

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
ESCUELA DE POSGRADO



Evaluación del uso de columnas basculantes como sistema de aislamiento sísmico de puentes

**Tesis para obtener el grado académico de Magíster en Ingeniería
Civil con mención en Estructuras Sismorresistentes que presenta:**

Jonatan Joseph Holguin Cutimbo

Asesor:

Jorge Marcial Blondet Saavedra

Lima, 2021

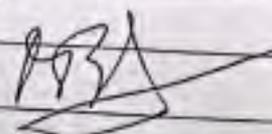
Informe de Similitud

Yo, J. Marcial Blondet S., docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado Evaluación del uso de columnas basculantes como sistema de aislamiento sísmico de puentes de la autor(a) / de los(as) Jacinto Joseph Holguin Cutimbo autores(as)

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 13%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software Turnitin el DD/MM/AAAA.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: California, 5 de abril de 2023

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora:	
Paterno Materno, Nombre 1 Nombre 2	
DNI: <u>09132408</u>	Firma 
ORCID: <u>0000-0003-1750-</u>	

210X



Resumen

Los puentes son los componentes más vulnerables de una red vial y son infraestructuras fundamentales en la actividad económica y movilidad de la población. Detener el servicio de transporte puede generar grandes pérdidas económicas al país. En este contexto el Programa Nacional de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones viene implementando la construcción de puentes con innovación tecnológica para garantizar el flujo de mercancías. Estas nuevas soluciones deberían asegurar la continuidad del tránsito vehicular después de un evento sísmico, facilitar el proceso constructivo, evitar su mantenimiento permanente y reducir el costo del proyecto. En los últimos años los puentes han sido diseñados para asegurar su integridad estructural aceptando cierto nivel de daño durante sismos de diseño, por lo tanto se espera un gasto económico por reparación e inspección después de un sismo. En este sentido, el presente trabajo investiga el concepto de estructuras basculantes como nuevo sistema de aislamiento sísmico en puentes. Este sistema consiste en liberar la estructura de las conexiones rígidas para evadir completamente el daño del sismo, evitar cierres prolongados y beneficiarse del uso de construcciones modulares. Para ello, se utilizó un modelo de elementos finitos del estado del arte con el fin de representar las conexiones basculantes y predecir el comportamiento no lineal del puente bajo solicitaciones sísmicas en el plano. Se incorporó cables post-tensionados no adherentes para mejorar la estabilidad del puente y prevenir el vuelco. Por último, el comportamiento de un puente con uniones basculantes en los extremos del pilar es comparado con un puente continuo de uniones convencionales. Los resultados indican que, este sistema permite que el puente soporte sismos de gran magnitud (sismos severos) y reduce el nivel de daño estructural. El momento en la base de los pilares también es reducido en comparación al puente convencional, de modo que es posible reducir la capacidad resistente de la columna haciéndola más económica. Finalmente el modelo usado es útil para estudiar el comportamiento basculante de puentes con diferentes configuraciones.

A mi familia. Este trabajo va para ellos.



Índice general

Índice general	2
Índice de figuras	4
Índice de tablas	6
1. Introducción	7
1.1. Antecedentes y motivación	7
1.2. Objetivos y justificación	8
2. Estado del arte	9
2.1. Estudios generales del movimiento basculante de bloques rígidos	9
2.2. Estudios generales de columnas basculantes	9
2.2.1. Introducción	9
2.2.2. Historia	10
2.2.3. Aplicación del uso de columnas basculantes en puentes	11
2.3. Estudios generales del uso de prefabricados	12
2.3.1. Introducción	12
2.3.2. Situación nacional	12
2.3.3. Aplicación en el uso de sistemas basculantes	13
2.4. Diseño sismorresistente de puentes	13
2.5. Daño en pilares de puentes	13
2.6. Programa Nacional de Puentes	14
3. Movimiento basculante de bloques rígidos	15
3.1. Introducción	15
3.2. Dinámica de un bloque basculante	15
3.2.1. Ecuación del movimiento	16
3.2.2. Solución de la ecuación de movimiento	18
3.2.3. El efecto escala	19
3.2.4. Respuesta a movimientos sísmicos	19
3.2.5. Espectro basculante	21
3.2.6. Estimación de la rotación máxima de estructuras basculantes	21
3.3. Dinámica de un bloque restringido verticalmente	22
3.3.1. Ecuación del movimiento	23
3.3.2. Solución de la ecuación de movimiento	25
3.3.3. Respuesta dinámica	25
3.3.4. Respuesta a movimientos sísmicos	27
4. Modelo numérico de un bloque basculante	29
4.1. Introducción	29
4.2. Descripción del modelo numérico	30
4.2.1. Configuración del elemento de contacto	30
4.2.2. Modelado del cuerpo basculante	32

4.2.3. Modelado del cable postensado	33
4.3. Validación del modelo	34
4.3.1. Respuesta basculante libre	34
4.3.2. Respuesta sísmica	35
5. Respuesta sísmica de puentes con columnas basculantes	36
5.1. Introducción	36
5.2. Descripción del peligro sísmico	37
5.3. Descripción de los puentes	38
5.4. Modelo numérico	40
5.4.1. Puente convencional (PBF)	40
5.4.2. Puente con columnas basculantes (PB)	41
5.4.3. Puente con columnas basculantes restringidos verticalmente con un cable postensado (PBP)	42
5.5. Análisis estático	43
5.5.1. Análisis estático monotónico	43
5.5.2. Análisis estático cíclico	44
5.6. Análisis tiempo historia	45
6. Conclusiones	52
7. Recomendaciones	53
Bibliografía	54



Índice de figuras

2.1. Modelo analítico del comportamiento de una columna basculante (Roh and Reinhorn, 2009)	10
2.2. Sistema de aislamiento de base usando columnas basculantes (García, 2019)	11
2.3. Aplicación de columna basculante como pilar para puente (Espinoza et al., 2006)	11
2.4. Uso de prefabricados en el metro de Lima	12
2.5. Uso de prefabricados en un edificio de la ciudad de Lima	13
2.6. Daño concentrado en la base de un puente	14
3.1. Características geométricas del BR, adaptado de Housner (1963)	15
3.2. Desplazamiento del centroide del BR	16
3.3. Diagrama de cantidad de movimiento e impulso	18
3.4. Rotación de los BR ($\alpha = 20^\circ$) sometido a una aceleración tipo pulso ($T = 1s$, $A = 0.5g$), adaptado de Barthes (2012)	19
3.5. Respuesta de un BR ($p = 1.57$. $\alpha = 5.71^\circ$) sometido al sismo Lima-1966	20
3.6. Respuesta de un BR ($p = 1.57$. $\alpha = 5.71^\circ$) sometido al sismo Loma Prieta-1989	20
3.7. Espectro de respuesta de un oscilador viscoelástico (izquierda) y espectro basculante de un BR (derecha) sometido al sismo Lima-1966	21
3.8. Vibración libre de un oscilador viscoelástico (izquierda) y vibración libre de un BR basculante (derecha)	22
3.9. BR basculante con cables postensados, adaptado de Barthes et al. (2010)	23
3.10. Deformación del cable postensado	24
3.11. Rotación de los BRs ($\alpha = 20^\circ$ y $p = 2$) sometido a una aceleración tipo pulso ($T = 1s$, $A = 0.5g$)	26
3.12. Rotación de los BRs postensados ($\alpha = 20^\circ$ y $p = 2$) sometido a una aceleración tipo pulso ($T = 1s$, $A = 0.5g$)	26
3.13. Rotación de los BRs ($\alpha = 5.71^\circ$ y $p = 1.57$) sometido al sismo Lima-1966 (a) y al sismo Loma Prieta-1989 (b)	27
3.14. Efecto de amplificación de las rotaciones del BR ($\alpha = 5.71^\circ$ y $p = 1.57$) sometido al sismo Loma Prieta-1989	28
4.1. Modelo de resortes múltiples (1) y modelo de plasticidad concentrada (b), adaptado de Palermo et al. (2005)	29
4.2. Rotación alrededor de un punto (a) y formación de una zona de compresión (b)	30
4.3. Modelado de los elementos de contacto	31
4.4. Posición de los elementos de contacto (a) y diagrama fuerza deformación de cada elemento (b)	32
4.5. Modelo numérico elástico del bloque basculante (a) y modelo numérico inelástico (b)	33
4.6. Modelo numérico del cable postensado de un bloque basculante restringido verticalmente	33
4.7. Respuesta en vibración libre de un bloque rígido basculante	34
4.8. Respuesta sísmica de un bloque rígido basculante sometido al registro sísmico Loma Prieta-1989	35

5.1. Espectros de diseño de aceleración y desplazamiento para el nivel de peligro sísmico correspondiente a un sismo de 2475 años de periodo de retorno comparado con los espectros de respuesta promedio para una razón de amortiguamiento ξ de 5% de los registros sísmicos escalados	37
5.2. Características geométricas del puente: vista longitudinal del puente (a); sección transversal de la superestructura (b) y sección transversal del pilar (c)	38
5.3. Esquema del modelo del PBF	40
5.4. Esquema del modelo del PB	42
5.5. Esquema del modelo del PBP	43
5.6. Comparación de la respuesta estática monotónica entre el puente convencional de base fija (PBF), puente basculante (PB) y puente basculante con cable postensado (PBP) .	43
5.7. Comparación de la respuesta estática cíclica entre el puente convencional de base fija (PBF), puente basculante (PB) y el puente basculante con cable postensado (PBP) . .	44
5.8. Comparación de la respuesta de desplazamiento entre el puente convencional de base fija (PBF), puente basculante (PB) y el puente basculante con cable postensado (PBP) sometidos al sismo Angol-2010	45
5.9. Comparación de la respuesta de desplazamiento entre el puente convencional de base fija (PBF), puente basculante (PB) y el puente basculante con cable postensado (PBP) sometidos al sismo Concepción-2010	46
5.10. Comparación de la respuesta de desplazamiento entre el puente convencional de base fija (PBF), puente basculante (PB) y el puente basculante con cable postensado (PBP) sometidos al sismo Tocopilla-2007	46
5.11. Comparación de la respuesta momento-curvatura en la base de la columna entre el PBF, PB y PBP para el registro sísmico Angol-2010	47
5.12. Comparación de la respuesta momento-curvatura en la base de la columna entre el PBF, PB y PBP para el registro sísmico Concepción-2010	48
5.13. Comparación de la respuesta momento-curvatura en la base de la columna entre el PBF, PB y PBP para el registro sísmico Tocopilla-2007	48
5.14. Comparación de la historia de momento en la base de la columna entre el PBF, PB y PBP para el registro sísmico Angol-2010	49
5.15. Comparación de la historia de momento en la base de la columna entre el PBF, PB y PBP para el registro sísmico Concepción-2010	49
5.16. Comparación de la historia de momento en la base de la columna entre el PBF, PB y PBP para el registro sísmico Tocopilla-2007	50
5.17. Respuesta en el tiempo del momento flector en la base de la columna del PB y el instante de choque entre el pilar y la cimentación cuando es sometido al sismo Tocopilla-2007 .	51

Índice de tablas

4.1. Posición y peso de los elementos de contacto	31
4.2. Características del bloque sometido a condiciones iniciales	34
4.3. Características del bloque sometido a movimiento sísmico	35
5.1. Características de los registros sísmicos considerados	37
5.2. Características principales de los puentes	39
5.3. Propiedades mecánicas de las columnas basculantes	39
5.4. Posición y peso de los elementos de contacto - PB	41
5.5. Desplazamientos máximos de las tres configuraciones de puentes	47
5.6. Momentos flectores máximos en la base del pilar de las tres configuraciones de puentes	50



Capítulo 1

Introducción

1.1. Antecedentes y motivación

La economía exportadora del Perú es un elemento fundamental en el desarrollo del país y depende grandemente de la red vial. La mayoría de los productos exportados son transportados desde las diversas regiones a los principales puertos de exportación (Briceño-Garmendia et al., 2015). La interrupción de este servicio generaría grandes pérdidas económicas al país. En efecto, las pérdidas comerciales debido a las interrupciones prolongadas causadas por eventos naturales extremos en la Carretera Central podrían ser de hasta 830 000 dólares por día, si parte de las exportaciones agrícolas se perdieran (Briceño-Garmendia et al., 2015). La necesidad de reducir el impacto de estas interrupciones es evidente.

Los puentes son los componentes más vulnerables de una red vial y frecuentemente son los que influyen en que la continuidad del servicio de transporte se efectúe en forma permanente y segura (Pecho, 2019). Muchos de los puentes en el Perú que fueron construidos con provisiones sísmicas obsoletas aún se encuentran en servicio, y dada la alta actividad sísmica en el país es importante repararlos o reconstruirlos usando sistemas innovadores que aseguren la continuidad del tránsito vehicular después de un evento sísmico, faciliten el proceso constructivo, eviten su mantenimiento permanente y reduzcan el costo del proyecto. Todo esto asegurará el flujo de mercancías y reducirá el impacto de las interrupciones que preocupan al Programa Nacional de Puentes (PNP) del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC). El uso de elementos prefabricados ha estado ganando protagonismo en todo el mundo debido a las importantes ventajas sobre los métodos de construcciones convencionales. Por un lado, el proceso y los equipos industriales usados reducen significativamente los costos y por otro mejora la eficiencia en la construcción, ya que el refuerzo puede ser construido rápidamente a pesar de una complejidad significativa y las mezclas de concreto pueden curar rápidamente y alcanzar propiedades mecánicas excelentes (i.e. eficiencia en la construcción) (Thomaidis et al., 2020).

El diseño sísmico convencional de puentes consiste en proveer a la estructura de suficiente resistencia y ductilidad para resistir fuerzas sísmicas y evitar el colapso. Los puentes diseñados de esta manera tienen un adecuado comportamiento para prevenir el colapso, sin embargo son susceptibles a daños considerables y desplazamientos laterales permanentes que pueden afectar el flujo del tráfico y requerir inspecciones y reparaciones costosas que consumen mucho tiempo, e incluso puede resultar en la demolición del puente (Antonellis and Panagiotou, 2014; Elnashai et al., 2010; Aydan, 2008). Los pilares convencionales de concreto armado vaciados in-situ son monolíticamente conectados a la cimentación y puede o no ser integrado a la superestructura. Los pilares de concreto armado prefabricados utilizan conexiones emuladas equiparables a las conexiones rígidas. Por lo tanto, en ambos métodos de construcción se formarán rótulas plásticas en los pilares bajo cargas sísmicas (i.e. daño permanente). Una manera de controlar la respuesta estructural es tratar de proveer de fuentes de disipación de energía, que pueden trabajar elásticamente bajo sismos de diseño e inelásticamente en sismos más grandes. Pero utilizar estos sistemas significa seguir con la filosofía original de aceptar cierto nivel de daño en nuestros disipadores e incluir gastos de reparación e inspección.

En este sentido, se han realizado diversos estudios analíticos y experimentales en el diseño de edificios prefabricados de concreto armado que han resultado en la innovación de sistemas con juntas no monolíticas, que usan elementos prefabricados conectados entre sí a través de cables postensados no adherentes (Priestley, 1996; Priestley et al., 1999). Donde el movimiento basculante ocurre con la abertura y cierre del espacio existente en la conexión; como consecuencia, se espera un nivel muy limitado de daño en los elementos estructurales manteniéndose en el rango elástico (Palermo et al., 2004). Este mecanismo basculante y el efecto de autocentrado del cable postensado pueden reducir significativamente la deformación residual que queda en el pilar después de un evento sísmico (Ahmadi and Kashani, 2020). Junto a las ventajas propias del uso de elemento prefabricados, el movimiento basculante ha surgido como una técnica prometedora de aislamiento sísmico (Mander and Cheng, 1997).

1.2. Objetivos y justificación

Esta investigación aborda el tema del análisis sísmico en el plano de un puente de concreto armado usando columnas basculantes como sistema de aislamiento sísmico, analizando dos problemas principales: (1) la implementación de un modelo en elementos finitos que sea capaz de representar el movimiento basculante y (2) modelar el comportamiento basculante del puente, incluido el comportamiento inelástico en los pilares. Finalmente se une los dos problemas al presentar un análisis sísmico del puente con columnas basculantes y el de un puente convencional y se realizan comentarios sobre la respuesta sísmica y el daño observado en ambos modelos.

La motivación en la selección del sistema basculante como objeto de estudio y la justificación del proyecto deriva principalmente en buscar que los pilares del puente evadan completamente el daño después de un sismo. Así, podemos garantizar la continuidad del servicio, evitar mantenimiento permanente y beneficiarse del uso de elementos prefabricados. Además, el modelo de elementos finitos podría usarse para estudiar el comportamiento de distintas configuraciones de puentes. Teniendo en cuenta lo antes mencionado, se propusieron los siguientes objetivos específicos:

- Entender el comportamiento basculante de bloques rígidos mediante una revisión de la literatura.
- Implementar y validar un modelo de elementos finitos que represente el comportamiento basculante.
- Comparar la respuesta sísmica de un puente con columnas basculantes con la de un puente convencional.

La hipótesis fundamental detrás de esta investigación busca responder a la interrogante de: ¿será posible llegar a un sistema en puentes que esté completamente sin daño después de un sismo? La respuesta a esta interrogante, que será validada o rechazada por los resultados de esta investigación, es que el uso de columnas basculantes en puentes permite reducir el daño en los pilares después de un evento sísmico, pero es necesario un gran avance en el diseño de este sistema para la implementación en la construcción de puentes. El movimiento basculante entre la columna y la superestructura y entre la columna y la cimentación es aprovechado como sistema de disipación de energía y aislamiento sísmico de puentes. Se espera que este sistema evite cierres prolongados en la red vial ya sea por reparación o por nueva construcción de puentes y mejore el desempeño sísmico de puentes, para que en un futuro sea la nueva generación de puentes sismorresistentes.

Capítulo 2

Estado del arte

2.1. Estudios generales del movimiento basculante de bloques rígidos

La concepción de analizar cuerpos rígidos (BR) a comportamientos oscilantes fue discutida por primera vez por Housner (1963), en donde demostró que las oscilaciones de un bloque rígido son disipativas (que no conservan energía) y de comportamiento geométrico no lineal. Aquí se evidenció el correcto fenómeno del movimiento basculante de un BR apoyado en un suelo sometido a acciones dinámicas. Sin embargo, el planteamiento matemático propuesto a conllevado a un cierto tipo de riesgo de inestabilidad e inexactitud.

Luego, Lipscombe and Pellegrino (1993) estudiaron de manera experimental y teórica el balanceo libre de un BR apoyado en una base horizontal estacionaria, en donde concluyeron que el cuerpo se inclina casi hasta el punto de volcarse pero que se libera de esta posición en su fase final de comportamiento. Otro estudio similar fue realizado por Zhang and Makris (2001), en donde analizaron a profundidad la respuesta de oscilaciones transitorias de cuerpos rígidos independientes sometidos a pulsos trigonométricos físicamente realizables, concluyendo la difícil tarea de estimar la aceleración máxima del suelo examinado a partir de únicamente la geometría de los cuerpos que o bien volcaron o sobrevivieron a un temblor de tierra.

Posteriormente, a partir de siglo XXI muchos estudiosos investigaron diversas variantes tanto teóricas, numéricas como experimentales al fenómeno en estudio, concluyendo que el movimiento basculante del BR es estable o inestable según las condiciones iniciales y de entorno. Cabe resaltar que muchos de estos estudios fueron analizados en el espacio 2D, hasta que, Tobita and Sawada (2006) analizaron otros tipos de comportamiento y escenarios, tales son los casos de análisis de bloques basculantes en 3D, en donde concluyeron dos propiedades que no se observaron en 2D: los cuerpos rígidos tienden a rotar en una base poligonal y ruedan cuando tienen una base circular.

Más recientemente la investigación hecha por Barthes (2012), ha estudiado un caso particular para eliminar el riesgo de inestabilidad que se presentaba en las fórmulas de Housner, la cual trata de la incorporación de un cable postensado no adherido en el CR. En donde concluye que este mecanismo es eficaz en la modificación de la respuesta sísmica, además que: tiene un control efectivo del inicio de balanceo, limitación de la amplitud de balanceo y cambio del período de vibración, lo que dificulta que la estructura entre en resonancia.

2.2. Estudios generales de columnas basculantes

2.2.1. Introducción

Los estudios muestran que el movimiento basculante de un BR es altamente no lineal, y este comportamiento es muy conveniente para analizar la respuesta de sistemas de un solo grado de libertad.

Sin embargo, la complejidad aumenta enormemente para sistemas con múltiples superficies oscilantes. Es así que nace la necesidad de estudiar el comportamiento de elementos basculantes, como es el caso de columnas.

2.2.2. Historia

Además del estudio realizado por Housner del comportamiento de un BR, explicó adicionalmente que existe un margen de seguridad entre el levantamiento y el vuelco de columnas delgadas e independientes y que a medida que aumenta su tamaño o la frecuencia de excitación sobre esta, este margen de seguridad aumenta considerablemente en la medida en que las columnas grandes e independientes gozan de una amplia estabilidad sísmica.

El estudio del empleo de las columnas basculantes (rocking columns) como sistema de aislamiento sísmico de base de estructuras, sigue siendo objeto de estudio en la actualidad. Un avance referente al comportamiento de columnas basculantes en pórticos de concreto armado fueron realizados por Roh and Reinhorn (2009), en donde concluyeron que una columna basculante de sección rectangular sin cable postensado que la ancle a la cimentación, sometida a una fuerza normal y horizontal en su parte superior, exhibe un comportamiento de rigidez negativa en el recorrido de movimiento basculante (ver figura 2.1).

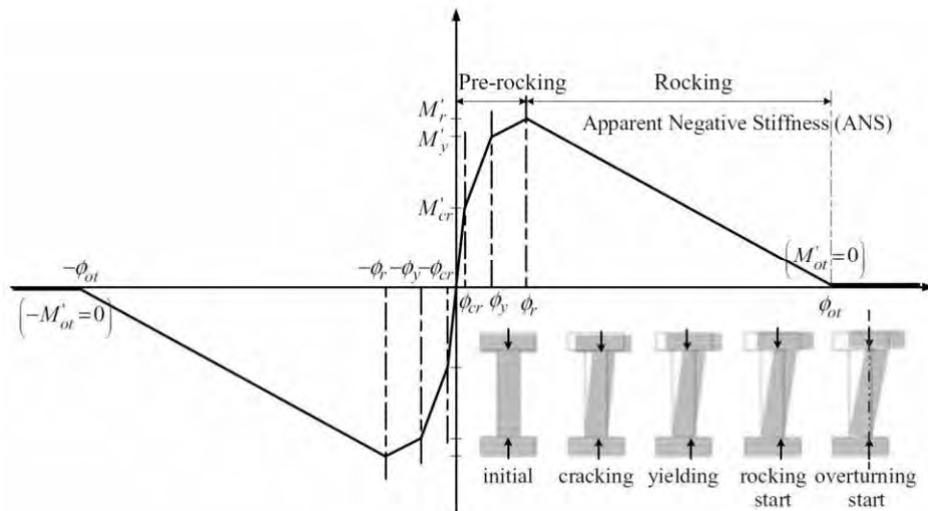


Figura 2.1: Modelo analítico del comportamiento de una columna basculante (Roh and Reinhorn, 2009)

Sin embargo, se puede decir que la columna basculante, por si sola ofrece un comportamiento deseable como aislamiento sísmico y es estable solo cuando el desplazamiento horizontal máximo en sus extremos no sobrepase el punto de vuelco, después del cual se produce el colapso de la estructura.

Un estudio sobre la aplicación de columnas basculantes en un pórtico como reemplazo de todas las columnas del primer piso, fue hecho por García (2019), dicha aplicación constó de columnas protegidas en sus extremos por refuerzos de acero, para minimizar el deterioro durante el movimiento basculante, reforzadas en su parte central mediante un cable no postensado y no adherido y finalmente apoyadas en placas de acero; concluyendo que es factible y útil el sistema propuesto como aislamiento sísmico para edificios de altura baja y media, con un utilidad limitada de hasta 7 pisos como máximo.

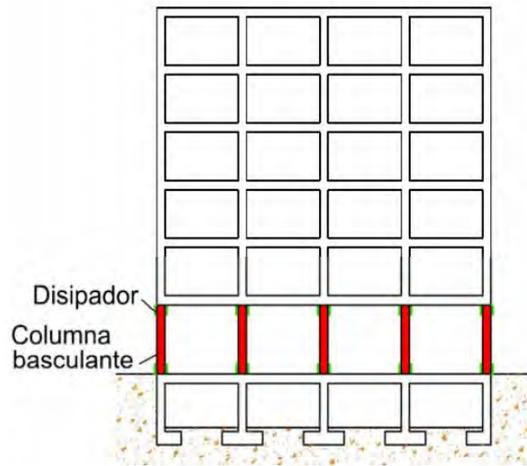


Figura 2.2: Sistema de aislamiento de base usando columnas basculantes (García, 2019)

2.2.3. Aplicación del uso de columnas basculantes en puentes

Para utilizar dispositivos de balanceo en estructuras esbeltas como puentes, se deben tener en cuenta las deformaciones de los elementos estructurales ya que pueden alterar el comportamiento de balanceo al deformarse elásticamente, induciendo o impidiendo el vuelco, en comparación a un cuerpo rígido. Esto lleva a la conclusión de que la superficie de balanceo no se puede modelar independientemente del resto de la estructura.

Teniendo en cuenta esta definición se logró un avance muy importante en el uso de columnas basculantes gracias a la investigación realizada por la Pacific Earthquake Engineering Research Center de la Universidad de Berkeley, presentada por Espinoza et al. (2006), en donde estudiaron la utilización del movimiento basculante en la base de las columnas de puentes de concreto para realizar un cierto aislamiento sísmico del tablero, concluyendo los beneficios obtenidos con este sistema. Para estructuras delgadas como puentes, las columnas se modelan con elementos de marco. Por lo tanto, la columna y la zapata se unen con un solo nodo, evitando así el uso de los elementos de contacto entre estas.



Figura 2.3: Aplicación de columna basculante como pilar para puente (Espinoza et al., 2006)

En el estudio descrito por Barthes (2012), el uso de columnas basculantes para puentes con un cable postensado no adherido en ellas, resultó ser muy eficaz para permitir el balanceo y evitar el vuelco de la estructura. Se comprobó que la interacción entre las deformaciones del material del puente y las rotaciones de las superficies oscilantes tiene que ser modelado.

Zhang et al. (2019), hablaron del sistema de cimentación basculante, la cual es un nuevo concepto de diseño para puentes que puede reducir el daño sísmico general, minimizar el tiempo de construcción y reparación, y lograr un menor costo en general. Sin embargo, tal sistema implica complejas respuestas dinámicas debido a impactos y comportamiento de balanceo altamente no lineal. Sin embargo, mostraron que el modelo propuesto no solo cuantifica físicamente las influencias de parámetros destacados, sino que también refleja consistentemente la dinámica compleja del sistema. Este estudio fue realizado en un sólo pilar.

Más recientemente Giouvanidis and Dong (2020) realizaron un estudio de la evaluación de pérdidas sísmicas y resiliencia de puentes usando una cimentación basculante, en donde concluyeron que fueron mitigadas las pérdidas sísmicas a corto y largo plazo de manera considerable en comparación a una de base fija. Adicionalmente este estudio reveló una notable funcionalidad y resiliencia post-terremoto.

2.3. Estudios generales del uso de prefabricados

2.3.1. Introducción

Un elemento prefabricado se define como un producto hecho de concreto y fabricado en un lugar distinto de su localización final de uso. Cuando estos elementos han sido curados hasta alcanzar una resistencia suficiente para su manejo, son removidos de sus moldes y trasladados a la estructura. En el ámbito estructural los elementos más usuales son vigas, trabes, viguetas, columnas, pilas, pilotes, cabezas de pilotes, losas, paneles portantes de muros de carga, etc. Este concreto puede ser convencionalmente reforzado o presforzado. Estos elementos podrían ser aprovechados en la construcción de puentes con sistemas basculantes.

2.3.2. Situación nacional

El proyecto donde se utilizó la mayor cantidad de elementos prefabricados fue la construcción del metro de Lima en donde se utilizaron vigas y escaleras prefabricadas. Algunos otros proyectos resalantes son locales comerciales como Mega Plaza, Tottus de los olivos, tienda Makro. Algunas naves industriales poseen sistemas de concreto prefabricado, como el centro de distribución de Alicorp en Arequipa (Moscoso Tinco, 2019).



Figura 2.4: Uso de prefabricados en el metro de Lima

En la actualidad existe una mediana gama del empleo de los prefabricados de concreto que están permitiendo construir edificios, puentes, estadios, y en general obras de infraestructura, debido a que aportan versatilidad, funcionalidad y velocidad de colocación.



Figura 2.5: Uso de prefabricados en un edificio de la ciudad de Lima

2.3.3. Aplicación en el uso de sistemas basculantes

Las conexiones entre los elementos estructurales en un sistema basculante no necesitan ser monolíticas, gracias a esto se puede prescindir de vaciados in situ y aprovechar el uso de elementos prefabricados para simplemente montarlos en obra. Además, no se requerirían conexiones emulativas entre elementos, ya que una conexión basculante funciona con la apertura y cierre entre elementos. Gracias a este mecanismo, el uso de columnas basculantes puede ser beneficiado con el uso de elementos prefabricados. El sistema constructivo con elementos prefabricados tienen grandes ventajas en comparación a los sistemas tradicionales de construcción como son: buen control de calidad de propiedades mecánicas y geométricas, genera muy poco desperdicio, reducen los plazos de ejecución y reducen los gastos en encofrados y mano de obra. Todas estas ventajas pueden ser aplicables en un sistema con conexiones basculantes.

2.4. Diseño sismorresistente de puentes

Actualmente, los puentes son diseñados para tener una baja probabilidad de colapso pero pueden sufrir daños significativos e interrupción del servicio cuando estén sujetos a movimiento sísmico que tengan siete por ciento de probabilidad de excedencia en 75 años (sismos con un periodo de retorno de 1000 años). Puede requerirse el reemplazo parcial o completo de la estructura (MTC, 2018). Sin embargo, bajo esta filosofía los puentes pueden quedar no operativos e interrumpir el tránsito de vehículos de emergencia después de un sismo. Además, la interrupción del tránsito por reparación puede generar grandes pérdidas económicas por el paro de la agroexportación.

Por eso, se deben buscar nuevos enfoques de diseño sísmico, que prevengan el daño en los elementos estructurales bajo sismos de gran intensidad. En este trabajo se estudia uno de estos nuevos enfoques que se vienen investigando en los últimos años. Puede reducir el daño mediante el uso de conexiones basculantes similares a los sistemas de aislamiento sísmico. Muchos investigadores sugieren abandonar la filosofía de diseño tradicional.

2.5. Daño en pilares de puentes

Las columnas de los puentes diseñados y construidos convencionalmente pueden verse afectadas por el desarrollo de deformaciones plásticas. Otro tipo de fallas en columnas son las de tipo confinamiento, por flexión, por cortante y rotulas plásticas. En la figura 2.6, se muestra un ejemplo del daño sísmico en un pilar de concreto armado. El daño se concentra en la base del pilar debido a la gran demanda inelástica en la sección. Aunque el puente no ha colapsado, el daño impide su operatividad.



Figura 2.6: Daño concentrado en la base de un puente

Se debe hacer una revisión de los puentes existentes en el Perú, ya que muchos de ellos adolecen de control de sobrecargas verticales, también tienen un peso adicional excesivo por repavimentación, sus apoyos se encuentran en muy mal estado, les falta losas de acceso, tienen asentamientos diferenciales, losas agrietadas, falta de simetría y de regularidad, socavación de pilares y estribos, poco o nada de mantenimiento, y además no se espera un comportamiento sismorresistente adecuado. Una vez realizado esta revisión se deben proponer soluciones que sean de rápida intervención sin perjudicar el tránsito y, de ser el caso, una nueva construcción con elementos modulares para acelerar el proceso constructivo.

2.6. Programa Nacional de Puentes

Este programa, implementado por el Ministerio de Transportes y comunicaciones MTC, tiene como objetivo esbozar una misión para el desarrollo y fortalecimiento de una conectividad oportuna y segura. De acuerdo al Programa Nacional de Puentes, las carreteras de la Red Vial Nacional para el periodo 2012 – 2020, considera la atención de 1400 puentes en diversas intervenciones como sigue :

- Emergencia de puentes, ante el colapso de cualquier estructura en actual uso, de uno y dos carriles. Se estima la instalación de 20 estructuras.
- Instalación de 780 puentes modulares de una vía, en reemplazo de puentes que son inapropiados (artesanales, estructuras antiguas).
- Construcción de 350 puentes definitivos: Para aquellas estructuras que por su longitud y configuración requieran de estudios especializados.
- Reinstalación de 100 puentes de segundo uso, retirados de Rutas Nacionales para su instalación en Rutas Vecinales y Departamentales.
- Construcción de 150 puentes definitivos por Concesionarios.
- Mantenimiento de puentes.

El desarrollo de este programa se ha planteado en dos etapas para atender 1000 y 400 puentes en los períodos 2012-2016 y 2016-2020 respectivamente. Desafortunadamente no completaron la meta. Si bien el programa cuenta con una estructura de desarrollo y ejecución consolidada, no muestra si la intervención estará acompañada de avances tecnológicos, tal es el caso de la implementación de aisladores sísmicos o lo descrito en párrafos anteriores referido al uso de prefabricados o el uso de columnas basculantes. Parte de esta problemática podría deberse a que la misma norma no actualiza los temas de avance tecnológico y también pueda deberse a la falta de investigación en estos campos en el País. Este trabajo pretende contribuir a la difusión de este innovador sistema basculante como aislamiento sísmico en puentes, pero será necesario diversos estudios adicionales para su aplicación práctica.

Capítulo 3

Movimiento basculante de bloques rígidos

3.1. Introducción

El comportamiento basculante de bloques rígidos (BR) fue estudiado por primera vez por Housner en 1963. En ese estudio, Housner examinó el volcamiento de un bloque sometido a aceleraciones en su base y encontró que de dos bloques geoméricamente similares, el más grande es más estable que el bloque más pequeño y que un bloque esbelto sometido a un movimiento sísmico es más estable que cuando es sometido a una fuerza lateral constante (Housner, 1963). Desde entonces, este comportamiento ha sido estudiado por muchos investigadores (Aslam et al., 1980; Yim et al., 1980; Spanos and Koh, 1984; Makris and Konstantinidis, 2003) que indicaron que la respuesta de un bloque basculante es altamente no lineal. Este capítulo se enfocará en una revisión de la respuesta basculante de un BR, en donde se presenta la ecuación de movimiento, su implementación y el espectro basculante, y por último se estudia la dinámica de columnas basculantes restringidas verticalmente con un cable post-tensado no adherente para prevenir el volcamiento.

3.2. Dinámica de un bloque basculante

El bloque estudiado por Housner en 1963 es un BR con las características geométricas mostradas en la figura 3.1. Al ser un BR, la estructura se convierte en un sistema de un grado de libertad (GdL = θ). El movimiento basculante ocurre alrededor del punto de pivote O y O' .

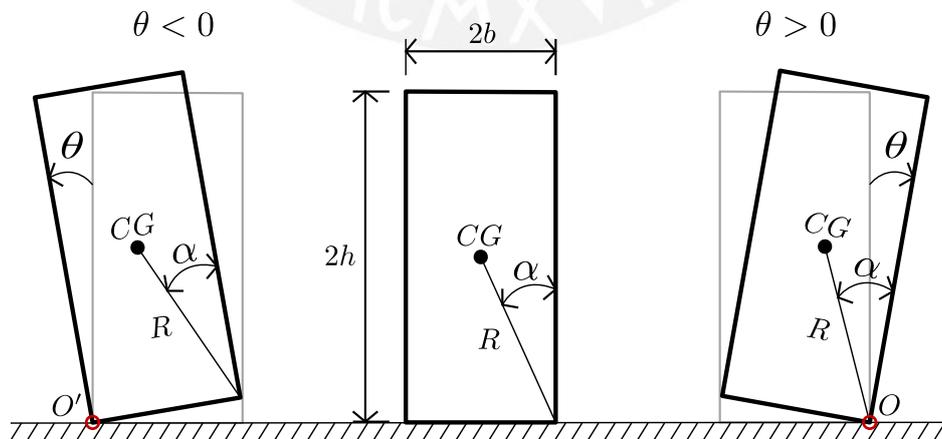


Figura 3.1: Características geométricas del BR, adaptado de Housner (1963)

3.2.1. Ecuación del movimiento

Asumiendo que el coeficiente de fricción entre el BR y la base es lo suficientemente grande para prevenir el deslizamiento y que el movimiento basculante fuera del plano no está permitido, la ecuación de movimiento puede ser derivada usando la ecuación de Lagrange. La ecuación 3.1 es la ecuación de Lagrange escrito para sistemas de un solo grado de libertad.

$$\frac{d}{dt} \frac{\partial L}{\partial \dot{q}} - \frac{\partial L}{\partial q} = Q \quad (3.1)$$

Donde $L = T - V$ es la función de Lagrange (T es la energía cinética mientras y V es la energía potencial), Q es la fuerza actuante generalizada y q es la coordenada de Lagrange.

La energía cinética es identificada expresando el movimiento del BR en función del grado de libertad θ . Ya que toda la masa del sistema se encuentra en el BR, la energía cinética puede ser expresado como:

$$T = T_{BR} = \frac{1}{2} m v_G^2 + \frac{1}{2} I_G \dot{\theta}^2 \quad (3.2)$$

m representa la masa del BR, I_G el momento de inercia del BR alrededor del eje perpendicular al plano del sistema que pasa a través de su centroide G y v_G la velocidad de su centroide, obtenido considerando la raíz cuadrada de la suma de cuadrados de los desplazamientos derivados respecto al tiempo.

$$v_G^2 = \dot{x}_G^2 + \dot{y}_G^2 \quad (3.3)$$

El desplazamiento horizontal $x_G(t)$ y el vertical $y_G(t)$ del centroide del BR están relacionados al grado de libertad $\theta(t)$. En la figura 3.2 se muestra que para un desplazamiento positivo del suelo hacia la derecha, el BR iniciará su movimiento con un balanceo hacia la izquierda, asumiendo que el BR no vuelca, el impacto ocurrirá, cambiará su punto de pivote y se balancea hacia la derecha (Makris and Vassiliou, 2013).

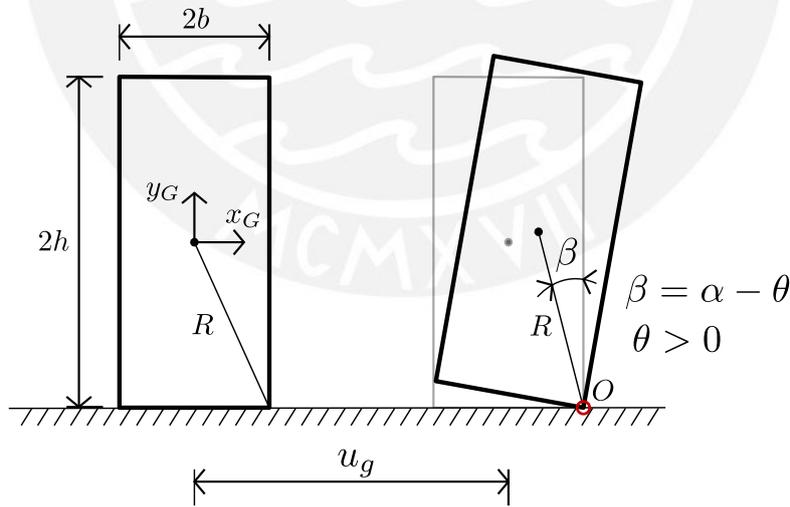


Figura 3.2: Desplazamiento del centroide del BR

Durante el balanceo, los desplazamiento x_G , y_G y sus derivadas con respecto al tiempo \dot{x}_G y \dot{y}_G para $\theta > 0$ están dados por las siguientes expresiones.

$$x_G = u_g + b - R \sin(\alpha - \theta) \quad (3.4)$$

$$\dot{x}_G = \dot{u}_g + R \dot{\theta} \cos(\alpha - \theta) \quad (3.5)$$

$$y_G = R \cos(\alpha - \theta) - h \quad (3.6)$$

$$\dot{y}_G = -R \dot{\theta} \sin(\alpha - \theta) \quad (3.7)$$

Entonces, al reemplazar las expresiones 3.5 y 3.7 en la ecuación 3.3, la velocidad del centroide del BR puede ser expresado como:

$$v_G^2 = \dot{u}_g^2 + 2\dot{u}_g R \dot{\theta} \cos(\alpha - \theta) + \dot{\theta}^2 R^2 \quad (3.8)$$

La energía cinética del sistema en función del grado de libertad θ se obtiene al reemplazar la ecuación 3.8 en la ecuación 3.3.

$$T = \frac{1}{2}m[\dot{u}_g^2 + 2\dot{u}_g R \dot{\theta} \cos(\alpha - \theta) + \dot{\theta}^2 R^2] + \frac{1}{2}I_G \dot{\theta}^2 \quad (3.9)$$

La energía potencial del sistema está relacionado con la aplicación de las cargas estáticas y con la deformabilidad de los elementos. Representa el efecto estático sobre la energía almacenada en el sistema y es la suma de la energía elástica y la potencial de las fuerzas estáticas aplicadas a la estructura. En ese sentido, el BR es indeformable y la única fuerza estática en el sistema es el peso del bloque, por ello la energía potencial puede ser expresado como:

$$V = mg(R \cos(\alpha - \theta) - h) \quad (3.10)$$

La componente generalizada de la fuerza externa Q es cero, porque no existe fuerza no conservativa externa que pueda realizar trabajo. Finalmente, reemplazamos todos los términos encontrados previamente y podemos encontrar la ecuación de movimiento.

$$\frac{d}{dt}[m\dot{u}_g R \cos(\alpha - \theta) + mR^2 \dot{\theta} + I_G \dot{\theta}] - [m\dot{u}_g R \dot{\theta} \sin(\alpha - \theta) - mgR \sin(\alpha - \theta)] = 0 \quad (3.11)$$

$$m\ddot{u}_g R \cos(\alpha - \theta) + mR^2 \ddot{\theta} + I_G \ddot{\theta} + mgR \sin(\alpha - \theta) = 0 \quad (3.12)$$

La ecuación 3.12 representa el movimiento basculante del BR cuando $\theta > 0$. Si realizamos el mismo procedimiento cuando $\theta < 0$ y reemplazamos el valor de la inercia rotacional de masa alrededor de su centro de gravedad por su inercia alrededor del punto pivote O ($I_O = I_G + mR^2$) obtenemos:

$$I_O \ddot{\theta} + mgR \sin(\alpha - \theta) = -m\ddot{u}_g R \cos(\alpha - \theta), \quad \theta > 0 \quad (3.13)$$

$$I_O \ddot{\theta} + mgR \sin(-\alpha - \theta) = -m\ddot{u}_g R \cos(-\alpha - \theta), \quad \theta < 0 \quad (3.14)$$

La ecuación de movimiento del BR presentado por Housner puede ser descrito con dos parámetros geométricos (Barthes et al., 2010). Si a la ecuación anterior reemplazamos el valor de la inercia de masa rotacional de bloques rectangulares $I_O = 4/3mR^2$ y asignamos a $\sqrt{3g/4R} = p$ llegamos a la ecuación de movimiento expresada en forma compacta (Makris and Roussos, 2000; Housner, 1963).

$$\ddot{\theta}(t) = -p^2 \{ \sin[\alpha \operatorname{sgn}(\theta(t)) - \theta(t)] + \frac{\ddot{u}_g}{g} \cos[\alpha \operatorname{sgn}(\theta(t)) - \theta(t)] \} \quad (3.15)$$

El parámetro p es una medida de las características dinámicas del BR, tiene unidades de $1/\text{seg}$ y es asociado a la frecuencia natural de un BR rectangular de diagonal $4R$. Este valor es llamado parámetro de frecuencia (Makris, 2014). El valor de este parámetro no mide la frecuencia natural de vibración, ya que la frecuencia de oscilación natural de un BR no es constante como en un sistema elástico de vibración libre con frecuencia natural ω_n (Housner, 1963).

La única fuente de disipación de energía en este sistema es el impacto del BR con la base (Housner, 1963). Para determinar la pérdida de energía durante el impacto se utiliza el principio del impulso y la cantidad de movimiento. En la figura 3.3 (izquierda) el BR se encuentra rotando alrededor de O' con una velocidad v_1 del centro de masas y una velocidad angular $\dot{\theta}_1$ justo antes del impacto, luego gira alrededor de O durante el impacto y se nota que la única fuerza impulsiva externa es la reacción R en el punto O . Justo después del impacto el BR gira alrededor de O con una velocidad v_2 del centro de masas y una velocidad angular $\dot{\theta}_2$.

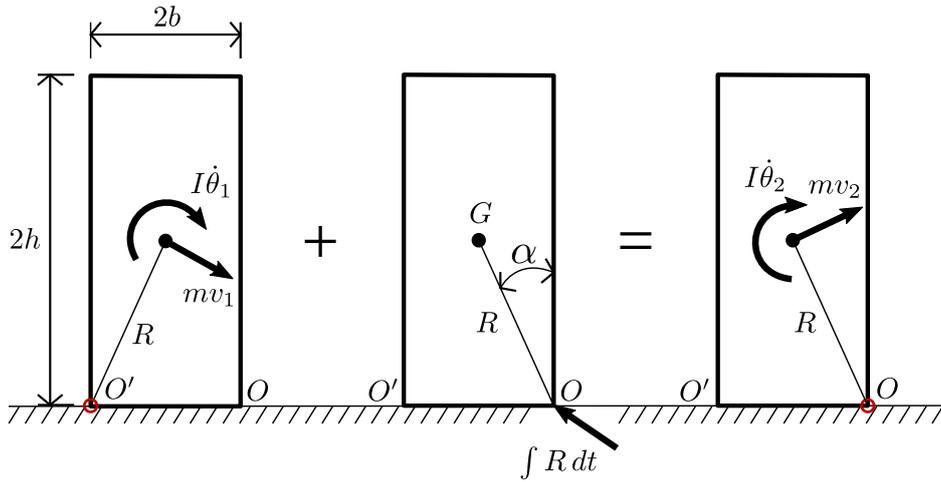


Figura 3.3: Diagrama de cantidad de movimiento e impulso

Al sumar e igualar los momentos alrededor de O de la cantidad de movimiento y el impulso, se escribe la siguiente ecuación.

$$I\dot{\theta}_1 + mv_1 R \cos(2\alpha) + 0 = mv_2 R + I\dot{\theta}_2 \quad (3.16)$$

Por otro lado, la velocidad del centro de masas del BR puede ser relacionado con la velocidad angular y se tiene que $v_1 = R\dot{\theta}_1$ y $v_2 = R\dot{\theta}_2$. La inercia rotacional de masas alrededor de su centroide es $I = \frac{1}{3}mR^2$. Reemplazamos estas expresiones en la ecuación 3.16 y encontramos la siguiente relación:

$$r = \left(\frac{\dot{\theta}_2}{\dot{\theta}_1}\right)^2 = \left(1 - \frac{3}{2}\sin^2\alpha\right)^2 \quad (3.17)$$

La ecuación 3.17 significa que la velocidad angular del BR después del impacto es \sqrt{r} veces la velocidad antes del impacto. Se puede inferir que cuando α es más grande (bloques menos esbeltos) la disipación de energía es mayor que para bloques esbeltos. En ese sentido el parámetro α tiene un rol importante en el comportamiento basculante de BR.

Finalmente, si realizamos equilibrio estático, podemos encontrar que la mínima aceleración necesaria para iniciar el movimiento basculante está definida por:

$$\frac{\ddot{u}_{gmin}}{g} \geq \tan(\alpha) \quad (3.18)$$

3.2.2. Solución de la ecuación de movimiento

La solución de la ecuación 3.15 es calculada por integración numérica. Esta ecuación diferencial ordinaria (EDO) de segundo orden es convertida en un sistema de dos EDO de primer orden. Se usa la función ode45 para resolver este sistema en Matlab (MATLAB, 1997). Esta función implementa el método de Runge-Kutta(4,5) de paso variable, el resultado tiene un error de predicción de orden 5 y el error total acumulado es de orden 4.

$$\psi(t) = \begin{bmatrix} \theta(t) \\ \dot{\theta}(t) \end{bmatrix} \quad (3.19)$$

$$\frac{d}{dt}\psi(t) = \begin{bmatrix} \dot{\theta}(t) \\ \ddot{\theta}(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \dot{\theta}(t) \\ -p^2\{\sin[\alpha \operatorname{sgn}(\theta(t)) - \theta(t)] + \frac{\ddot{u}_g}{g} \cos[\alpha \operatorname{sgn}(\theta(t)) - \theta(t)]\} \end{bmatrix} \quad (3.20)$$

La ecuación de movimiento del BR tiene un punto de discontinuidad cuando $\theta = 0$ que afecta tanto a la velocidad angular como al giro del BR. En ese sentido, la implementación de la ecuación 3.20 debe ser capaz de actualizar la velocidad angular después del impacto utilizando el coeficiente de restitución de la ecuación 3.17 y continuar con las iteraciones con las nuevas condiciones iniciales (Yim et al., 1980; Spanos and Koh, 1984; Hogan, 1989; Makris and Roussos, 2000; Vassiliou and Makris, 2012).

3.2.3. El efecto escala

Los parámetros que definen el movimiento basculante son α y p . Si comparamos el movimiento de dos bloques que tengan el mismo parámetro α pero de diferente tamaño (diferente p), podemos observar que el bloque más grande es más estable que el bloque pequeño (Housner, 1963). En la figura 3.4 representamos este efecto cuando ambos bloques con $\alpha = 20^\circ$ son sometidos a un movimiento arbitrario de tipo pulso de amplitud $0.5g$ y periodo 1.

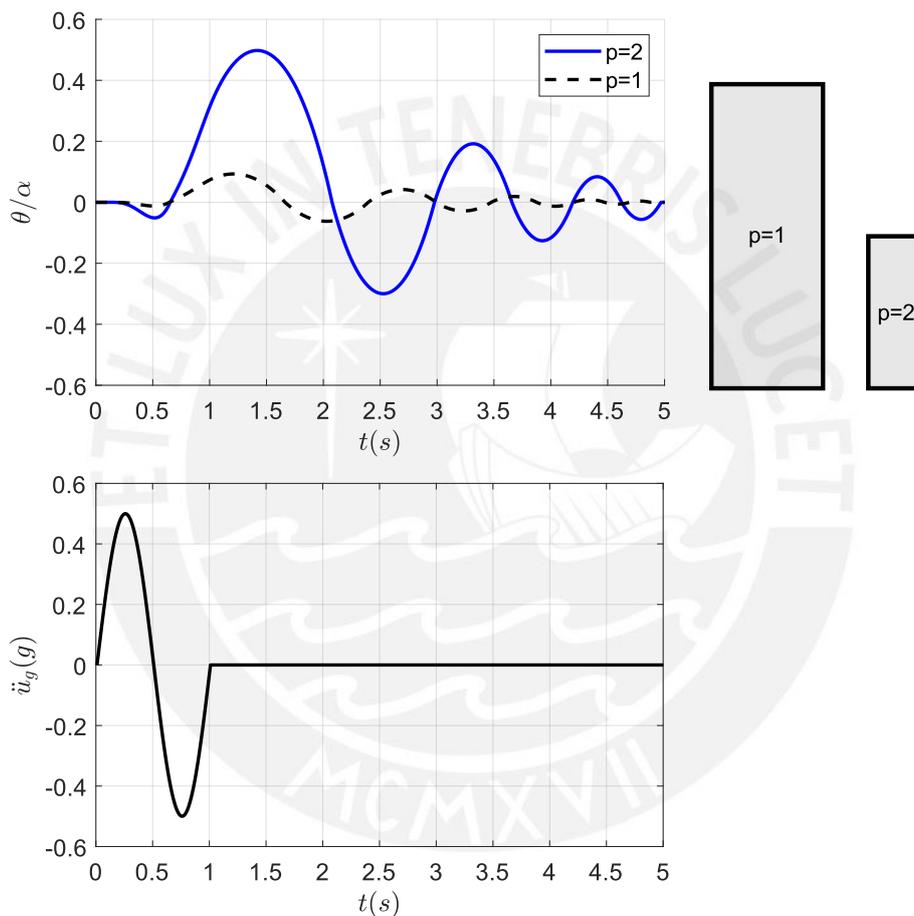


Figura 3.4: Rotación de los BR ($\alpha = 20^\circ$) sometido a una aceleración tipo pulso ($T = 1s$, $A = 0.5g$), adaptado de Barthes (2012)

En la figura 3.4 se puede notar que el movimiento basculante empieza cuando la aceleración \ddot{u}_g es igual a $0.364g$ y que en ambos bloques empiezan en el mismo instante. Antes de este valor, la rotación de ambos bloques es 0.

3.2.4. Respuesta a movimientos sísmicos

La actividad sísmica más importante en el Perú está asociada al proceso de subducción de la placa oceánica bajo la placa continental que generan terremotos de magnitud elevada con alto contenido de frecuencias (Tavera and Buforn, 1998). Por otro lado, Housner (1963) estudió al BR sometido a una aceleración constante y a una aceleración sísmica, él concluyó que un bloque alto y esbelto es más estable al ser sometido a movimientos sísmicos que a al ser sometido una fuerza horizontal constante.

Esta conclusión nos puede indicar que mientras más variable sea el contenido de frecuencias, mayor estabilidad tendrá el BR.

En esta sección, se muestra la respuesta del BR sometido a los registros sísmicos de Lima-1966 y Loma Prieta-1989. El registro sísmico de Loma Prieta es escalado para que ambos tengan la mismo $PGA = 0.27g$. Como se muestra en las figuras 3.5 y 3.6 el sismo de Lima es asociado a un movimiento de subducción por su gran contenido de frecuencias y por su larga duración, mientras que el sismo de Loma Prieta es asociado a un movimiento cercano a la falla.

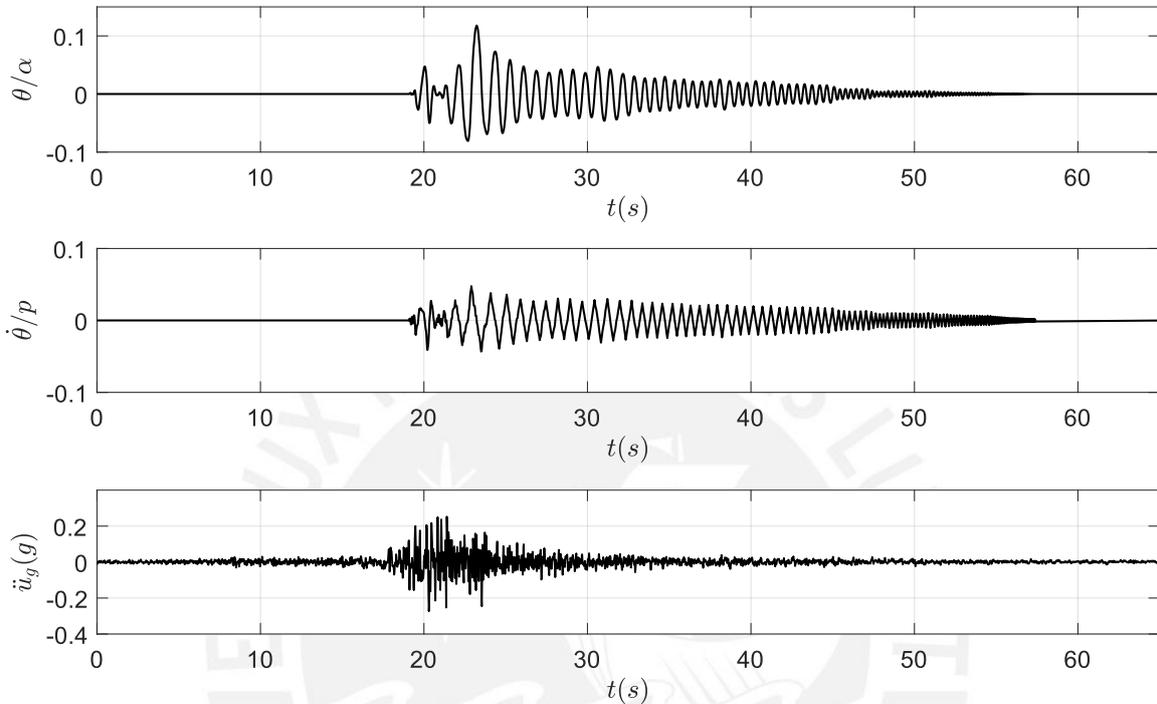


Figura 3.5: Respuesta de un BR ($p = 1.57$, $\alpha = 5.71^\circ$) sometido al sismo Lima-1966

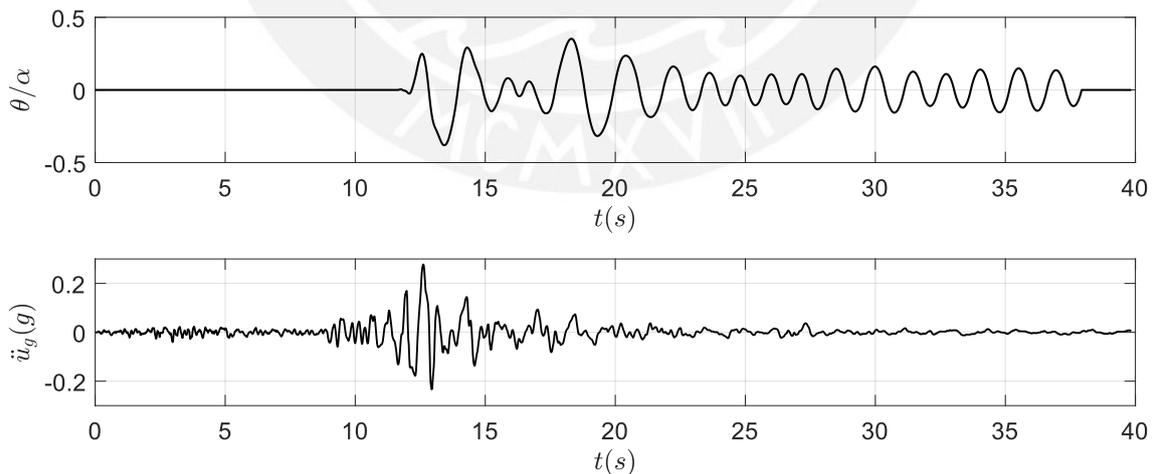


Figura 3.6: Respuesta de un BR ($p = 1.57$, $\alpha = 5.71^\circ$) sometido al sismo Loma Prieta-1989

La rotación máxima del BR sometido al sismo de Loma Prieta es aproximadamente tres veces la rotación máxima al ser sometido al sismo de Lima. Además, en la figura 3.6 las rotaciones se mantienen largas durante casi toda la duración del sismo debido al movimiento tipo pulso del suelo, mientras que en la figura 3.5 van reduciéndose en el tiempo. Es decir, un movimiento sísmico de fuente cercana tiene más probabilidad de volcar al BR que un movimiento sísmico de subducción. Esto es alentador para un país en donde su principal actividad sísmica es por movimientos de subducción.

3.2.5. Espectro basculante

En secciones anteriores se ha observado que el parámetro de frecuencia p tiene una unidad de $(1/seg)$ y que la esbeltez α del bloque está relacionado a la disipación de energía por impacto entre el BR y la base. Utilizando estos dos parámetros y similar a un espectro de respuesta, Makris and Konstantinidis (2003) proponen generar un espectro de rotaciones máximas en función del “periodo” $T = 2\pi/p$ y para diferentes valores de “amortiguamiento” α . En esta sección se presenta un espectro basculante de BRs sometidos al registro sísmico Lima-1966 de $PGA = 0.27g$. Teniendo en cuenta que la aceleración mínima para iniciar el movimiento basculante es $g \tan(\alpha)$, el parámetro α del BR debe ser como máximo 15° .

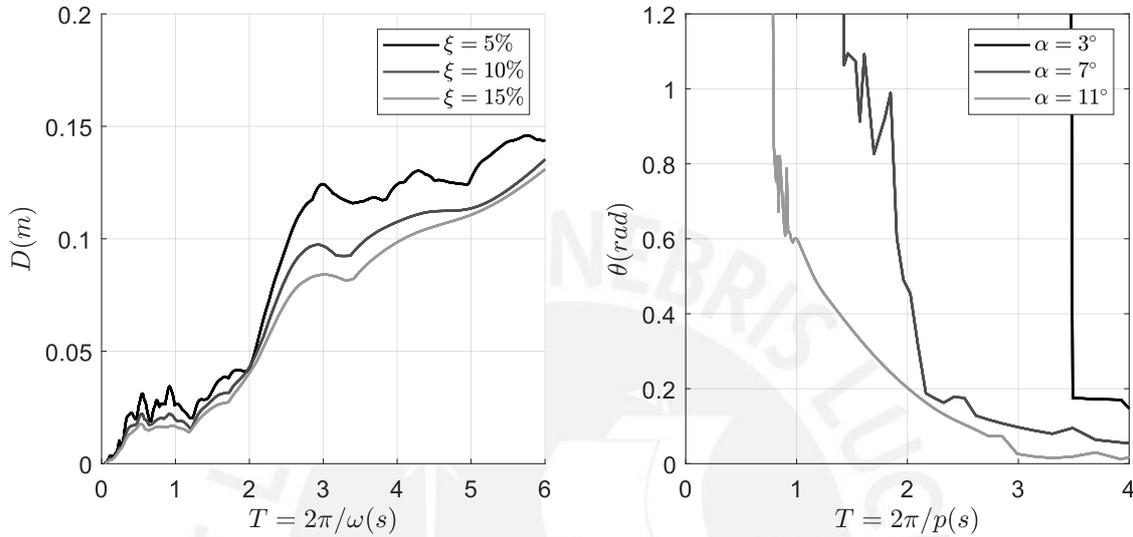


Figura 3.7: Espectro de respuesta de un oscilador viscoelástico (izquierda) y espectro basculante de un BR (derecha) sometido al sismo Lima-1966

La figura 3.7 (derecha) muestra la máxima rotación de un BR para diferentes parámetros p y α . Si comparamos el espectro basculante de un BR con el espectro de respuesta de un oscilador viscoelástico podemos observar que, el desplazamiento máximo de un oscilador viscoelástico aumenta conforme el periodo aumenta y en periodos grandes el desplazamiento máximo se aproxima al desplazamiento máximo del suelo. Por otro lado, la rotación máxima de un BR disminuye conforme el periodo aumenta y vuela en periodos cortos debido al efecto escala. La razón de amortiguamiento ξ y el parámetro α miden la cantidad de energía disipada por amortiguamiento y por impacto respectivamente. Ambos tienen un efecto similar en reducir el desplazamiento y la rotación máxima.

Una diferencia fundamental entre ambos espectros es que el espectro de respuesta permite encontrar la respuesta de sistemas de múltiples grados de libertad gracias al principio de superposición, también se puede definir un espectro de diseño característico de una zona determinada y pueden ser escalados por que el comportamiento es lineal. Por otro lado el espectro basculante no se puede usar para determinar la respuesta de bloques apilados, ni se puede escalar porque su comportamiento es altamente no lineal. Por eso, el análisis espectral ampliamente usado en ingeniería sismorresistente no puede ser aplicado al movimiento basculante.

3.2.6. Estimación de la rotación máxima de estructuras basculantes

En la sección anterior se ha mostrado que la razón de amortiguamiento ξ de un oscilador viscoelástico tiene un papel similar al parámetro α de un BR. Para mostrar el efecto de ambos parámetros en cada movimiento, en la figura 3.8 se muestra la respuesta de ambos sistemas sometidos a vibración libre con condiciones iniciales $u_0 = 0.05m$ y $\dot{u}_0 = 0$ para el oscilador y $\theta_0 = 0.05rad$ y $\dot{\theta}_0$ para el BR. Se observa que la rotación del BR decae con el tiempo, similar al decremento logarítmico de un oscilador

viscoelástico que relaciona la amplitud del desplazamiento después de n ciclos con la amplitud del desplazamiento inicial.

$$\ln\left(\frac{u_0}{u_n}\right) = 2\pi\xi n \quad (3.21)$$

Esta observación permitió a Priestley et al. (1978) usar un sistema viscoelástico equivalente para estimar las rotaciones de un BR. La metodología consiste en encontrar una relación de amortiguamiento y un periodo equivalente del BR basculante para convertirlo en un oscilador viscoelástico y usar el espectro de respuesta de desplazamiento de este sistema equivalente para encontrar el máximo desplazamiento δ . Finalmente la máxima rotación del BR sometido a movimiento sísmico en su base será $\theta = \delta/(R \cos \alpha)$. Este procedimiento es iterativo, ya que el periodo equivalente depende de la máxima rotación del BR. Este procedimiento fue adoptado por FEMA (2000), en donde la relación de amortiguamiento equivalente es $\beta = 0.4(1 - \sqrt{r})$, donde r es el coeficiente de restitución.

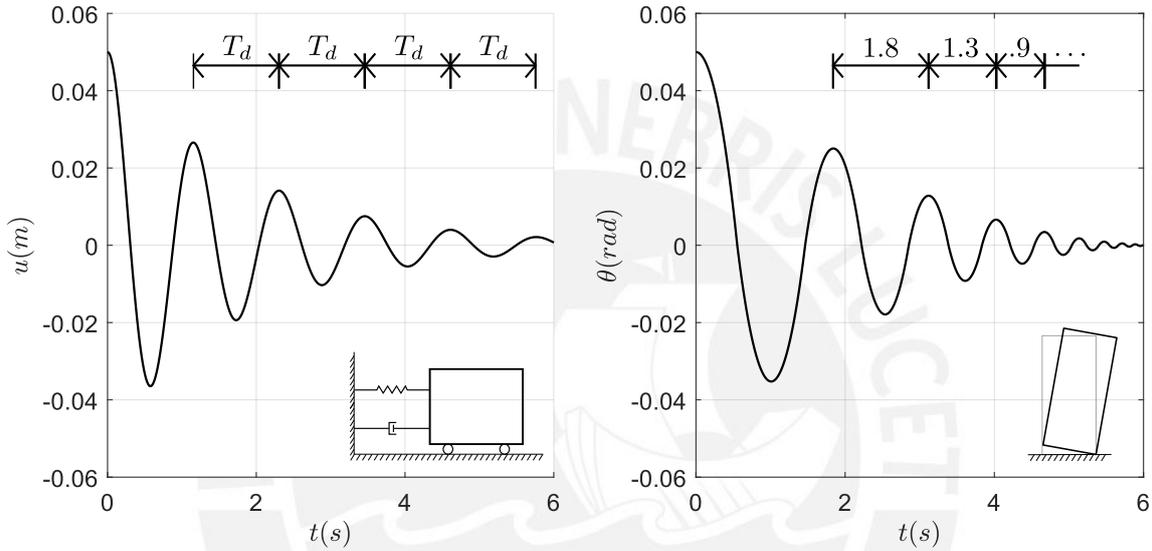


Figura 3.8: Vibración libre de un oscilador viscoelástico (izquierda) y vibración libre de un BR basculante (derecha)

En la figura 3.8 se observa que la amplitud máxima después de cada ciclo decrece y el periodo amortiguado T_d permanece constante. Mientras que las rotaciones máximas después de cada impacto decrece y el periodo también decrece. Por lo tanto la respuesta de uno de estos dos sistemas no debería ser usado para predecir el comportamiento del otro por este error de concepto (Barthes, 2012). Makris and Konstantinidis (2003) también concluye que el oscilador viscoelástico y el BR basculante son dos sistemas dinámicos diferentes y que el método aproximado implementado en FEMA (2000) debería ser abandonado.

3.3. Dinámica de un bloque restringido verticalmente

Es evidente que al permitir el movimiento basculante intencionalmente a través de una conexión no rígida entre elementos, la estructura no se vea afectada considerablemente por un sismo fuerte. No tendrá la capacidad de formar rótulas plásticas como lo hace una estructura convencional. La disipación de energía en una estructura convencional es gracias a la formación necesaria de estas rótulas plásticas, mientras que en una estructura basculante la disipación de energía es debido al mecanismo de impacto. Por ello, las deformaciones permanentes se hacen presente en estructuras con conexiones rígidas y estas son menores en estructuras basculantes debido a la tendencia de regresar a su posición inicial después de un sismo. Sin embargo, existe un riesgo permanente de inestabilidad y vuelco que genera dudas en su aplicación.

El objetivo básico del uso de postensado en cualquier elemento estructural es recentrarlo. Este concepto fue incorporado en el estudio del comportamiento sísmico de edificios de concreto armado prefabricado, en donde los elementos son conectados mediante cables postensados no adheridos (Priestley, 1996; Priestley et al., 1999). Esta conexión permite un movimiento basculante debido a la apertura y cierre entre elementos, y a demostrado una eficiencia prometedora gracias a la capacidad de recentrar del cable postensado. (Palermo et al., 2004).

Por consiguiente, el comportamiento basculante de los pilares en un puente puede ser mejorado incorporando un cable postensado. De esta manera, se aumentaría la rigidez lateral del sistema, mejorando su estabilidad y la capacidad del puente a centrarse después de un evento sísmico (Barthes et al., 2010). En esta sección se presenta el modelo del BR restringido con un cable postensionado no adherente propuesto por Barthes et al. (2010) ya que es el más adecuado para ser incorporado en un programa de elementos finitos. El bloque estudiado se muestra en la figura 3.9. La estructura sigue siendo de 1 GdL y el movimiento basculante ocurre alrededor de los puntos O y O' .

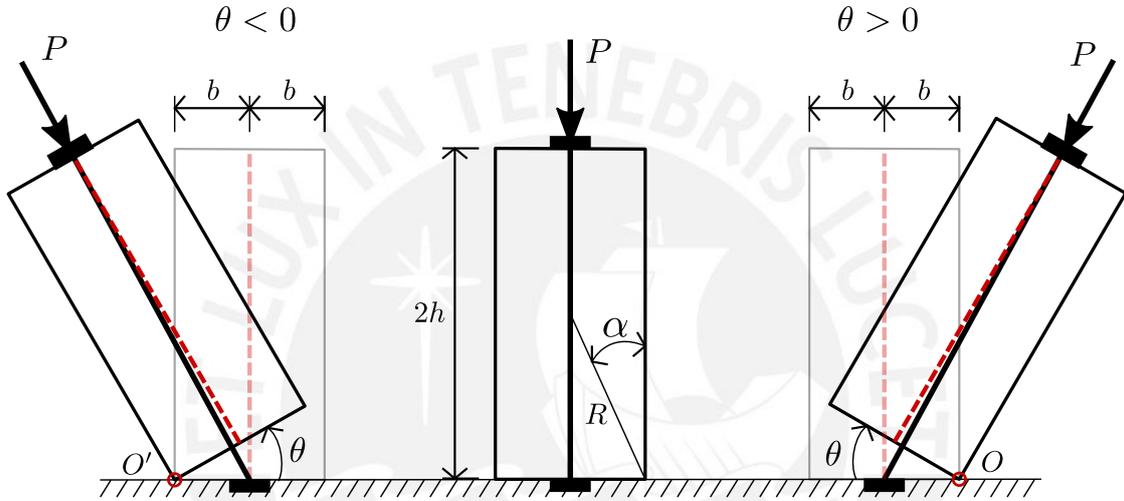


Figura 3.9: BR basculante con cables postensados, adaptado de Barthes et al. (2010)

3.3.1. Ecuación del movimiento

La incorporación del cable no adherido genera una fuerza P de postensado que depende de la deformación del cable. La magnitud de esta carga es variable en el tiempo, por ello la fuerza actuante generalizada Q de la ecuación de Lagrange ya no será cero como en el caso del BR solitario. La energía cinética T y la energía potencial V serán las mismas ya que sólo dependen del movimiento. Se asume que el coeficiente de fricción es lo suficientemente grande para prevenir el desplazamiento y que el movimiento basculante fuera del plano no está permitido.

Para determinar la carga generalizada, aplicamos un desplazamiento pequeño al sistema. El trabajo virtual de las fuerzas dinámicas externas se puede escribir como:

$$\delta W = \sum_{i=1}^n Q_i(t) \delta_i \quad (3.22)$$

Donde n es el número de GdLs del sistema, δ_i es la variación impuesta de la coordenada y Q_i es la componente generalizada de la fuerza externa asociada a δq_i .

El trabajo virtual externo en el sistema basculante presentado, dependerá de la deformación del cable. En la figura 3.10 se muestra la longitud final del cable después de una rotación angular θ . De este modo la deformación unitaria del cable es determinada por la ecuación 3.23.

$$\varepsilon(\theta) = \frac{\sqrt{(2h \cos \theta + b \sin \theta)^2 + (b + 2h \sin \theta - b \cos \theta)^2} - 2h}{2h} \quad (3.23)$$

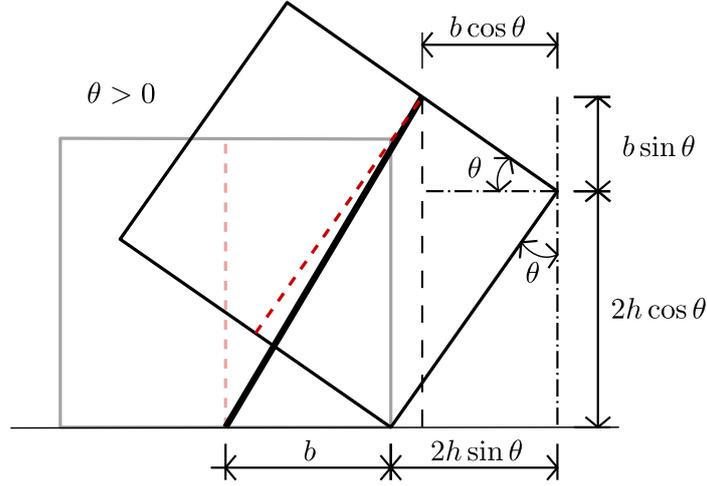


Figura 3.10: Deformación del cable postensado

Expandimos la expresión usando las series de Taylor $\sin(\theta) = \theta - \theta^3/6$ y $\cos(\theta) = 1 - \theta^2/2$. Eliminamos valores de orden $3/2$ asumiendo que $\theta^{3/2} \approx 0$ para obtener la deformación unitaria del cable linealizada de la ecuación 3.24.

$$\varepsilon(\theta) = \frac{\tan \alpha}{2} \theta \quad (3.24)$$

La fuerza que el cable ejercerá sobre el BR depende de su deformación y de la fuerza de postensado inicial. A partir de esto, la fuerza P puede ser expresado como:

$$P(\theta) = P_0 + P_d(\theta) \quad (3.25)$$

Donde P_0 es la fuerza de postensado inicial cuando $\theta = 0$ y P_d es la fuerza de postensado adicional por la deformación del cable.

Barthes et al. (2010) representó la fuerza de postensado usando dos parámetros adimensionales η_0 y η_α , donde η_0 representa la fuerza postensada inicial cuando $\theta = 0$ y η_α representa la magnitud de la fuerza postensada cuando θ alcanza el valor de α , ambos divididos por el peso. Por otro lado, se ha mostrado que la deformación del cable varía linealmente con el ángulo θ . Por consiguiente, la fuerza adicional P_d debido a la deformación del cable y la fuerza P de postensado que el cable ejercerá sobre el BR serán:

$$P_d(\theta) = mg(\eta_\alpha - \eta_0) \frac{\theta}{\alpha} \quad (3.26)$$

$$P(\theta) = mg \left(\eta_0 + (\eta_\alpha - \eta_0) \frac{\theta}{\alpha} \right) \quad (3.27)$$

Finalmente el trabajo virtual externo para un diferencial de desplazamiento θ puede ser escrito como en la ecuación 3.28.

$$\delta W = -P(2h\varepsilon) \quad (3.28)$$

$$\delta W = -Pb\delta\theta \quad (3.29)$$

Por consiguiente, la fuerza generalizada Q será:

$$Q = -Pb \quad (3.30)$$

Reemplazamos la energía cinética, la energía potencial y la componente generalizada de la fuerza externa para encontrar la ecuación de movimiento.

$$I_O \ddot{\theta} + mgR \sin(\alpha - \theta) + m\ddot{u}_g R \cos(\alpha - \theta) = -Pb \quad (3.31)$$

La ecuación 3.31 representa el movimiento basculante del BR restringido con un cable postensado cuando $\theta > 0$. Si realizamos el mismo procedimiento cuando $\theta < 0$ obtenemos:

$$I_O \ddot{\theta} + mgR \sin(\alpha - \theta) + m\ddot{u}_g R \cos(\alpha - \theta) = -Pb, \quad \theta > 0 \quad (3.32)$$

$$I_O \ddot{\theta} + mgR \sin(\alpha - \theta) + m\ddot{u}_g R \cos(\alpha - \theta) = Pb, \quad \theta < 0 \quad (3.33)$$

Si a la ecuación anterior reemplazamos el valor de la inercia de masa rotacional de bloques rectangulares $I_O = 4/3mR^2$, la fuerza postensada de la expresión 3.27 y asignamos a $p = \sqrt{3g/4R}$ llegamos a la ecuación de movimiento expresada en forma compacta.

$$\ddot{\theta}(t) = -p^2 \left\{ \sin[\alpha \operatorname{sgn}(\theta) - \theta] + \frac{\ddot{u}_g}{g} \cos[\alpha \operatorname{sgn}(\theta) - \theta] + [\eta_0 \operatorname{sgn}(\theta) + (\eta_\alpha - \eta_0) \frac{\theta}{\alpha}] \sin(\alpha) \right\} \quad (3.34)$$

La única fuente de disipación de energía es el impacto del BR con la base, el coeficiente de restitución está dado por la ecuación 3.17. Por lo tanto se asume que el cable no disipará energía y su comportamiento será elástico. Si realizamos equilibrio estático, podemos encontrar que la mínima aceleración necesaria para iniciar el movimiento basculante está definida por la ecuación 3.35. Se puede observar que el cable postensado incrementa la estabilidad del BR.

$$\frac{\ddot{u}_{gmin}}{g} \geq (1 + \eta_0) \tan(\alpha) \quad (3.35)$$

3.3.2. Solución de la ecuación de movimiento

La solución de la ecuación 3.34 es calculada por integración numérica similar a la solución del BR solitario. Se actualiza la ecuación de movimiento en un nuevo sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias de primer orden.

$$\psi(t) = \begin{bmatrix} \theta(t) \\ \dot{\theta}(t) \end{bmatrix} \quad (3.36)$$

$$\frac{d}{dt} \psi(t) = \begin{bmatrix} \dot{\theta}(t) \\ \ddot{\theta}(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \dot{\theta}(t) \\ -p^2 \left\{ \sin[\alpha \operatorname{sgn}(\theta) - \theta] + \frac{\ddot{u}_g}{g} \cos[\alpha \operatorname{sgn}(\theta) - \theta] + [\eta_0 \operatorname{sgn}(\theta) + (\eta_\alpha - \eta_0) \frac{\theta}{\alpha}] \sin(\alpha) \right\} \end{bmatrix} \quad (3.37)$$

3.3.3. Respuesta dinámica

Para graficar la respuesta del BR postensado se incorpora dos parámetros adicionales η_0 y η_α como se ve en la ecuación 3.37. El efecto del cable en la respuesta de un BR de $\alpha = 20^\circ$ y $p = 2$ sometido a un movimiento arbitrario de tipo pulso de amplitud $0.5g$ y periodo $1s$ es mostrado en la figura 3.11. Los parámetros de postensado utilizados son $\eta_0 = 0$ y $\eta_\alpha = 1$. Esto significa incorporar un cable sin presfuerzo inicial (en $\theta = 0$) y cuando la rotación del bloque llega a α la magnitud del presfuerzo es igual al peso del BR.

Podemos observar que al ser $\eta_0 = 0$ ambos bloques de la figura 3.11 empiezan a oscilar en el mismo instante. Es evidente que la presencia del cable, incluso sin presforzarlo inicialmente, reduce la amplitud de las rotaciones del BR. Además, estas rotaciones decrecen más rápido en el BR con cable postensado, generando mayor disipación de energía por el incremento del número de impactos. El parámetro η_0 además de definir la respuesta basculante del BR, controla el comienzo del movimiento. En este sistema se debe garantizar que el elemento oscile alrededor de los puntos de pivote para disipar energía por impacto. En ese sentido, η_0 debe ser tal que garantice el movimiento basculante, pero las rotaciones deben ser limitadas para evitar que vuelque (Barthes, 2012).

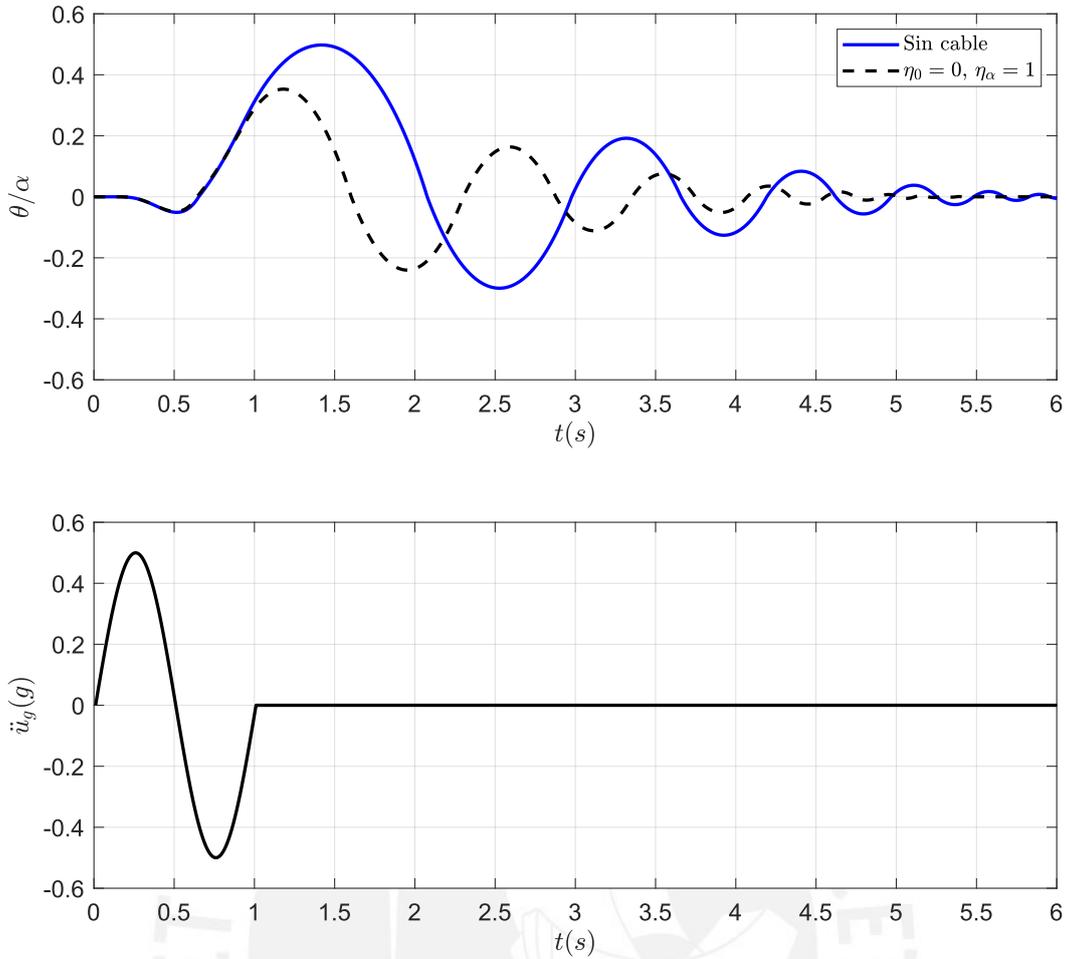


Figura 3.11: Rotación de los BRs ($\alpha = 20^\circ$ y $p = 2$) sometido a una aceleración tipo pulso ($T = 1s$, $A = 0.5g$)

El parámetro η_α puede encargarse de reducir las amplitudes de las rotaciones como se muestra en la figura 3.12. La fuerza de pretensado inicial es cero para ambos bloques y mientras mayor sea la fuerza de pretensado cuando la rotación del BR llega al valor de α , más rápido decrecerá las amplitudes de las rotaciones. Además, para $\eta_\alpha = 3$, el número de impactos es mayor y la estabilidad se logra más rápido que el otro caso.

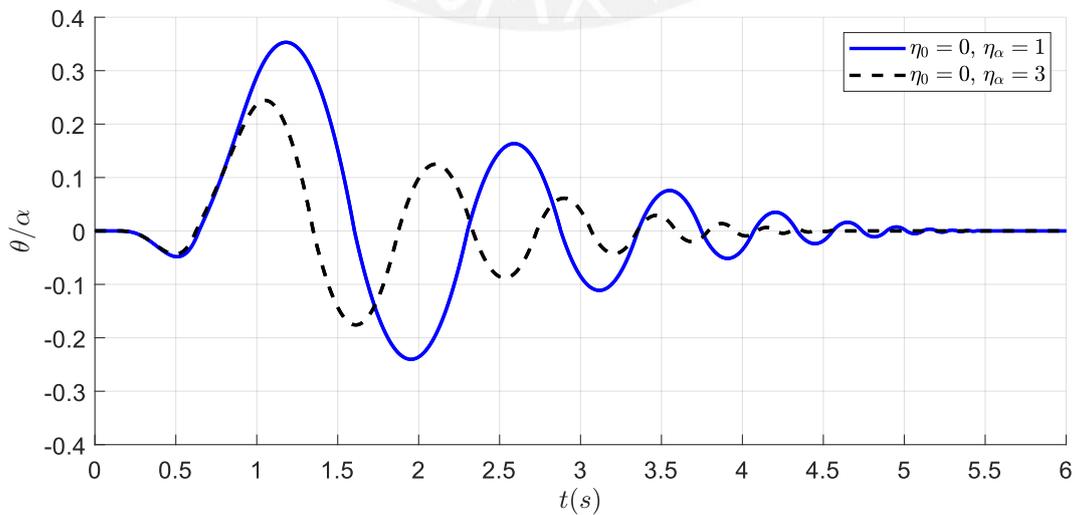


Figura 3.12: Rotación de los BRs postensados ($\alpha = 20^\circ$ y $p = 2$) sometido a una aceleración tipo pulso ($T = 1s$, $A = 0.5g$)

3.3.4. Respuesta a movimientos sísmicos

En secciones anteriores se ha mostrado que el uso del sistema basculante puede tener un beneficio mayor al ser usado en zonas en donde la principal actividad sísmica esté asociado al proceso de subducción. Es decir, mientras mayor sea el contenido de frecuencias mayor estabilidad puede tener el BR. Además, la incorporación de un cable postensado modifica la respuesta basculante de un BR (ver ecuación 3.37) a partir de los parámetros η_0 y η_α . η_0 define la iniciación del movimiento basculante y η_α reduce las amplitudes de las rotaciones. Para decidir adecuadamente estos parámetros y verificar el efecto en sismos de subducción, en la figura 3.13 se grafica la respuesta basculante de un BR ($p = 1.57$ y $\alpha = 5.71^\circ$) sin y con cable postensado con adecuados parámetros η_0 y η_α sometidos a los registros sísmicos de Lima-1966 (movimiento de subducción) y Loma Prieta-1989 (movimiento cercano a la falla).

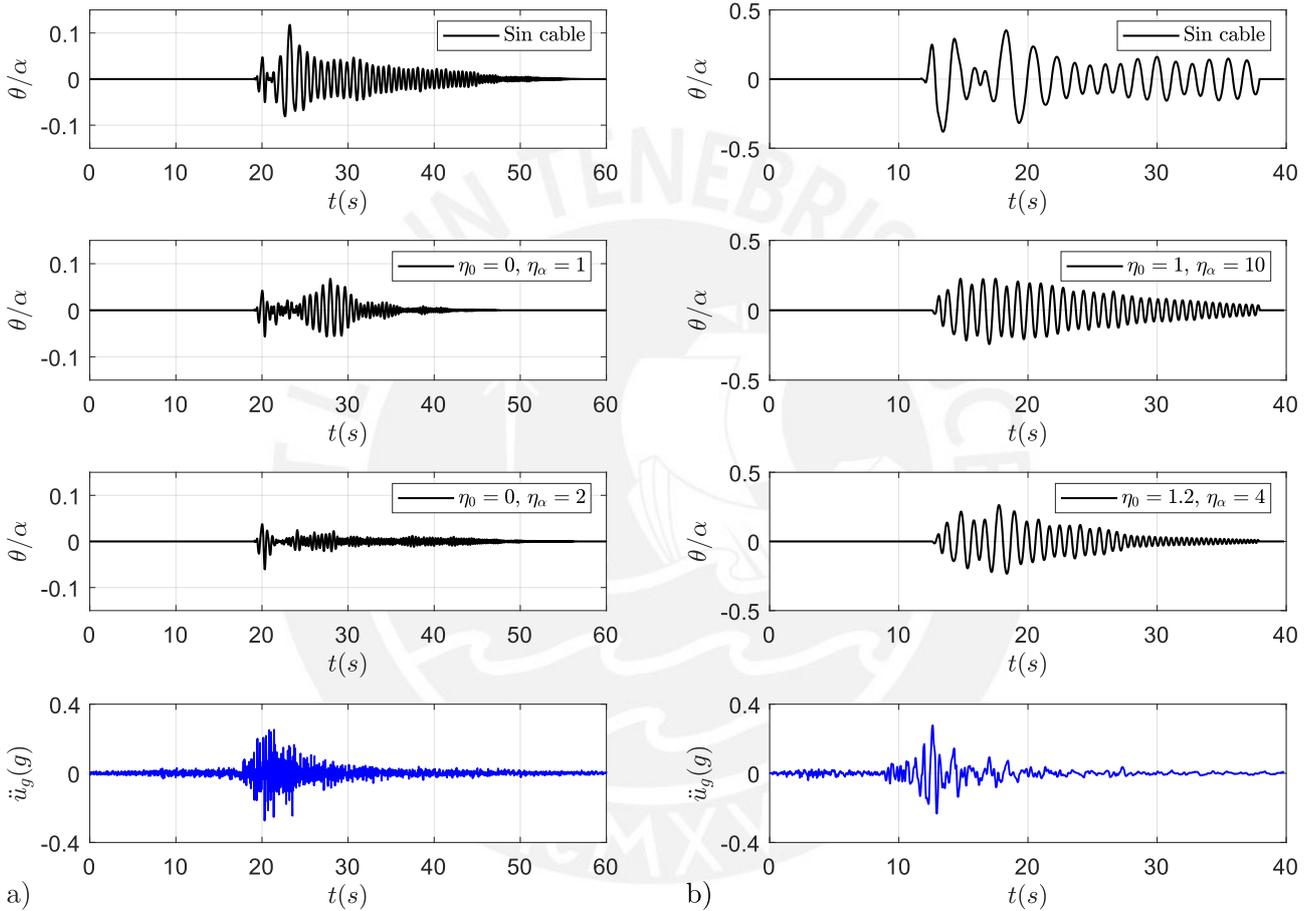


Figura 3.13: Rotación de los BRs ($\alpha = 5.71^\circ$ y $p = 1.57$) sometido al sismo Lima-1966 (a) y al sismo Loma Prieta-1989 (b)

La figura 3.13 muestra que las rotaciones del BR son mayores cuando es sometido al sismo de Loma Prieta que cuando es sometido al sismo de Lima y que valores adecuados de los parámetros η_0 y η_α pueden mejorar la estabilidad del BR en ambos movimientos. Al pretender usar el mecanismo basculante como un sistema de aislamiento sísmico, la estructura necesariamente debe empezar a oscilar antes de sufrir daño (Barthes et al., 2010). En ese sentido, η_0 (al ser el parámetro que define la iniciación del movimiento) debe ser el menor valor posible para asegurar el movimiento basculante antes que el elemento se dañe. Por otro lado, se deben limitar las rotaciones del elemento asignando un valor adecuado al parámetro η_α . De esta manera, se puede reducir el momento y la fuerza cortante en la base, permitiéndonos reducir la capacidad de la columna.

Debido a que la respuesta es altamente no lineal, los valores de los parámetros η_0 y η_α fueron escogidos por tanteo teniendo en cuenta las consideraciones mencionadas en el párrafo anterior. La

reducción de las rotaciones fue más efectiva en el caso (a), en donde sólo la incorporación del cable sin preesfuerzo inicial fue suficiente para controlar el movimiento basculante. En el caso (b), se han observado efectos amplificatorios en algunos parámetros η_0 y η_α como se muestra en la figura 3.14, por ello la elección de estos parámetros fue más complicada.

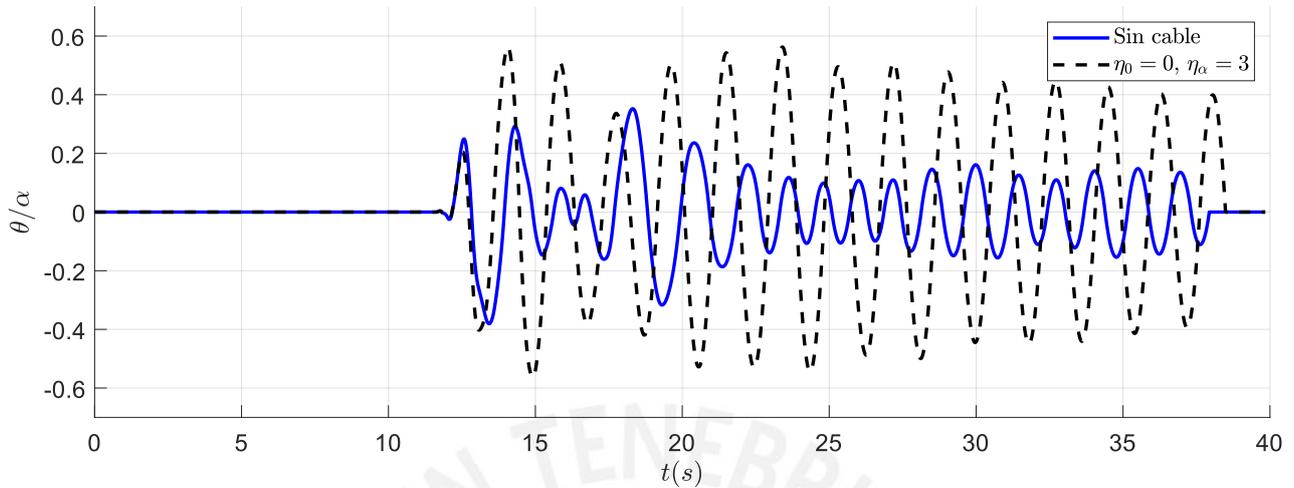


Figura 3.14: Efecto de amplificación de las rotaciones del BR ($\alpha = 5.71^\circ$ y $p = 1.57$) sometido al sismo Loma Prieta-1989

En la figura 3.13 se observa que para ambos movimientos sísmicos, la incorporación del cable genera un incremento de la frecuencia basculante. Por consiguiente, el fenómeno de resonancia puede ocurrir para algunos sismos específicos. Este fenómeno es usualmente balanceado usando valores grandes de preesfuerzo ($\eta_0 \geq 1$) (Barthes et al., 2010). Es por esta razón que se ha utilizado valores de $\eta_0 = 1$ y $\eta_0 = 1.2$ en el caso (b), tratando de que sean el menor valor posible. Y con un adecuado valor de η_α se puede llegar a mejorar la estabilidad del BR. En general con adecuados valores de estos parámetros el uso del cable postensado siempre mejorará su comportamiento. Finalmente, se puede concluir que el mecanismo basculante puede ser más efectivo al ser usado en zonas en donde su principal actividad sísmica es debido al movimiento de subducción de placas. Las rotaciones son menores e incluso pueden ser limitados fácilmente con la incorporación de un cable postensado.

Capítulo 4

Modelo numérico de un bloque basculante

4.1. Introducción

Las expresiones analíticas encontradas en los capítulos anteriores nos permiten analizar la respuesta basculante de bloques rígidos de un grado de libertad y con una sola conexión basculante en la base del bloque. Sin embargo, las estructuras que utilizan las columnas basculantes como sistema de aislamiento sísmico pueden tener más de una conexión basculante (e.g., en la base de las columnas y las interfaces de viga a columna de un pórtico postensado) y las soluciones analíticas pueden ser más complicadas. Además, los elementos basculantes usualmente son esbeltos y flexibles y pueden tener un comportamiento diferente al del bloque rígido. Por consiguiente, un programa de elementos finitos que represente la no linealidad del material y la no linealidad geométrica puede ser necesario y más adecuado para modelar la respuesta sísmica basculante de bloques rígidos y bloques deformables. Finalmente, este modelo debe ser integrado al resto de los elementos estructurales no basculantes para encontrar la respuesta global de la estructura.

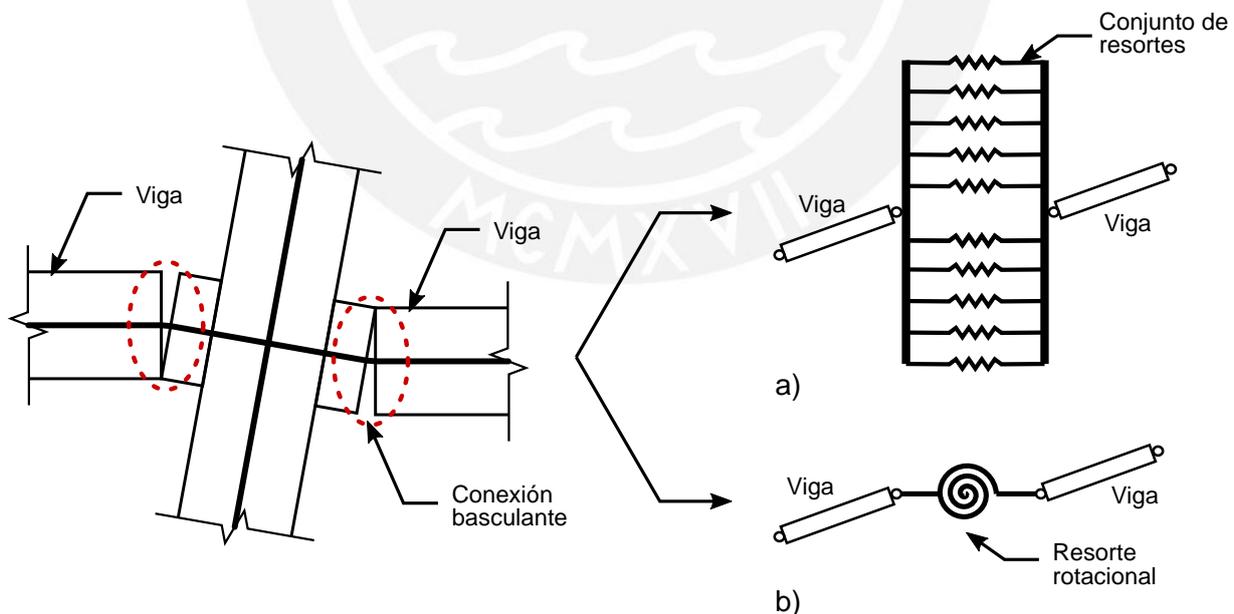


Figura 4.1: Modelo de resortes múltiples (a) y modelo de plasticidad concentrada (b), adaptado de Palermo et al. (2005)

Existen dos principales enfoques para modelar y predecir la respuesta sísmica de estructuras con conexiones basculantes entre elementos prefabricados postensados de concreto armado, estos son el modelo de plasticidad concentrada y el modelo de resortes múltiples (Palermo et al., 2005). El primero

consisten en incorporar resortes rotacionales no lineales de adecuado comportamiento histerético en la interfaz y el segundo consisten en representar el contacto con múltiples resortes distribuidos utilizando esquemas de integración numérica como el de Gauss y Lobatto ver figura 4.1 El modelo de plasticidad concentrada fue propuesto por Pampanin et al. (2001) y fue utilizado en muchos trabajos (Vassiliou et al., 2014; Marcus and Thiers, 2015; García, 2019) por su bajo tiempo de preparación y reducido costo computacional. Mientras que el modelo de resortes múltiples (Vassiliou et al., 2017; Kibriya et al., 2018; Ahmadi and Kashani, 2020; Aghagholizadeh, 2020) tiene la ventaja de predecir correctamente el comportamiento local como los esfuerzos y las deformaciones (Spieth et al., 2004).

En esta sección, se implementa el modelo de resortes múltiples siguiendo el enfoque de Kibriya et al. (2018) para los detalles de ensamblaje, el cálculo de las variables asociadas y la selección de los parámetros para el análisis. El modelo es verificado para que tenga una correcta predicción del desplazamiento vertical y horizontal del movimiento basculante en el plano y validado con la solución analítica de Housner (1963).

4.2. Descripción del modelo numérico

Gracias a la simplicidad estructural del bloque basculante y a la ausencia de mecanismos de disipación de energía complejos, es posible reducir las incertidumbres del modelado permitiendo una mejor comprensión de su comportamiento (Kibriya et al., 2018). Por lo tanto, el estudio previo de la dinámica del bloque basculante servirá para validar el modelo numérico. El sistema estructural puede ser dividido en tres componentes principales: la conexión basculante, el bloque basculante y el cable postensado no adherido que pasa por el centro del bloque.

4.2.1. Configuración del elemento de contacto

Al estudiar el bloque rígido basculante en la sección anterior, se asumió que la superficie de contacto era lo suficientemente rígida para asegurar que toda la compresión transmitida a la base ocurría en un sólo punto pivote. Sin embargo, estudios realizados en elementos de concreto armado prefabricado (Pampanin et al., 2001), han demostrado que existe una zona de compresión que no ocurre en un sólo punto y que esta zona disminuye de tamaño al aumentar la apertura del espacio como se muestra en la figura 4.2.

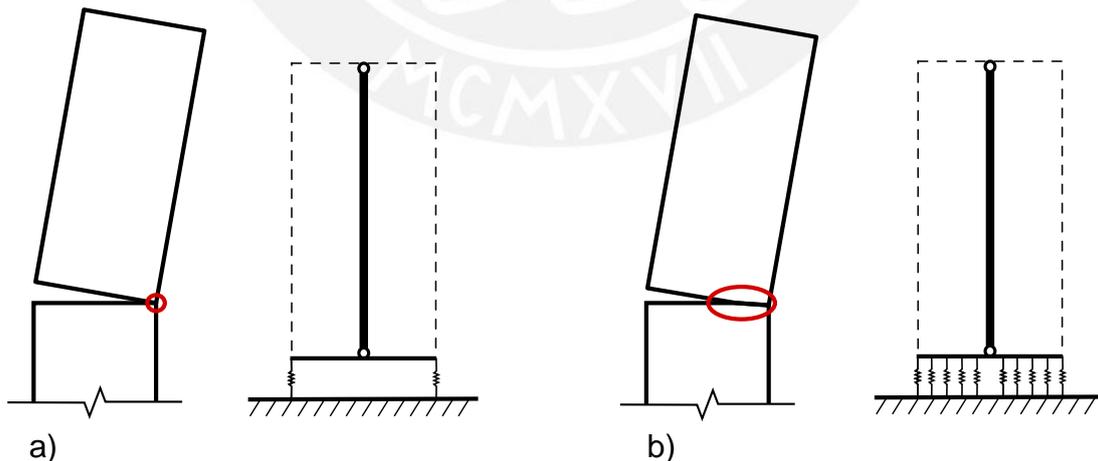


Figura 4.2: Rotación alrededor de un punto (a) y formación de una zona de compresión (b)

Mientras que para simular el movimiento basculante de un bloque rígido sobre una superficie también rígida es posible usar sólo dos resortes de contacto (ver figura 4.1(a)), para simular una zona de compresión como la de la figura 4.1 (b) es necesario disponer más resortes. Esta zona de compresión debe tenerse en cuenta para predecir el comportamiento de este tipo de estructuras, para ello el enfoque de resortes múltiples es útil en modelar la zona de contacto.

El modelo fue implementado usando el programa de elementos finitos OpenSees (Mazzoni et al., 2006) y representa el comportamiento basculante en el plano con 3 grados de libertad por nodo (2 traslaciones y un giro). Se usó el modelo de resortes múltiples siguiendo el enfoque de Kibriya et al. (2018) para los detalles de ensamblaje, el cálculo de las variables asociadas y la selección de los parámetros para el análisis. La junta basculante es modelada como un conjunto de resortes verticales de longitud cero. El material usado para caracterizar los resortes es elastoplástico perfecto sin resistencia en tracción (ver figura 4.3).

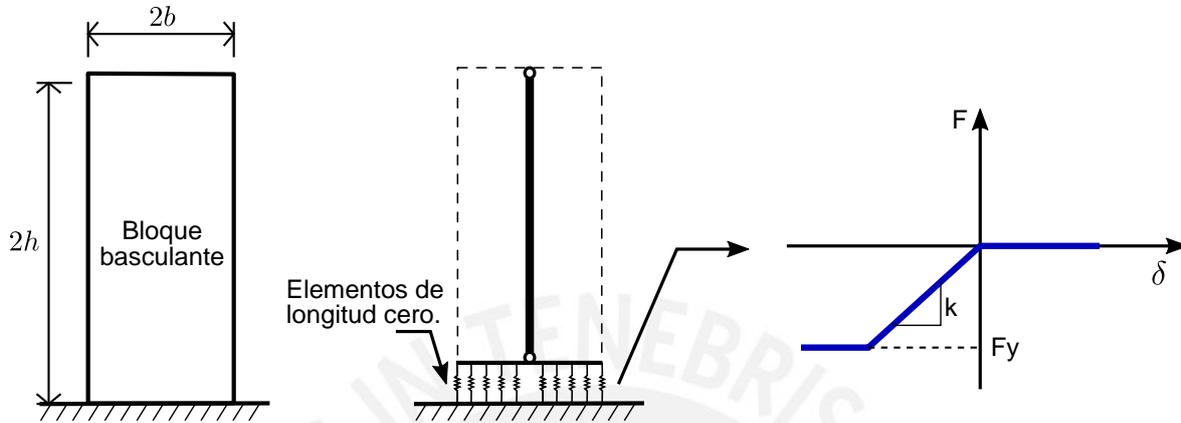


Figura 4.3: Modelado de los elementos de contacto

Para determinar la posición y distribuir la rigidez axial de los elementos a lo largo de la superficie de contacto, se usa el esquema de integración de Lobatto ya que proporciona un punto de contacto en cada extremo de la sección. En la tabla 4.1 se muestra la ubicación y el peso de la rigidez de cada elemento de contacto (Spieth et al., 2004). Con la finalidad de obtener una formación realística de la zona de compresión en la superficie basculante, el número de elementos a utilizar puede ser obtenido de dividir la longitud de la superficie de contacto por un factor de 10 (Kibriya et al., 2018).

Tabla 4.1: Posición y peso de los elementos de contacto

No. de elementos	Abscisas (x_i)	Pesos (w_i)
2	± 1.000	1.000
	± 1.000	0.015
12	± 0.945	0.092
	± 0.819	0.158
	± 0.633	0.213
	± 0.400	0.251
	± 0.137	0.271

La ubicación de los elementos de contacto desde el centro del bloque basculante (ver figura 4.4), resulta de multiplicar la abscisa de la tabla 4.1 por la mitad de la base del bloque. La rigidez axial vertical de cada elemento es obtenida de multiplicar el peso de la tabla por la mitad de la rigidez global de la zona de contacto de la sección, como se muestra en la ecuación 4.1.

$$k_i = w_i \frac{EA}{2L_I} \quad (4.1)$$

Donde, w_i es el peso de la rigidez de cada resorte asignado de acuerdo al esquema de integración de Lobatto (ver tabla 4.1), E es el módulo de elasticidad de los miembros conectados, A es el área de la sección transversal del bloque basculante y L_I es la longitud de influencia del miembro que contribuye a la rigidez de la zona de balanceo. Kibriya et al. (2018) sugiere utilizar el valor de cuatro veces el ancho de la columna basculante.

Una condición adoptada para evitar concentraciones locales de esfuerzo que generen daños locales en los extremos de la base del elemento de concreto armado es incorporar placas de acero en la zona de contacto, así garantizamos que el movimiento basculante sea acero con acero. Es por esta razón que el material de los elementos de contacto es elastoplástico perfecto, en donde la resistencia a la fluencia F_y de la superficie de contacto también debe distribuirse en cada resorte, como se muestra en la ecuación 4.2.

$$F_{y,i} = w_i \frac{F_y A}{2} \quad (4.2)$$

Donde, w_i es el peso de la rigidez de cada resorte asignado de acuerdo al esquema de integración de Lobatto (ver tabla 4.1), A es el área de la sección transversal del bloque basculante y F_y es la resistencia de fluencia del elemento de contacto.

Finalmente, elementos infinitamente rígidos fueron usados para unir la base basculante del bloque con el nodo inferior, como se muestra en la figura 4.4 y una transformación geométrica lineal (Mazzoni et al., 2006) fue usado para estos elementos.

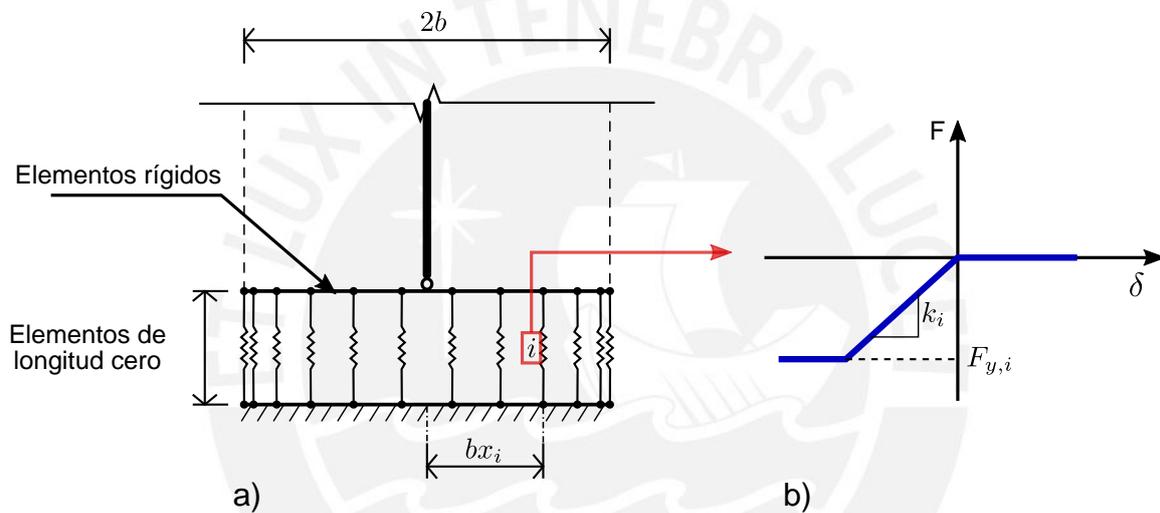


Figura 4.4: Posición de los elementos de contacto (a) y diagrama fuerza deformación de cada elemento (b)

4.2.2. Modelado del cuerpo basculante

En esta sección, el bloque basculante fue modelado en OpenSees (Mazzoni et al., 2006) usando elementos elásticos tipo viga con rigidez a la flexión $E_c I$ (E_c es el módulo de elasticidad del concreto e I es el momento de inercia de la sección), ver figura 4.5(a). Sin embargo el uso de elementos no lineales también se aplica en las secciones siguientes (figura 4.5(b)). Además, si queremos representar el movimiento basculante de un bloque rígido sobre una superficie rígida, el módulo de elasticidad del bloque E_c y la rigidez axial de los elementos de longitud cero k_i deben ser lo suficientemente grandes para que la fuerza de impacto no deforme la superficie basculante.

El bloque es dividido en elementos pequeños de igual longitud, a cada elemento puede asignarse propiedades elásticas o inelásticas. Como se muestra en la figura 4.5(a), las masas traslacionales horizontales y verticales fueron concentradas en los nodos que forman parte del bloque. Las cargas de gravedad fueron asignadas de forma puntual en cada nodo.

Por otro lado, el uso de elementos lineales nos servirá para validar el movimiento basculante del bloque y nos garantizará de que las propiedades mecánicas de los elementos de contacto sean adecuadas. El comportamiento inelástico (figura 4.5(b)) será necesario para representar correctamente la respuesta sísmica del puente convencional y del puente con uniones basculantes. El modelo de fibras de OpenSees

fue usado en los pilares de ambas estructuras, en donde los materiales Concrete02 y Steel02 fueron usados para modelar el comportamiento no lineal del concreto y del acero de refuerzo respectivamente.

Finalmente una transformación geométrica corotacional (Mazzoni et al., 2006) fue aplicado al bloque basculante para tener en cuenta el efecto de los desplazamientos y rotaciones grandes que pueden ocurrir durante el movimiento (i.e., no linealidad geométrica).

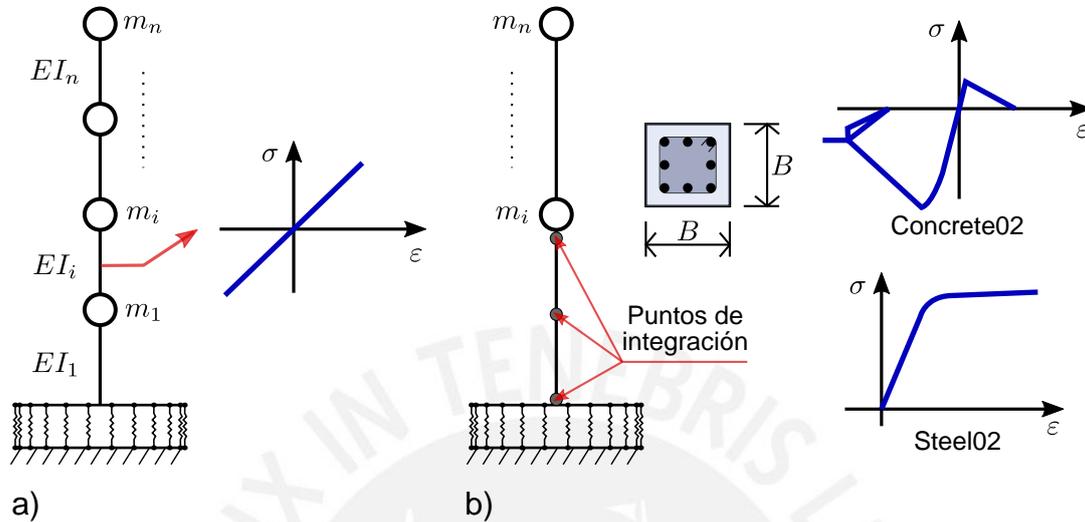


Figura 4.5: Modelo numérico elástico del bloque basculante (a) y modelo numérico inelástico (b)

4.2.3. Modelado del cable postensado

El cable postensado trabaja sólo a carga axial y debe ser permitido para tener grandes desplazamientos y rotaciones debido al movimiento basculante. En ese sentido, para tomar en cuenta estas consideraciones, el cable es modelado usando el elemento armadura corotacional de OpenSees. Este elemento es continuo y conectado entre la base fija de la cimentación y el nodo superior del bloque basculante, además es postensado con un esfuerzo inicial. El material Steel02, nuevamente, es usado para modelar el comportamiento no lineal del cable. En la figura 4.6 se muestra el modelo usado para el cable.

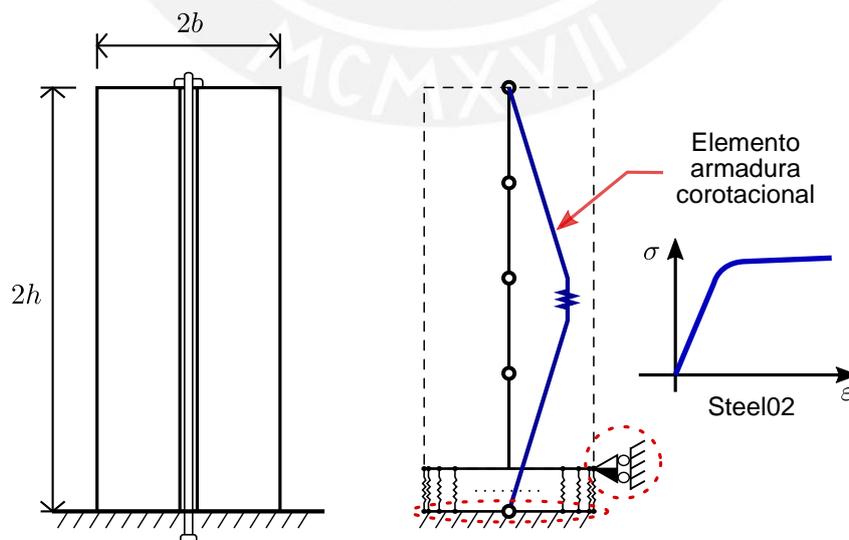


Figura 4.6: Modelo numérico del cable postensado de un bloque basculante restringido verticalmente

Finalmente, para terminar con el modelo, todos los grados de libertad (dos traslaciones y una rotación) son restringidos en los nodos del nivel de la cimentación. El último nodo inferior de la base

del bloque basculante es restringido horizontalmente para cumplir con la asunción de que la fricción en la zona de contacto es lo suficiente para prevenir el deslizamiento. La figura 4.6 muestra estas consideraciones.

4.3. Validación del modelo

La validación del modelo desarrollado en la sección anterior es realizado usando la respuesta basculante de un bloque rígido como objetivo. Para ello, el bloque basculante es sometido a dos tipos de movimientos: el producido por una rotación inicial (movimiento basculante libre) y el producido por un registro sísmico. La respuesta analítica es obtenida usando la función ODE de MATLAB (1997) descrita en el capítulo 2 y la respuesta numérica del modelo a validar se encontró usando el programa OpenSees (Mazzoni et al., 2006).

El movimiento basculante de un bloque rígido sobre una superficie rígida ocurre en un sólo punto pivote en cada extremo de la base. Para representar esta hipótesis en el modelo numérico, el número de elementos de contacto (resortes) usado en la superficie basculante fue de dos, ambos localizados en los extremos de la base y con un peso igual a uno (ver tabla 4.1). Además se ha usado 40 elementos para modelar el bloque basculante.

4.3.1. Respuesta basculante libre

Un bloque basculante de propiedades mostradas en la tabla 4.2 fue sometido a una rotación inicial $\theta_0 = 0.05$ rad y a una velocidad angular inicial $\dot{\theta}_0 = 0$ rad/s. El paso de integración en el análisis fue de 10^{-4} segundos. La figura 4.7 muestra la respuesta analítica del bloque asumido rígido y la respuesta usando el modelo de resortes múltiples implementado en OpenSees. Se observa que este modelo es apropiado para representar el comportamiento basculante del bloque.

Tabla 4.2: Características del bloque sometido a condiciones iniciales

Elementos de contacto	Módulo de elasticidad (E)	=	200000 MPa
	Esfuerzo de fluencia (F_y)	=	345 MPa
Bloque basculante	Altura (h)	=	4 m
	Rigidez axial (EA)	=	2×10^{11} N
	Rigidez a la flexión (EI)	=	0.17×10^{11} N.m ²
	Densidad (ρ)	=	2400 kg/m ³
Bloque rígido	p	=	1.89 rad/s
	α	=	0.245 rad

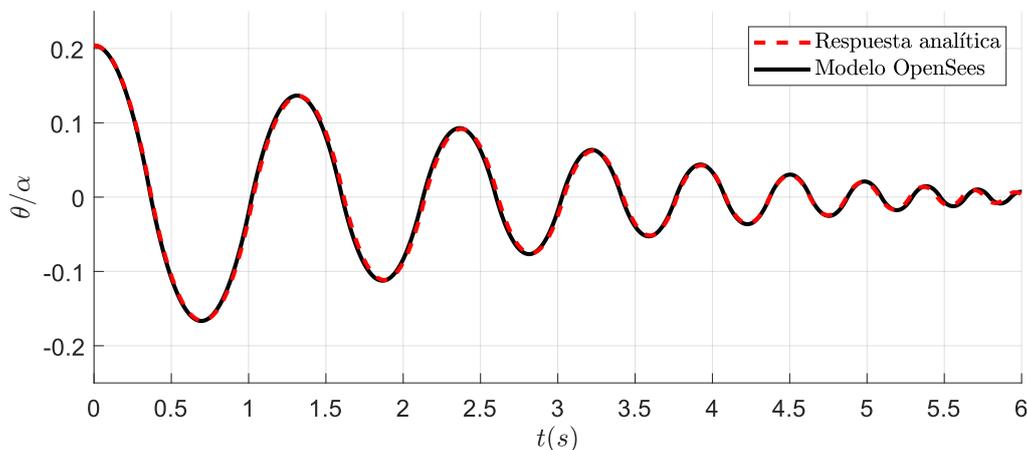


Figura 4.7: Respuesta en vibración libre de un bloque rígido basculante

4.3.2. Respuesta sísmica

Otro bloque de propiedades mostradas en la tabla 4.3 es sometido a una carga más aleatoria como la de un movimiento sísmico. La figura 4.8 muestra la respuesta analítica y numérica del modelo del bloque cuando es sometido al registro sísmico de Loma Prieta-1989. El paso de integración para lograr la convergencia en el proceso de análisis fue de 2×10^{-4} . Como se puede observar y al igual que el movimiento basculante libre, el modelo representa adecuadamente la respuesta sísmica del bloque.

Tabla 4.3: Características del bloque sometido a movimiento sísmico

Elementos de contacto	Módulo de elasticidad (E)	=	200000 MPa
	Esfuerzo de fluencia (F_y)	=	345 MPa
Bloque basculante	Altura (h)	=	5.97 m
	Rigidez axial (EA)	=	2×10^{11} N
	Rigidez a la flexión (EI)	=	0.17×10^{11} N.m ²
	Densidad (ρ)	=	2400 kg/m ³
Bloque rígido	p	=	1.57 rad/s
	α	=	5.71°

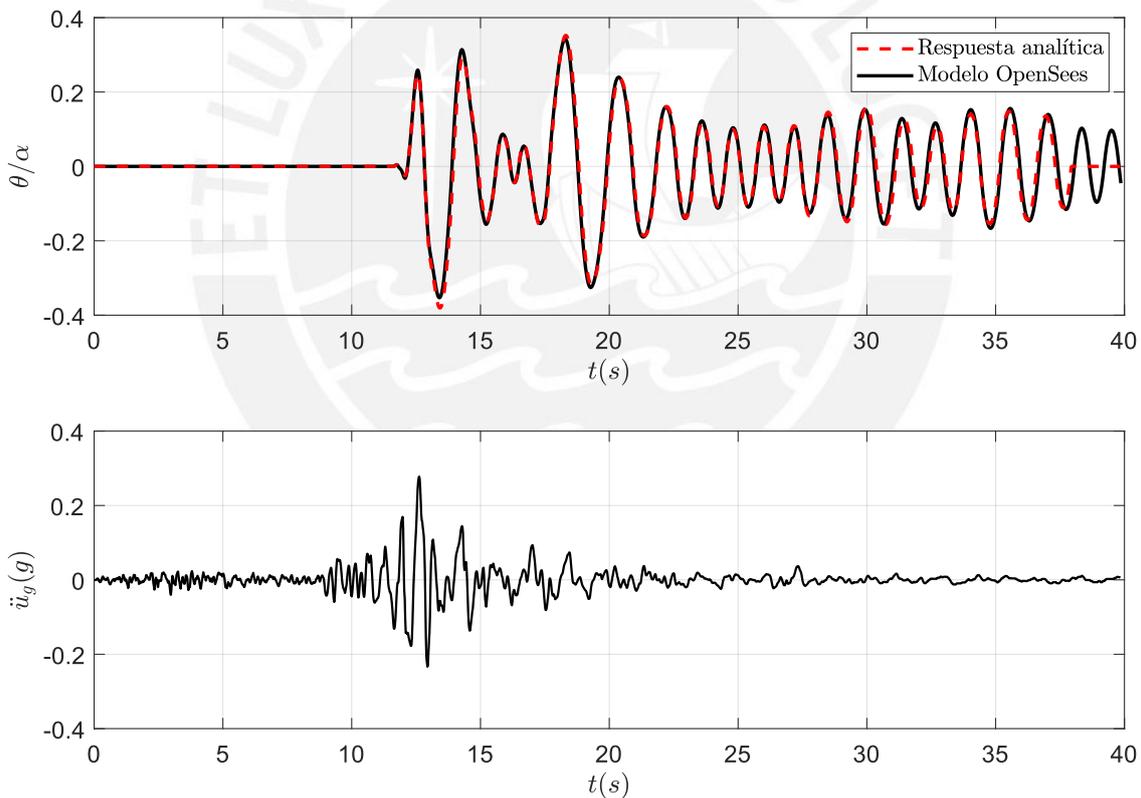


Figura 4.8: Respuesta sísmica de un bloque rígido basculante sometido al registro sísmico Loma Prieta-1989

Finalmente, la comparación entre los resultados analíticos y los resultados numéricos verifica la precisión del modelo para representar el movimiento basculante perfectamente, pero es necesario un paso muy pequeño de análisis para lograr la convergencia. En ese sentido, este modelo se puede usar para representar el movimiento basculante en estructuras deformables y para representar el comportamiento no lineal de columnas basculantes usadas como sistema de aislamiento sísmico en puentes.

Capítulo 5

Respuesta sísmica de puentes con columnas basculantes

5.1. Introducción

El diseño sísmico convencional de puentes consiste en proveer a la estructura suficiente resistencia y ductilidad. Los puentes diseñados de esta manera tienen un adecuado comportamiento para prevenir el colapso, sin embargo son susceptibles a sufrir daños considerables y desplazamientos laterales permanentes que pueden afectar el flujo del tránsito vehicular ya que será necesario reparaciones costosas o la demolición completa del puente (Aydan, 2008; Elnashai et al., 2010; Antonellis and Panagiotou, 2014). El daño en un puente convencional es debido a la formación de rótulas plásticas que son necesarias para la disipación de energía del sismo. Estas rótulas son formadas gracias a la conexión rígida entre la cimentación y el pilar y/o entre la superestructura y el pilar.

Con la finalidad de controlar este daño, muchas investigaciones en edificios prefabricados han resultado en la innovación de sistemas con juntas no monolíticas, en donde los elementos prefabricados son conectados entre sí usando cables postensados no adheridos (Priestley, 1996; Priestley et al., 1999). Esta conexión genera un movimiento basculante por la apertura y cierre del espacio entre elementos y como consecuencia se espera un nivel muy limitado de daño. La función del cable postensado en este tipo de conexión es proveer a la estructura la propiedad de auto-centrado.

En este capítulo se ilustra la incorporación de este tipo de conexión en un puente simétrico de concreto armado de tres tramos. Para examinar más a fondo este concepto, se utiliza el modelo numérico descrito en el capítulo anterior y se realiza dos tipos de análisis: (1) análisis estático no lineal y (2) análisis tiempo historia no lineal. Los resultados son comparados entre tres alternativas de diseño:

- Puente continuo convencional, apoyado en pilares unidos rígidamente sólo a la cimentación.
- Puente con conexiones basculantes en la interfaz pilar - superestructura y pilar - cimentación sin restricción vertical.
- Puente con conexiones basculantes en la interfaz pilar - superestructura y pilar - cimentación restringido verticalmente con un cable postensado.

Finalmente, se discuten los resultados y se comentan los posibles mecanismos de falla del puente con columnas basculantes y sus ventajas en términos de control de daño sobre el puente convencional.

5.2. Descripción del peligro sísmico

Para entender de manera clara el comportamiento sísmico de las tres alternativas de diseño, se realiza una serie de análisis no lineal tiempo historia. Se emplearon tres registros sísmicos que fueron escalados de tal manera que el espectro promedio para una razón de amortiguamiento de $\xi = 5\%$ sea compatible al espectro de diseño de la norma E-031, con una aceleración correspondiente a la costa peruana y para un perfil de suelo tipo S1. Este nivel de peligro sísmico corresponde a un sismo con un periodo de retorno de 2475 años.

En este estudio se utilizaron registros sísmicos de gran intensidad asociados al proceso de subducción, ya que es la actividad sísmica más importante en el Perú. Los tres registros sísmicos son mostrados en la tabla 5.1.

Tabla 5.1: Características de los registros sísmicos considerados

	Evento sísmico	Año	Magnitud (M_w)	PGA escalado (g)	Duración (seg)
RS1	Concepción	2010	8.8	0.573	143
RS2	Angol	2010	8.8	0.749	180
RS3	Tocopilla	2007	7.7	0.749	71

La figura 5.1 muestra los registros seleccionados y los espectros de respuesta tanto de aceleración como de desplazamiento del promedio de los tres registros escalados. Estos movimientos sísmicos escalados fueron usados para encontrar la respuesta sísmica en el plano del puente de estudio. Es necesario mencionar que, el espectro de respuesta no es adecuado para predecir la respuesta de sistemas basculantes (Makris and Konstantinidis, 2003). Sin embargo, en esta sección es usado como un indicador de nivel de peligro sísmico.

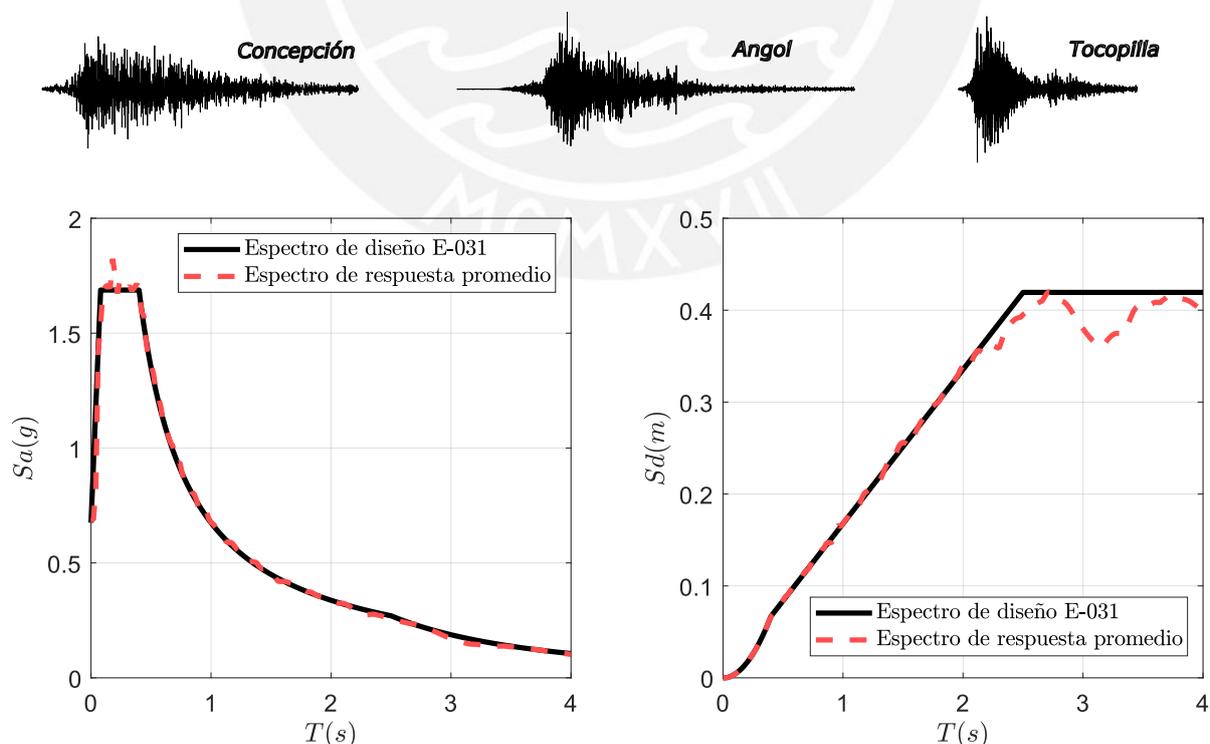


Figura 5.1: Espectros de diseño de aceleración y desplazamiento para el nivel de peligro sísmico correspondiente a un sismo de 2475 años de periodo de retorno comparado con los espectros de respuesta promedio para una razón de amortiguamiento ξ de 5% de los registros sísmicos escalados

5.3. Descripción de los puentes

Se ha seleccionado un puente tradicional y se ha incorporado las conexiones basculantes en los extremos del pilar y el cable postensado para mejorar su estabilidad. Los tres puentes son continuos, tienen tres tramos y está conformada por una sola columna en cada apoyo intermedio. La geometría del puente y de sus elementos son mostrados en la figura 5.2. Las columnas tienen una altura total de 12 m y son hechos de concreto armado. La superestructura está conformada por vigas tee, también de concreto armado. La masa sísmica es 16440 kg/m que fue distribuida cada 2.5 m como masa sísmica concentrada.

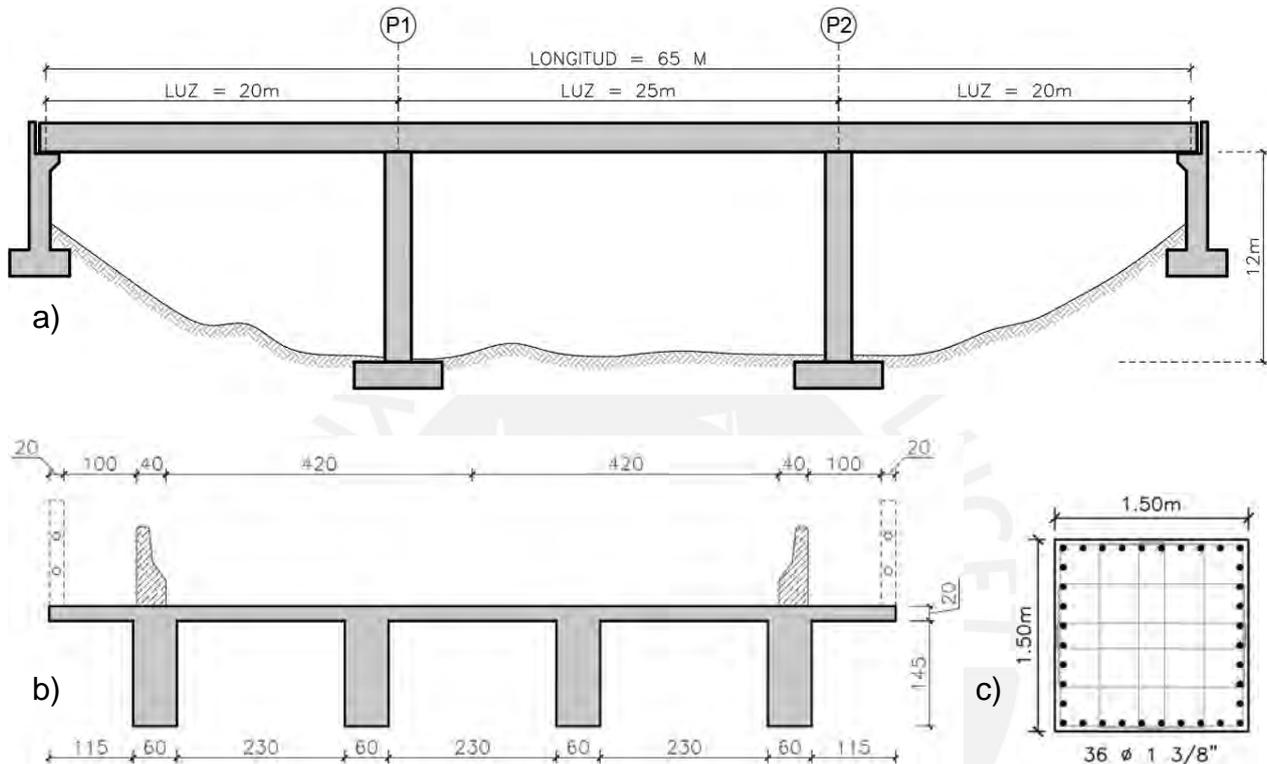


Figura 5.2: Características geométricas del puente: vista longitudinal del puente (a); sección transversal de la superestructura (b) y sección transversal del pilar (c)

Se estudia tres configuraciones de puentes basados en el tipo de conexión: (1) columnas conectadas rígidamente a la cimentación (PBF), (2) columnas con conexiones basculantes en sus extremos (PB) y (3) columnas con conexiones basculantes restringidos verticalmente con un cable postensado (PBP). Las dimensiones de la superestructura y el diseño del pilar fueron realizadas de acuerdo al Manual de Puente (MTC, 2018). El cálculo del refuerzo de la superestructura no fue necesario porque será modelado con elementos elásticos. El área de la sección transversal de la superestructura es $A = 5.8 \text{ m}^2$ y tiene un momento de inercia $I_z = 2.47 \text{ m}^4$. El pilar será modelado usando materiales no lineales y tiene una cuantía de acero longitudinal $\rho = 1.61 \%$. Se utiliza concreto con una resistencia a la compresión, f'_c , de 28 MPa y acero con una resistencia a la fluencia, f_y , de 420 MPa en todos los componentes de los tres puentes. La tabla 5.2 resume las propiedades geométricas de las tres configuraciones del puente.

En el puente convencional, la superestructura es simplemente apoyada en los pilares intermedios y en los estribos. Las columnas están empotradas en su base y articuladas en su extremo superior. No se considera la influencia del neopreno en el análisis. Para los puentes con el sistema basculante se emplearon secciones idénticas a las del puente convencional, pero se incorporaron las conexiones basculantes en las interfaces superestructura-columna y columna-cimentación.

Tabla 5.2: Características principales de los puentes

Puente	Tipo de apoyo	Columna			Viga	
		Sección ($b \times d$)	Altura (h_c)	Refuerzo (ρ)	Área (A)	Inercia (I_z)
PBF	Fijo en la base					
PB	Basculante	1.50 m \times 1.50 m	12 m	1.61 %	5.8 m ²	2.47 m ⁴
PBP	Basculante postensado					

En el caso del puente con conexiones basculantes y cable postensado, las propiedades del cable fueron escogidas teniendo en cuenta los requerimientos descritos en secciones anteriores. Estos son: (1) asegurar la iniciación del movimiento basculante antes de que la columna sufra daños importantes similar a la filosofía de aislamiento sísmico y (2) restringir las rotaciones para prevenir el vuelco. Se incorpora un requerimiento adicional que consiste en garantizar que el comportamiento del cable se mantenga elástico durante todo el movimiento para evitar pérdidas de pretensado por incursiones inelásticas. Por lo tanto, se deben escoger valores adecuados de los parámetros η_0 y η_α .

Tabla 5.3: Propiedades mecánicas de las columnas basculantes

Concreto	Resistencia a la compresión (f'_c)	=	28 MPa
	Módulo de elasticidad (E_c)	=	$4700\sqrt{f'_c}$
Refuerzo longitudinal	Esfuerzo de fluencia (f_y)	=	420 MPa
	Esfuerzo último (f_u)	=	700 MPa
	Módulo de elasticidad (E_s)	=	200000 MPa
Cable	Esfuerzo último (f_{pu})	=	1860 MPa
	Esfuerzo de fluencia (f_{py})	=	$0.90f_{pu}$
	Módulo de elasticidad (E_s)	=	200000 MPa
	Área (A_p)	=	2.472×10^{-3} m ²
	Fuerza de presfuerzo (F)	=	1048 kN
Columna basculante	p	=	1.103 rad/s
	α	=	7.125°
Elementos de contacto	Módulo de elasticidad (E)	=	200000 MPa
	Esfuerzo de fluencia F_y	=	345 MPa

Teniendo en cuenta lo antes mencionado, se considera que $\eta_0 = 0.20$ es un valor adecuado para controlar la iniciación del movimiento basculante. Considerando que el peso cargado por cada columna es 5240 kN, se encuentra que la magnitud del presfuerzo efectivo es $P_0 = 1048$ kN (después de las pérdidas). De manera práctica se considera 2.5 % de pérdidas por el acortamiento del pilar. El diámetro del cable fue el necesario para mantenerse elástico cuando la rotación de la columna alcance su valor máximo, este valor fue considerado (para evitar el vuelco) el 80 % de la esbeltez α de la columna. A partir de esto, la fuerza P , cuando se alcance el valor máximo de la rotación, puede ser expresado como:

$$P(\theta) = P_0 + P_d(\theta) \quad (5.1)$$

Donde P_0 es la fuerza de postensado inicial cuando $\theta = 0$ y P_d es la fuerza de postensado adicional por la deformación del cable cuando $\theta = 0.8\alpha$.

El cable postensado utilizado es de acero de alta resistencia grado 270 con una resistencia última a la tracción, f_{pu} , de 1860 MPa y una resistencia a la fluencia $f_{py} = 0.90f_{pu}$. Se considera como esfuerzo límite f_{py} y la ecuación 3.24 para determinar la deformación del cable:

$$f_{py}A = P_0 + \frac{EA}{L}\delta \quad (5.2)$$

Donde E es el módulo de elasticidad del acero y δ es la deformación del cable.

Reemplazamos todos los valores anteriores en la ecuación 5.2 y determinamos que el área total del cable postensado usado, A_p , es $2.472 \times 10^{-3} \text{ m}^2$. Desde que la respuesta del movimiento basculante es altamente no lineal estos valores pueden ser ajustados. El resumen de las propiedades mecánicas de las columnas basculantes se muestran en la tabla 5.3.

5.4. Modelo numérico

Todos los análisis fueron realizados usando el programa de elementos finitos OpenSees (Mazzoni et al., 2006). Cada modelo fue implementado en el plano con tres grados de libertad por nodo que incluyen traslación horizontal, vertical y el giro. En todos los casos, los pilares son modelados con materiales no lineales porque se espera incursiones inelásticas, y la superestructura es modelada usando elementos elásticos porque se espera que permanezca lineal después del movimiento sísmico. Las propiedades mecánicas del concreto y del acero de refuerzo usados para modelar los pilares son mostrados en la tabla 5.3. El área y el momento de inercia necesarios para modelar la superestructura son mostrados en la tabla 5.2, el módulo de elasticidad usado corresponde a un concreto de $f'_c = 28 \text{ MPa}$.

5.4.1. Puente convencional (PBF)

El sistema estructural del PBF puede ser dividido en dos componentes principales: la superestructura y los pilares. Se usaron 26 elementos elásticos de igual longitud para modelar la superestructura con las propiedades indicadas previamente. Los pilares fueron modelados usando secciones fibras de OpenSees, en donde los materiales Concrete02 y Steel02 fueron usados para modelar el comportamiento no lineal del concreto y acero respectivamente. La sección del pilar fue discretizada en 98 fibras, el material Concrete02 fue asignado, con diferentes propiedades, para el concreto confinado y no confinado. Se ha usado un sólo elemento con 5 puntos de integración en cada pilar. El acero de refuerzo fue discretizado en 10 capas y pertenecen a la misma sección transversal del pilar. La figura 5.3 muestra un esquema del modelo considerado.

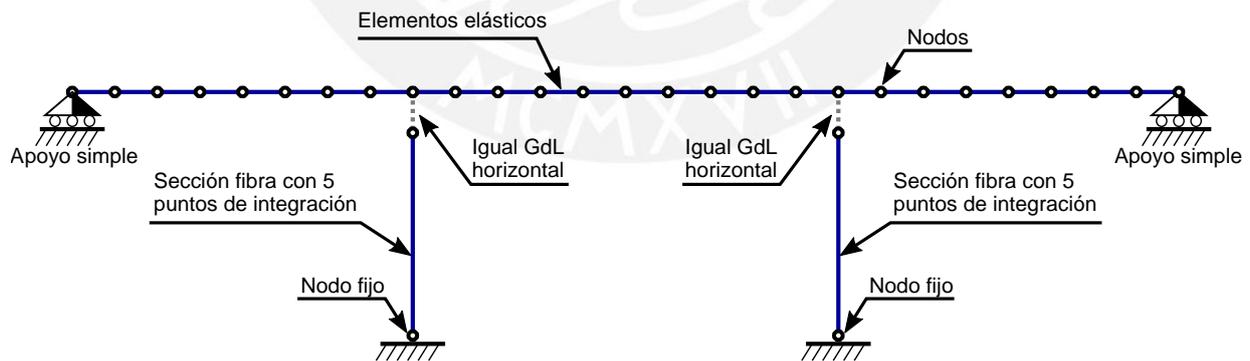


Figura 5.3: Esquema del modelo del PBF

Los pilares P1 y P2 están conectados a la superestructura mediante un neopreno deslizante en la parte superior de cada pilar. Sin embargo, para tomar en cuenta solo el aporte del pilar en el comportamiento del puente, esta conexión fue modelada para no permitir desplazamiento relativo entre el pilar y la superestructura usando nudos maestros y esclavos. La superestructura es libre para girar y desplazarse horizontalmente en los apoyos extremos. Los tres grados de libertad en el nivel de la cimentación fueron restringidos para representar una base fija.

Las masas horizontales y verticales fueron concentradas en los nodos de cada elemento de la superestructura y en el nodo superior de cada columna. Las cargas de gravedad fueron aplicadas como puntuales en cada nodo de la superestructura y en la base de la columna. Se ha considerado una relación de amortiguamiento proporcional a la rigidez inicial del 5%, calculado para el periodo fundamental de la estructura. Se ha tomado en cuenta la no linealidad geométrica, definiendo una transformación Corotacional en las columnas y la superestructura.

5.4.2. Puente con columnas basculantes (PB)

El modelo analítico propuesto por Pampanin et al. (2001) fue adaptado siguiendo el procedimiento descrito por Kibriya et al. (2018). El modelo es dividido en tres elementos principales: la superestructura, el pilar y la zona de contacto. Este modelo usa las mismas dimensiones y secciones del sistema convencional, pero se incorporan conexiones basculantes. La superestructura es modelada con elementos elásticos y en cada pilar se usaron dos elementos de igual longitud usando secciones fibras de OpenSees con 5 puntos de integración cada uno. La zona de contacto es modelada usando el enfoque de resortes múltiples con un total de 30 elementos verticales de longitud cero sin resistencia en tracción y conectados entre sí a través de elementos rígidos. La ubicación y el peso de la rigidez de cada elemento de contacto se muestran en la tabla 5.4.

Tabla 5.4: Posición y peso de los elementos de contacto - PB

No. de elementos	Abscisas (x_i)	Pesos (w_i)
30	± 1.000	0.002
	± 0.992	0.014
	± 0.972	0.025
	± 0.941	0.036
	± 0.900	0.047
	± 0.848	0.057
	± 0.787	0.066
	± 0.717	0.074
	± 0.639	0.082
	± 0.553	0.089
	± 0.461	0.095
	± 0.364	0.099
	± 0.263	0.103
	± 0.159	0.105
	± 0.053	0.106

Los pilares P1 y P2 están conectados usando múltiples resortes en la interfaz columna - cimentación y columna - superestructura. El cálculo de las propiedades de cada elemento son mostrados en la sección 4.2. Para transferir la fuerza cortante desde la superestructura hacia los pilares, el grado de libertad horizontal de los nodos superior e inferior de los resortes fueron conectados usando nodos maestro-esclavo. Los tres grados de libertad en el nivel de la cimentación fueron restringidos. La superestructura es libre de girar y desplazarse horizontalmente en los apoyos extremos. El último nodo inferior de la base del pilar es restringido horizontalmente para evitar deslizamiento. El material usado en los elementos de contacto con resistencia sólo en compresión fue ElasticPPGap. EL movimiento basculante en la zona de contacto será de acero con acero (ASTM A572 grado 50), para ello las propiedades mecánicas distribuidas a los resortes corresponden a un acero de resistencia a la fluencia $F_y = 345$ MPa y módulo de elasticidad $E = 200000$ MPa (ver tabla 5.3). La figura 5.4 muestra todas estas consideraciones.

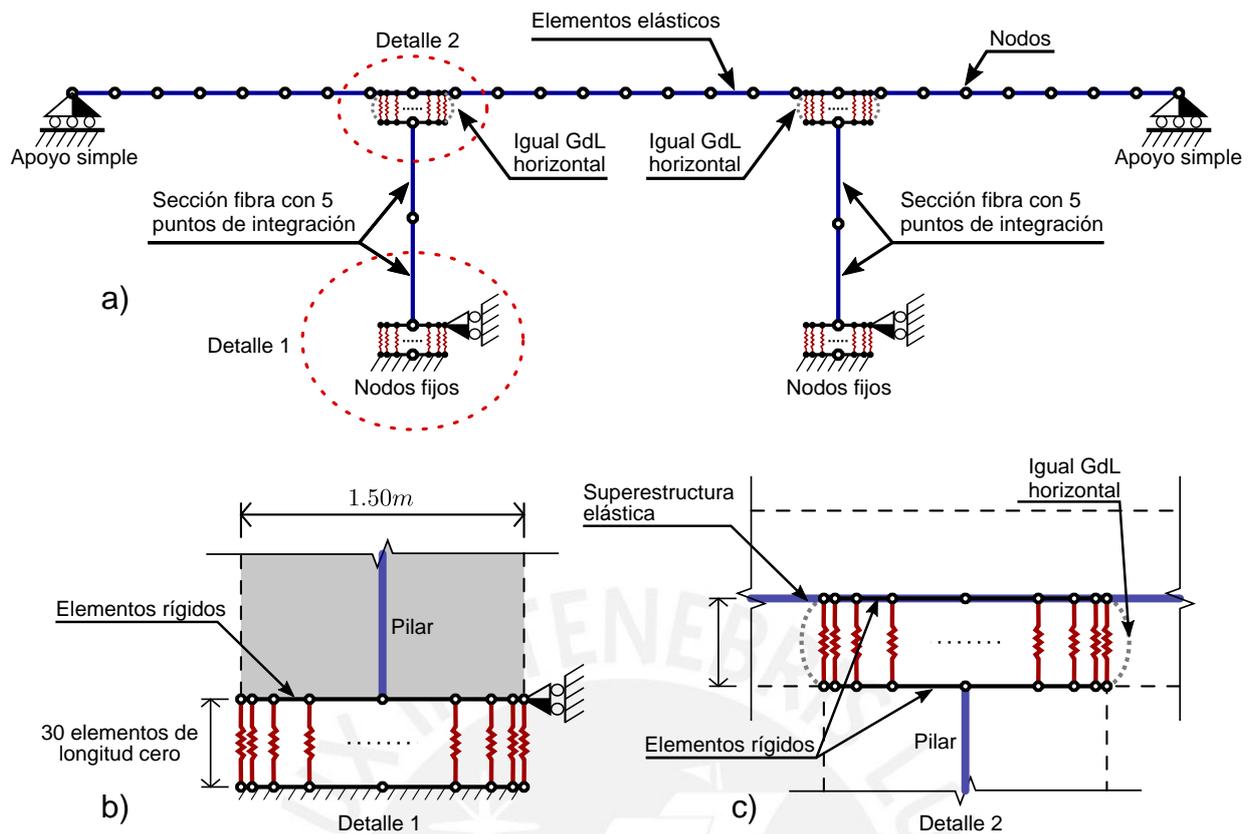


Figura 5.4: Esquema del modelo del PB

Las masas horizontales y verticales fueron concentradas en los nodos de cada elemento de la superestructura y en cada nodo de cada columna. Las cargas de gravedad fueron aplicadas de esta misma manera. Se ha considerado una relación de amortiguamiento proporcional a la rigidez inicial del 5%. Se ha tomado en cuenta la no linealidad geométrica, definiendo una transformación Corotacional en las columnas y la superestructura. Para los elementos rígidos se usó una transformación lineal.

5.4.3. Puente con columnas basculantes restringidos verticalmente con un cable postensado (PBP)

La superestructura, el pilar y la zona de contacto fueron modelados idénticamente que en el PB. El cable postensado es incorporado como un elemento principal del sistema estructural del PBP y es modelado usando el elemento armadura corotacional de OpenSees, conectado entre el nodo central de la base fija y el nodo superior de la superestructura. El material Steel02 es usado para modelar el comportamiento no lineal del cable. Las propiedades mecánicas y su sección transversal son descritas en la tabla 5.3. Se aplica una fuerza inicial de presfuerzo en el cable de 1074.2 kN tal que la fuerza efectiva en el cable después de la pérdida por acortamiento del pilar sea 1048 kN. La figura 5.5 muestra la configuración del modelo.

Las masas horizontales y verticales fueron concentradas en los nodos de cada elemento de la superestructura y en cada nodo de cada columna. Las cargas de gravedad fueron aplicadas de esta misma manera. Se ha considerado una relación de amortiguamiento proporcional a la rigidez inicial del 5%. Se ha tomado en cuenta la no linealidad geométrica, definiendo una transformación Corotacional en las columnas y la superestructura. Para los elementos rígidos se usó una transformación lineal. La transformación corotacional del cable ya es considerado dentro del elemento seleccionado.

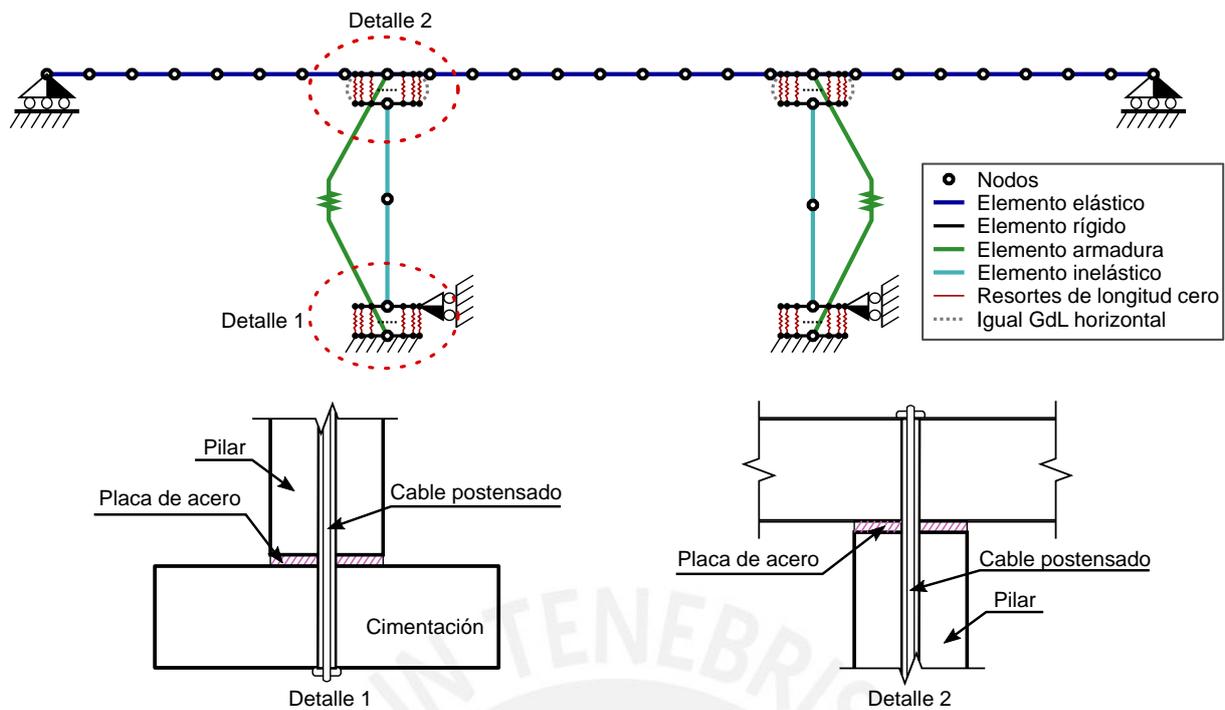


Figura 5.5: Esquema del modelo del PBP

5.5. Análisis estático

En esta sección se presenta los resultados del análisis estático monotónico y cíclico en la dirección longitudinal de los tres puentes considerados. El desplazamiento es aplicado al nivel de la superestructura y se grafica la fuerza cortante en la base de toda la estructura V versus el desplazamiento controlado.

5.5.1. Análisis estático monotónico

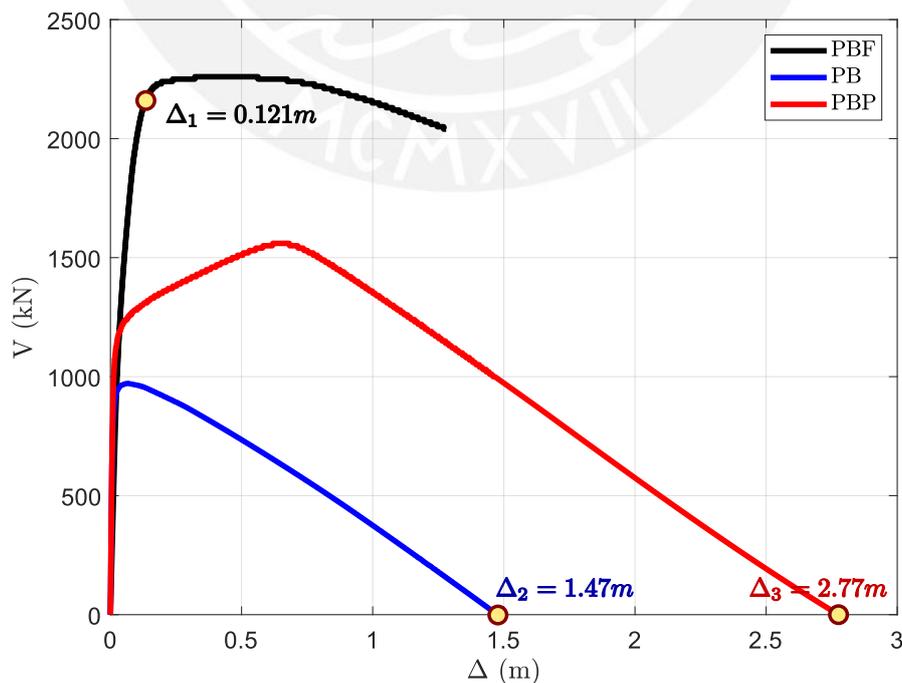


Figura 5.6: Comparación de la respuesta estática monotónica entre el puente convencional de base fija (PBF), puente basculante (PB) y puente basculante con cable postensado (PBP)

La figura 5.6 muestra los resultados del análisis estático monotónico de cada modelo. Como se observa, el PBF tiene un comportamiento similar al de las estructuras convencionales, es decir, un comportamiento elástico y una incursión inelástica a partir de un desplazamiento lateral, medido en la superestructura, de $\Delta_1 = 0.121$ m. El ingreso al régimen inelástico del puente es principalmente producido por la formación de rótulas plásticas en la base del pilar conectado rígidamente a la cimentación.

En comparación al PBF, el PB tiene un comportamiento diferente. Se comporta elásticamente hasta alcanzar una resistencia máxima de 971 kN en 0.07 m de desplazamiento de la superestructura. Luego, incursiona en el rango inelástico por la apertura de la conexión basculante. A partir de este punto, la pendiente de la curva se convierte en negativa, y la resistencia decrece linealmente hasta que el puente se vuelve inestable y vuelque en 1.47 m de desplazamiento. En los 0.07 m iniciales, la rigidez es proveída por el pilar, deformándose elásticamente.

La incorporación del cable postensado tiene un efecto positivo en el PBP. La rigidez axial del cable permite tener al puente una pendiente inicial positiva e incrementa su resistencia hasta 1560 kN en comparación al PB. El cambio de pendiente de la curva coincide con la incursión inelástica del cable, es así que la resistencia decrece linealmente y el puente vuelca para un desplazamiento de 2.77 m. Se observa que, con la incorporación del cable, el puente incrementa su capacidad de desplazamiento de 1.47 m del PB a 2.77 m.

5.5.2. Análisis estático cíclico

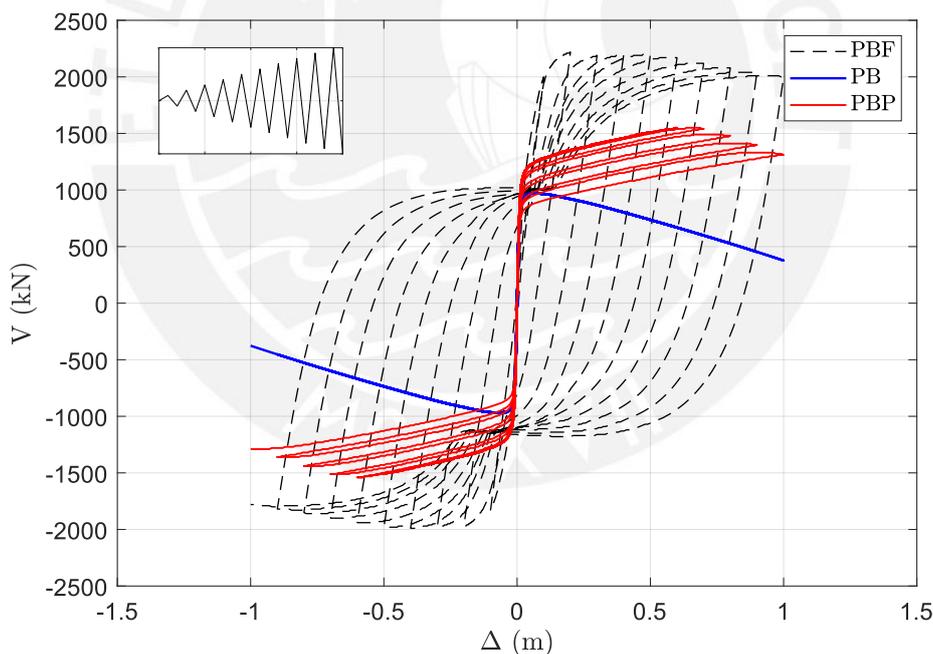


Figura 5.7: Comparación de la respuesta estática cíclica entre el puente convencional de base fija (PBF), puente basculante (PB) y el puente basculante con cable postensado (PBP)

La figura 5.7 muestra los resultados del análisis estático cíclico de las tres configuraciones del puente sometido a una serie de 10 ciclos de desplazamiento horizontal. De las tres configuraciones, se observa que el PBF es el que tienen mayor resistencia lateral, el que le sigue es el PBP y finalmente con la menor resistencia el PB. Esta reducción de la resistencia es despreciable si comparamos los desplazamientos residuales y la acumulación de daño. Mientras el PBF, después del último ciclo de desplazamiento, tendrá 0.84 m de desplazamiento residual, el PB y PBP no experimentan ningún desplazamiento residual. Además, el PBF forma lazos histeréticos que están asociados a la disipación de energía por incursiones inelásticas del pilar; el PBP también forma pequeñas áreas de disipación de energía

por la deformación excesiva del cable. Por otro lado, la curva desarrollada por el PB tiene una sólo trayectoria, que nos indica que ningún elemento incursiona en el rango inelástico. La principal fuente de disipación de energía en el PBP y PB es por el mecanismo de choque que tienen lugar en cada conexión basculante.

5.6. Análisis tiempo historia

Esta sección examina la respuesta sísmica de las tres configuraciones de puentes al ser sometidos a los registros sísmicos escalados de la sección 5.2. Se realizan una serie de análisis tiempo historia no lineal usando el programa de elementos finitos OpenSees (Mazzoni et al., 2006) y se comparan los desplazamientos laterales, el diagrama momento curvatura y la historia en el tiempo del momento flector producido en la base del pilar.

Las figuras 5.8, 5.9 y 5.10 muestran la respuesta en el tiempo del desplazamiento lateral, medido al nivel de la superestructura, de los tres puentes analizados. Debido a que la respuesta es muy aleatoria en el caso de los puentes con conexiones basculante, es necesario analizar estos resultados separados por el registro sísmico. La figura 5.8 muestra los desplazamiento de las tres configuraciones de puentes cuando son sometidos al registro sísmico Angol-2010. Se observa que, el PBF tiene un desplazamiento máximo de 0.22 m que supera ampliamente al desplazamiento límite elástico de 0.121 m. El puente con conexiones basculantes (PB) y el mismo equipado con un cable postensado (PBP) alcanzan un desplazamiento máximo de 0.41 m y 0.60 m respectivamente mayor al desplazamiento obtenido del PBF. Sin embargo, están muy lejanos a los desplazamientos de colpaso de 1.47 y 2.77 m encontrados en el análisis estático. Mientras el PBF experimentará un desplazamiento permanente de 0.50 cm, este es despreciable en el PB y PBP. En este caso, el efecto del cable postensado en el PBP no ayuda en reducir los desplazamientos del PB.

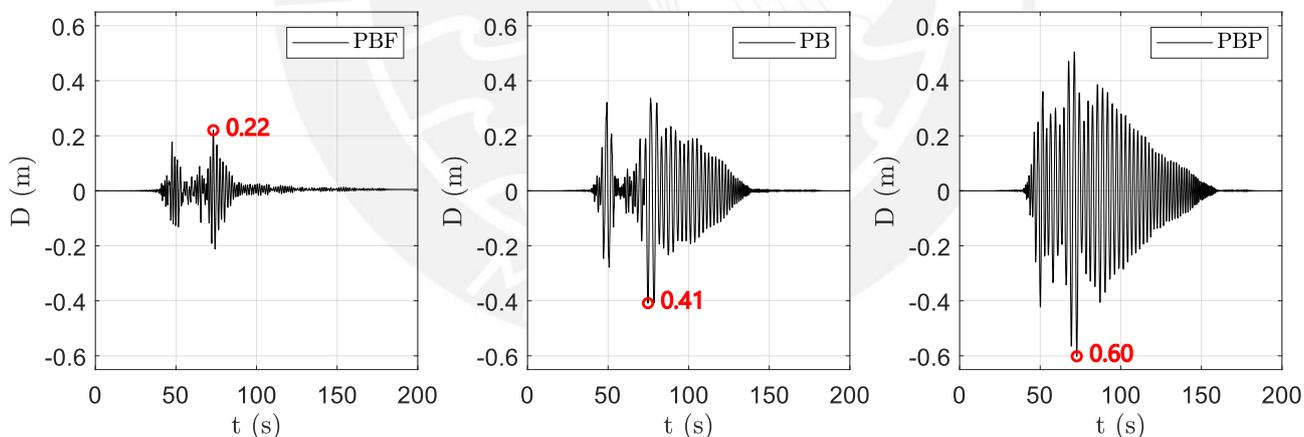


Figura 5.8: Comparación de la respuesta de desplazamiento entre el puente convencional de base fija (PBF), puente basculante (PB) y el puente basculante con cable postensado (PBP) sometidos al sismo Angol-2010

La figura 5.9 muestra los desplazamiento de los tres puentes cuando son sometidos al registro sísmico Concepción-2010. Se observa que, el desplazamiento máximo del PBF, PB y PBP es 0.22 m, 0.81 m y 0.36 m respectivamente. Se evidencia que el desplazamiento es mayor en el caso de los puentes con conexiones basculantes PB y PBP. Sin embargo, en este caso, la incorporación del cable es efectiva en reducir el desplazamiento máximo del PB en 45 %. El desplazamiento permanente que experimentará el PBF es 1.00 cm, mientras que en el PB y PBP es despreciable.

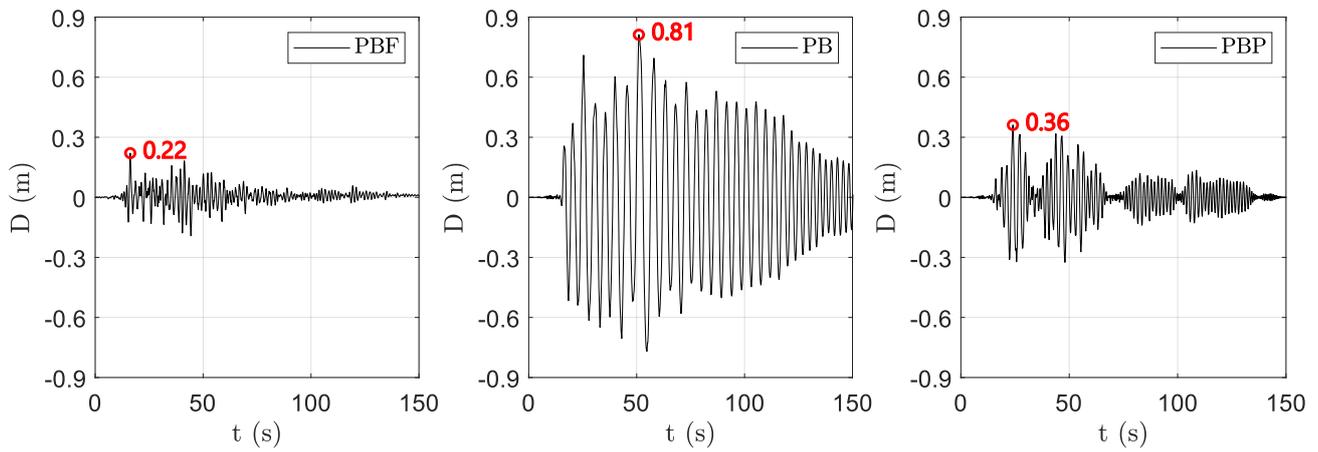


Figura 5.9: Comparación de la respuesta de desplazamiento entre el puente convencional de base fija (PBF), puente basculante (PB) y el puente basculante con cable postensado (PBP) sometidos al sismo Concepción-2010

La figura 5.10, muestra la historia de desplazamiento de los puentes al ser sometidos al registro sísmico Tocopilla-2007. El desplazamiento máximo del PBF, PB y PBP es 0.22 m, 0.66 m y 0.97 m respectivamente. La incorporación del cable no ayuda en reducir los desplazamientos del PB y el desplazamiento permanente del PBF al final del sismo es 1.15 cm, mientras que en el PB y PBP es despreciable.

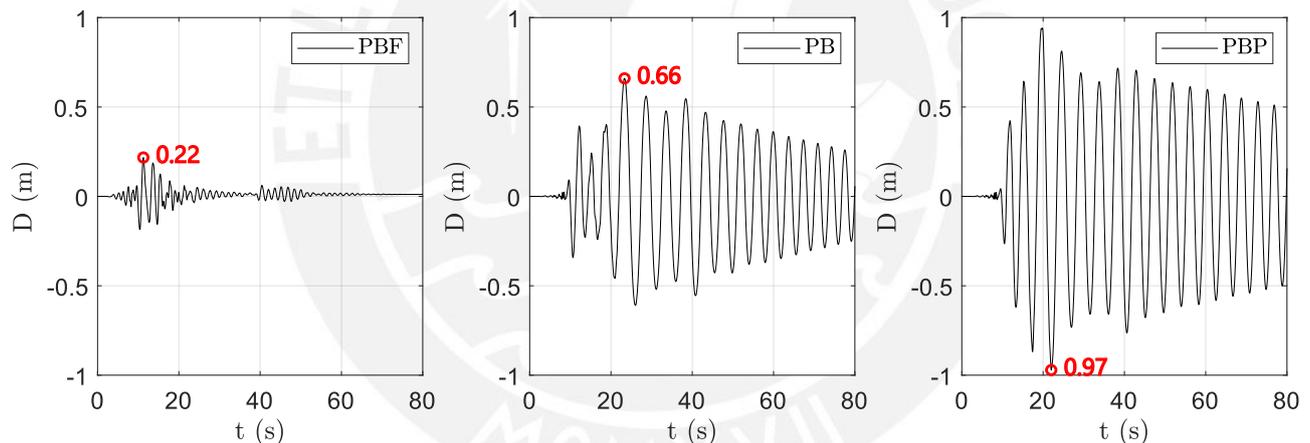


Figura 5.10: Comparación de la respuesta de desplazamiento entre el puente convencional de base fija (PBF), puente basculante (PB) y el puente basculante con cable postensado (PBP) sometidos al sismo Tocopilla-2007

La tabla 5.5 muestra el resumen de los desplazamientos máximos de cada puente y para cada registro sísmico, el valor en paréntesis indica el porcentaje que representa cada desplazamiento de la capacidad máxima de fluencia del PBF (0.121 m) y de colapso del PB (1.47 m) y PBP (2.77 m) para identificar el margen de seguridad de cada estructura. Se observa una magnitud de desplazamiento similar del PBF en los tres registros sísmicos, esto es porque los registros fueron escalados para que sean compatibles a un mismo espectro y la respuesta está gobernada por el primer modo de vibración. En el caso de los puentes con conexiones basculantes PB y PBP los desplazamientos son muy dispersos y no existe un patrón de comparación. Lo que nos indica que el concepto del espectro de respuesta no define el comportamiento de los puentes basculantes y que el comportamiento de estos son altamente no lineal.

La incorporación del cable postensado tiene un efecto positivo en reducir los desplazamientos del PB sólo en el caso del RS1 Concepción, en donde los desplazamientos se ven reducidos de 0.81 m a 0.36 m. Sin embargo, al incorporar el cable postensado también se incrementa la capacidad de

desplazamiento a 2.77 m y por eso el margen de seguridad contra el colapso se incrementa en el PBF para los tres eventos sísmicos. De las tres configuraciones de puentes, el PBF supera en 80 % la magnitud de desplazamiento de fluencia incurriendo así en el rango inelástico. El PB sólo llega al 55 % como máximo de la capacidad antes del colapso y el PBP sólo el 35 %. Confirmándose así que el PBF tiene un mejor desempeño al comparar los desplazamientos laterales y su capacidad.

Tabla 5.5: Desplazamientos máximos de las tres configuraciones de puentes

Evento sísmico		δ_{max} (m)		
		PBF	PB	PBP
RS1	Concepción	0.22 (182 %)	0.81 (55 %)	0.36 (13 %)
RS2	Angol	0.22 (182 %)	0.41 (28 %)	0.60 (22 %)
RS3	Tocopilla	0.22 (180 %)	0.66 (45 %)	0.97 (35 %)

Es complicado diseñar el cable postensado para que sea efectivo en reducir los desplazamientos del PB en todos los registros sísmicos. Aumentar la rigidez del cable puede ser una manera pero puede ser no práctico, ya que requeriría una gran sección transversal que puede alterar el mecanismo basculante y acercarse al comportamiento convencional, que es lo que no se requiere porque los pilares reciben mucho daño. Similar que el endurecimiento del sistema de aislamiento sísmico.

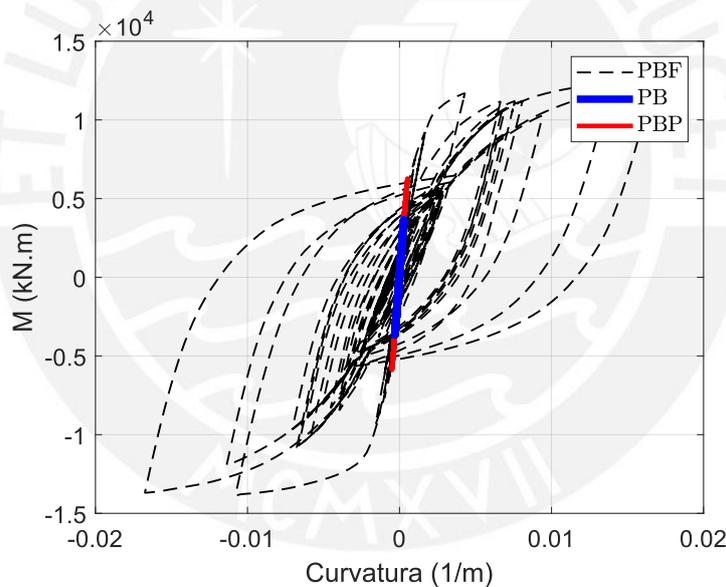


Figura 5.11: Comparación de la respuesta momento-curvatura en la base de la columna entre el PBF, PB y PBP para el registro sísmico Angol-2010

Las figuras 5.11, 5.12 y 5.13 muestran la respuesta momento-curvatura en una sección ubicada en la base del pilar P1 cuando los tres puentes son sometidos a los registros sísmicos Angol-2010 (figura 5.11), Concepción-2010 (5.12) y Tocopilla-2007 (figura 5.13). Se observa que, el pilar del PBF disipa energía por incursiones inelásticas en los tres movimientos sísmicos, es decir que el pilar queda dañado. Por otro lado, el pilar del puente con conexiones basculantes (PB) y el mismo equipado con un cable postensado (PBP) queda se comporta elásticamente durante todo el movimiento de los tres sismo. En los tres casos, la incorporación del cable postensado en el PBP tiene un efecto negativo en incrementar el momento máximo producido en la base del pilar del PB. Sin embargo, no afecta en gran medida el comportamiento del pilar, ya que aún se mantiene elástico. De las tres configuraciones de puentes, el pilar del PBF es el que tiene mayor demanda de momentos y por ello incurrirá en el rango inelástico. El pilar del PBP tiene una menor demanda en comparación al PBF y es mayor que en el PB, pero en ambos casos no se observan incursiones inelásticas.

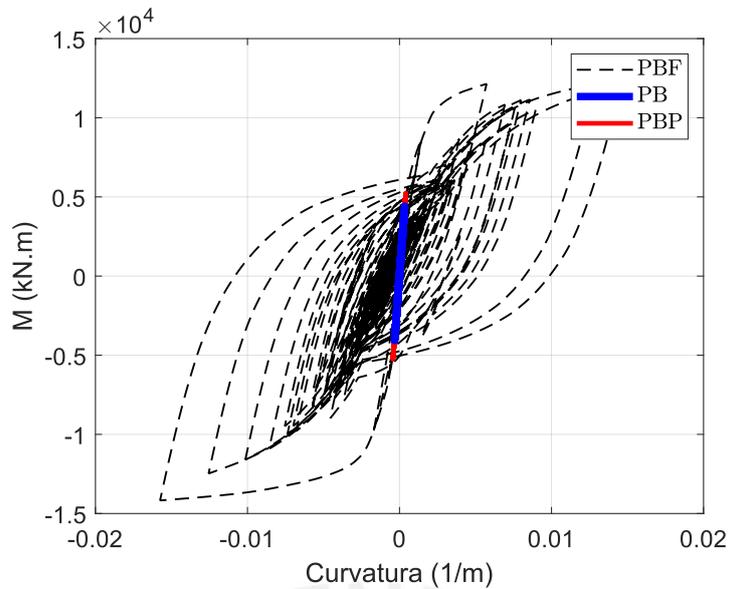


Figura 5.12: Comparación de la respuesta momento-curvatura en la base de la columna entre el PBF, PB y PBP para el registro sísmico Concepción-2010

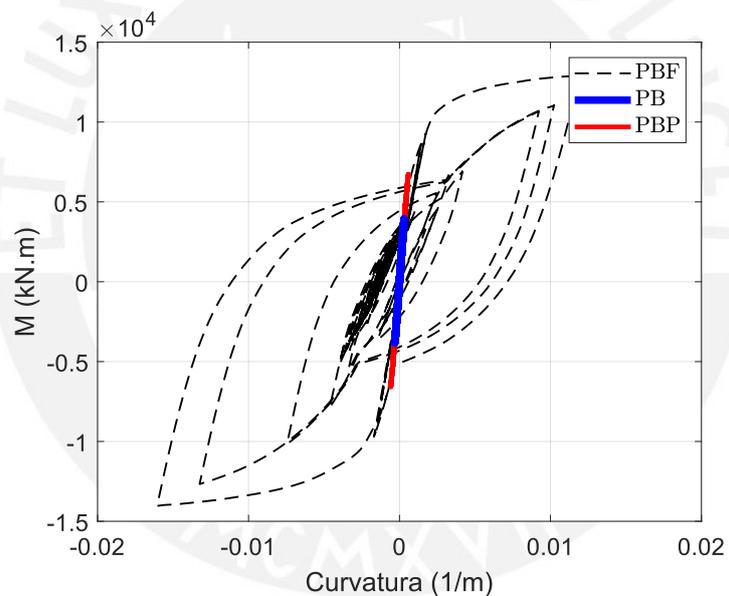


Figura 5.13: Comparación de la respuesta momento-curvatura en la base de la columna entre el PBF, PB y PBP para el registro sísmico Tocopilla-2007

Las figuras 5.14, 5.15 y 5.16 muestran la respuesta en el tiempo del momento flector en la base del pilar P1 de los tres puentes analizados. La figura 5.14 muestra los momentos flectores de las tres configuraciones de puentes cuando son sometidos al registro sísmico Angol-2010. Se observa que, el pilar del PBF está sometido a un momento flector máximo en la base de 13857 kN.m que supera el límite elástico de la sección. Los pilares de los puentes PB y PBP alcanzan un momento flector máximo de 3628 kN.m y 6247 kN.m respectivamente, que son menores al caso del PBF. Además, estos valores no superan el valor de fluencia, por lo que la sección se mantiene elástica durante todo el movimiento (ver figura 5.11). La incorporación del cable genera un incremento en la magnitud del momento flector que se producía en el PB.

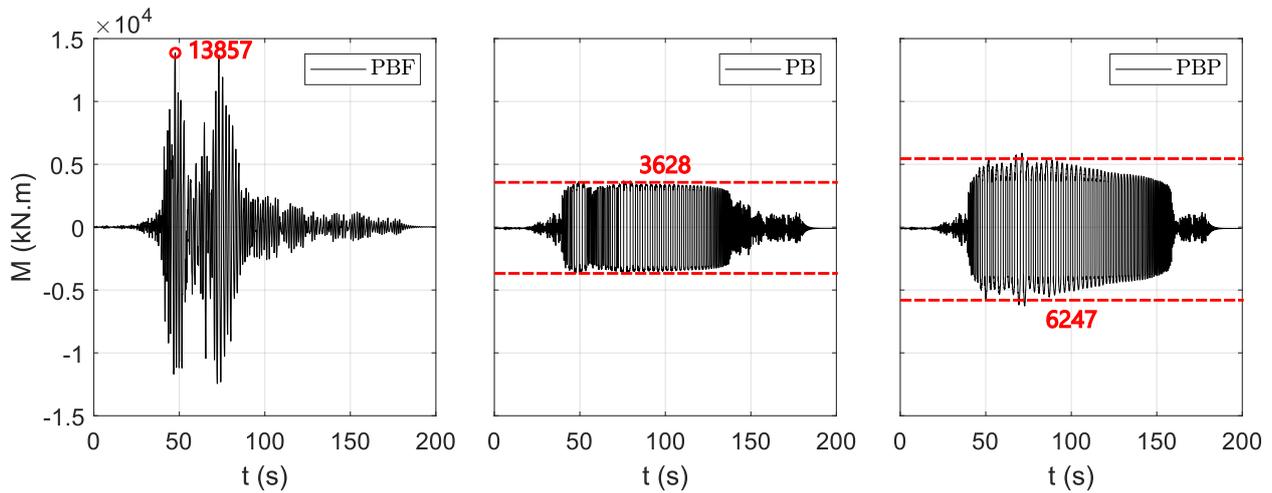


Figura 5.14: Comparación de la historia de momento en la base de la columna entre el PBF, PB y PBP para el registro sísmico Angol-2010

La figura 5.15 muestra los momentos flectores producidos en la base del pilar de los tres puentes cuando son sometidos al registro sísmico Concepción-2010. Se observa que, el momento flector máximo que ocurre en el PBF, PB y PBP es 14171 kN.m, 4070 kN.m y 5266 kN.m respectivamente. Se evidencia una reducción del momento flector para los pilares de los puentes con conexiones basculantes PB y PBP en comparación al PBF. La incorporación del cable no reduce los momentos producidos en el pilar del PB.

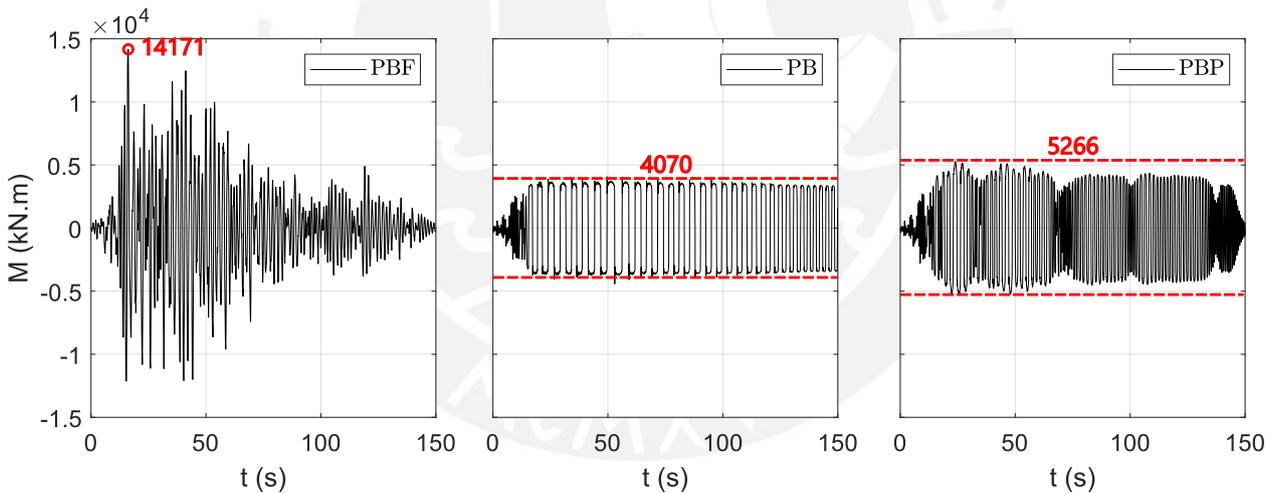


Figura 5.15: Comparación de la historia de momento en la base de la columna entre el PBF, PB y PBP para el registro sísmico Concepción-2010

La figura 5.16, muestra la historia en el tiempo del momento flector en la base del pilar de los puentes al ser sometidos al registro sísmico Tocopilla-2007. El momento flector máximo del pilar en el PBF, PB y PBP es 14033 kN.m, 3825 kN.m y 6727 kN.m respectivamente. La incorporación del cable no ayuda en reducir el momento flector en el pilar del PB.

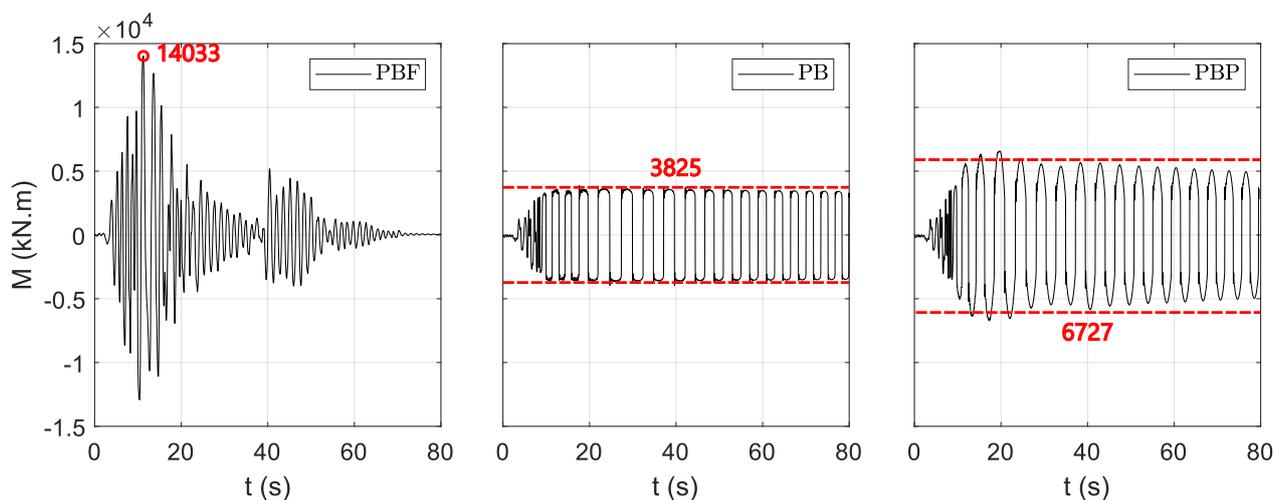


Figura 5.16: Comparación de la historia de momento en la base de la columna entre el PBF, PB y PBP para el registro sísmico Tocopilla-2007

La tabla 5.6 muestra el resumen de las magnitudes de los momentos flectores máximos producidos en la base de los pilares de cada puente y para cada registro sísmico, el valor en paréntesis indica el porcentaje que representa cada magnitud del momento máximo en el PBF. Se observa una magnitud de momento flector similar en el pilar del PBF en los tres registros sísmicos, esto es porque los registros fueron escalados para que sean compatibles a un mismo espectro y la respuesta está gobernada por el primer modo de vibración. El momento flector máximo en los pilares de los puentes con conexiones basculantes pueden variar en cada registro sísmico, pero se puede observar un patrón de respuesta en el tiempo para cada registro independiente.

Tabla 5.6: Momentos flectores máximos en la base del pilar de las tres configuraciones de puentes

Evento sísmico		M_{max} (kN.m)		
		PBF	PB	PBP
RS1	Concepción	13857 (100 %)	3628 (26 %)	6247 (45 %)
RS2	Angol	14171 (100 %)	4070 (29 %)	5266 (37 %)
RS3	Tocopilla	14033 (100 %)	3825 (27 %)	6727 (48 %)

El patrón indica que, durante los primeros segundos y hasta que el puente inicie el movimiento basculante (levantamiento del pilar) el momento flector en la base del pilar del PB y PBP es similar al PBF. Iniciado el movimiento basculante, el momento flector prácticamente oscila con una amplitud que no decae en gran parte de la duración del sismo. Finalmente, se reduce drásticamente, como en la figura 5.11, en el instante en que la rotación del pilar es muy cercano a cero. El movimiento basculante termina, porque las fuerzas inerciales no son lo suficiente para levantar el pilar, pero sí para generar pequeñas oscilaciones que producen pequeños momentos flectores.

El cable postensado le proporciona una mayor rigidez lateral a la estructura que también resulta en mayores momentos flectores en la base del pilar en comparación al PB. A pesar de eso, el pilar del PBP se comporta elásticamente en los tres movimientos sísmicos. De las tres configuraciones de puentes, en el pilar del PBF se produce el mayor momento flector e incursiona en el rango inelástico. Este valor puede ser reducido en 70 % y 50 % si elegimos el PB y PBP respectivamente como sistema sismorresistente.

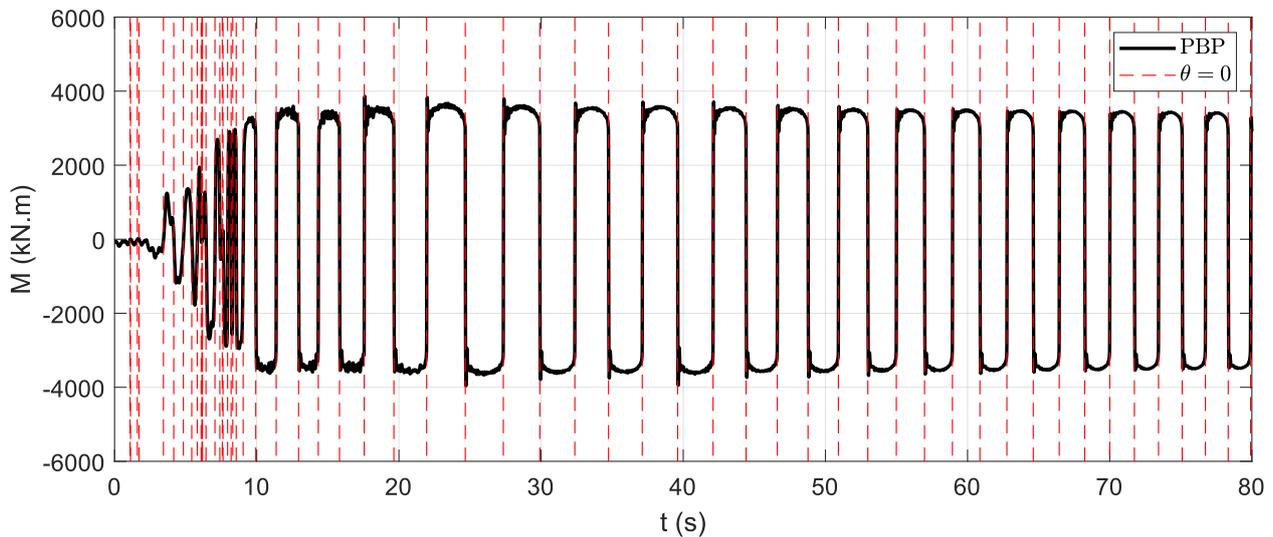


Figura 5.17: Respuesta en el tiempo del momento flector en la base de la columna del PB y el instante de choque entre el pilar y la cimentación cuando es sometido al sismo Tocopilla-2007

El momento flector en el pilar de los puentes con conexiones basculantes tiene un resultado particular. Para observar con más claridad lo que ocurre, en la figura 5.17 se grafica la respuesta en el tiempo del momento flector producido en la base del pilar del PB sometido al registro sísmico Tocopilla-2007 y se incluyen los instantes en los cuales la rotación del pilar es cero, momento en el cual se produce el impacto entre el pilar y la cimentación. Se observa que, cerca a los 10 segundos de respuesta, el pilar tiene una rotación que puede asociarse al instante de inicio del movimiento basculante. A partir de ese instante, el momento flector oscila con una amplitud prácticamente constante.

Lo que ocurre en cada momento en que la rotación es cero, es que las fuerzas de inercia producen un momento flector en la base lo suficientemente alto para lograr levantar el pilar, es así que el momento flector pasa de un valor de cero a un valor máximo. Luego, el momento flector se mantiene constante en todo el tiempo en que ocurre la abertura entre la base del pilar y la cimentación. Vuelve a su posición inicial y se repite el proceso. A medida que pasa el tiempo, el momento flector reduce lentamente de magnitud ya que la frecuencia de rotación del pilar se incrementa hasta que el movimiento basculante termine. Al final, el momento flector es producido por las pequeñas oscilaciones del puente.

Capítulo 6

Conclusiones

De la dinámica basculante de bloque rígidos se ha mostrado que, la incorporación del cable postensado podría ser más efectivo en reducir las rotaciones basculantes de bloques rígidos sometidos a sismos asociados al proceso de subducción que cuando son sometidos a sismos producidos por una falla cercana. Este resultado es alentador en un país en donde su principal actividad sísmica está asociada al proceso de subducción de placas. Es decir, mientras mayor sea el contenido de frecuencias, mayor estabilidad puede tener el bloque. A diferencia de un sistema convencional, la fuente de disipación de energía no es debido a la formación de rótulas plásticas, más bien es por el impacto producido entre dos superficies.

Se determinó que el modelo implementado siguiendo el procedimiento descrito por Kibriya et al. (2018) tiene una adecuada precisión en representar la respuesta rotacional cuando es sometido a: condiciones iniciales, movimiento sísmico y cuando es sometido a desplazamientos monotónicos y cíclicos. Sin embargo, es necesario un paso de tiempo muy pequeño de análisis para lograr la convergencia. La respuesta analítica de bloques rígidos validan el modelo implementado. Para representar el movimiento basculante de bloque rígidos, son necesarios sólo 2 elementos de contacto que representen los puntos de pivote y para representar una superficie de contacto es necesario incorporar una mayor cantidad de elementos.

Los elementos de contacto desarrollados fueron utilizados para construir el modelo de un puente con conexiones basculantes. Se ha observado que el puente con columnas basculantes y equipado con un cable postensado puede tener un mejor comportamiento al evaluar el desplazamiento lateral y la capacidad de desplazamiento de los tres puentes sometido a tres movimientos sísmicos. Este sistema solo llega al 35% de la capacidad máxima de desplazamiento. Además el pilar de este sistema y del puente con conexiones basculantes se mantiene completamente elástico, mientras que el pilar del puente convencional incursiona en el rango inelástico. Aunque el momento flector en la base del pilar del puente basculante con cable postensado es más grande que en el caso del puente con conexiones basculantes, no es lo suficiente para que se dañe, confirmando así que el puente basculantes con cable postensado es el más adecuado para resistir sismos de gran intensidad sin que los pilares se dañen. Con estos resultados la hipótesis fundamental de esta investigación es respondida.

El momento flector actuante en el pilar del puente basculante postensado se reduce en comparación al puente convencional, de este modo es posible optimizar la sección. Finalmente, después de ser sometido a los tres sismos de gran intensidad, el puente basculante postensado está muy lejos del colapso y sus pilares han logrado evadir completamente el daño permitiendo así la continuidad del tránsito. Además, al no requerir conexiones monolíticas entre elementos, el puente puede ser construido utilizando elementos prefabricados y beneficiarse de sus ventajas. El concepto de aislamiento sísmico es aplicable a este tipo de estructuras. Sin embargo, su comportamiento altamente no lineal puede traer problemas en su aplicación.

Capítulo 7

Recomendaciones

El modelo del puente basculante sólo representa el comportamiento en el plano. Es necesario estudiar el efecto de la direccionalidad del sismo en el puente. Para ello se puede implementar un modelo en 3 dimensiones e incluso puede ser necesario incorporar el efecto del deslizamiento entre superficies. Se ha demostrado que los parámetros geométricos como la esbeltez y al tamaño del bloque son los que más influyen en el comportamiento basculante. Por eso, puede ser necesario un estudio paramétrico de diferentes configuraciones de puentes para observar su comportamiento.

El comportamiento del puente basculante postensado es el más adecuado, sin embargo el estudio se limita a tres registros sísmicos de subducción. Se puede considerar una mayor cantidad de sismos de diferente contenido de frecuencia y de diferentes magnitudes para tener un mayor alcance de su comportamiento. Asimismo, un análisis dinámico incremental, puede mostrar mayores detalles del efecto de la magnitud del sismo sobre diferentes parámetros de daño adopados.

El modelo de elementos finitos puede ser mejorado con ensayos experimentales. El cable postensado es el elemento que puede modificar en gran medida la respuesta de un elemento basculante y representar esta variación en el modelo puede ser complicado en movimientos sísmicos de gran contenido de frecuencias. Por ello, los resultados de un ensayo experimental pueden ser de gran ayuda para calibrar el modelo.

El impacto producido en la zona de contacto puede causar grandes esfuerzos concentrados que pueden dañar el pilar o la superficie de contacto. Para estudiar el efecto de los esfuerzos concentrados se debe realizar un modelo de elementos finitos a detalle en la zona de contacto y proponer soluciones que puedan asegurar ningún tipo de falla en el pilar ni en la superficie de contacto. Finalmente se pueden desarrollar ensayos de laboratorio para aprender más sobre el comportamiento real de este sistema.

Bibliografía

- Aghagholizadeh, M. (2020). A finite element model for seismic response analysis of vertically-damped rocking-columns. *Engineering Structures*, 219:110894.
- Ahmadi, E. and Kashani, M. M. (2020). Numerical investigation of nonlinear static and dynamic behaviour of self-centring rocking segmental bridge piers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 128:105876.
- Antonellis, G. and Panagiotou, M. (2014). Seismic response of bridges with rocking foundations compared to fixed-base bridges at a near-fault site. *Journal of Bridge Engineering*, 19(5):04014007.
- Aslam, M., Godden, W. G., and Scalise, D. T. (1980). Earthquake rocking response of rigid bodies. *Journal of the Structural Division*, 106(2):377–392.
- Aydan, O. (2008). A reconnaissance report on 2008 wenchuan earthquake. *Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan*.
- Barthes, C., Hube, M., and Stojadinovic, B. (2010). Dynamics of a post-tensioned rocking block. In *Proceedings of the 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, pages 25–29.
- Barthes, C. B. (2012). *Design of earthquake resistant bridges using rocking columns*. PhD thesis, UC Berkeley.
- Briceño-Garmendia, C., Moroz, H., Rozenberg, J., Lv, X., Murray, S., and Bonzanigo, L. (2015). Road networks, accessibility, and resilience: the cases of colombia, ecuador, and peru. *World Bank, Washington, DC*.
- Elnashai, A. S., Gencturk, B., Kwon, O.-S., Al-Qadi, I. L., Hashash, Y., Roesler, J. R., Kim, S. J., Jeong, S.-H., Dukes, J., and Valdivia, A. (2010). The maule (chile) earthquake of february 27, 2010: Consequence assessment and case studies. Technical report.
- Espinoza, A., Mahin, S., Jeremic, B., Kutter, B., and Ugalde, J. (2006). Rocking of bridge piers subjected to multi-directional earthquake loading. In *Proc., Fifth Natl. Seismic Conf. Bridges & Highways. San Francisco, CA*.
- FEMA, B. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.
- García, G. R. (2019). *Estudio de secciones de hormigón armado y pretensado de apertura controlada en fase elástica con rigidez negativa. Aplicación al aislamiento sísmico de edificios*. PhD thesis, Universidad Politécnica de Madrid.
- Giouvanidis, A. I. and Dong, Y. (2020). Seismic loss and resilience assessment of single-column rocking bridges. *Bulletin of earthquake engineering*, 18:4481–4513.
- Hogan, S. (1989). On the dynamics of rigid-block motion under harmonic forcing. *Proceedings of the Royal Society of London. A. Mathematical and Physical Sciences*, 425(1869):441–476.
- Housner, G. W. (1963). The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. *Bulletin of the seismological society of America*, 53(2):403–417.

- Kibriya, L., Málaga-Chuquitaype, C., Kashani, M., and Alexander, N. (2018). Nonlinear dynamics of self-centring rocking steel frames using finite element models. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115:826–837.
- Lipscombe, P. and Pellegrino, S. (1993). Free rocking of prismatic blocks. *Journal of engineering mechanics*, 119(7):1387–1410.
- Makris, N. (2014). A half-century of rocking isolation. *Earthquakes and Structures*, 7(6):1187–1221.
- Makris, N. and Konstantinidis, D. (2003). The rocking spectrum and the limitations of practical design methodologies. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 32(2):265–289.
- Makris, N. and Roussos, Y. (2000). Rocking response of rigid blocks under near-source ground motions. *Geotechnique*, 50(3):243–262.
- Makris, N. and Vassiliou, M. F. (2013). Planar rocking response and stability analysis of an array of free-standing columns capped with a freely supported rigid beam. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(3):431–449.
- Mander, J. B. and Cheng, C.-T. (1997). Seismic resistance of bridge piers based on damage avoidance design. In *Seismic resistance of bridge piers based on damage avoidance design*, pages 109–109.
- Marcus, J. and Thiers, R. (2015). Control del daño sísmico estructural en pórticos prefabricados de hormigón armado a través de uniones híbridas autocentrantes. *Obras y proyectos*, (18):46–55.
- MATLAB, V. (1997). High-performance numeric computation and visualization software.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., Fenves, G. L., et al. (2006). Opensees command language manual. *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*, 264.
- Moscoso Tinco, J. (2019). Evaluación del desempeño de edificaciones hospitalarias prefabricadas con aislamiento sísmico en el Perú.
- MTC (2018). Manual de puentes. *Recuperado de <http://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas-carreteras/documentos/manuales/MANUALES%20DE%20CARRETERAS>*, 202019.
- Palermo, A., Pampanin, S., and Calvi, G. M. (2004). The use of controlled rocking in the seismic design of bridges. *Doctate Thesis, Technical Institute of Milan, Milan*, 1:1–5.
- Palermo, A., Pampanin, S., and Carr, A. (2005). Efficiency of simplified alternative modelling approaches to predict the seismic response of precast concrete hybrid systems.
- Pampanin, S., Priestley, M. N., and Sritharan, S. (2001). Analytical modelling of the seismic behaviour of precast concrete frames designed with ductile connections. *Journal of Earthquake Engineering*, 5(03):329–367.
- Pecho, Y. (2019). Importancia del mantenimiento preventivo de puentes en el Perú. In *I Congreso Internacional de Ingeniería y Dirección de Proyectos III Congreso Regional IPMA-LATNET*. Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería.
- Priestley, M. (1996). The press program—current status and proposed plans for phase ill. *PCI journal*, 4(2):22–40.
- Priestley, M., Evison, R., and Carr, A. (1978). Seismic response of structures free to rock on their foundations. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 11(3):141–150.
- Priestley, M. N., Sritharan, S., Conley, J. R., and Pampanin, S. (1999). Preliminary results and conclusions from the press five-story precast concrete test building. *PCI journal*, 44(6):42–67.

- Roh, H. and Reinhorn, A. M. (2009). Analytical modeling of rocking elements. *Engineering Structures*, 31(5):1179–1189.
- Spanos, P. D. and Koh, A.-S. (1984). Rocking of rigid blocks due to harmonic shaking. *Journal of Engineering Mechanics*, 110(11):1627–1642.
- Spieth, H., Carr, A., Murahidy, A., Arnolds, D., Davies, M., and Mander, J. (2004). Modelling of post-tensioned precast reinforced concrete frame structures with rocking beam-column connections. In *2004 NZSEE Conference*.
- Tavera, H. and Buforn, E. (1998). Sismicidad y sismotectónica de Perú.
- Thomaidis, I. M., Kappos, A. J., and Camara, A. (2020). Dynamics and seismic performance of rocking bridges accounting for the abutment-backfill contribution. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 49(12):1161–1179.
- Tobita, T. and Sawada, S. (2006). Rotation response of a rigid body under seismic excitation. *Journal of Engineering Mechanics*, 132(4):375–384.
- Vassiliou, M. F., Mackie, K. R., and Stojadinović, B. (2014). Dynamic response analysis of solitary flexible rocking bodies: modeling and behavior under pulse-like ground excitation. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 43(10):1463–1481.
- Vassiliou, M. F., Mackie, K. R., and Stojadinović, B. (2017). A finite element model for seismic response analysis of deformable rocking frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(3):447–466.
- Vassiliou, M. F. and Makris, N. (2012). Analysis of the rocking response of rigid blocks standing free on a seismically isolated base. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(2):177–196.
- Yim, C.-S., Chopra, A. K., and Penzien, J. (1980). Rocking response of rigid blocks to earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 8(6):565–587.
- Zhang, J. and Makris, N. (2001). Rocking response of free-standing blocks under cycloidal pulses. *Journal of Engineering Mechanics*, 127(5):473–483.
- Zhang, J., Xie, Y., and Wu, G. (2019). Seismic responses of bridges with rocking column-foundation: A dimensionless regression analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 48(1):152–170.