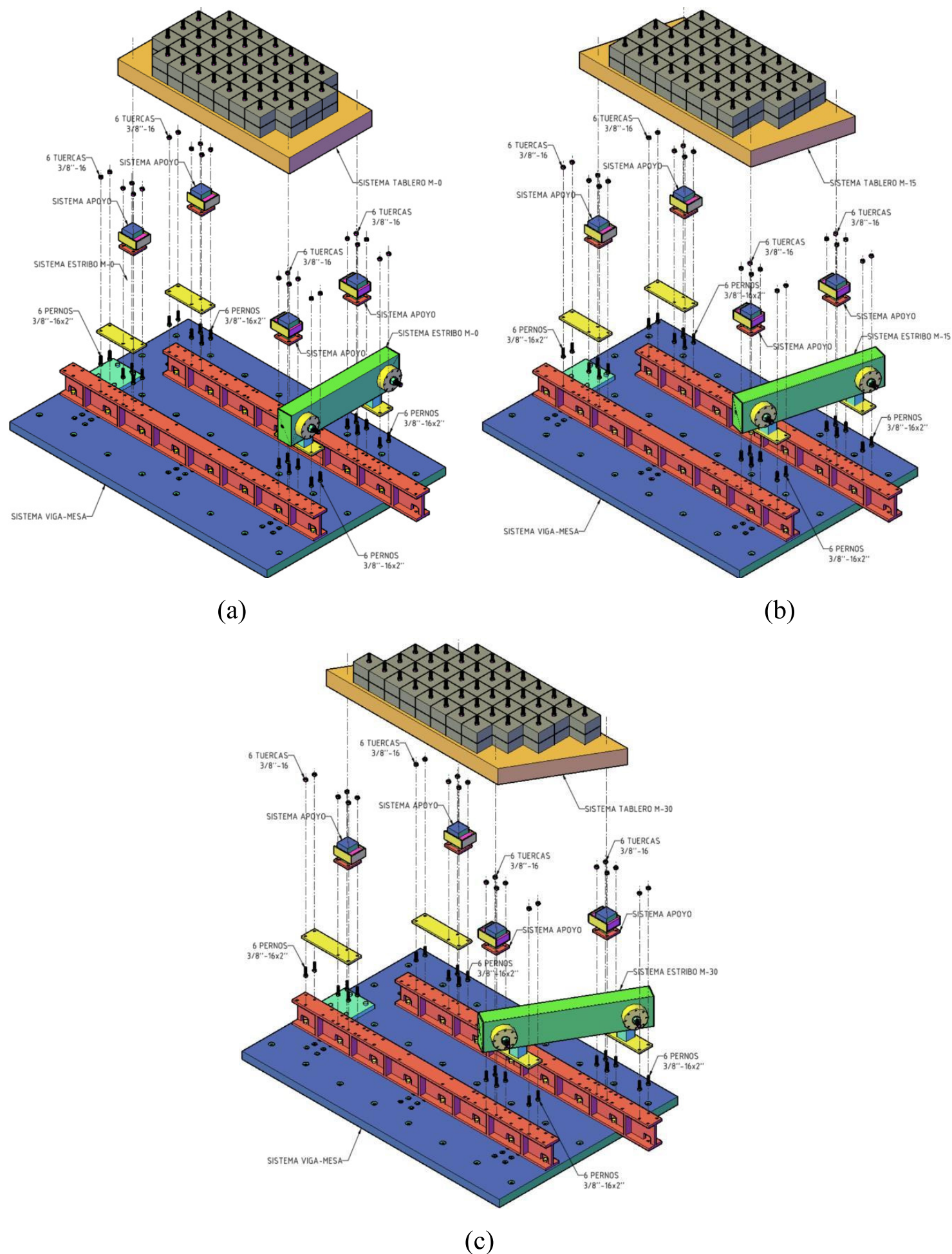


Figura 12: Planos de montaje general para a) Puente recto; b) Puente esviado 15° ; c) Puente esviado 30° . *Fuente: Adaptación de los modelos propuestos por Sergio Benavides (2021).*

Es relevante destacar que las vigas utilizadas en el ensamblaje del prototipo experimental ya estaban disponibles en el inventario del laboratorio, por lo tanto, no fue necesario fabricar vigas nuevas. En su lugar, se realizaron perforaciones adicionales en el ala superior del perfil para permitir la conexión de los estribos y apoyos del tablero para los diferentes ángulos de esviajes.

Por otra parte, en el laboratorio se disponía de 82 lastres de plomo, con un promedio de masa de 4,6 kg cada uno. Estos lastres se utilizaron para cumplir con las condiciones de semejanza entre el modelo escalado y un puente real. Según Benavides. S, (2021), para cumplir con la ley de semejanza, la densidad del modelo debe ser 25 veces mayor que la del prototipo del puente real. Para lograr esto, se agregó masa adicional al modelo equivalente a 24 veces su masa original, lo cual se logra al incorporar dicha cantidad de lastres de plomo.

El resto de los componentes que se presentan en la Figura 12, tanto los elementos de acero como los elementos de hormigón armado, fueron confeccionados con ayuda de apoyos académicos del laboratorio LEMCO.

4.3.1 Tablero del puente

Los tableros de los puentes fueron confeccionados utilizando hormigón H-30 armado con una malla electrosoldada (ACMA) en su interior, con perforaciones verticales que permitieran el paso de la barra hilada que sujetan los lastres de plomo. Las dimensiones de los tableros son las establecidas en el trabajo de Benavides. S, (2021).

El proceso de fabricación queda definido mediante las siguientes etapas:

- Fabricación de moldajes de madera para darle la forma requerida al tablero. (Figura 13a)
- Incorporación de tubos metálicos y malla electrosoldada en el encofrado. (Figura 13b)
- Llenado del encofrado con hormigón premezclado. (Figura 13c)
- Tablero de hormigón ya endurecido y curado durante mínimo 7 días. (Figura 13d)

El procedimiento anteriormente descrito se replicó para los tableros de 15° y 30°.

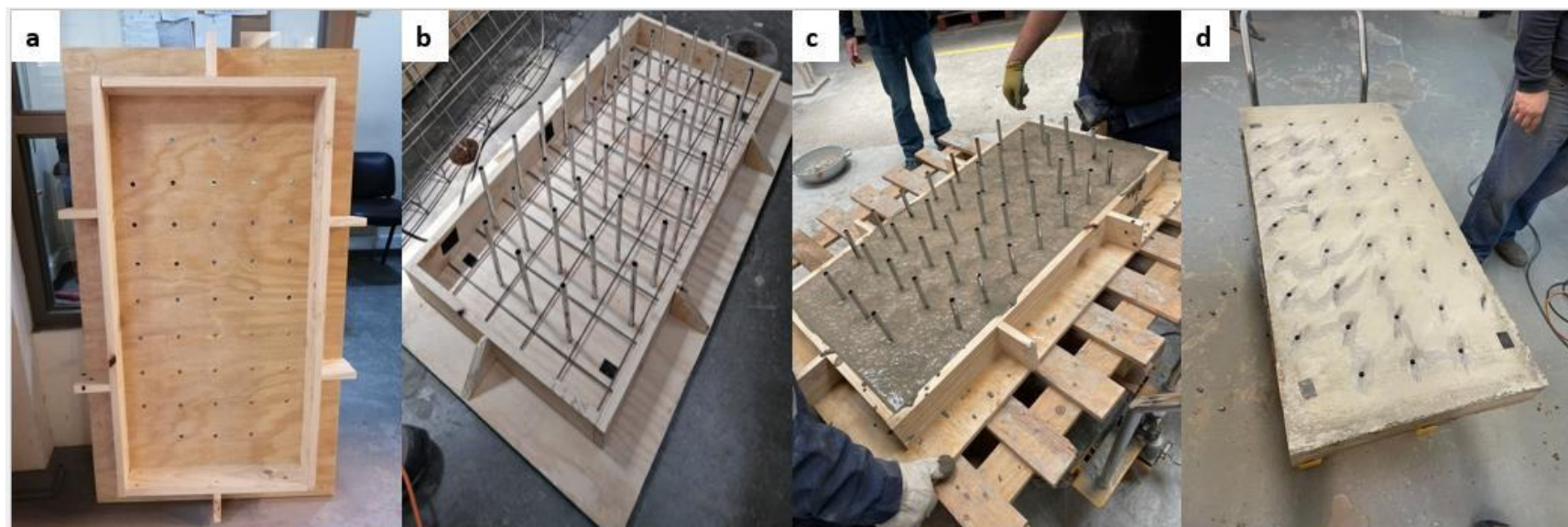


Figura 13: a) Fabricación de moldajes; b) Incorporación de tubos y malla electrosoldada; c) Hormigonado; d) Tablero desmoldado y listo para ensayar. Caso puente recto.

4.3.2 Estribos del puente

Los estribos del puente son simulados mediante un sistema estructural de acero-hormigón, que busca representar el comportamiento de un estribo de hormigón armado ante un eventual impacto del tablero. Este sistema se confecciona mediante un perfil de acero tipo canal (150 x 75 x 5 mm) que se encuentra soldado en la parte inferior a un perfil cuadrado (50 x 50 x 3 mm), el cual le brinda al perfil la altura necesaria para que el tablero impacte correctamente. Estos perfiles tubulares se encuentran soldados a unas pletinas (75 x 5 mm) que se conectan a las vigas mediante un conjunto de pernos y tuercas, dándole

al estribo la rigidez necesaria para que este se mueva junto a la mesa. Lo anteriormente mencionado puede observarse en la Figura 14a.

Por otro lado, se dispone de un perfil canal (125 x 50 x 3mm) relleno de hormigón como se muestra en la Figura 14b. Esta parte del estribo es la que recibe los impactos del tablero.

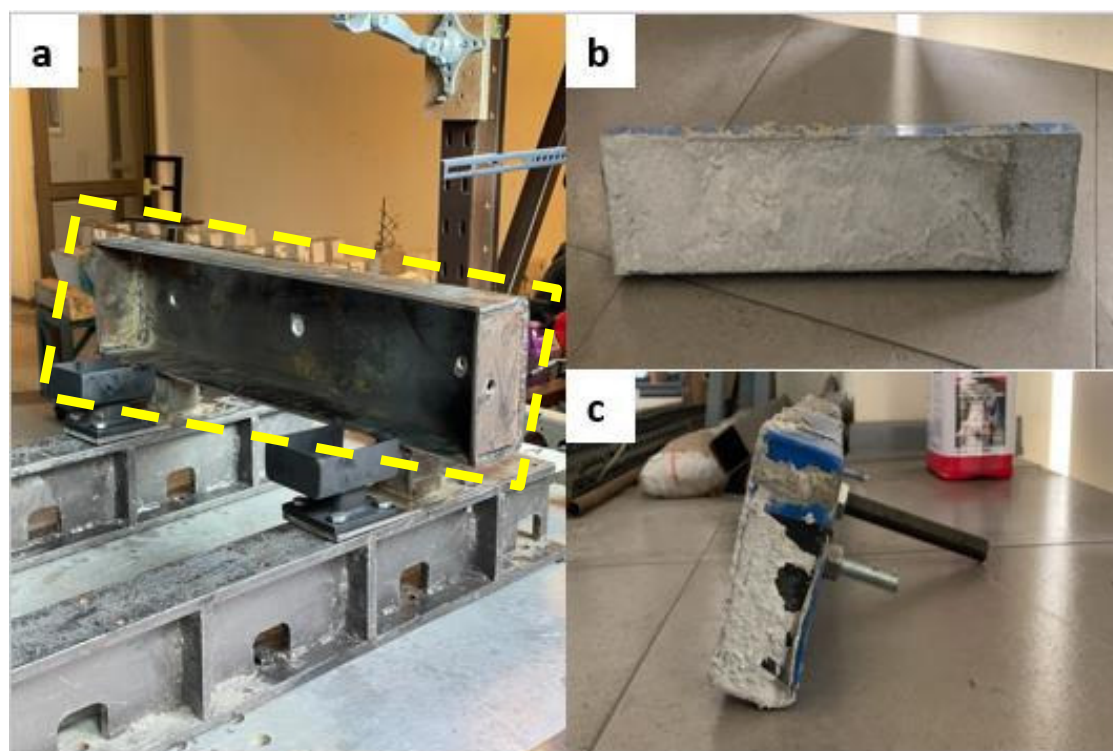


Figura 14: a) Ejemplo perfil canal externo; b) Vista frontal perfil canal interno relleno con hormigón c) Vista lateral perfil canal interno relleno con hormigón

Estos perfiles se conectan únicamente por barras hiladas que se encuentran embebidas dentro del hormigón del perfil interior y se introducen por las perforaciones del perfil externo, utilizando lo que sobresale de las barras hiladas para conectar las celdas de carga en la parte posterior del estribo, como se observa en la Figura 15a y Figura 15b. Las longitudes de los estribos se expresan en el trabajo de Benavides. S, (2021) y varían según el ángulo de esviaje del tablero a ensayar.

Es importante mencionar que las barras hiladas extremas se utilizan para conectar las celdas de carga, mientras que la barra hilada central se utiliza para darle mayor estabilidad a la unión entre los canales interno y externo, además de medir los desplazamientos que se generen en el canal interno producto de los impactos mediante un láser ubicado fuera del sistema mesa-estribo-tablero, el cual apunta a la superficie plana del extremo de la barra.

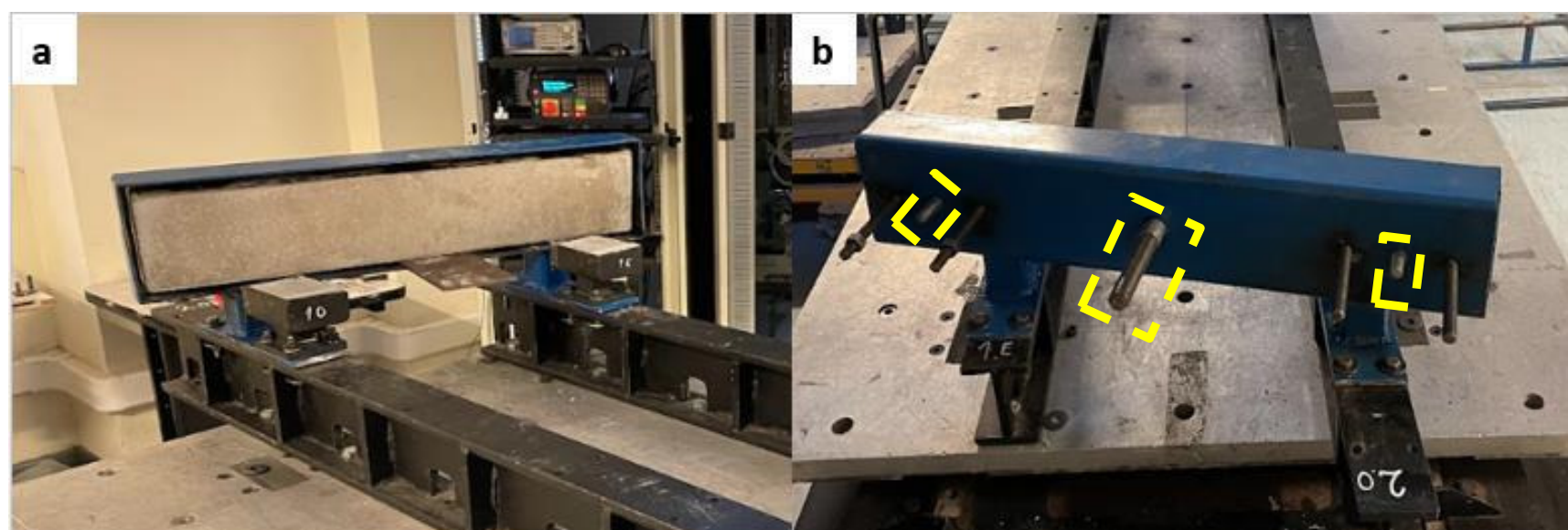


Figura 15: a) Vista frontal estribo esviado 15°; b) Vista posterior estribo esviado 15°

4.3.3 Apoyo del tablero

Los apoyos del tablero son confeccionados utilizando elementos de acero rellenos de mortero autonivelante para darle la horizontalidad que requiere el sistema, sobre estos se superponen placas de apoyo elastoméricas provistas por la empresa Ferrocaucho. Estos apoyos son aperrnados sobre las pletinas soldadas al estribo, permitiendo que el tablero quede a una distancia de 1 cm cumpliendo con la distancia estribo-tablero establecida en la Tabla 2. En la Figura 16a se presenta la fabricación de los apoyos, en la Figura 16b se presenta la ubicación de los apoyos más cercanos al estribo, y en la Figura 16c se muestra la vista de uno de los apoyos con el tablero montado sobre placas de apoyo elastoméricas.

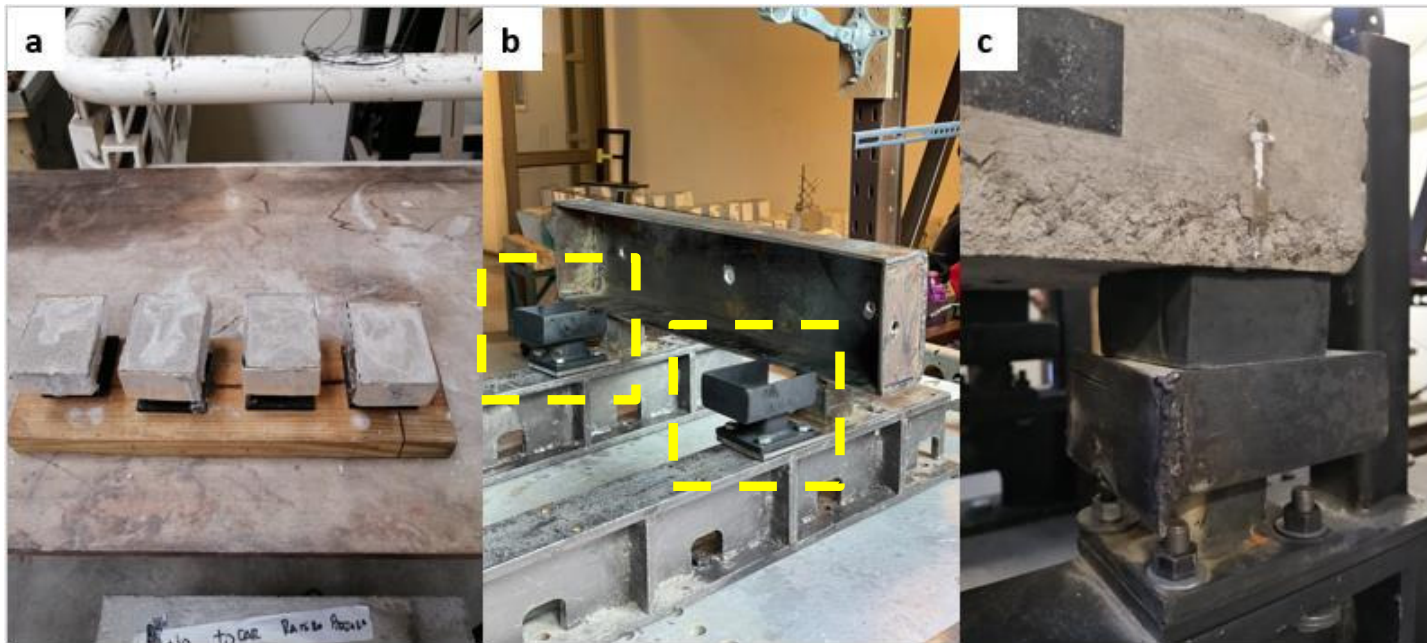


Figura 16: a) Confección de apoyos; b) ubicación apoyos; c) Tablero montado sobre apoyos

4.3.4 Sistema de Seguridad

Para proteger los instrumentos de medición, los equipos del laboratorio y la integridad de las personas que realizan los ensayos se confeccionó un sistema de seguridad que se ancla a la mesa mediante pernos, la cual tiene como objetivo impedir los desplazamientos y rotaciones excesivas del tablero y de su masa adicional fuera de lo permitido. En la Figura 17 se muestra el sistema de seguridad implementado correspondiente a los perfiles cuadrados verticales de color negro.

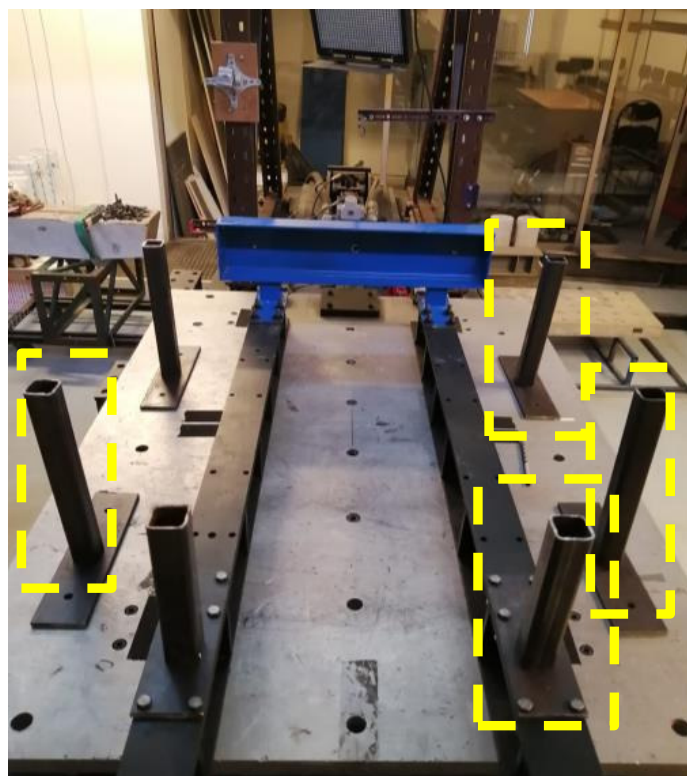


Figura 17: Sistema de seguridad implementado

4.3.5 Probeta cilíndrica de hormigón

Se realizan ensayos a compresión de probetas cilíndricas de hormigón para verificar que la resistencia que asegura el fabricante sea la que realmente tendrá el hormigón al momento de los ensayos de impacto. Para ello, se confeccionan 3 probetas cilíndricas estándar de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura (ver Figura 18a), según lo que establece la norma NCh 1037. Además, se confeccionan 4 probetas de 35 mm de diámetro y 70 mm de altura (ver Figura 18b), esto debido a que el espesor del tablero de hormigón es pequeño con respecto al espesor que posee un tablero real de hormigón armado de un puente, por lo que es más representativo realizar el ensayo a compresión cilíndrica de hormigón con probetas más pequeñas que las de tamaño estándar.

Se realizan ensayos de prueba de compresión cilíndrica del hormigón a los 7 días para una probeta estándar y una probeta pequeña. De esta manera se obtuvo las resistencias presentadas en la Tabla 3, lo cual permite verificar que el hormigón al momento de los ensayos de impacto cumple con la mínima resistencia a compresión esperada, la cual es 250 kgf/cm².

Tabla 3: Resultados ensayos a compresión probetas cilíndricas de hormigón

Probeta ensayada	Diámetro	Altura	Resistencia máxima a compresión
	[mm]	[mm]	[kgf/cm ²]
Estándar	150	300	268.9
Pequeña	35	70	262.4

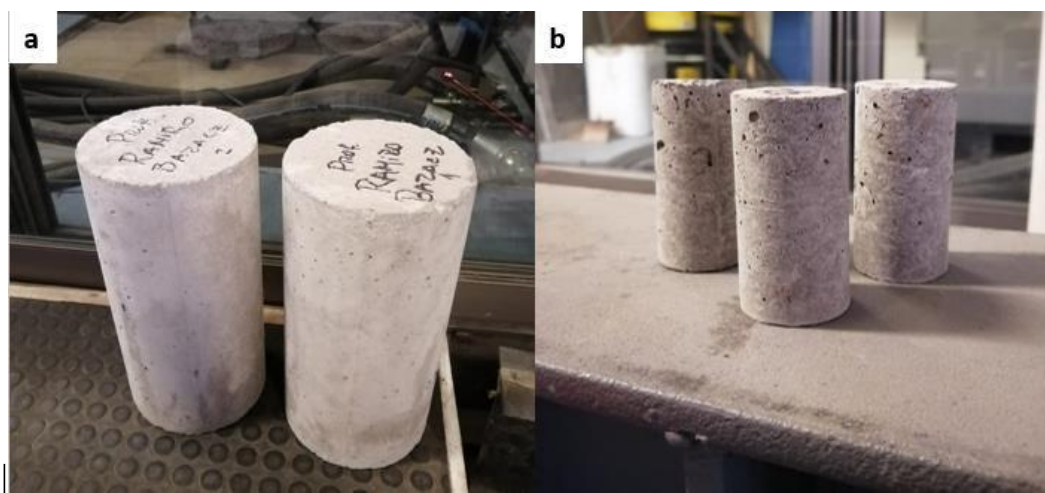


Figura 18: a) Probetas cilíndricas estándar de hormigón; b) Probeta cilíndricas pequeñas de hormigón

4.4 Instrumentación y Equipos

4.4.1 Equipos

a. Mesa de simulación sísmica

La mesa sísmica o mesa vibratoria es una herramienta experimental que permite estudiar el comportamiento de estructuras que se someten a efectos dinámicos. El objetivo de este equipo es la reproducción de una excitación dinámica sobre la base de componentes estructurales. En este estudio la señal fue ingresada mediante un registro de desplazamiento, ya sea para replicar un pulso o un barrido de frecuencias (ver Figura 19a).

b. Prensa de ensayo de compresión

La prensa de ensayo de compresión es un equipo que permite realizar ensayos a compresión de probetas cilíndricas o cuadradas de hormigón, con el objetivo de cuantificar la resistencia a compresión del hormigón mediante un ensayo de carga controlada a una velocidad de 0,025 MPa/s (ver Figura 19b).

c. Fuente de poder

La fuente de poder es un equipo que permite suministrar energía controlada a las celdas de carga, con una capacidad de hasta 24 volts (ver Figura 19c).

d. Acondicionador de señal

Este equipo acondiciona la señal de la celda de carga para que pueda ser registrada en el sistema de adquisición de datos (DAQ) (ver Figura 19d).

e. Sistema de adquisición de datos (DAQ)

Este equipo permite registrar la información medida por los instrumentos utilizados en los ensayos, permitiendo separar por canal toda la información y traspasarla al computador para el almacenamiento y visualización de los datos (ver Figura 19e).

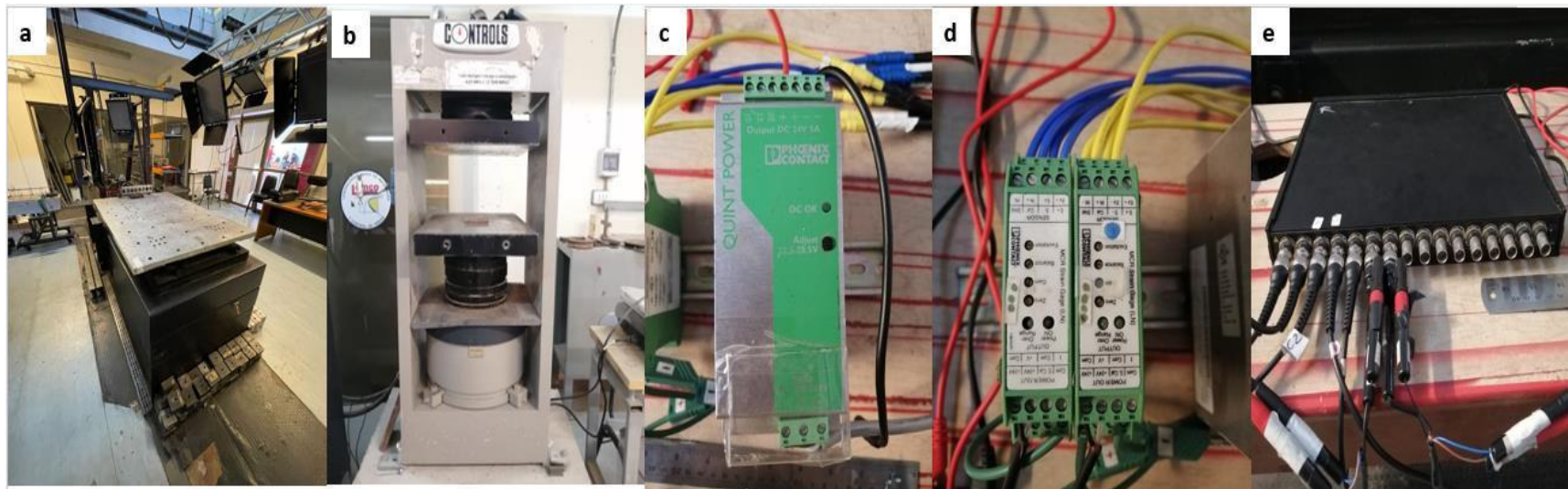


Figura 19: a) Mesa de simulación sísmica; b) Prensa de ensayo a compresión; c) Fuente de poder; e) Sistema de adquisición de datos (DAQ)

4.4.2 Instrumentos

a. Celda de carga

Las celdas de carga son instrumentos de medición de fuerzas diseñada para medir cargas de compresión o tensión (celda de carga axial) y en algunos casos también miden fuerzas de corte (celdas de carga triaxial). En su interior se encuentra uno o varios sensores de deformación denominados “Strain Gauges” que detectan los valores de deformación en el elemento instrumentado en su interior y transforma esa deformación a voltaje, que puede ser transformada a fuerzas mediante una conversión apropiada. En ese caso la conversión usada es 1V=100 Kgf. Las celdas de carga que se utilizan en los ensayos corresponden a 2 unidades Wagezelle (2 mV/V), tipo donut de capacidad 1 tonelada cada una (ver Figura 20a).

b. Sensor de desplazamiento láser

Corresponde a una herramienta de medición de desplazamientos de alta precisión sin contacto ni rozamiento sobre superficies, que permite registrar la variación espacial de un punto de interés en un intervalo de tiempo (ver Figura 20b). Los sensores de desplazamiento miden en voltaje, por lo que para convertir los voltajes a desplazamientos según el manual del fabricante (Keyence) se debe utilizar la siguiente expresión:

$$D = \frac{(V - 2.25)}{0.0875} \quad \text{Ec. 2}$$

Donde:

D: Desplazamiento del punto de interés en algún instante de tiempo, medido en milímetros.

V: Voltaje registrado por el láser sobre el punto de interés en algún instante de tiempo, medido en volts.

c. Acelerómetro Triaxial PCB

Corresponde a un instrumento que permite medir aceleraciones en sus tres direcciones principales, con un rango máximo de medición de 5g (ver Figura 20c).

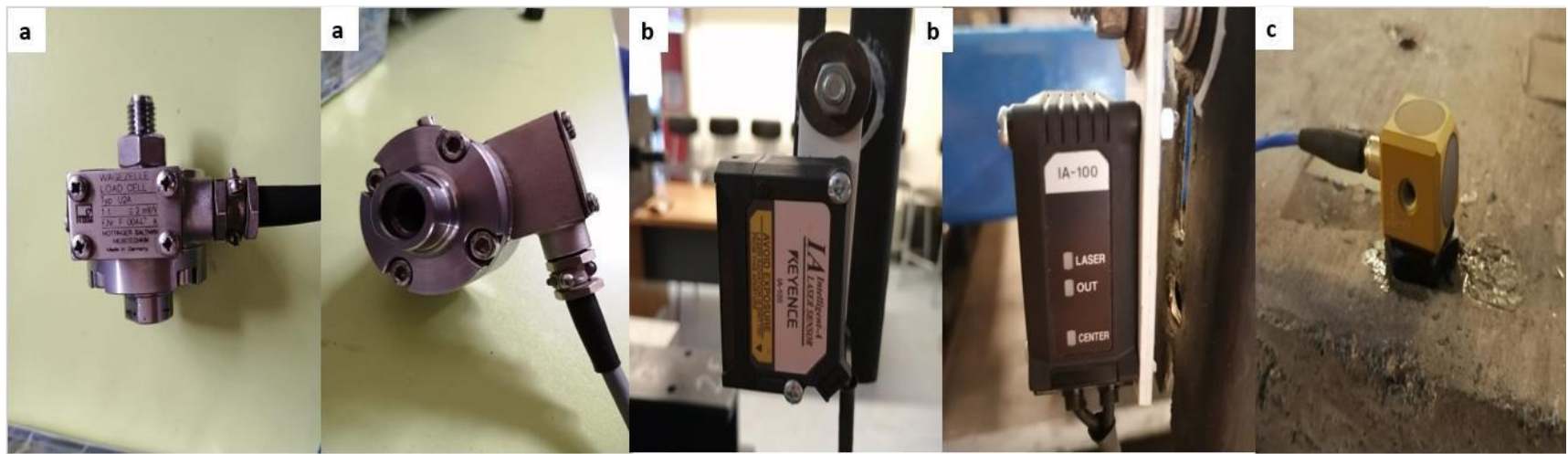


Figura 20: a) Celda de carga Wagezelle; b) Sensor de desplazamiento láser; c) Acelerómetro triaxial

4.4.3 Instrumentación

En la Figura 21 se presenta el esquema de instrumentación que se utilizó para los ensayos de impacto para el puente recto y los puentes esviados de 15° y 30°.

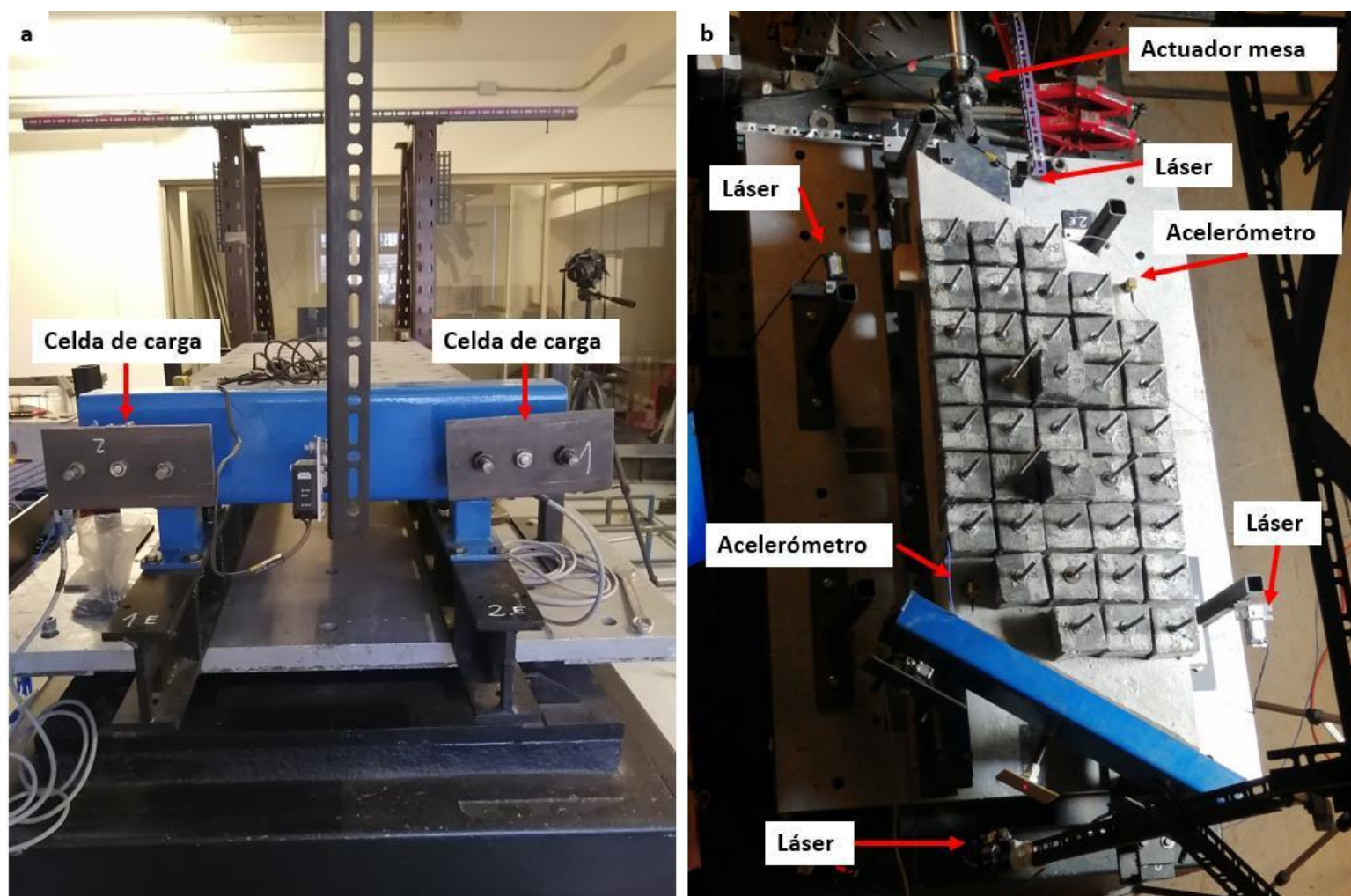


Figura 21: a) Esquema de instrumentación vista elevación frontal; b) Esquema de instrumentación vista planta

Se dispone de dos celdas de carga ubicadas en los extremos de la parte posterior del perfil externo como se muestra en la Figura 21a. Cada celda de carga se encuentra conectada por medio de una barra hilada de diámetro 1/2" grado 8.8, la cual se encuentra embebida en el perfil interno relleno con hormigón y es introducida al interior de la celda por una abertura con hilo del mismo diámetro que la barra. Esta conexión se presenta en la Figura 22. El mecanismo de medición en este caso ocurre cuando el tablero de hormigón impacta el canal interno, este último comprime las barras hiladas, las cuales, por acción y reacción, comprimen la celda de carga conectada al perfil externo, registrándose de esta manera las fuerzas asociadas a los impactos. La fuerza de impacto final se obtiene como la suma de las fuerzas registradas por ambas celdas de carga de manera individual. Cabe destacar que las celdas de carga en todo instante se encuentran precomprimidas, permitiéndole a la componente interna del estribo permanecer fija en su lugar para no alterar las mediciones.



Figura 22: Conexión celda de carga

Es importante destacar que el perfil interno se comporta prácticamente como un sistema en voladizo, puesto que el único punto de contacto entre el perfil interno relleno y el perfil externo se produce cuando las barras se apoyan en las perforaciones del perfil externo. Por otro lado, el contacto de la barra hilada con el borde de la perforación podría producir una trabazón que afectaría considerablemente los resultados, por lo cual se incorporan vainas de aluminio lubricadas para disminuir el roce y que el sistema interno pueda desplazarse libremente sin ninguna restricción.

También se puede observar en el esquema de instrumentación (Figura 21b) que se disponen 4 láser ubicados de manera estratégica para medir los desplazamientos del tablero. Se disponen de 2 láser para medir los desplazamientos longitudinales, uno ubicado cerca del actuador de la mesa apuntando en la dirección longitudinal del desplazamiento de la mesa (sentido positivo del desplazamiento), mientras que el otro se encuentra fuera de la mesa sísmica apuntando a una placa de madera ortogonal a la barra central que sobresale del estribo. Es importante mencionar que cuando se presenta un estribo con esviaje, la medición de este último láser no se encuentra en la dirección longitudinal de la mesa, es por esta razón que los registros deben descomponerse según el ángulo de esviaje para trabajar con los desplazamientos en la misma dirección, como se muestra en la Figura 23. Las expresiones que se utilizan para descomponer las fuerzas son las siguientes.

$$u_N = u_x \cos \theta - u_y \sin \theta$$

$$u_T = u_x \sin \theta + u_y \cos \theta$$

Donde:

u_N : dirección normal al estribo

u_T : dirección tangencial al estribo

u_x : dirección longitudinal al tablero

u_y : dirección transversal al tablero

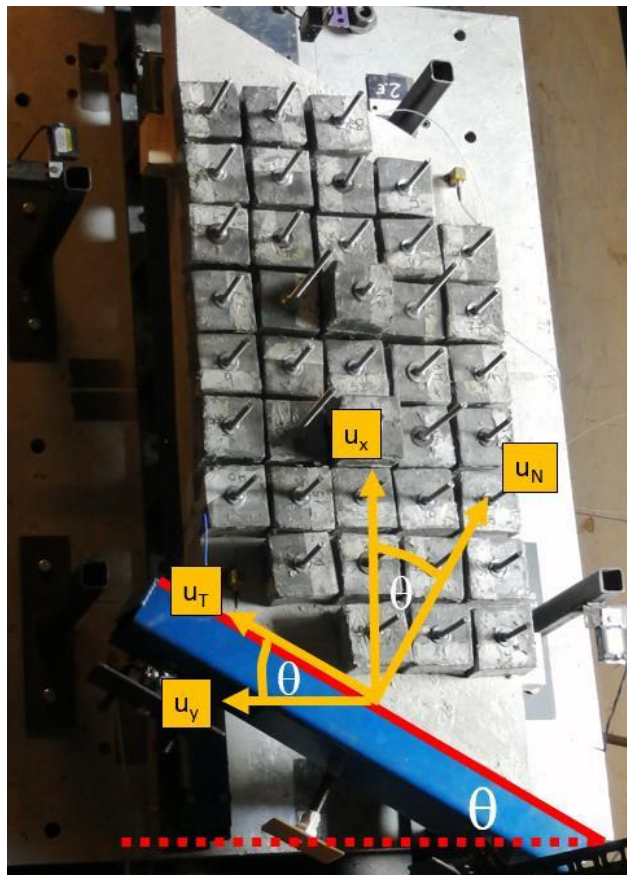


Figura 23: Descomposición vectorial de los desplazamientos según ángulo de esviaje θ

Para medir los desplazamientos transversales, se instalan 2 láser por el costado del tablero, tanto en la esquina superior izquierda como en la esquina inferior derecha del tablero, como se muestra en la Figura 21b. Esta disposición de los transductores láser permite evidenciar las traslaciones y/o rotaciones que pueda sufrir el tablero ante los eventuales impactos.

Finalmente, se dispone de 2 acelerómetros triaxiales ubicados en la superficie del tablero, los cuales permiten registrar las aceleraciones en las 3 direcciones. Estos se ubican en la esquina superior derecha y esquina inferior izquierda del tablero como se aprecia en la Figura 21b.

4.5 Montaje componentes de ensayo

En la Figura 23 se presentan algunas imágenes sobre el proceso de montaje de los distintos componentes que conforman los prototipos de ensayo.

En primer lugar, se inicia el montaje con la ubicación y el anclaje de las vigas del puente sobre la mesa sísmica del laboratorio LEMCO, lo cual se observa en la Figura 24 (1). En segundo lugar, se procede al montaje del estribo, se inicia con la instalación y apertado del perfil externo sobre las vigas para luego incorporar el perfil interno relleno al interior del perfil externo, pasando las barras hiladas embebidas dentro del hormigón por las perforaciones del perfil externo, como se puede apreciar en la Figura 24 (2) y Figura 24 (3). En tercer lugar, se procede a la incorporación y apertado de los apoyos sobre las pletinas. Adicionalmente, se sitúan las placas de neopreno sobre los apoyos instalados, como se observa en la Figura 24 (4) y Figura 24 (5). En cuarto lugar, se procede a instalar el sistema de seguridad apertado directamente a la mesa sísmica. Luego, se monta el tablero de hormigón armado sobre las placas de neopreno, teniendo especial cuidado en no dañar ningún componente en los alrededores. Esto se puede observar en la Figura 24 (6). En quinto lugar, se realiza el apriete y sujeción de las celdas de carga para asegurar que el canal interno quede bien alineado con el externo y sin inclinación, además de asegurar que la celda de carga quede en un estado de precompresión. Esto se hace mediante el apriete de la tuerca central como se puede observar en la Figura 24 (7).

Finalmente, se procede a ubicar los láser y acelerómetros en sus lugares correspondientes, revisando que todos los cables no queden en tensión ni enredados, teniendo especial cuidado en no dañarlos, pisarlos o cortarlos. Simultáneamente, si así lo amerita el ensayo, se procede a instalar la masa adicional conformada por lastres de plomo. Todo esto se puede observar en la Figura 24 (8).



Figura 24: Compilación de imágenes sobre montaje puente esviado 30°

4.6 Matriz de ensayo

Los experimentos llevados a cabo en esta investigación consisten en dos tipos de pruebas: barrido de frecuencias y pulsos de frecuencias. El primero es realizado con el fin de obtener las propiedades dinámicas del modelo para las distintas configuraciones de esviaje y masa, siendo el periodo/frecuencia fundamental, la principal propiedad de interés. Por otro lado, se realizan pulsos de frecuencias los cuales permiten estimar de manera directa las fuerzas de impacto y su relación con los desplazamientos y rotaciones registradas, lo cual se alinea con los objetivos de esta investigación. El rango de frecuencias para los pulsos fue seleccionado según los valores de frecuencias naturales calculados utilizando la expresión, $\omega_n = \sqrt{k/m}$, para los casos de tablero con 0%, 50% y 100% de masa adicional. Donde, “k” y “m” son la rigidez y la masa del sistema, respectivamente. La masa del sistema es conocida y se obtiene al considerar la masa del tablero en conjunto con las masas adicionales asociadas a los diferentes estados de carga. Para el caso de la rigidez del sistema, esta es calculada como la suma de las rigideces laterales de las placas de apoyo elastoméricas, a través de la siguiente ecuación: $k=GA/h$, donde “G” corresponde al módulo de corte, cuyo valor nominal según fabricante es 25 kgf/cm²; “A” corresponde al área de la placa elastoméricas que en promedio corresponde a 42.3 cm² por cada placa; “h” corresponde a la altura de la placa igual a 3.3 cm. El resultado de las rigideces de cada placa elastomérica se presenta en la Tabla 4.

Tabla 4: Rigidez teórica placas elastoméricas

Elastómero	Largo 1	Largo 2	Altura	Área	Módulo de corte	Rigidez
	L1	L2	H	A	G	k
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[kgf/cm ²]	[kN/m]
E1	6.1	6.6	3.3	40.26	25	298.9
E2	6.6	6.7	3.3	44.22	25	328.3
E3	6.6	6.7	3.3	44.22	25	328.3
E4	6.5	6.6	3.3	42.9	25	318.5
Total						1274

A continuación, se muestra la matriz de ensayo que se ajusta para llevar a cabo los ensayos experimentales. En las Tabla 5 y Tabla 6 se detalla el tipo de ensayo, su configuración y la cantidad correspondiente que se realizará para el caso de barrido de frecuencia y pulsos de frecuencia respectivamente.

Tabla 5: Matriz de ensayo para barrido de frecuencias

ENSAYO BARRIDO DE FRECUENCIA	
Ángulo de esviaje	0 [°] – 15 [°] – 30 [°]
Masa	Tablero – Tablero + 50% lastres – Tablero + 100% lastres
Distribución de masas	Uniforme
Tipo de ensayos	Barrido de Frecuencias
Amplitud señal	2 [mm]
Rango de frecuencias	0 Hz a 20 Hz
Número de ensayos	9
Objetivo	Estimar propiedades dinámicas de los modelos de ensayo

Tabla 6: Matriz de ensayo para ensayos de pulsos de frecuencia

ENSAYOS PULSOS DE FRECUENCIAS	
Ángulo de esviaje	0 [°] –15[°] - 30 [°]
Masa	Tablero – Tablero + 50% lastres – Tablero + 100% lastres
Distribución de masas	Uniforme
Tipo de ensayos	Pulsos de frecuencia
Amplitud señal	1[cm] - 1.5[cm] - 2[cm]
Frecuencias	5[Hz] - 6[Hz] - 7[Hz] - 8[Hz] - 9[Hz] - 10[Hz]
Nº de repeticiones	3
Número de ensayos	486
Objetivo	Estimar fuerzas de impacto y desplazamientos del tablero

Como es posible observar en las Tabla 5 y Tabla 6, para cada ensayo se establece el ángulo de esviaje que se utiliza, la masa que tiene el sistema ya sea el tablero por sí solo o con algún porcentaje de la masa adicional. En todos los casos se utiliza una distribución de masa uniforme y las amplitudes de la señal que se implementan en el ensayo. Además, se establece el tipo de carga que se implementa, ya sea barrido de frecuencia o pulso de frecuencia. Para el caso de la matriz de ensayo de los pulsos de frecuencia se establecen las frecuencias y el número de repeticiones por ensayo. Finalmente, se presenta el número de ensayos requeridos para hacer todos los casos de cada tipo de ensayo, sumando un total de 495 ensayos.

Desde ahora en adelante se utiliza la siguiente notación para caracterizar los ensayos asociados al barrido de frecuencia y pulsos de frecuencia para los distintos modelos experimentales.

Notación ensayos de pulso de frecuencia: $E_{xx}M_{xx}UA_{xx}F_{xx}$

Notación ensayos de barrido de frecuencia: $E_{xx}M_{xx}UBF\ 2mm$

Donde:

E_{xx} : Esviaje del tablero ensayado. Ejemplo: E_{30} = esviaje 30°

M_{xx} : Porcentaje de masa adicional aplicada sobre el tablero. Ejemplo: M_0 = 0% de masa adicional

A_{xx} : Amplitud del pulso ensayado. Ejemplo: A_2 = amplitud de la señal de 2 cm

F_{xx} : Frecuencia del pulso ensayado. Ejemplo: F_5 = frecuencia de la señal 5 Hz

U: Corresponde a una distribución de masa uniforme

BF: Barrido de frecuencia

5 Resultados

5.1 Espectro de frecuencia

Para calcular el espectro de frecuencias de la superestructura se utiliza el registro de aceleraciones obtenido a partir del barrido de frecuencia. Este se realiza para el caso de puente recto, puente esviado de 15° y puente esviado de 30° , y para los diferentes estados de carga (Tablero; Tablero + 50% masa; Tablero + 100% masa). La Figura 25 presenta los registros de aceleraciones en función del tiempo para los distintos casos analizados.

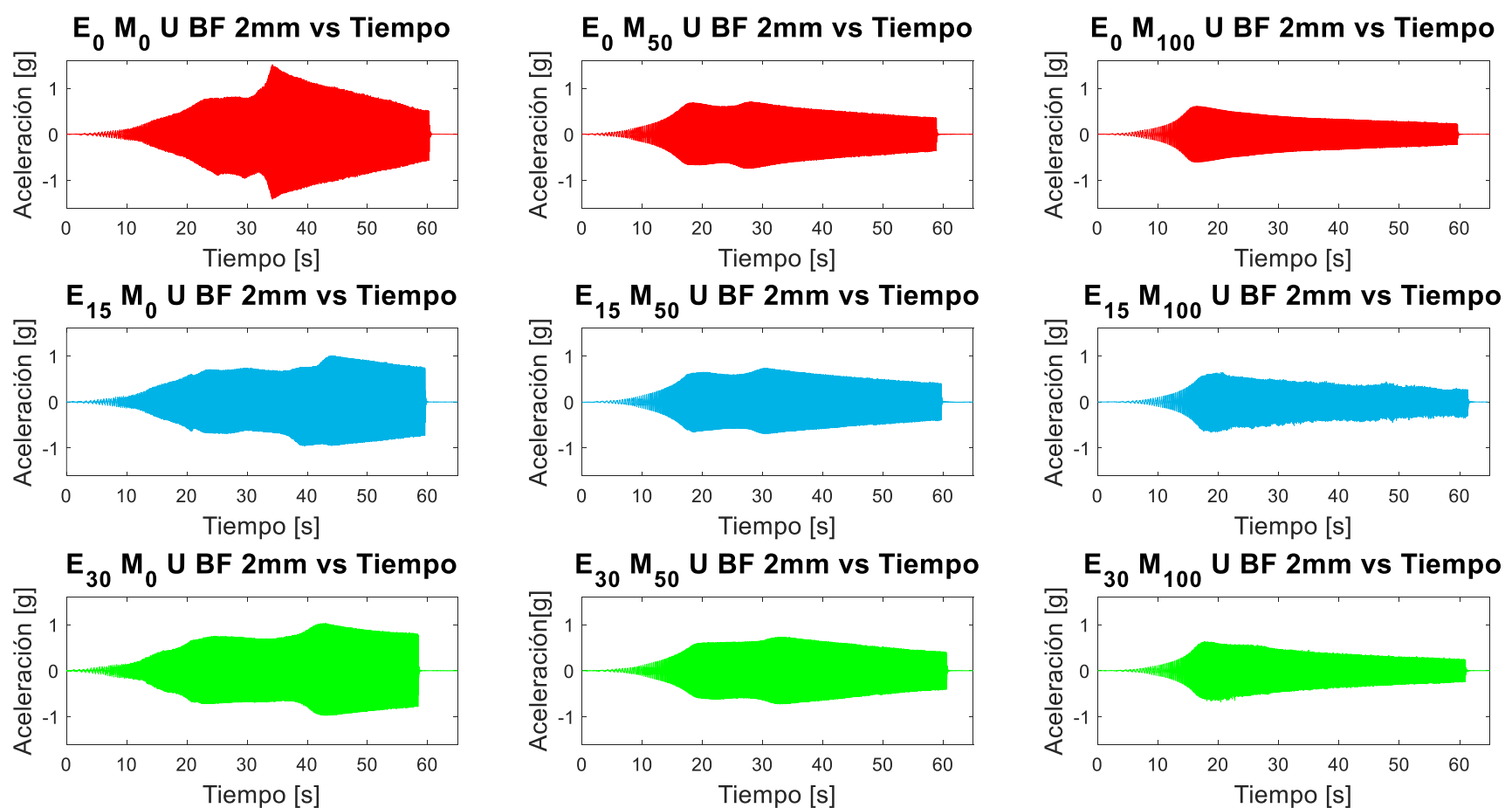


Figura 25: Registro de aceleraciones longitudinales, barrido de frecuencia

Se puede apreciar en la Figura 25 que, si se modifica el esviaje del puente, los valores y la forma del registro no varía en gran medida. Sin embargo, sí se observan variaciones importantes para los distintos casos de masa, por lo cual se puede afirmar que las aceleraciones del tablero no dependen de la forma de este, sino de la masa de la superestructura.

Adicionalmente, es posible observar que a medida que aumenta la masa de la superestructura, la forma del registro de aceleraciones se vuelve más uniforme y tiende a presentar un solo peak.

Mediante un análisis de Fourier es posible obtener el espectro de frecuencias asociado a cada tablero y asignación de masa. Los resultados de dicho análisis se presentan en la Figura 26.

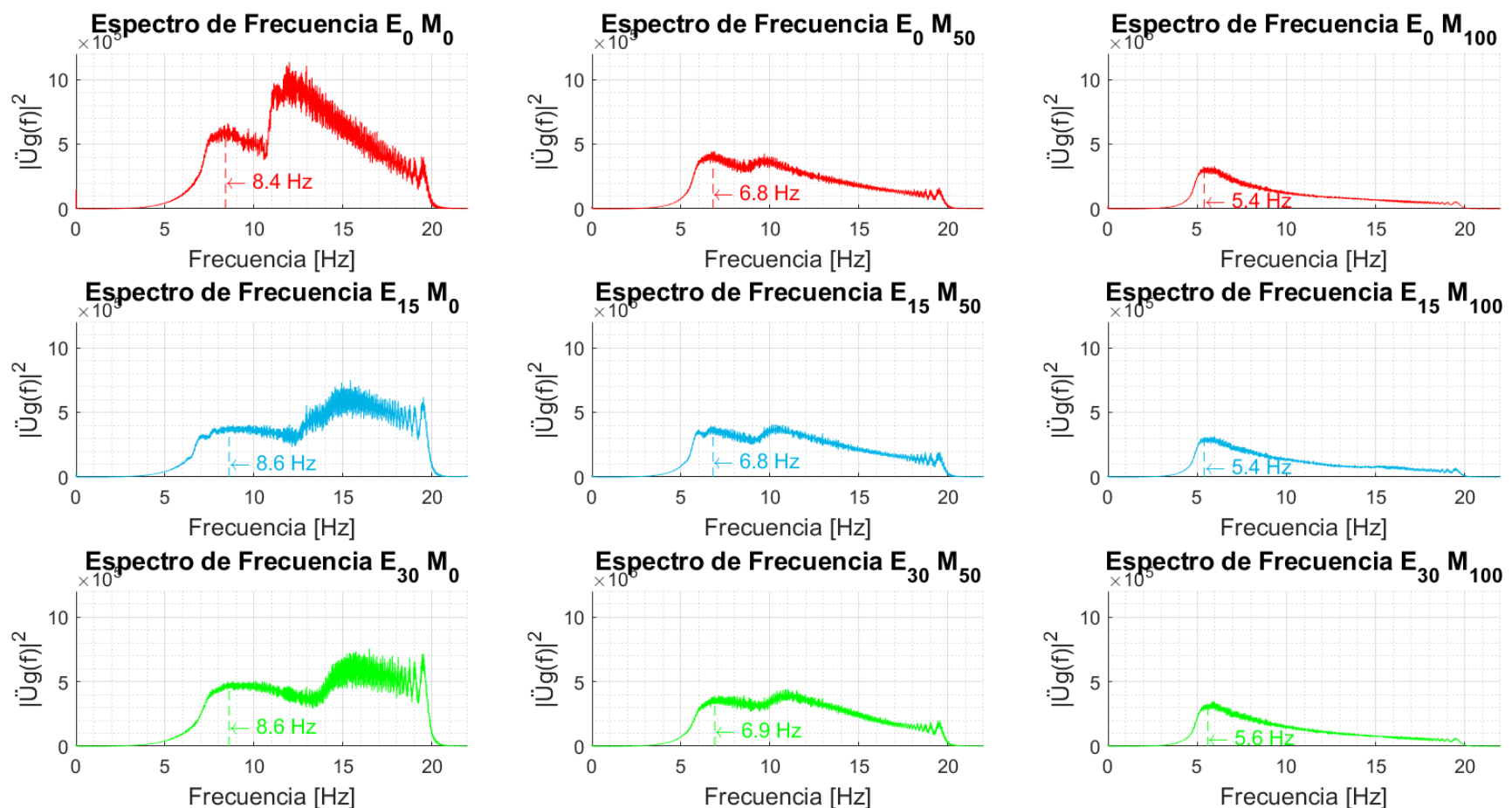


Figura 26: Espectro de frecuencia para el tablero

Al examinar la Figura 26, se puede observar que a medida que se incrementa la masa, tanto los máximos locales como globales de los espectros de frecuencia disminuyen. En los escenarios en los que el puente no tiene masa y cuando tiene el 50% de la masa adicional, se evidencian dos peaks en el registro, lo cual indica la existencia de dos frecuencias naturales que excitan en mayor medida al tablero. Esto se puede deber a que, durante el barrido de frecuencia, se observa que el tablero experimenta rotaciones que a su vez ocasionan la rotación del acelerómetro. Estas rotaciones introducen un modo de vibración adicional que modifica la forma del espectro de frecuencia.

El primer peak se forma debido a que la frecuencia de la mesa sísmica en ese instante de tiempo coincide con la frecuencia natural del puente en el sentido longitudinal. Por otro lado, es probable que la formación del segundo peak en los espectros de frecuencias asociados a los casos del tablero sin masa y con 50% de masa adicional represente la frecuencia natural en el sentido transversal del tablero. El desplazamiento transversal observado es producido por el deslizamiento de las placas elastoméricas sobre los apoyos debido a la baja carga axial que adquieren las placas y, en consecuencia, una baja fuerza de roce en la interfaz goma-apoyo. Por esta razón se observa que el segundo peak va desapareciendo a medida que se aumenta la masa adicional en la superestructura, ya que las placas elastoméricas van adquiriendo mayor compresión a la vez que aumenta la rigidez torsional debido a un mayor momento polar de inercia.

Estas observaciones se pueden confirmar en las Figuras 27, 28 y 29, donde se muestra la comparación de la posición inicial y final del tablero cuando se realizan los barridos de frecuencia, para el caso del tablero esviado de 15° con los diferentes estados de carga.

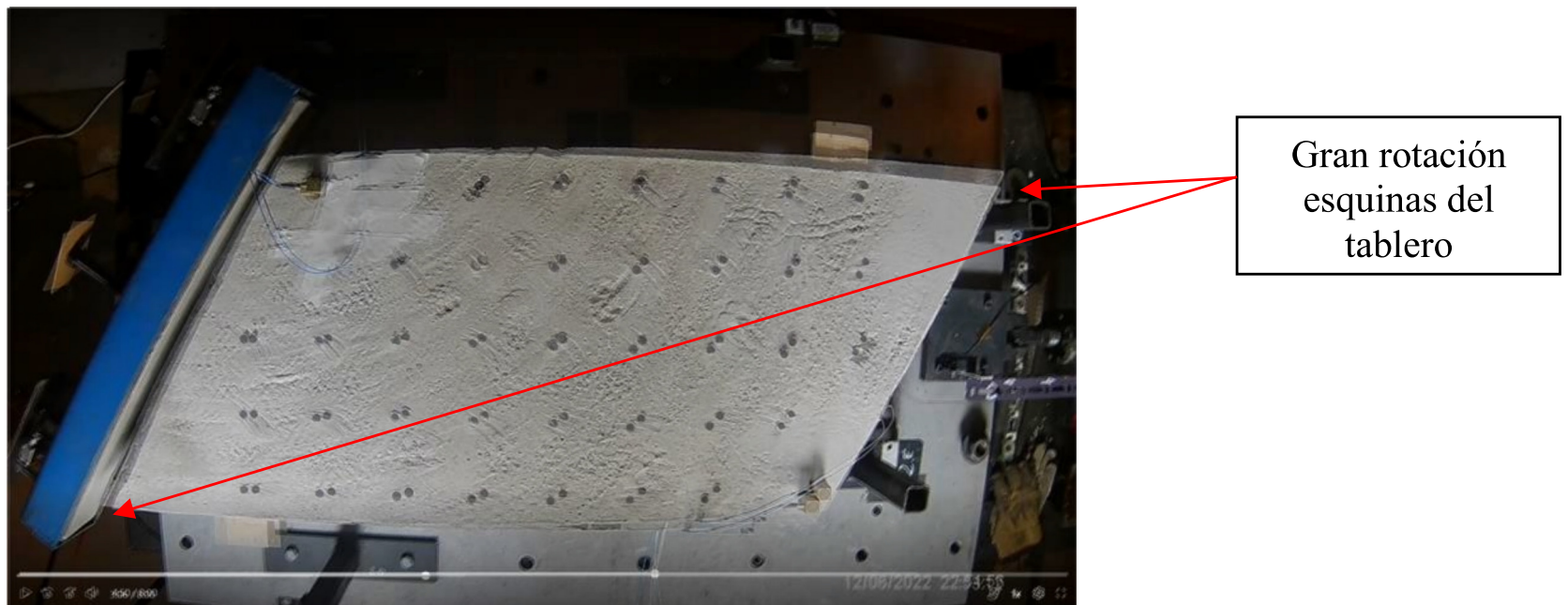


Figura 27: Rotación del tablero $E_{15}M_0$, después del barrido de frecuencias

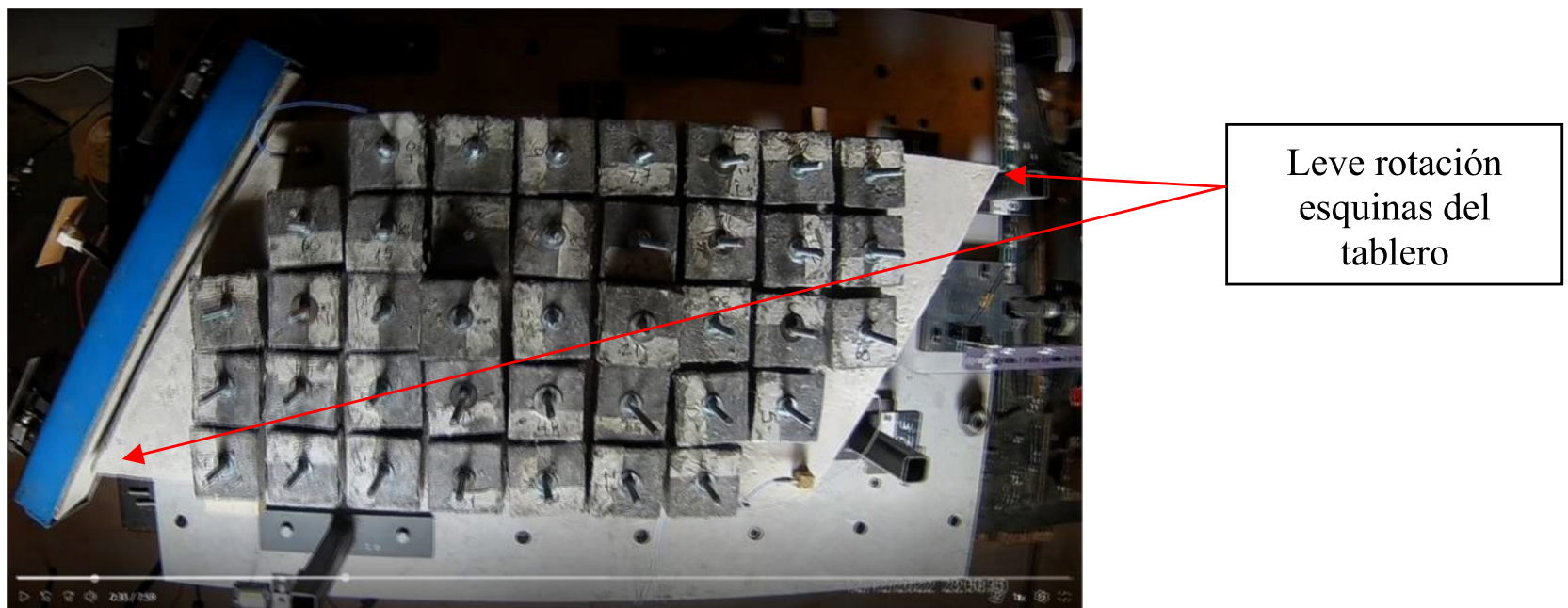


Figura 28: Rotación del tablero esviado $E_{15}M_{50}$, después del barrido de frecuencias

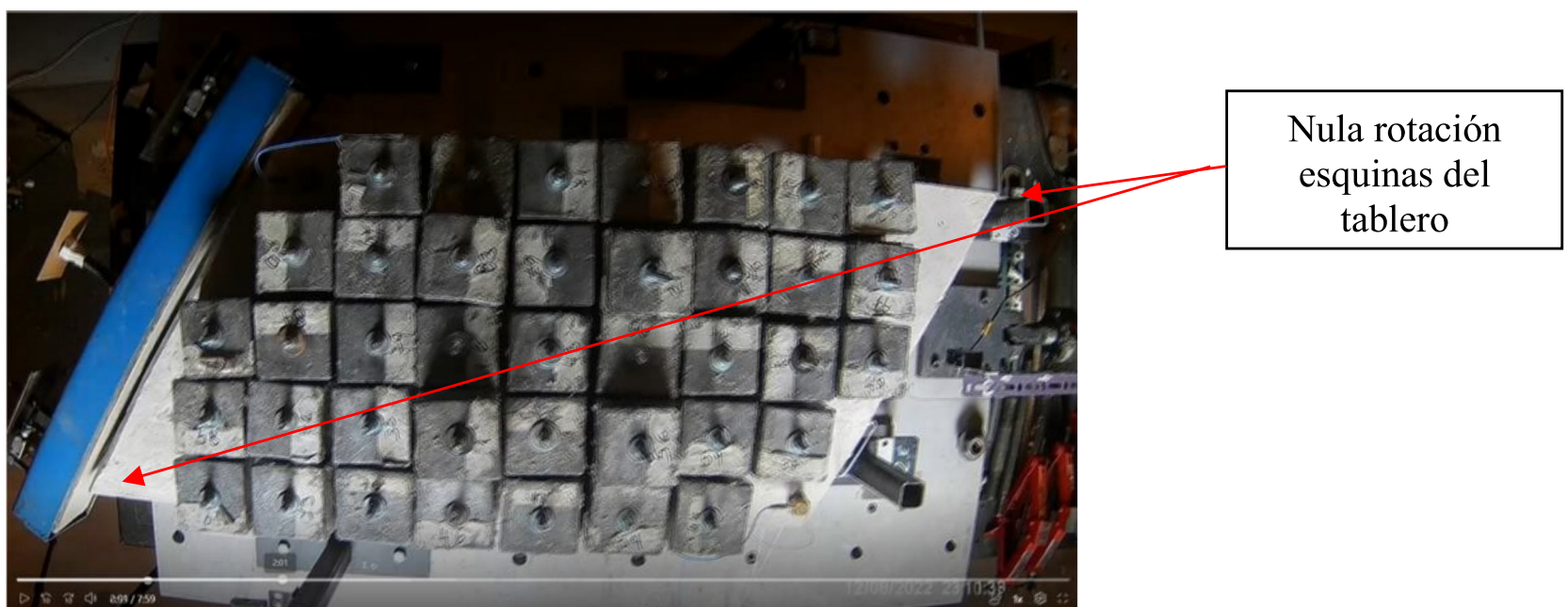


Figura 29: Rotación del tablero $E_{15}M_{100}$, después del barrido de frecuencias

Lo expuesto anteriormente es aplicable no solo al caso específico de un puente esviado de 15°, sino que también se cumple para los escenarios de un puente recto y un puente esviado de 30°. Es por esta razón que, si se analizan los espectros de frecuencia para los casos del tablero sin masa y con 50% de la masa, el segundo peak en el gráfico va desapareciendo a medida que se va aumentando la masa del sistema, ya que al ir aumentando la masa se observó que las rotaciones de la superestructura disminuyen producto del incremento de la rigidez torsional y de la carga axial de las placas elastoméricas, y con ello la fuerza de roce en la interfaz goma-hormigón. De esta manera, el espectro de frecuencia para el caso de 100% masa, solo muestra el modo predominante, el cual está asociado al movimiento en el sentido longitudinal del tablero.

Esta información es importante para lograr estimar en qué frecuencias se esperan fuerzas de impacto mayor, ya que a esas frecuencias es donde se producirían las mayores aceleraciones del tablero.

En la Tabla 7 se presenta la comparación entre las frecuencias naturales obtenida mediante análisis de Fourier (ver Figura 26) y frecuencias naturales calculado de manera teórica, considerando las diferentes masas de los tableros, estados de carga y la rigidez nominal de las placas de neoprenos presentadas en la Tabla 4.

Tabla 7: Resultados frecuencias naturales teórica vs frecuencias naturales experimentales

Caso	Masa	Rigidez	Frecuencia Natural	Periodo	Frecuencia teórica	Frecuencia experimental	Diferencia porcentual
	[kg]	[kN/m]	[Rad/s]	[s]	[Hz]	[Hz]	[%]
E ₀ M ₀	88.2	1274	120.2	0.052	19.1	8.4	56.1
E ₀ M ₅₀	275.8	1274	68.0	0.092	10.8	6.8	37.1
E ₀ M ₁₀₀	465.4	1274	52.3	0.120	8.3	5.4	35.2
E ₁₅ M ₀	91.2	1274	118.2	0.053	18.8	8.6	54.3
E ₁₅ M ₅₀	278.8	1274	67.6	0.093	10.8	6.8	36.8
E ₁₅ M ₁₀₀	468.4	1274	52.2	0.120	8.3	5.4	34.9
E ₃₀ M ₀	88.1	1274	120.3	0.052	19.1	8.6	55.1
E ₃₀ M ₅₀	275.7	1274	68.0	0.092	10.8	6.9	36.2
E ₃₀ M ₁₀₀	465.3	1274	52.3	0.120	8.3	5.6	32.8

Como es posible observar en la Tabla 7, las frecuencias naturales obtenidas de forma teórica y experimental presentan diferencias que fluctúan entre un 32.8% y un 56.1%. Esta diferencia porcentual aumenta a medida que la superestructura posee menor masa, sin importar el esviaje que presente el tablero.

La diferencia entre ambas frecuencias puede deberse a que la rigidez real que poseen las placas elastoméricas no coincide con las rigideces nominales que establece el fabricante, producto de la dureza real del material o de las dimensiones de la placa, ya que estas son obtenidas para puentes de mayor escala. Por ese motivo sería conveniente poder ensayar las placas elastoméricas para obtener una rigidez más representativa.

Por otro lado, las diferencias observadas entre los diferentes casos de carga se producen debido a que la superestructura al no incorporar o incorporar una baja masa adicional, produce que la fuerza de compresión de las placas elastoméricas sea muy pequeñas en comparación a los otros estados de carga de mayor masa y, por tanto, la fuerza de roce entre el apoyo y la goma también disminuye. Esto provoca que las gomas al no tener compresión suficiente deslicen en mayor medida sobre los apoyos, lo que modifica los registros de desplazamiento y aceleración del tablero y, por tanto, el espectro de frecuencia. En cambio, el cálculo teórico no incorpora la posibilidad de deslizamiento.

Cabe destacar que, si bien la diferencia porcentual considerando todos los casos ensayados fluctúa entre un 32.8 y 56.1%, si al momento de calcular las frecuencias naturales teóricas se utiliza un módulo de corte (G) igual a 10 kgf/cm², el rango de diferencia porcentual disminuye, quedando entre un 0.1% y un 30.6%, en donde el valor de diferencia porcentual más bajo se obtiene para los casos de 100% de masa adicional y el valor más alto para el caso sin masa adicional. Teniendo esto en consideración, es posible pensar que el módulo de corte (G) de las placas elastoméricas posee un valor cercano a 10 kgf/cm². Este valor es similar al indicado en el Manual de Carreteras para realizar análisis sísmicos de puentes (G=13 kgf/cm²).

5.2 Criterio de selección de fuerza de impacto

Para definir las fuerzas asociadas a los impactos, se graficaron y analizaron los registros de fuerza en función del tiempo de todos los ensayos de pulso de frecuencia realizados, siendo posible observar que en aquellos pulsos en los que ocurría impacto, la forma del gráfico en el instante del impacto se comportaba en la mayoría de los casos como el presentado en la Figura 30.

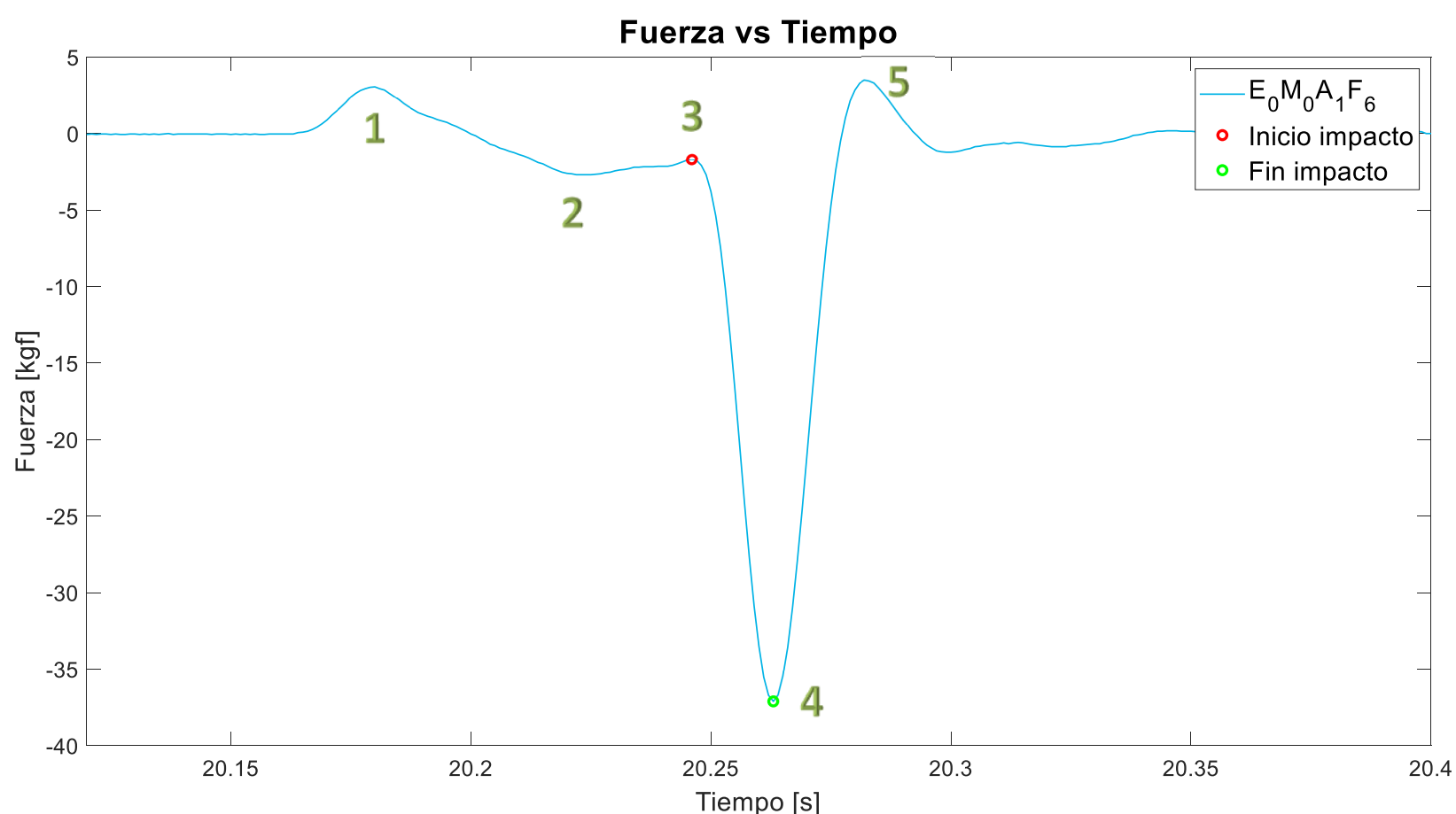


Figura 30: Gráfico fuerza vs tiempo al instante del impacto

Cabe destacar que la celda de carga se encuentra en todo momento en compresión, incluso antes de llevar a cabo los ensayos. Sin embargo, para el análisis de los resultados se realiza un ajuste de los datos mediante la sustracción del valor de compresión inicial para centrarlo en fuerza igual a cero. Teniendo esto en cuenta y observando la Figura 30, se evidencia que la celda de carga registra tracciones y compresiones. En este caso la tracción que registra las celdas de carga no es más que la descompresión en relación con el estado de compresión inicial.

Este comportamiento se debe a que si se aísla el momento donde ocurre el pulso de frecuencia, la forma del registro queda descrita por las siguientes etapas (Figura 30):

1. La celda de carga, en primer lugar, se tracciona (en estricto rigor pierde compresión) debido a la fuerza inercial del canal interno relleno con hormigón que se encuentra inicialmente en reposo.
2. El canal interno comienza a acelerar en la dirección del desplazamiento hasta llegar a un punto de máxima compresión local. En este punto el canal interno se detiene.
3. El canal interno comienza a devolverse y se produce una descompresión de la celda de carga, en esta transición se genera el impacto del tablero con el canal interno.

4. La celda de carga mide la fuerza total de impacto, la cual culmina con el registro de la máxima fuerza alcanzada.
5. Una vez transcurrido el impacto, la celda de carga comienza a descomprimirse, alcanzando incluso valores positivos de fuerza (tracción), debido a las fuerzas inerciales del bloque interno que sigue oscilando libremente hasta su detención debido al amortiguamiento propio del sistema.

Una vez establecido el comportamiento del registro fuerza versus tiempo, es posible determinar la fuerza de impacto como la fuerza máxima registrada (etapa 4) menos la fuerza a la cual inicia el impacto del tablero contra el canal interno (etapa 3). Este análisis se realizó para cada uno de los ensayos realizados.

5.3 Relación entre la amplitud del pulso y la fuerza de impacto

De acuerdo con la información proporcionada en la Tabla 6 del apartado 4.6, los ensayos realizados tuvieron en cuenta tres amplitudes de pulso distintas: 1 cm, 1.5 cm y 2 cm. Para entender de mejor manera la relación existente entre ambas variables, se grafica dicha relación para los ángulos de esviaje en estudio (0° , 15° y 30°) y cada estado de carga (Tablero, Tablero + 50% masa y Tablero + 100% masa). De esta manera, se obtiene los siguientes resultados expresados en la Figura 31.

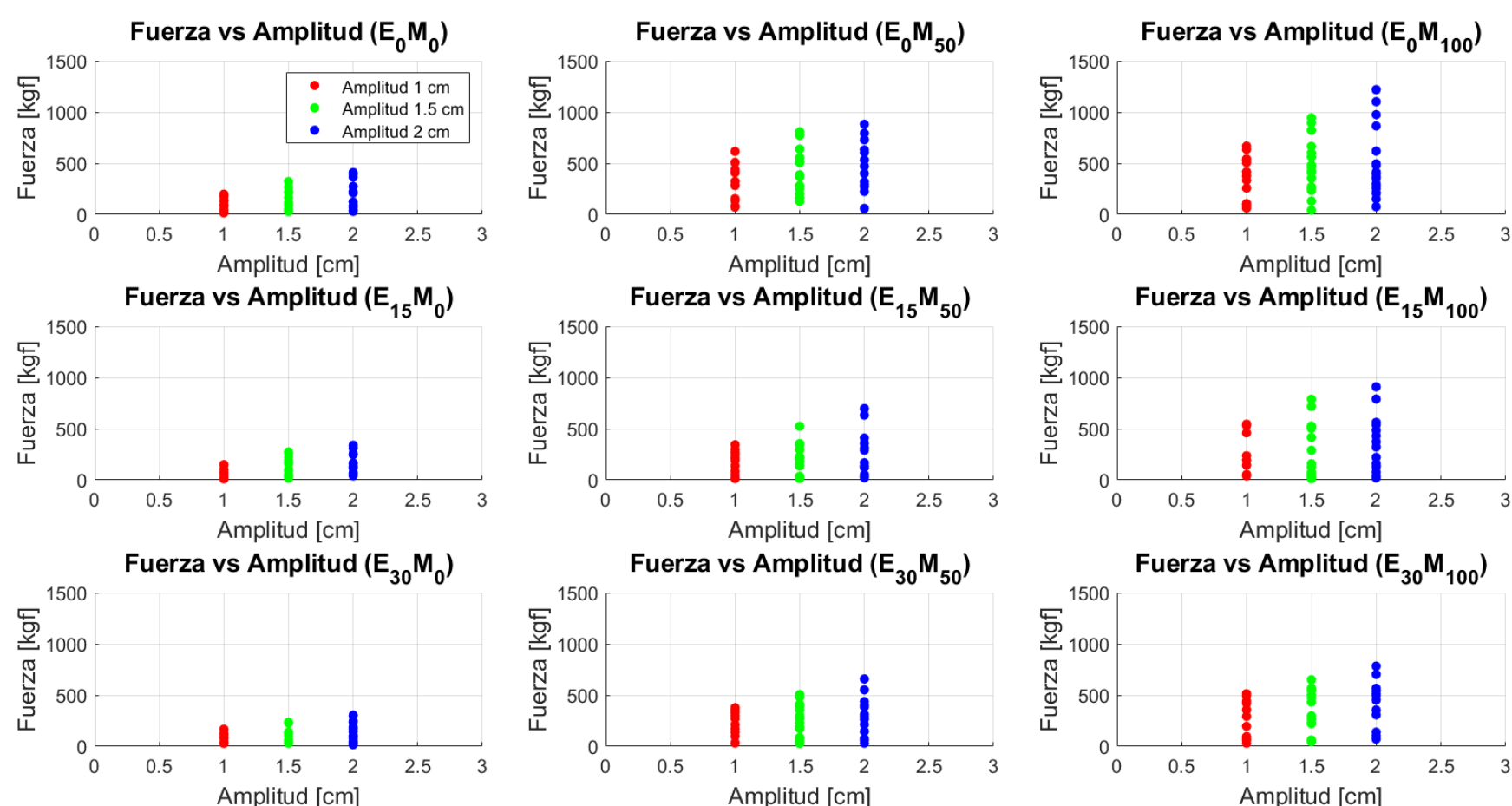


Figura 31: Relación fuerza impacto vs amplitud de la señal de los ensayos

Estos resultados muestran la distribución de valores de fuerza de impacto vs amplitud de la señal para los ensayos realizados. Con el objetivo de analizar los datos de mejor manera, en la Figura 32 se representa mediante diagrama boxplot los resultados obtenidos anteriormente.

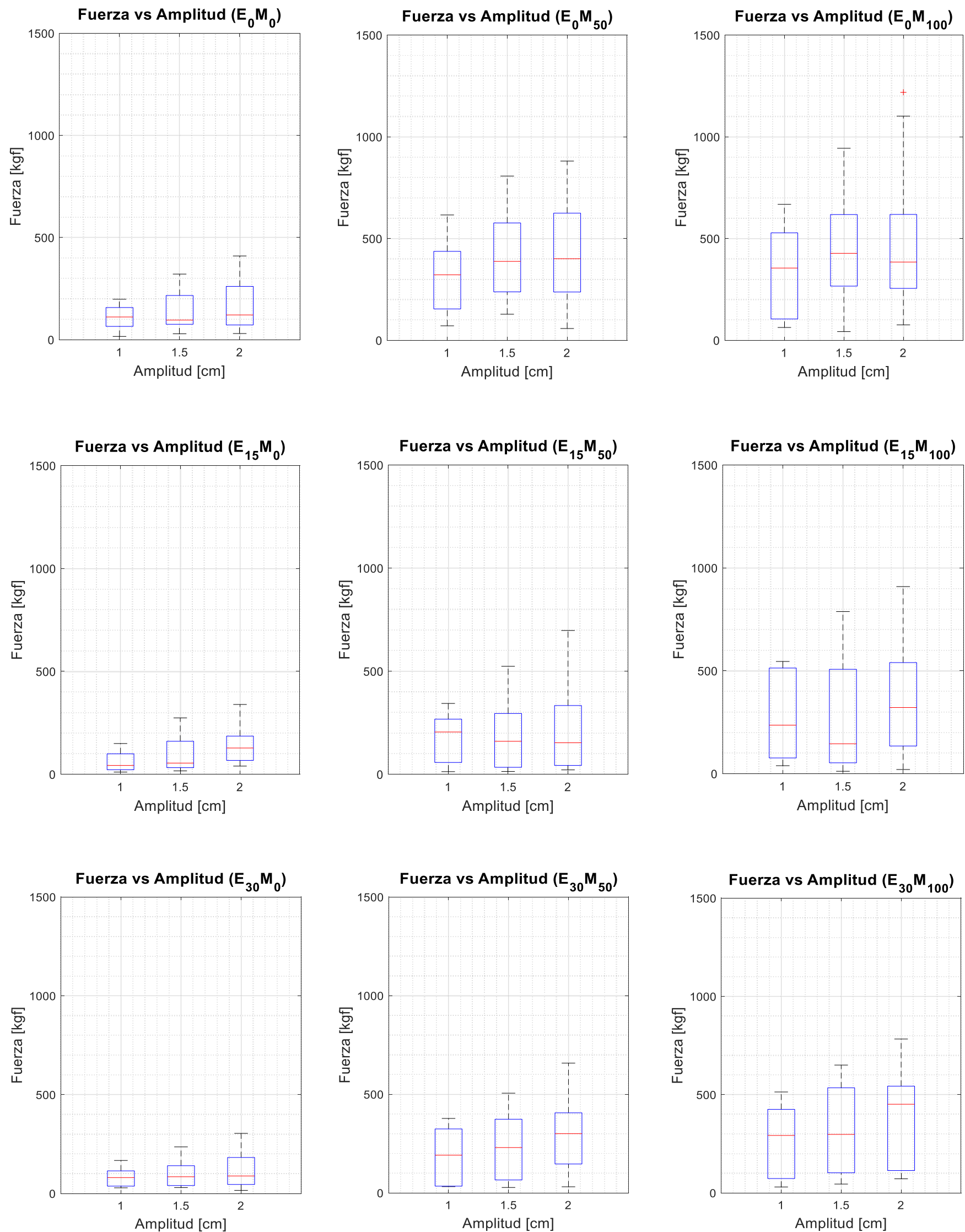


Figura 32: Relación fuerza de impacto vs amplitud de la señal de los ensayos presentado en diagrama Boxplot

Al observar la Figura 32, es posible evidenciar que en general no hay una relación clara sobre el comportamiento de la mediana para las distintas amplitudes de señal, puesto que en algunos casos la mediana aumenta cuando se incrementa la amplitud de la señal (ver Figura 32, E₃₀M₅₀), mientras que en

otros casos no ocurre eso (ver Figura 32, $E_{15}M_{100}$). Esto se debe a que las fuerzas de impacto registradas durante los ensayos fueron el resultado de impactos a una separación variable entre el estibo y el tablero. Esta distancia afecta directamente las fuerzas registradas, ya que, al existir una separación mayor, las fuerzas de impacto tienden a disminuir a pesar de tener la misma amplitud de señal (Esto se encuentra explicado con mayor profundidad en el apartado 5.4).

En segundo lugar, es posible observar que a medida que se aumenta la masa para cualquier caso de esviaje la mediana tiende a aumentar, ya que las fuerzas de impacto registradas tienden a ser mayores como se observa en la Figura 31. Esto es esperable, ya que las fuerzas de impacto están asociadas a la aceleración y a la masa que tenga la superestructura.

Además, es posible apreciar que a medida que aumenta la masa adicional, también aumenta el nivel de dispersión de los datos y por tanto la desviación de la muestra, esto se debe nuevamente a la influencia de la separación estribo-tablero (GAP), la frecuencia y amplitud del pulso.

Finalmente, se observa que los máximos registrados son mayores a medida que se aumenta la amplitud de la señal y también cuando se aumenta la masa de la superestructura.

Por otro lado, es importante mencionar que, para los casos de misma masa, pero distinto esviaje, se logra observar que las fuerzas máximas registradas van disminuyendo conforme se va aumentando el esviaje del sistema. Este comportamiento se debe a que al aumentar el esviaje del tablero y por tanto del estribo, las celdas de carga que se encuentran instaladas ortogonal a la superficie del estribo, no se encuentran alineadas con la dirección de la fuerza de impacto, ya que esta se orienta longitudinalmente al tablero. De esta manera la fuerza de impacto (F_o) se descompone en dos direcciones, una tangencial a la superficie del estribo, actuando como fuerza de roce (F_{roce}) y una normal al estribo (F_{normal}), actuando como la componente de la fuerza de impacto que registra la celda de carga. Si se conociera la fuerza de roce asociado a dicho impacto se podría calcular la fuerza total del impacto. Sin embargo, no se disponía de ningún instrumento que permitiera cuantificar la fuerza de roce asociada a dichos impactos. La representación de estas fuerzas se puede observar en la Figura 33.

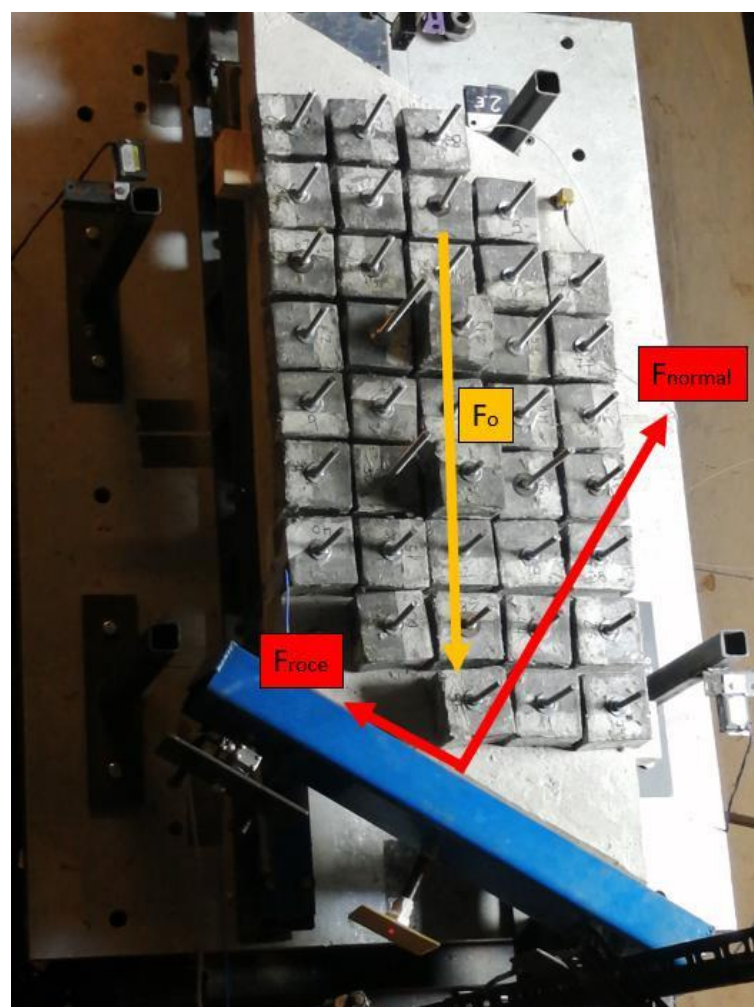


Figura 33: Componentes de las fuerzas asociadas al impacto estribo-tablero

5.4 Relación entre GAP de impacto y fuerza de impacto

En los ensayos realizados, se investiga la relación entre la distancia de separación entre el estribo y el tablero previo al impacto, denominado GAP de impacto, y las fuerzas asociadas. Es relevante destacar que todos los ensayos comienzan con un GAP inicial de 1 cm, el cual se modifica a medida que se realizan los pulsos de frecuencia. En la Figura 34, Figura 35 y Figura 36, se presentan los casos en los que se registraron impactos para los casos de puente recto, puente esviado de 15° y puente esviado de 30° , respectivamente, mostrando los valores de fuerza registrados en función del GAP.

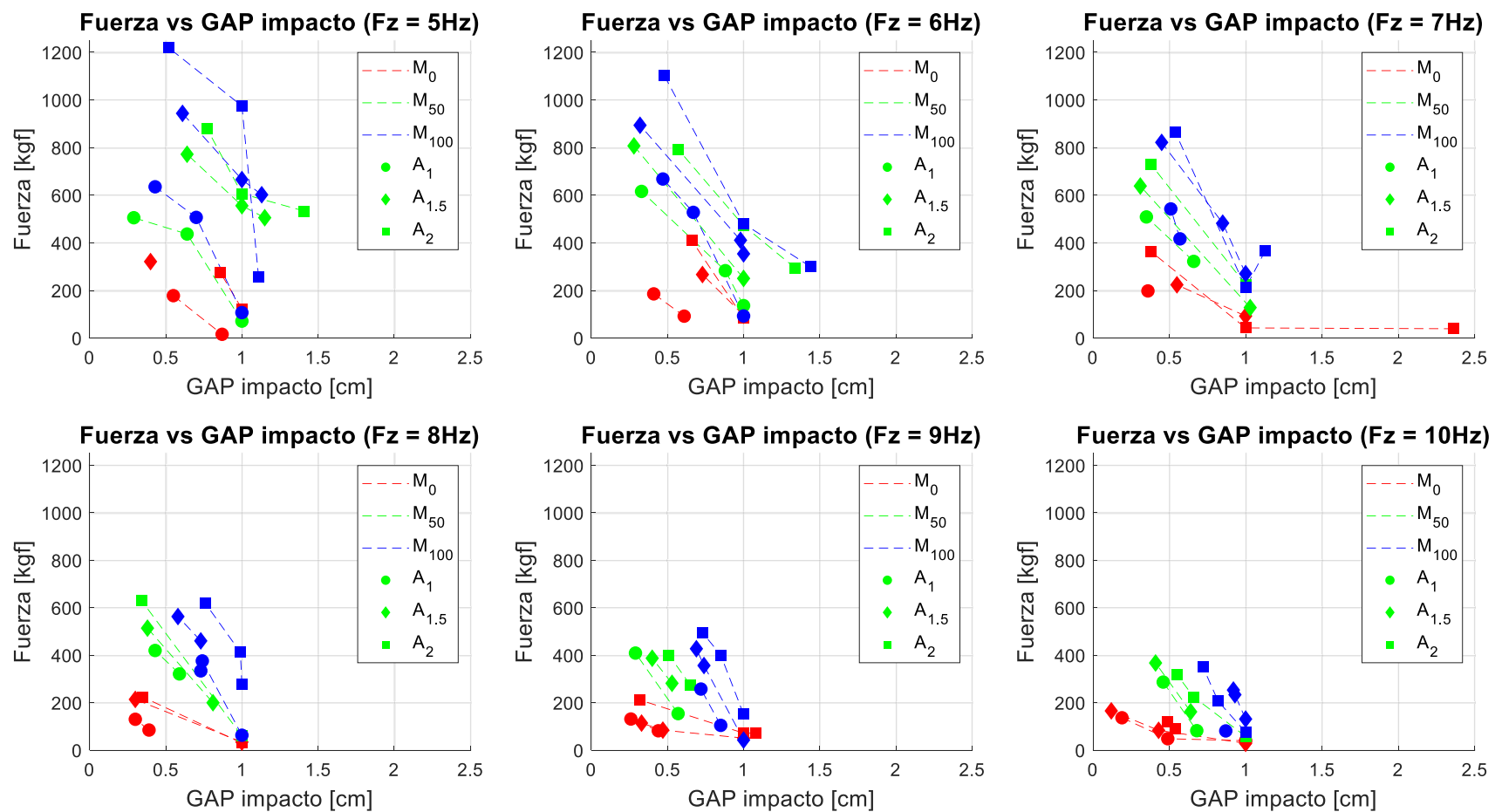


Figura 34: Fuerza de impacto vs GAP de impacto del tablero recto (E₀)

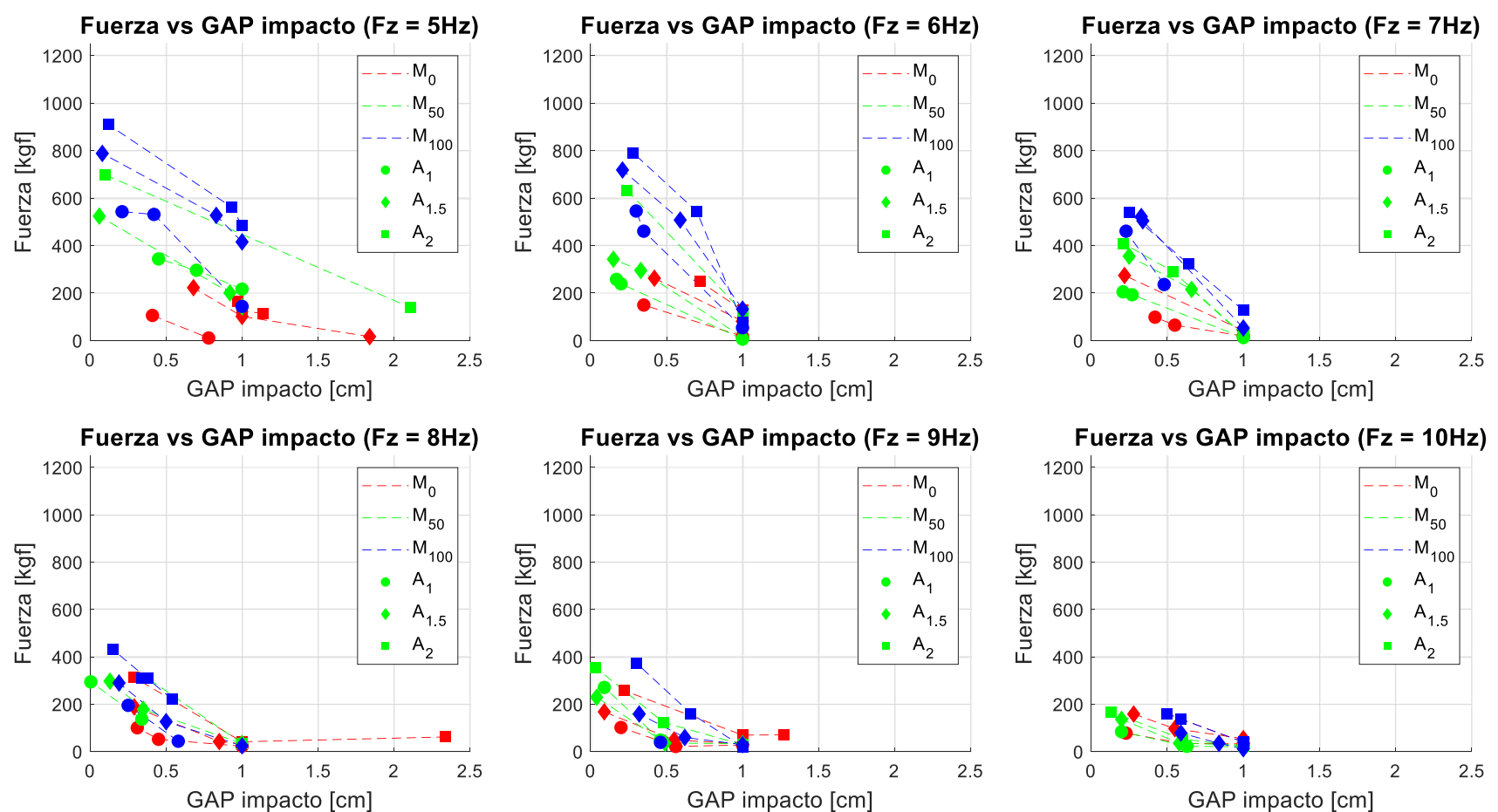


Figura 35: Fuerza de impacto vs GAP de impacto del tablero esviado 15° (E₁₅)

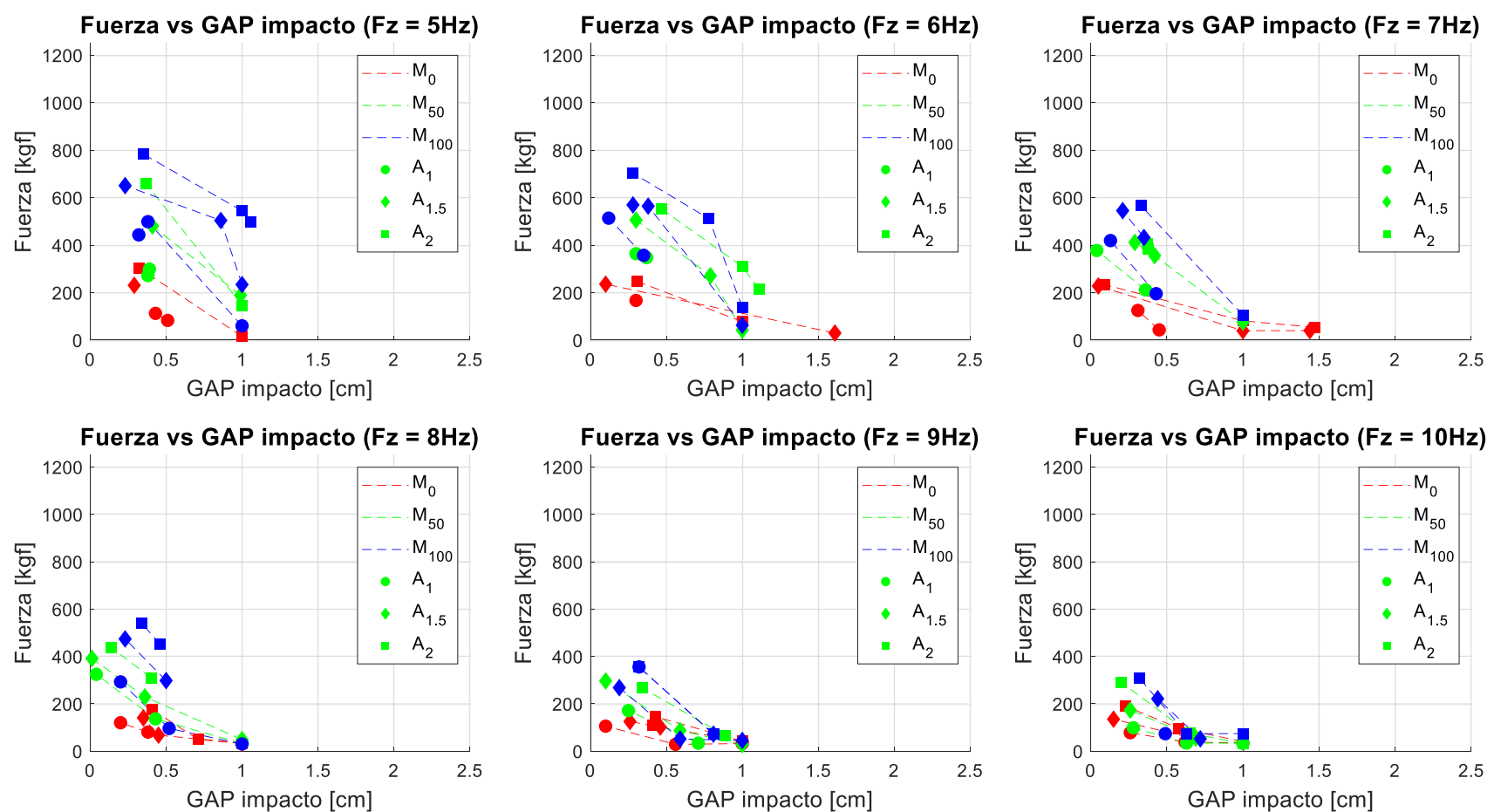


Figura 36: Fuerza de impacto vs GAP de impacto del tablero esviado 30° (E₃₀)

En las Figuras 34, Figura 35 y Figura 36, los símbolos utilizados están codificados por colores, pudiendo ser rojo, verde o azul. Estos colores representan los distintos estados de masa de la superestructura, que corresponden a 0%, 50% y 100% de masa extra, respectivamente.

Además, los puntos en los gráficos se representan mediante diferentes tipos de símbolos. Un círculo, un rombo y un cuadrado se utilizan para indicar las distintas amplitudes del pulso empleadas en los ensayos, los cuales fueron 1 cm, 1,5 cm y 2 cm, respectivamente.

Finalmente, el análisis se realizó para cada frecuencia implementada en los ensayos (5 Hz, 6 Hz, 7 Hz, 8 Hz, 9 Hz y 10 Hz), cuyos resultados fueron presentados en gráficos independientes para cada ángulo de esviaje.

Al observar los gráficos, es posible notar que en la mayoría de los casos las fuerzas de impacto registradas aumentaron a medida que la separación entre el estribo y el tablero disminuye, sin importar la masa de la superestructura, la amplitud del pulso ni la frecuencia del pulso.

Por otro lado, se vuelve a confirmar que las fuerzas asociadas a los impactos aumentan tanto con el incremento en la amplitud del pulso como con el aumento de la masa de la superestructura.

5.5 Relación entre rotación del tablero y fuerza de impacto

Otro punto importante por analizar es la relación que existe entre la rotación del tablero registrada en los ensayos en función de las fuerzas de impacto. Como se ha mencionado anteriormente, diversos estudios evidencian que los tableros con un mayor ángulo de esviaje son propensos a sufrir mayores rotaciones asociadas al impacto entre el estribo y tablero. Teniendo esto en consideración, se realiza el análisis de rotación del tablero vs fuerza de impacto para los tableros esviados de 15° y 30°. Si bien el tablero recto también puede sufrir rotaciones producto de los impactos, estas son considerablemente menores a las que podría sufrir un puente esviado, por lo que se decide realizar este análisis únicamente para los tableros esviados. De esta manera, se obtiene los siguientes resultados presentados en la Figura 37.

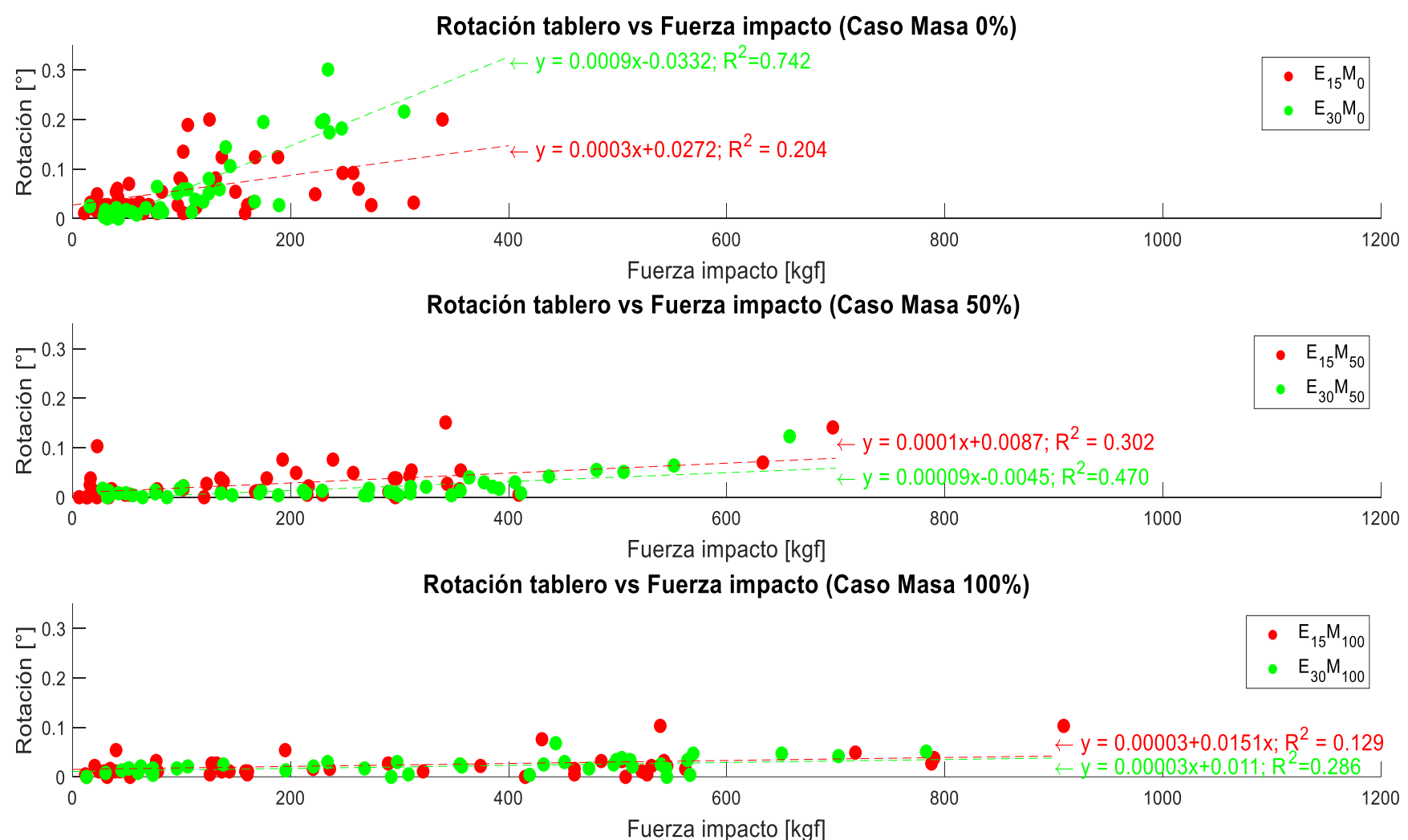


Figura 37: Rotaciones vs fuerza de impacto

Como es posible apreciar en la Figura 37, se realiza una comparación entre la relación obtenida para puentes esviados de 15° y 30°, considerando sus diferentes estados de carga, los cuales son representados mediante puntos de color rojo y verde, respectivamente. Las líneas de dichos colores representan la tendencia que siguen los valores obtenidos.

Al analizar los gráficos se logra observar que se generan mayores rotaciones del tablero a medida que se disminuye la masa de la superestructura. Tal como se ha mencionado anteriormente, la ausencia de masa sobre esta resulta en una compresión menor en las placas de apoyo elastoméricas y en una menor rigidez torsional (rotación en planta). Esto, a su vez, conduce a una fuerza de fricción reducida entre la goma y el apoyo, lo cual resulta insuficiente para contrarrestar las rotaciones del tablero debido a las fuerzas producidas por el impacto. Por otro lado, cuando se tiene la superestructura con el 50% o 100% de masa adicional, se observa como los desplazamientos y rotaciones disminuyen considerablemente, ya que la fuerza de fricción y el momento polar de inercia van adquiriendo un papel cada vez más importante en la respuesta.

Adicionalmente, se observa que, sin importar el estado de carga, a medida que se aumenta la fuerza de impacto las rotaciones tienden a aumentar. Para los casos sin masa adicional ($E_{50}M_0$ y $E_{100}M_0$), la pendiente de la línea de tendencia es mayor, producto de lo mencionado anteriormente sobre la compresión de los elastómeros. A medida que se adiciona masa, la pendiente disminuye considerablemente, ya que a la superestructura le cuesta cada vez más rotar producto del aumento en la rigidez torsional. Si bien las líneas de tendencia en algunos casos poseen un valor de R^2 bajo, esto se puede deber a que, durante el ensayo, se aprecia que una de las placas elastoméricas no se encontraba igual de comprimida que las otras, lo cual es ocasionado por posibles problemas en la confección del tablero, como también en la distribución de la carga aportada por los lastres. Este factor influye sin duda, ya que al no estar las cuatro placas elastoméricas comprimidas de igual manera, se induce una torsión accidental lo cual puede haber aumentado la variabilidad de los resultados obtenidos.

En cuanto a la comparación de los tableros, se puede apreciar que, para el caso de los tableros sin masa adicional, el puente esviado de 30° registra mayores rotaciones que el puente esviado de 15°. A medida que se aumenta la masa, las líneas de tendencia comienzan a adoptar una misma pendiente hasta coincidir en el caso de 100% de masa adicional.

De todo lo mencionado anteriormente, es posible comprobar que a medida que se aumenta el esviaje del puente, las rotaciones tienden a ser mayores. Sin embargo, el estado de carga de la superestructura es importante a la hora de cuantificar los desplazamientos y rotaciones de esta, ya que, dependiendo del estado de carga es posible predecir el comportamiento del tablero ante eventuales impactos.

6 Conclusiones

Esta investigación describe un conjunto de experimentos en mesa sísmica, los cuales se llevaron a cabo en 3 modelos experimentales de puentes de un solo vano, un puente recto y dos puentes esviados. Cada uno de ellos fue ensayado implementando barridos de frecuencia y pulsos de frecuencia, para distintas condiciones de masa y amplitudes de señal. Estos modelos experimentales fueron sometidos a un total de 495 ensayos.

El objetivo de esta investigación fue estudiar el comportamiento de la superestructura ante un eventual impacto entre el estribo y el tablero, analizando la susceptibilidad de estos a rotar y, en el peor de los casos, a fallar debido a la pérdida de capacidad de soporte.

Se recopilaron registros de desplazamientos y aceleraciones de la superestructura, además de las fuerzas asociadas a los impactos en los estribos. Los hallazgos principales son los siguientes:

- Las fuerzas de impacto son mayores a medida que se adiciona masa a la superestructura, también cuando se aumenta la amplitud de la señal de los pulsos de frecuencia.
- Las fuerzas de impacto son inversamente proporcionales a la separación entre el estribo y el tablero (GAP) antes del impacto.
- Las mayores fuerzas de impacto se registraron para las frecuencias más bajas (5Hz) según el rango de frecuencias seleccionado.
- Las fuerzas de impacto registradas ortogonal al estribo disminuyen a medida que se aumenta el esviaje del tablero, lo cual se debe a la descomposición de la fuerza de impacto global en una componente tangencial, asociada a la fricción entre tablero y el estribo, y una componente normal asociada a la fuerza de impacto normal al estribo. A mayor ángulo de esviaje, la componente vectorial asociada a la fricción adquiere mayor magnitud.
- Las aceleraciones que alcanza el tablero producto de un barrido de frecuencia o pulso de frecuencia dependen principalmente de la masa de la superestructura y no de la forma geométrica que tenga el tablero. De la misma manera, a medida que se aumenta la masa de la superestructura, la frecuencia natural del puente disminuye, sin importar la forma del tablero.
- Aquellos puentes cuya superestructura posee un menor nivel de masa, presentaron mayores rotaciones debido a una menor rigidez torsional e insuficiente fuerza de fricción ocasionado por una baja compresión de las placas elastoméricas. Por el contrario, las superestructuras sobrecargadas presentaron rotaciones mínimas debido a una mayor rigidez torsional y mayores fuerzas de fricción entre la interfaz placa elastomérica-hormigón, las cuales previenen el deslizamiento del tablero.
- A medida que se aumenta el ángulo de esviaje del puente los desplazamientos transversales y rotaciones de la superestructura aumentan. Sin embargo, estas dependerán del nivel de carga a la que se encuentren sometido, dado que una mayor masa en el tablero puede ser beneficioso para las rotaciones de este. Este resultado cobra importancia al pensar que las cargas de tránsito, que pueden estar presentes durante un evento sísmico, no tienen una distribución uniforme sobre el tablero, lo cual puede inducir torsiones accidentales y variaciones importantes en el comportamiento de rotación en planta e impactos.
- Las rotaciones de la superestructura son directamente proporcionales a las fuerzas de impacto registradas.

Para futuros estudios experimentales, se sugiere evaluar la velocidad a la que ocurre el impacto, ya que otros estudios (Hughes et al., 2020) han indicado que la máxima velocidad previa al impacto es directamente proporcional a la fuerza de impacto, y la sugieren como un buen indicador para realizar diseños que contrarresten este fenómeno. Para ello, se sugiere incorporar velocímetros que permitan obtener las velocidades de una manera más directa, sin la necesidad de derivar o integrar registros de

desplazamientos y aceleraciones, respectivamente, ya que esto último puede generar alteraciones en los resultados si no se realiza un tratamiento apropiado de las señales (ej. filtros, correcciones de línea base, entre otros). Adicionalmente, es importante tener especial cuidado con el rango de medición de los instrumentos que se implementen en los ensayos, con el fin de evitar registros en donde el instrumento se salga de rango y se pierdan datos, como puede ser el caso de acelerómetros, láser y celdas de carga. Se indica lo anterior, ya que, en algunos ensayos realizados, los desplazamientos superaron el rango de los sensores láser, por lo que no pudieron ser utilizados en el análisis de los resultados.

En el ámbito experimental, también se recomienda realizar el ensayo a corte de las placas elastoméricas con el fin de obtener el valor del módulo de corte de manera experimental y tener un valor más representativo para futuros estudios.

En base a los resultados experimentales reportados en este trabajo, se sugiere realizar una calibración de modelos de impacto que permitan estudiar el fenómeno de impacto estribo-tablero en puentes. Adicionalmente, se sugiere realizar un estudio detallado de la influencia de las cargas verticales, tanto las cargas vivas vehiculares como las demandas debido a la componente vertical de registros sísmicos, en las fuerzas de impacto y en el comportamiento rotacional de puentes esviados.

7 Referencias

- Centro Sismológico Nacional (CSN). (25 Noviembre 2022). Centro Sismológico Nacional de Chile. Recuperado de <https://sismologia.cl/>
- Ministerio de Obras Públicas (MOP). (2022). Manual de Carreteras, Volumen 3, Santiago, Chile.
- Aldea, S., Bazaez, R., Astroza, R., & Hernández, F. (2021). Seismic fragility assessment of Chilean skewed highway bridges. *Engineering Structures*, 249. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113300>
- Benavides, S. (2021). Bases para un programa experimental que permita el estudio del fenómeno de impacto estribo-tablero en puentes esviados. *Memoria para optar a título de ingeniero civil*, UTFSM, Valparaíso, Chile. <https://repositorio.usm.cl/handle/11673/52621>
- Kun, C., & Chouw, N. (2019). Estimation of response of skewed bridges considering pounding and supporting soil. *Engineering Structures*, 184. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.084>
- Kun, C., Jiang, L., & Chouw, N. (2017). Influence of pounding and skew angle on seismic response of bridges. *Engineering Structures*, 148. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.07.024>
- Li, B., Bi, K., Chouw, N., Butterworth, J. W., & Hao, H. (2012). Experimental investigation of spatially varying effect of ground motions on bridge pounding. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41(14). <https://doi.org/10.1002/eqe.2168>
- Saiidi, M., & Vosooghi, A. (2013). Shake-Table Studies of a 4 span RC bridge. *Journal of Structural Engineering*, 139, 1352–1361.
- Schexnayder, C., Alarcón, L. F., Antillo, E. D., Morales, B. C., & López, M. (2014). Observaciones de Desempeño de Puentes durante el Terremoto de Chile en 2010. *Journal of Construction Engineering and Management*, 140(4). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)co.1943-7862.0000632](https://doi.org/10.1061/(asce)co.1943-7862.0000632)
- Wu, S. (2016). Effect of skew on seismic performance of bridges with seat-type abutments. *Doctoral Thesis*, University of Nevada, Reno, USA.
- Wu, S., Buckle, I. G., Itani, A. M., & Istrati, D. (2019). Experimental Studies on Seismic Response of Skew Bridges with Seat-Type Abutments. I: Shake Table Experiments. *Journal of Bridge Engineering*, 24(10). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0001480](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0001480)
- Buckle, I., Hube, M., Chen, G., Yen, W. H., & Arias, J. (2012). Structural performance of bridges in the offshore Maule earthquake of 27 February 2010. *Earthquake Spectra*, 28(SUPPL.1). <https://doi.org/10.1193/1.4000031>

- Kawashima, K., Unjoh, S., Hoshikuma, J. I., & Kosa, K. (2011). Damage of bridges due to the 2010 Maule, Chile, earthquake. *Journal of Earthquake Engineering*, 15(7). <https://doi.org/10.1080/13632469.2011.575531>
- Maragakis, E. A., & Jennings, P. C. (1987). Analytical models for the rigid body motions of skew bridges. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 15(8). <https://doi.org/10.1002/eqe.4290150802>
- Priestley, M. J. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). Seismic Design and Retrofit of Bridges. In *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. <https://doi.org/10.1002/9780470172858>
- Hughes, P. J., & Mosqueda, G. (2020). Evaluation of uniaxial contact models for moat wall pounding simulations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 49(12), 1197-1215.