

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA

Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales

Tesis Doctoral



**Impacto de Grupos de Barcazas  
contra Pilas de Puentes**

Autor: Ing. Francisco José Luperi

Director: Dr. Federico Pinto

Octubre de 2014



En memoria a mi padre, quien siempre me incentivó a relacionarme con la Universidad y su pasión por la técnica influyó en mi elección por la ingeniería



# Agradecimientos

Quisiera expresar mi agradecimiento al Dr. Federico Pinto, de quien aprendí muchos de los conocimientos que se utilizaron en este trabajo y respaldó activamente la tarea de investigación y docencia.

Agradezco a la comisión asesora, formada el director de la tesis, por el Dr. Carlos A. Prato y el Dr. José Inaudi, quienes aportaron en la discusión de los temas relacionados y a los docentes del doctorado en ciencias de la ingeniería.

Agradezco a mis compañeros de doctorado, Mauro Maza, Diego Turello, Luis Soria y Andrés Cimino, con quienes compartimos muchas horas de oficina, almuerzos y actividades extracurriculares, también al resto de docentes del departamento de estructuras, entre ellos a Carlos Estrada, Leonardo Cocco, Marcelo Ceballos y Walter Castelló.

La realización de esta tesis fue posible gracias al apoyo económico del programa de becas internas del Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas y a la Secretaría de Ciencia y Tecnología de la Universidad Nacional de Córdoba.

A su vez se agradece a la colaboración de la empresa Ultrapetrol S.A, la cual accedió a compartir los planos y especificaciones de las barcazas tipo Paraná que fabrica en Argentina y a la división de puentes de Vialidad Nacional por el respaldo para conseguir dicha información.

Finalmente quiero agradecer especialmente a mi esposa Virginia Zamora y a mi hija Verena, que iluminan mi vida, la realización de este trabajo implicó muchas horas que no compartimos.



# Resumen

El impacto de embarcaciones contra puentes es un riesgo inherente a la existencia de puentes sobre vías navegables. La evaluación y manejo de este riesgo requiere de herramientas que permitan estimar, de manera confiable, las demandas generadas por diferentes hipótesis de impacto. Actualmente no existen normativas relacionadas con esta problemática a nivel nacional, y las normativas extranjeras existentes poseen importantes limitaciones. Estudios más recientes han propuesto técnicas que permiten realizar estimaciones más detalladas. Sin embargo, la tipología de puentes analizada difiere con la tipología regional de puentes sobre vías navegables, en particular de los grandes puentes sobre el Río Paraná.

En esta tesis se presenta un análisis crítico de los métodos de análisis disponibles actualmente, evaluándolos en relación a la aplicación en el ámbito regional. Adicionalmente, se caracteriza el comportamiento estructural de barcazas de fabricación local, que no fueron analizadas previamente, mediante modelos detallados de elementos finitos. Mediante estos modelos se obtuvieron relaciones carga-deformación para diferentes situaciones de impacto, que pueden ser utilizadas en métodos aplicables a nivel de diseño. A su vez, se propone un modelo numérico que permite el análisis de impactos de grupos de barcazas, y captura los principales fenómenos que están involucrados, tales como: la interacción de las barcazas con la geometría de la estructura impactada; la interacción de las barcazas que componen el grupo entre si mismas y la respuesta dinámica del puente o defensa impactada. Mediante este modelo se realiza un estudio paramétrico que permite estimar la influencia de las columnas de barcazas que no impactan directamente con

la pila. A su vez, se proponen métodos simplificados, aplicables a nivel de diseño, y se evalúa su desempeño respecto a métodos más rigurosos. Finalmente, se muestran casos de aplicación para el impacto contra puentes y contra defensas independientes. En los casos de impactos contra puentes, se realiza un estudio de sensibilidad de acuerdo a la configuración del grupo de barcazas considerado y en los casos impacto contra defensas independientes, se evalúan los mecanismos involucrados en la disipación de energía.

Tesis dirigida por: Dr. Federico Pinto

# Abstract

The collision of barge flotillas against bridge piers is a design scenario that often controls the design of bridges that span navigable waterways. Current design approaches vary significantly on their assumptions, and mostly rely on design code guidelines, which have several shortcomings. Recent research carried out at University of Florida and University of Kentucky has proposed improved collision analysis techniques. However, local application of these advanced methods is restricted, mainly due to the fact that the structural configuration of both bridges and barges considered in those studies generally differ from local conditions.

In this thesis, available design analysis techniques are studied in order to assess their applicability under the structural configuration of major regional bridges. Additionally, high resolution finite element models of Paraná type barges were developed and different impact simulations were conducted. Based on the results obtained, extended barge crushing relations are defined according to pier geometry, which are applicable to high energy collisions. A multi degree of freedom, bi-dimensional model is proposed, which is able to account for interaction between barges, nonlinear barge bow behavior, and dynamic structural response. The performance of this simplified method is shown to be in accordance with more detailed finite element models of barge flotillas in head-on and oblique impacts. By means of this simplified model, a parametric study was performed and regression equations are derived in order to assess the influence of adjacent barge columns on head-on impacts of multi column barge flotillas. Additionally, simplified methods applicable for preliminary design are proposed and evaluated by means of a

X

comparison with more rigorous analysis methods. Finally, several case studies of collision design for bridges and flexible protection systems are presented, where the influence of barge flotilla configuration and energy dissipation mechanisms are studied.

Thesis supervisor: Dr. Federico Pinto

# Zusammenfassung

Der Anprall von Schiffen auf Brücken ist ein inhärentes Risiko der Existenz von Brückenbauten über Wasserstraßen. Die Evaluation und die Handhabung dieser Gefährdung benötigen Werkzeuge, die eine verlässliche Ermittlung der Anforderungen verschiedener Stoßszenarien ermöglichen. Gegenwärtig gibt es in Argentinien auf nationaler Ebene keine Normen bzgl. dieser Problematik, und die existierenden ausländischen Normen weisen bedeutende Defizite auf. Aktuellere Studien schlagen neue Techniken vor, die genauere Untersuchungen ermöglichen. Allerdings weicht die Typologie der berücksichtigten Brücken von der Typologie der regionalen Brückenbauten ab, insbesondere von den großen Brücken über dem Paraná-Fluss.

In dieser Arbeit wird eine kritische Analyse der aktuell zur Verfügung stehenden Ermittlungsmethoden und deren Anwendbarkeit auf die regionalen Gegebenheiten durchgeführt. Dafür wird das Verhalten der Struktur lokal produzierter Barkassen (Flussschiffe ohne eigenen Antrieb), die in der Vergangenheit noch nicht untersucht worden sind, mithilfe von detaillierten Finite-Elemente-Modellen charakterisiert. Durch diese Modelle wurde das Verhältnis Last-Verformung in verschiedenen Anprallsituationen ermittelt; dies könnte auf Designebene Verwendung finden. Außerdem wird ein numerisches Modell vorgeschlagen, mit dem sich die Stoßkraft von Gruppen von miteinander verbundenen Barkassen auf Brücken analysieren lässt, und das die unterschiedlichen einwirkenden Phänomene miteinbezieht, wie die Interaktion der Schiffe mit der Geometrie der vom Anprall betroffenen Struktur, die Interaktion der Schiffe einer Schiffsgruppe untereinander und das dynamische Verhalten der Brücke oder des Schutzbauwerkes.

Mit diesem Modell wird eine parametrische Studie gemacht, die ermöglicht, die Einwirkung der angehängten Schiffe, die nicht unmittelbar gegen den Brückenpfeiler aufprallen, einzuschätzen. Ferner werden vereinfachte Methodenvorgeschlagen, die im Bereich Design verwendet werden können, und sie anderen strengeren Methoden gegenübergestellt. Schließlich werden Anwendungsbeispiele für Anprall gegen Brücken und unabhängigen Schutzbauwerke gezeigt. In den Fällen von Anprall gegen Brücken wird eine Untersuchung der Empfindlichkeit in Bezug auf die Beschaffenheit der Schiffsgruppe gemacht, in den Fällen von Anprall gegen Schutzbauwerke werden die Mechanismen des Energieverlustes unter die Lupe genommen.

Thesis Leiter: Dr. Federico Pinto



Libro: 00001 Acta: 02682 Hoja 01/01  
 LLAMADO: 1 17/10/2014  
 CATEDRA - MESA:

DI002 TESIS DOCTORADO EN CIENCIAS DE LA INGENIERIA

NUMERO	APELLIDO Y NOMBRE	DOCUMENTO	INGRESO	COND.	NOTA	FIRMA
29715985	LUPERI, FRANCISCO JOSÉ	DNI: 29715985	2009	T	<b>APROBADO</b>	

SONZOGNI, Victorio - AMBROSINI, Daniel - INAUDI, José - GIUSTI, Sebastián - CEBALLOS, Marcelo Alejandro -

Observaciones:

Córdoba, 17, 10, 2014.

Certifico que la/s firma/s que ha/n sido puesta/s en la presente Acta pertenece/n a:

José A. Inaudi

1	0	1	0	1
Inscriptos	Ausentes	Examinados	Reprobados	Aprobados
26/09/2014	08:41:37		(0-3)	(4-10)



# Índice general

<b>1. Introducción</b>	<b>1</b>
1.1. Motivación . . . . .	1
1.2. Importancia . . . . .	2
1.3. Casos de Colisión . . . . .	5
1.4. Estrategias de mitigación . . . . .	9
1.5. Objetivos . . . . .	10
1.6. Contenido . . . . .	11
<b>2. Revisión de literatura</b>	<b>13</b>
2.1. Estudio de colisiones y modelos simples . . . . .	13
2.2. Ensayos experimentales . . . . .	14
2.2.1. Ensayos sobre proas de barcos . . . . .	14
2.2.2. Ensayos sobre proas de barcazas . . . . .	15
2.2.3. Ensayos de grupos de barcazas . . . . .	17
2.2.4. Ensayos de impacto de barcaza contra puente . . . . .	17
2.3. Métodos de diseño existentes . . . . .	19
2.3.1. Recomendaciones de AASHTO . . . . .	19
2.3.2. Norma Europea . . . . .	22
2.3.3. Modelos propuestos por Whitney y Harik . . . . .	27
2.3.4. Métodos propuestos por Consolazio y colaboradores . . . . .	29
2.3.4.1. Curvas carga deformación de barcazas . . . . .	30

2.3.4.2.	Análisis de impacto de embarcaciones acoplado . . . . .	35
2.3.4.3.	Método de historia de carga . . . . .	37
2.3.4.4.	Método de superposición modal espectral . . . . .	39
2.3.4.5.	Método estático equivalente . . . . .	46
2.3.4.6.	Enfoque probabilístico de diseño . . . . .	47
2.3.5.	Métodos propuestos por Harik y colaboradores . . . . .	50
2.3.5.1.	Curvas carga deformación de la proa de barcazas . . . . .	50
2.3.5.2.	Estudios de impacto de grupos de barcazas mediante elementos finitos y regresiones . . . . .	52
2.3.5.3.	Influencia de flexibilidad de la pila . . . . .	54
2.3.5.4.	Modelo de múltiples grados de libertad . . . . .	55
2.3.6.	Desarrollos previos . . . . .	61
2.4.	Análisis crítico . . . . .	67
2.4.1.	Características de los puentes regionales sobre ríos navegables . . . . .	67
2.4.2.	Estado de la práctica . . . . .	72
2.4.3.	Estado del arte . . . . .	74
2.4.4.	Limitaciones de métodos existentes . . . . .	78
<b>3.</b>	<b>Comportamiento estructural de barcazas regionales</b>	<b>81</b>
3.1.	Características de barcazas analizadas . . . . .	81
3.2.	Modelo de elementos finitos . . . . .	83
3.3.	Curvas carga deformación . . . . .	90
3.4.	Linealización por tramos . . . . .	100
<b>4.</b>	<b>Análisis de comportamiento de grupos de barcazas</b>	<b>103</b>
4.1.	Modelo para impactos de grupos de barcazas . . . . .	103
4.1.1.	Algoritmo de contacto . . . . .	104
4.1.2.	Modelo de eslingas . . . . .	105
4.1.3.	Relaciones carga deformación de barcazas . . . . .	106
4.1.4.	Respuesta dinámica de la estructura impactada . . . . .	107

4.1.5. Implementación . . . . .	108
4.1.6. Validación respecto al modelo original . . . . .	109
4.2. Influencia de columnas laterales . . . . .	110
4.2.1. Estudio paramétrico . . . . .	111
4.2.2. Procedimiento simplificado . . . . .	113
4.3. Validación mediante modelo de elementos finitos . . . . .	119
4.3.1. Impacto simétrico de un grupo de varias columnas barcazas . . . . .	120
4.3.2. Impacto oblicuo de grupos de barcazas . . . . .	127
<b>5. Métodos simplificados para diseño</b>	<b>131</b>
5.1. Modelo acoplado mediante fuerza de contacto . . . . .	131
5.2. Método de historia de carga aplicada . . . . .	135
<b>6. Ejemplos de aplicación</b>	<b>141</b>
6.1. Impactos contra puentes . . . . .	141
6.1.1. Modelo de puente . . . . .	141
6.1.2. Resultados de métodos propuestos para el diseño . . . . .	147
6.1.3. Hipótesis de diseño para puente . . . . .	150
6.2. Impactos contra defensas de puentes . . . . .	160
6.2.1. Demandas de diseño . . . . .	163
6.2.2. Defensa Secundaria . . . . .	165
6.2.3. Defensa intermedia . . . . .	167
6.2.4. Defensa principal . . . . .	171
6.2.5. Absorción energía en defensas . . . . .	175
<b>7. Conclusiones y recomendaciones</b>	<b>177</b>
7.1. Conclusiones . . . . .	177
7.2. Futuras líneas de investigación . . . . .	181
7.3. Acciones a desarrollar . . . . .	183

<b>A. Anexo</b>	<b>185</b>
A.1. Tablas de linealización de relaciones carga deformación . . . . .	185
A.1.1. Barcazas tolva tipo Paraná . . . . .	185
A.1.1.1. Impactos centrados de barcazas tolva tipo Paraná . . . . .	185
A.1.1.2. Impactos en esquina de barcazas tolva tipo Paraná . . . . .	186
A.1.1.3. Impactos oblicuos contra muros de barcazas tolva tipo Paraná . . . . .	187
A.1.2. Barcazas tanque tipo Paraná . . . . .	187
A.1.2.1. Impactos centrados de barcazas tanque tipo Paraná . . . . .	187
A.1.2.2. Impactos en esquina de barcazas tanque tipo Paraná . . . . .	188
A.1.2.3. Impactos oblicuos contra muros de barcazas tanque tipo Paraná . . . . .	189
A.2. Tablas de influencia de columnas laterales . . . . .	190
A.2.1. Parámetros para impacto de barcazas tipo Jumbo Hopper . . . . .	190
A.2.2. Parámetros para impacto de barcazas tipo Oversize Tanker . . . . .	191
A.2.3. Parámetros para impacto de barcazas tolva tipo Paraná . . . . .	192
A.2.3.1. Impactos de barcazas tolva contra pila cilíndrica . . . . .	192
A.2.3.2. Impactos de barcazas tolva contra pila rectangular . . . . .	193
A.2.4. Parámetros para impacto de barcazas tanque tipo Paraná . . . . .	194
A.2.4.1. Impactos de barcazas tanque contra pila cilíndrica . . . . .	194
A.2.4.2. Impactos de barcazas tanque contra pila rectangular . . . . .	195

# Índice de figuras

1.1. Puente Sunshine Skyway luego de ser embestido por el carguero Summit Venture (1980) . . . . .	6
1.2. Tren descarrilado en Puente Big Bayou Canot luego de ser embestido por un grupo de barcazas (1993) . . . . .	6
1.3. Puente Queen Isabella luego de ser embestido por un grupo de barcazas (2001) . . . . .	7
1.4. Puente de la carretera I-40, Oklahoma luego de ser embestido por un grupo de barcazas. (2002) . . . . .	8
1.5. Barco Gran Esmeralda varado en el margen del Río Paraná de las Palmas a 2000 metros del Puente Zárate Brazo Largo luego de perder el control (2010) . . . . .	9
2.1. Ensayos experimentales de barcos a escala (Woisin, 1979) . . . . .	15
2.2. Ensayos de carga en barcazas realizados por Meier-Dörnberg (1983) . . . .	16
2.3. Grupo de barcazas para ensayo contra muro de exclusiva realizado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EEUU (Arroyo y Ebeling, 2005) . . . .	17
2.4. Ensayo de impacto de barcazas a escala real realizado por la Universidad de Florida y el Departamento de Transporte de Florida (Consolazio et al., 2008) . . . . .	19
2.5. Perfil de velocidad de diseño (AASHTO, 2008) . . . . .	20
2.6. Dimensiones de Barcazas Jumbo Hopper y Oversize Tanquer . . . . .	21

2.7. Fuerza de impacto en función de la Energía cinética (AASHTO, 2008) . . .	22
2.8. Fracción de energía para el cálculo de carga lateral en función del ángulo de trayectoria de embarcación (Eurocode, 1991) . . . . .	23
2.9. Historia de carga (Eurocode, 1991) . . . . .	24
2.10. Coeficiente de reducción de carga en base al retiro (Eurocode, 1991). . . .	26
2.11. Historia de carga impacto de alta energía (128 MJ), norma Eurocode y método AASHTO . . . . .	27
2.12. Fuerza estática de diseño en función de la energía cinética inicial. Norma Eurocode y método AASHTO . . . . .	27
2.13. Esquema de modelo de Whitney y Harik (1997). . . . .	28
2.14. Modelo de elementos de un grupo de barcazas de Whitney y Harik (1997). .	29
2.15. Carga de diseño norma AASHTO e historia de carga calculada mediante modelo de Whitney y Harik (1997). . . . .	30
2.16. Relación carga deformación de proa de barcaza tipo Jumbo Hopper para pilas de diferentes dimensiones (Consolazio et al., 2008). . . . .	32
2.17. Relación carga deformación de proa de barcaza tipo Jumbo Hopper para impacto perpendicular (Consolazio et al., 2008) . . . . .	33
2.18. Relación carga deformación de proa de barcaza tipo Jumbo Hopper para impacto oblicuo (Consolazio et al., 2008) . . . . .	34
2.19. Relaciones carga deformación de proa de barcaza tipo Jumbo Hopper para pila plano y cilíndrica . . . . .	34
2.20. Modelo del método de análisis acoplado (Consolazio et al., 2008) . . . . .	35
2.21. Comparación de resultados del método de análisis acoplado y datos me- didos en ensayo de impacto a escala real (Consolazio et al., 2008) . . . .	36
2.22. Modelo de Barcaza-Pila-Suelo, Método directo de historia de carga (Con- solazio et al., 2008) . . . . .	37
2.23. Procedimiento de cálculo de historia de carga mediante metodo directo de historia de carga (Consolazio et al., 2008) . . . . .	39

2.24. Comparación de historias de carga de método acoplado y método directo de historia de carga (Consolazio et al., 2008) . . . . .	40
2.25. Factor de amplificación dinámico y espectro de diseño (Consolazio et al., 2008). . . . .	42
2.26. Evolución de amplificación dinámica de acuerdo a la energía de impacto (Consolazio et al., 2008). . . . .	42
2.27. Espectro de diseño genérico. Método modal espectral (Consolazio et al., 2008). . . . .	43
2.28. Método estático equivalente (Consolazio et al., 2010b). . . . .	47
2.29. Expresión empírica de probabilidad de colapso (Cowiconsult, Inc., 1981)..	49
2.30. Probabilidad de colapso propuesta por (Consolazio et al., 2010a). . . . .	50
2.31. Curva carga deformación para impacto contra pila plana rígida de barcaza tipo Jumbo Hopper Harik et al. (2008a) . . . . .	51
2.32. Resistencia de proa promedio Harik y Meier-Dörnberg . . . . .	52
2.33. Historias de carga de impacto de columnas de 1 a 5 barcazas, contra pila plana rígida de 1,1 m de ancho a 2,1 m/s (Harik et al., 2008a) . . . . .	53
2.34. Fuerza estática equivalente de AASHTO y fuerza promedio de impacto para pila plana de a) 1,1 m b) 5,3 m y c) 9,6 m de ancho (Harik et al., 2008a) . . . . .	57
2.35. Modelo simple para estudio de influencia de flexibilidad de pila (Harik et al., 2008a) . . . . .	58
2.36. Distribución de energía elástica de deformación del modelo de impacto simple (Harik et al., 2008a) . . . . .	58
2.37. Distribución de energía elástica del modelo de impacto simple para rango de parámetros de la tipología regional de puentes . . . . .	58
2.38. Modelo para impactos de grupos de barcazas. (Harik et al., 2008b) . . . .	59
2.39. Modelo simplificado de pila en modelo MGL. (Harik et al., 2008b) . . . .	59
2.40. Cables de acero utilizados para amarrar grupos de barcazas . . . . .	59

2.41. Relaciones carga-deformación del modelo unidimensional para impacto de grupos de barcazas (Harik et al., 2008b) . . . . .	60
2.42. Modelo de Barcaza-Pila-Suelo, Modificación método de historia de carga .	61
2.43. Influencia de masa de estructura en historia de carga, caso de baja energía (Luperi, 2011) . . . . .	66
2.44. Influencia de masa de estructura en historia de carga, caso de energía media (Luperi, 2011) . . . . .	67
2.45. Influencia de masa de estructura en historia de carga, caso de energía elevada (Luperi, 2011) . . . . .	67
2.46. Puente Internacional San Roque González de Santa Cruz, entre Posadas y Encarnación. Construcción, 1990. . . . .	68
2.47. Puente General Manuel Belgrano, entre Resistencia y Corrientes. Construcción, 1973. . . . .	68
2.48. Puente Nuestra Señora del Rosario, entre Rosario y Victoria. Construcción, 2003. . . . .	69
2.49. Complejo Ferroviario Zárate - Brazo Largo. Puentes gemelos sobre el Río Paraná de las Palmas y el Paraná Guazú. Construcción, 1977. . . . .	69
2.50. Puente internacional General Artigas, entre Colón y Paysandú. Construcción, 1975. . . . .	70
2.51. Puente internacional Libertador General San Martín, entre Gualeguaychú y Fray Bentos. Construcción, 1976. . . . .	70
2.52. Tipología de puente generalmente considerada en la literatura internacional	71
2.53. Esfuerzos calculados mediante análisis estático y dinámico . . . . .	73
3.1. Geometría de modelo de barcazas tipo Paraná . . . . .	83
3.2. Diagrama tensión deformación de acero ASTM A36 . . . . .	85
3.3. Configuración de impactos en esquina . . . . .	85

3.4. Influencia de velocidad en la relación carga deformación en impacto de barcaza tolva contra pila cilíndrica de 6 m de diámetro mediante modelo parcial . . . . .	87
3.5. Modelo de elementos finitos de proa de barcaza tolva . . . . .	87
3.6. Modelo de elementos finitos de barcaza tolva completa . . . . .	88
3.7. Comparación de resultados de modelo de proa y modelo completo de barcazas . . . . .	89
3.8. Deformación localizada cerca del límite del dominio simulado en modelo parcial de barcaza Tolva . . . . .	90
3.9. Deformación en impacto oblicuo en modelo completo de barcaza Tolva . .	90
3.10. Relación entre refuerzos internos y dimensión de pila . . . . .	92
3.11. Configuración deformada correspondiente a carga pico inicial . . . . .	92
3.12. Configuración deformada correspondiente a carga decreciente . . . . .	93
3.13. Configuración deformada correspondiente a carga máxima . . . . .	93
3.14. Curva carga deformación extendida de barcaza tolva para impacto centrado contra pila cilíndrica de 10 m . . . . .	94
3.15. Curvas carga deformación de barcaza tolva para impacto centrado contra pilas cilíndricas . . . . .	94
3.16. Curvas carga deformación de barcaza tolva para impacto centrado contra pilas rectangulares . . . . .	95
3.17. Curvas carga deformación de barcaza tanque para impacto centrado contra pilas cilíndricas . . . . .	95
3.18. Curvas carga deformación de barcaza tanque para impacto centrado contra pilas rectangulares . . . . .	96
3.19. Curvas carga deformación de barcaza tolva para impacto en esquina contra pilas cilíndricas . . . . .	96
3.20. Curvas carga deformación de barcaza tolva para impacto en esquina contra pilas rectangulares . . . . .	97

3.21. Curvas carga deformación de barcaza tanque para impacto en esquina contra pilas cilíndricas . . . . .	97
3.22. Curvas carga deformación de barcaza tanque para impacto en esquina contra pilas rectangulares . . . . .	98
3.23. Curvas carga deformación de barcaza tolva para impacto oblicuo contra muros planos . . . . .	98
3.24. Curvas carga deformación de barcaza tanque para impacto oblicuo contra muros planos . . . . .	99
3.25. Linealización de curva carga deformación barcazas tipo Paraná para im- pacto centrado . . . . .	101
4.1. Algoritmo de contacto . . . . .	105
4.2. Cálculo de fuerza de interacción . . . . .	105
4.3. Relaciones carga deformación a asignar en modelo propuesto . . . . .	107
4.4. Método propuesto y Harik et al. (2008a) . . . . .	110
4.5. Casos contemplados en estudio paramétrico . . . . .	112
4.6. Índice de separación para grupos de 3 columnas de barcazas tipo Jumbo Hopper con configuración media de eslingas . . . . .	116
4.7. Índice de separación para grupos de 3 columnas de barcazas tanque ti- po Paraná con configuración media de eslingas impactando contra pila rectangular . . . . .	116
4.8. Coeficiente de influencia de columnas laterales para grupos de 3 columnas de barcazas tipo Jumbo Hopper con configuración media de eslingas . . . . .	117
4.9. Coeficiente de influencia de columnas laterales para grupos de 3 colum- nas de barcazas tanque tipo Paraná con configuración media de eslingas impactando contra pilas rectangulares . . . . .	118
4.10. Esquema de procedimiento simplificado para estimar la influencia de co- lumnas laterales . . . . .	119
4.11. Configuración final en impacto simétrico de un grupo de barcazas - Caso a	121

4.12. Influencia de fricción en relación carga-deformación de barcaza tolva tipo Paraná en impacto centrado contra pila cilíndrica de 2 m de diámetro . . .	122
4.13. Historia de carga para el impacto simétrico de un grupo de barcasas - Caso a . . . . .	122
4.14. Evolución de energía en impacto simétrico de un grupo de barcasas - Caso a	123
4.15. Configuración final en impacto simétrico de un grupo de barcasas - Caso b	125
4.16. Fuerza de eslinga diagonal - Caso b . . . . .	125
4.17. Historia de carga para el impacto simétrico de un grupo de barcasas - Caso b . . . . .	125
4.18. Evolución de energía en impacto simétrico de un grupo de barcasas - Caso b	126
4.19. Configuración final en impacto oblicuo contra un muro rígido . . . . .	128
4.20. Historia de carga en impacto oblicuo contra un muro rígido . . . . .	128
4.21. Evolución de energía en impacto oblicuo contra un muro rígido . . . . .	129
5.1. Modelo de barcaza para análisis mediante programa (SAP2000, 1995) . . .	133
5.2. Configuración final para el impacto de una fila de 3 barcasas . . . . .	134
5.3. Historia de carga para el impacto de una fila de 3 barcasas . . . . .	134
5.4. Ajuste de relación deformación - energía para barcaza Tolva Paraná contra impacto de pila rectangular . . . . .	136
5.5. Historia de carga para impacto de gran energía . . . . .	139
5.6. Historia de carga calculada mediante métodos simplificados para impacto de gran energía . . . . .	140
6.1. Vista lateral de alternativa de hormigón puente entre Reconquista y Goya	142
6.2. Vista frontal de pila principal de puente entre Reconquista y Goya . . . .	142
6.3. Vista en planta de cabezal de pila principal de puente entre Reconquista y Goya . . . . .	142
6.4. Esquema del método p-y para análisis de cargas laterales en pilotes . . . .	144
6.5. Esquema de curvas p-y de Reese et al. . . . .	145
6.6. Esquema de modelo del puente Reconquista Goya . . . . .	146

6.7. Modos de vibración lateral del puente Reconquista Goya . . . . .	147
6.8. Función respuesta a impulso unitario de puente Reconquista Goya . . . .	147
6.9. Historia de carga de fila de 4 barcazas tanque contra cabezal de puente Reconquista Goya . . . . .	148
6.10. Historia de desplazamiento de cabezal . . . . .	149
6.11. Transformadas de Fourier de historias de carga y función de transferencia de la estructura . . . . .	149
6.12. Configuración luego del impacto de grupo de 2 filas de 4 barcazas . . . .	152
6.13. Historia de carga del impacto de grupo de 2 filas de 4 barcazas . . . . .	152
6.14. Configuración luego del impacto de grupo de 3 filas de 4 barcazas . . . .	153
6.15. Historia de carga del impacto de grupo de 3 filas de 4 barcazas . . . . .	153
6.16. Configuración luego del impacto de grupo de 3 filas de 5 barcazas . . . .	154
6.17. Historia de carga del impacto de grupo de 3 filas de 5 barcazas . . . . .	154
6.18. Configuración luego del impacto de grupo de 4 filas de 4 barcazas . . . .	155
6.19. Historia de carga del impacto de grupo de 4 filas de 4 barcazas . . . . .	155
6.20. Configuración luego del impacto de grupo de 4 filas de 5 barcazas . . . .	156
6.21. Historia de carga del impacto de grupo de 4 filas de 5 barcazas . . . . .	156
6.22. Configuración luego del impacto de grupo de 5 filas de 4 barcazas . . . .	157
6.23. Historia de carga del impacto de grupo de 5 filas de 4 barcazas . . . . .	157
6.24. Configuración luego del impacto de grupo de 5 filas de 5 barcazas . . . .	158
6.25. Historia de carga del impacto de grupo de 5 filas de 5 barcazas . . . . .	158
6.26. Configuración luego del impacto de grupo de 6 filas de 6 barcazas . . . .	159
6.27. Historia de carga del impacto de grupo de 6 filas de 6 barcazas . . . . .	159
6.28. Cabezales de defensas Puente General Belgrano . . . . .	162
6.29. Comportamiento de materiales de defensas . . . . .	162
6.30. Ensayo de penetración estandar en Puente General Belgrano . . . . .	163
6.31. Comportamiento lateral de pilote de defensas de Puente General Belgrano	163
6.32. Diagrama de momento en pilote de defensas de Puente General Belgrano	164
6.33. Historia de carga para defensa secundaria de Puente General Belgrano . .	166

6.34. Evolución de energía para defensa secundaria de Puente General Belgrano	167
6.35. Relación entre fuerza de fluencia para impactos oblicuos y perpendiculares (Consolazio et al., 2008)	169
6.36. Configuración final del grupo de barcazas para defensa intermedia de Puente General Belgrano	169
6.37. Evolución de energía para defensa intermedia de Puente General Belgrano	169
6.38. Historia de carga para defensa intermedia de Puente General Belgrano	170
6.39. Configuración final para defensa principal de Puente General Belgrano	173
6.40. Evolución de energía para defensa principal de Puente General Belgrano	173
6.41. Historia de carga para defensa principal de Puente General Belgrano	174



# Índice de tablas

2.1. Cargas dinámicas para impacto de embarcaciones según el tipo de vía navegable (Eurocode, 1991) . . . . .	26
2.2. Casos de validación del método directo de historia de carga respecto al método acoplado (Consolazio et al., 2008) . . . . .	38
2.3. Comparación de esfuerzos generados, método acoplado y método modal espectral. Con espectros de diseño específicos Consolazio et al. (2008) . .	45
2.4. Características de los métodos de análisis existentes . . . . .	78
4.1. Propiedades de eslingas . . . . .	106
4.2. Propiedades estimadas para caso de validación de modelo MGL . . . . .	109
4.3. Valores considerados en estudio paramétrico para barcazas tipo Jumbo Hopper . . . . .	112
4.4. Configuración de eslingas utilizada en estudio paramétrico . . . . .	113
4.5. Masa de barcazas considerada para el estudio paramétrico . . . . .	113
4.6. Coeficiente de influencia para casos donde no se produce la separación de las columnas laterales . . . . .	114
5.1. Coeficientes para regresión de valores de fuerza y rigidez inicial de barcazas tipo Paraná para impacto centrado . . . . .	137
5.2. Coeficientes para regresión de valores de fuerza y rigidez inicial de barcazas tipo Paraná para impacto en esquina . . . . .	137

6.1. Configuración de grupos de barcazas y desplazamientos máximos de cabeza	151
6.2. Cantidad de pilotos de defensas . . . . .	165
A.1. Parámetros del del índice de separación. . . . .	190
A.2. Parametros del coeficiente de influencia. . . . .	191
A.3. Parámetros del del índice de separación. . . . .	191
A.4. Parametros del coeficiente de influencia. . . . .	192
A.5. Parámetros del del índice de separación. . . . .	192
A.6. Parametros del coeficiente de influencia. . . . .	193
A.7. Parámetros del del índice de separación. . . . .	193
A.8. Parametros del coeficiente de influencia. . . . .	194
A.9. Parámetros del del índice de separación. . . . .	194
A.10.Parametros del coeficiente de influencia. . . . .	195
A.11.Parámetros del del índice de separación. . . . .	195
A.12.Parametros del coeficiente de influencia. . . . .	196

# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1. Motivación

El impacto de embarcaciones contra puentes es un riesgo inherente a la existencia de puentes sobre vías navegables. A pesar de que a nivel regional existe riesgo de colisión de embarcaciones contra puentes, la temática no ha sido incluido explícitamente en los reglamentos de cálculo a nivel nacional. A nivel internacional, sin embargo, existen normativas al respecto. Dos de las normativas que más influencia tienen son la elaborada por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2008) y la elaborada por el Deutsche Institut für Normung (Eurocode, 1991). Estas normativas poseen ciertas inconsistencias entre sí y no consideran algunas cuestiones importantes que tienen influencia en las solicitaciones generadas en los puentes debido al impacto de embarcaciones. A su vez, existen ciertas limitaciones en cuanto a la aplicación de estas normas a nivel regional.

A pesar de que se ha realizado recientemente un gran esfuerzo de investigación sobre el impacto de barcos contra estructuras de puentes, el estudio del impacto de grupos de barcas es relativamente nuevo. Trabajos recientes realizados en la Universidad de Florida (EEUU) por Consolazio et al. (2008) y en la Universidad de Kentucky por Harik et al. (2008a), han avanzado considerablemente las metodologías de diseño. Sin embargo, persisten ciertos aspectos que deben ser estudiados con más profundidad.

Una limitación consiste en que la tipología de puentes para la cual se han desarrollado los métodos de análisis, generalmente difiere de la tipología de puentes sobre vías navegables existente en nuestro medio.

Otra limitación consiste en que las barcazas que se fabrican en nuestro país difieren en cuanto a dimensiones y estructura interna respecto a la tipología de barcazas utilizadas en el análisis realizado a nivel internacional.

A su vez la deformación máxima para la cual se dispone de información sobre el comportamiento carga deformación de las proas de barcazas, es menor a la necesaria para el análisis de casos de gran energía cinética, tales como los que pueden ocurrir en nuestro medio (Pinto et al., 2008).

Adicionalmente, existe incertidumbre en las normas actuales y los métodos propuestos respecto al comportamiento del grupo de barcazas y su relación con la energía efectivamente entregada a la estructura impactada.

Otra limitación consiste en que los estudios paramétricos realizados se limitan a velocidades de navegación (Harik et al., 2008a) sensiblemente inferiores a las correspondientes a los grupos de barcazas que navegan en la región (Pinto et al., 2008), por lo que no son aplicables directamente.

En base a lo mencionado resulta de gran interés desarrollar herramientas de análisis para el impacto de embarcaciones adaptadas a las condiciones de aplicación local tanto para la verificación y protección de las estructuras existentes como para el diseño de estructuras futuras.

## 1.2. Importancia

La colisión de embarcaciones produce cargas laterales considerables en la estructura impactada, ocasionando en la mayoría de los impactos contra puentes la rotura de la pila impactada y el descalce del tablero del puente (Consolazio et al., 2008) . Las consecuencias en términos económicos y sociales pueden ser muy importantes. Los motivos por los cuales una embarcación puede desviarse su curso e impactar contra la pila de

un puente son variados, entre los cuales se incluyen: condiciones de navegación adversas, desperfectos mecánicos, geometrías del canal complicadas, embarcaciones en deriva o distracciones de la tripulación. La literatura internacional indica que ocurre en promedio una colisión por año con consecuencias serias a nivel mundial (Larsen, 1993).

A nivel regional el transporte fluvial tiene una importancia considerable debido a la gran extensión y potencialidad del sistema de navegación fluvial, constituido por los ríos Paraguay, Paraná, Uruguay y del Plata. Este sistema constituye un elemento decisivo para el desarrollo de los países involucrados, Brasil; Bolivia; Paraguay; Uruguay y Argentina, en un área del orden de los 700.000 km<sup>2</sup> y para una población de más de 25 millones de habitantes (Secretaría de Transporte de la Nación Argentina, 2012). La hidrovía Paraguay - Paraná es uno de los mayores sistemas navegables del planeta, con una extensión navegable aproximada de 3400 kilómetros. El río Uruguay por su parte, posee una extensión navegable aproximada de 800 kilómetros. Si bien en ambos casos la navegación no está actualmente habilitada en toda su extensión debido a falta de obras. En una gran parte de estos ríos el transporte fluvial se realiza mediante grupos de barcasas empujadas por remolcadores debido a que la profundidad limitada no permite la navegación de barcos. Si bien la carga producida por el impacto de barcos contra puentes es mayor a la carga producida por barcasas, el riesgo por impacto de grupos de barcasas afecta a una cantidad mayor de obras de infraestructura. Los barcos pueden acceder desde el océano hasta Santa Fe en el Río Paraná y hasta Concepción del Uruguay en el Río Uruguay.

Existen condiciones favorables para el desarrollo del transporte fluvial respecto a otros tipos de transporte. En promedio, el costo de transporte de granos desde el norte Argentino hasta Rosario mediante camión se estima en u\$s 0,1 por tonelada por kilómetro y en u\$s 0,05 por tonelada por kilómetro mediante ferrocarril, contra u\$s 0,02 por tonelada por kilómetro que cuesta el transporte por medio de barcasas (Camandone, 2012). A su vez, el transporte fluvial posee una capacidad muy importante: actualmente en el Río Paraná circulan grupos de barcasas compuestos por hasta 48 barcasas, que totalmente cargados transportan hasta 120 mil toneladas, lo que equivale a 4600 camiones semi-

rremolque o más de 1200 vagones de tren. Debido a estos factores y en cuenta de las proyecciones del sector, es de esperar que el tráfico de barcazas aumente considerablemente en el futuro cercano.

Los puentes existentes susceptibles a impacto de embarcaciones sobre estos ríos son:

- Puente Internacional San Roque González de Santa Cruz: une las ciudades de Posadas (Misiones, Argentina) y Encarnación (Itapúa, Paraguay).
- Puente General Manuel Belgrano: une las ciudades de Resistencia (Chaco) y Corrientes (Corrientes), ambas en Argentina.
- Puente Nuestra Señora del Rosario: une las ciudades de Rosario (Santa Fe) con Victoria (Entre Ríos), ambas en Argentina.
- Complejo Ferroviario Zárate - Brazo Largo: une las ciudades de Zárate (Buenos Aires) y Brazo Largo (Entre Ríos), ambas en Argentina y consta de dos puentes sobre brazos del Río Paraná:
  - Puente General Bartolomé Mitre, sobre el Río Paraná de las Palmas
  - Puente Justo José de Urquiza, sobre el Río Paraná Guazú
- Puente Internacional General Artigas: une las ciudades de Colón (Entre Ríos, Argentina) y Paysandú (Paysandú, Uruguay).
- Puente Internacional Libertador General San Martín: une las ciudades de Gualeguaychú (Entre Ríos, Argentina) y Fray Bentos (Río Negro, Uruguay)

Actualmente, se ha realizado el proyecto licitatorio para construir un puente para unir las ciudades de Reconquista (Santa Fe) y Goya (Corrientes), y se han realizado estudios preliminares para construir un segundo puente entre Resistencia (Chaco) y Corrientes (Corrientes). A su vez existen propuestas para el mejoramiento de navegabilidad del Río Uruguay aguas arriba de la represa de Salto Grande. Esto implicaría que el puente entre Pasos de los Libres (Corrientes, Argentina) y Uruguayana (Río Grande del Sur, Brasil)

y el puente entre Santo Tomé (Corrientes, Argentina) y São Borja (Río Grande del Sur, Brasil) estarían expuestos a riesgo de impacto.

Es de esperar que en el futuro se proyecten nuevos puentes sobre estos ríos.

### **1.3. Casos de Colisión**

Si bien existe la impresión que el impacto embarcaciones contra pilas de puentes es improbable, la literatura internacional muestra que las colisiones son muy frecuentes. Durante el período entre 1999 y 2011, sólo en los Estados Unidos ocurrieron 88 colisiones entre barcasas y objetos fijos de acuerdo a la guardia costera de ese país, U S Coast Guard (2012). A continuación se mencionan algunos de los incidentes más relevantes en el ámbito internacional y regional.

#### **Puente Sunshine Skyway, 1980**

Quizás el accidente de mayor relevancia internacional sea el colapso del puente Sunshine Skyway en 1980, en el Estado de Florida, EEUU, luego de ser embestido por el barco de ultramar Summit Venture. En la figura 1.1 se muestra el estado del puente luego del impacto. Este incidente provocó el deceso de 35 personas y grandes pérdidas económicas. Debido a este accidente, se formó una comisión que desarrolló las primeras recomendaciones para el diseño de puentes contra impacto de embarcaciones en Estados Unidos.



Figura 1.1: Puente Sunshine Skyway luego de ser embestido por el carguero Summit Venture (1980)

### **Puente Big Bayou Canot, 1993**

Un caso destacado de colisión de barcasas ocurrió en 1993, cuando un grupo de barcasas tomó por equivocación un canal no navegable, e impactó con el puente ferroviario Big Bayou Canot en Alabama, EEUU. El impacto desplazó el puente aproximadamente 1 metro y minutos después, un tren con 220 pasajeros intentó cruzar el puente. En este accidente fallecieron 47 personas y 103 resultaron heridas. En la figura 1.2 se muestra el estado del sitio luego del accidente.



Figura 1.2: Tren descarrilado en Puente Big Bayou Canot luego de ser embestido por un grupo de barcasas (1993)

**Puente Queen Isabella Causeway, 2001**

En septiembre de 2001 un grupo de 4 barcazas con remolcador se desvió debido a fuertes corrientes e impactó con las pilas del puente Queen Isabella Causeway en el estado de Texas, EEUU. En la figura 1.3 se muestra el estado del puente luego del impacto. Debido al mismo colapsó una pila y se descalzaron dos tramos de tablero. En esta colisión se produjo el fallecimiento de ocho personas.

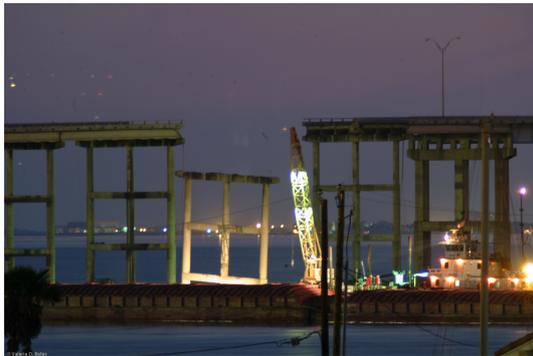


Figura 1.3: Puente Queen Isabella luego de ser embestido por un grupo de barcazas (2001)

**Puente de carretera I-40, 2002**

En el año 2002 dos barcazas descargadas con su remolcador salieron de curso, debido al desmayo de su capitán y colisionaron contra un puente de la carretera I-40 en Oklahoma, EEUU. A pesar que el puente tenía protecciones contra impacto dentro de la zona navegable del canal, el impacto ocurrió fuera de esta zona. Como resultado colapsaron más de 170 metros de tablero enviando 15 vehículos al agua. En la figura 1.4 se muestra el estado del puente luego del impacto. En este accidente fallecieron 14 personas y el tráfico de 20.000 vehículos diarios debió ser desviado por meses.



Figura 1.4: Puente de la carretera I-40, Oklahoma luego de ser embestido por un grupo de barcazas. (2002)

### **Barco Gran Esmeralda, 2010**

En Marzo de 2010 el barco Gran Esmeralda se encontraba navegando río abajo desde San Lorenzo cargado con 47.700 toneladas de cereal, cuando tuvo un desperfecto y perdió el control. A pesar de tirar las dos anclas, el barco siguió su camino sin responder. Afortunadamente, el barco quedó detenido en la margen izquierda del Río Paraná de Las Palmas a una distancia aproximada de 2000 metros del Puente Zárate Brazo Largo. En la figura 1.5 se muestra a la embarcación varada en el margen del Río. Sin bien este incidente no tuvo consecuencias graves, este caso hace notar el riesgo que existe respecto a la colisión de embarcaciones contra puentes en nuestro ámbito.



Figura 1.5: Barco Gran Esmeralda varado en el margen del Río Paraná de las Palmas a 2000 metros del Puente Zárate Brazo Largo luego de perder el control (2010)

Además de estos incidentes han ocurrido en nuestro país numerosos eventos de colisión menores contra puentes que no son registrados individualmente debido a su poca importancia relativa (Pinto et al., 2008).

Las consecuencias económicas y sociales del colapso de cualquiera de los puentes sobre los Ríos navegables en Argentina serían muy importantes. El riesgo asociado al impacto de embarcaciones en puentes sobre los Ríos navegables se podría disminuir con herramientas de análisis adecuadas que permitan diseñar puentes o defensas para los mismos de manera mas segura.

#### 1.4. Estrategias de mitigación

Existen varias alternativas para mitigar el riesgo debido a impacto de embarcaciones en puentes. Una alternativa es ubicar las pilas del puente fuera de la zona de navegación. Si bien de esta manera se evita por completo la posibilidad de impacto, esta alternativa puede ser inviable debido a razones económicas asociadas al aumento de la longitud libre del tablero y mayor carga en las pilas.

Otra opción es diseñar el puente a construir o verificar el puente existente para que en caso de impacto no se produzcan daños permanentes. Esta alternativa consiste en aumentar las capacidades estructurales y geotécnicas para que la energía se disipe com-

pletamente por deformación permanente de la proa de la embarcación.

Otra alternativa es construir islas artificiales o defensas independientes que disipen la energía cinética de las embarcaciones o las desvíen. En este tipo de solución el puente no recibe carga alguna por impacto de embarcaciones. Es la alternativa indicada para puentes existentes que no verifican el impacto de embarcaciones. La construcción de islas artificiales implica una reducción de la sección del río, lo que conlleva un incremento en la velocidad de escurrimiento. El aumento de socavación asociado puede implicar que la construcción de islas artificiales no sea posible. En este caso puede ser necesaria la construcción de estructuras de defensa independientes.

Cada alternativa tiene diferentes ventajas y desventajas. La alternativa más adecuada dependerá de las características de cada proyecto.

## 1.5. Objetivos

El objetivo principal de este trabajo es estudiar los aspectos involucrados en el impacto de grupos de barcazas contra puentes para desarrollar métodos de análisis y recomendaciones prácticas aplicables al diseño o verificación de puentes. Para cumplir con este objetivo se busca:

- Realizar un análisis crítico de los métodos disponibles y evaluar sus principales ventajas y limitaciones en relación con la problemática a nivel regional.
- Investigar el comportamiento carga deformación de las barcazas que se fabrican localmente.
- Identificar los procesos involucrados en el impacto de grupos de barcazas y cuantificar su influencia.
- Desarrollar herramientas para el análisis de impactos de grupos de barcazas que superen las limitaciones de los métodos actuales.
- Realizar recomendaciones prácticas para el diseño de puentes o sus protecciones.

- Realizar un estudio de casos de aplicación, considerando la problemática regional.
- Proponer líneas para futuras investigaciones.

## **1.6. Contenido**

En el capítulo 2 se realiza una revisión de la bibliografía relacionada al impacto de barcazas contra pilas de puentes. Se presentan los métodos existentes y se comenta sobre el estado de la práctica y el estado del arte actual. Adicionalmente se comparan las capacidades y limitaciones de los métodos disponibles. En el capítulo 3 se describe el modelo de barcazas regionales utilizado para determinar el comportamiento carga deformación. Se muestran los resultados obtenidos y se comenta sobre su aplicación en métodos de análisis. En el capítulo 4 se presentan los modelos propuestos para el análisis de impactos de grupos de barcazas. Se investiga el comportamiento de impactos simétricos de grupos de barcazas. Se analizan grupos formados por una fila de barcaza y por múltiples columnas de barcazas. Se comenta sobre el análisis en impactos oblicuos. En el capítulo 5 se proponen métodos de análisis aplicables a nivel de diseño y se evalúan los mismos respecto a métodos más rigurosos. En el capítulo 6 se muestran y comentan casos de análisis reales para el impacto contra puentes y diseño de defensas independientes. Finalmente en el capítulo 7 se elaboran las conclusiones del estudio realizado y las recomendaciones para futuras investigaciones a ser desarrolladas en el tema. Las tablas que no se muestran en los capítulos mencionados se encuentran en el capítulo A.



## Capítulo 2

# Revisión de literatura

En este capítulo se describen los avances históricos y el estado de conocimiento actual en relación a la problemática de impacto de embarcaciones sobre estructuras de puentes. Se describen sucintamente, los estudios experimentales efectuados y las metodologías disponibles para la estimación de las solicitaciones de impacto en el diseño de puentes. Por último, se hacen comentarios sobre las limitaciones de los métodos actualmente disponibles en la literatura internacional especializada.

### 2.1. Estudio de colisiones y modelos simples

El primer estudio de colisiones fue realizado por Minorsky (1959) con el propósito de proteger los reactores de barcos propulsados por energía nuclear. Este estudio se focalizó en predecir la extensión del daño producido por una colisión. Minorsky, realizó una correlación empírica basado en veintiséis colisiones reales entre barcos. Este autor estudió la relación entre el volumen de deformación de la estructura del barco y la energía cinética involucrada. Este enfoque fue utilizado y modificado subsecuentemente por otros investigadores. Reardon y Sprung (1996) propusieron otra relación lineal similar, en forma independiente en base al estudio de dieciséis colisiones. Según estos investigadores, existe un término independiente de la relación lineal, que corresponde a la energía de perforación y fisuración de la placa del casco del barco. Para colisiones de baja energía

donde no se produce ruptura del casco estas relaciones no son válidas.

Con el fin de corregir las expresiones anteriores para impactos de baja energía, Jones y Wierzbicki (1983) utilizaron un modelo simple de una viga empotrada sujeta a una fuerza concentrada en el centro. En base a este modelo, Jones propuso una expresión, mediante la cual es posible, calcular la deflexión en base a la energía cinética, el espesor de la placa, la distancia entre bastidores y la tensión de fluencia del acero para casos donde no se produce la ruptura del casco. van Mater et al. (1979), extendió el modelo de Jones para el mismo caso pero para un impacto fuera del centro entre dos bastidores. Woisin (1979) propuso una alternativa al término independiente de la correlación de Minorski, donde la energía absorbida por la ruptura del casco se puede calcular como la suma de la energía absorbida por la placa y por los refuerzos. De esta manera, la ecuación de Minorski, se presenta como un método efectivo para estimar la magnitud de las fuerzas promedio de colisión en forma más general. Casi todos los procedimientos de cálculo desarrollados por investigaciones anteriores o actuales, determinan la pérdida de energía cinética por medio de una solución no acoplada al problema exterior a la embarcación. En una etapa posterior, calculan la energía de deformación en función de la penetración y finalmente calculan la deformación máxima igualando ambas energías. Si bien estos trabajos fueron las primeras investigaciones sobre el impacto de embarcaciones, no son de aplicación directa en el impacto de barcasas contra puentes.

## 2.2. Ensayos experimentales

### 2.2.1. Ensayos sobre proas de barcos

Unos de los primeros ensayos experimentales de impacto de barcos fueron los realizados por Woisin (1979), donde se utilizaron veinticuatro modelos a escala reducida (1:7,5 a 1:12) de proas de barcos. En este estudio se calculó la fuerza de impacto promedio dividiendo la pérdida de energía cinética por la deformación permanente de la proa. La figura 2.1 muestra uno de los ensayos realizados.

Las relaciones entre energía de impacto, deformación y fuerza desarrolladas en este estu-

dio se utilizaron luego para el cálculo de las fuerzas de impacto estáticas equivalentes para barcos en la normativa de la AASHTO (2008). Estudios posteriores utilizaron ensayos en modelos a escala reducida para estudiar el comportamiento de barcazas.



(a) Modelo de proa antes de impacto



(b) Deformación permanente luego de impacto

Figura 2.1: Ensayos experimentales de barcos a escala (Woisin, 1979)

### 2.2.2. Ensayos sobre proas de barcazas

Uno de los estudios más significativos para la cuantificación de las fuerzas de impacto de barcazas fue el realizado por Meier-Dörnberg en el año 1983. Este estudio incluyó ensayos de carga en modelos a escala reducida para barcazas europeas tipo IIa. Estas barcazas son similares a las barcazas tipo Jumbo Hopper consideradas en las recomendaciones para impactos de barcazas propuesto por la Asociación Americana de Autopistas Estatales y Autoridades del Transporte, AASHTO. Se realizaron dos ensayos dinámicos en modelos a escala 1:4.5, uno con un martillo de forma cilíndrica de 1,7 metros de diámetro y otro con un martillo plano. Debido a limitaciones de la energía disponible para los impactos se realizaron impactos sucesivos en un mismo modelo acumulando energía de impacto y deformación. También se realizó un ensayo estático en modelo a escala 1:6 con un martillo de 2,3 metros de ancho. En este estudio no se encontraron diferencias significativas entre las cargas estáticas y dinámicas desarrolladas

en las barcasas durante los ensayos de abolladura.

En base a los ensayos experimentales, Meier-Dörnberg desarrolló las siguientes relaciones entre energía cinética de impacto (asumida igual a la energía de deformación acumulada), deformación permanente y fuerza máxima de impacto.

$$a_B = 3,1 \left( \sqrt{1 + 0,3E_b} - 1 \right) \quad (2.1)$$

$$P_B = \left\{ \begin{array}{ll} 60a_B & a_B < 0,1 \\ 6 + 1,6a_B & a_B > 0,1 \end{array} \right\} \quad (2.2)$$

Donde  $a_B$  es la deformación permanente de la proa en metros,  $E_B$  es la energía cinética inicial de la barcaza en [MNm] y  $P_B$  es la envolvente de la fuerza de impacto en [MN]. En la figura 2.2 se puede observar las relaciones entre la energía cinética inicial, deformación permanente de la proa, el valor medio y envolvente de la fuerza de impacto y algunos resultados de los ensayos experimentales desarrollados por Meier-Dörnberg.

Estos ensayos experimentales fueron una base importante para el entendimiento de las fuerzas desarrolladas durante el impacto de barcasas y se adoptaron para el desarrollo de la normativa actualmente vigente. Sin embargo, no se estudió la influencia de la forma y la dimensión de la pila en la fuerza de impacto. Estudios más recientes indican, que estos factores son determinantes en la relación carga-deformación de la proa de la barcaza.

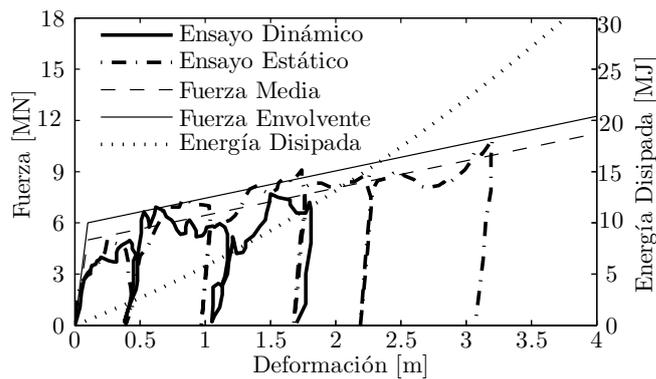


Figura 2.2: Ensayos de carga en barcasas realizados por Meier-Dörnberg (1983)

### 2.2.3. Ensayos de grupos de barcazas

En Diciembre de 1999 el Cuerpo de Ingenieros del ejército de Estados Unidos realizó una serie de ensayos de impacto oblicuo de un grupo de barcazas contra un muro de exclusa como parte de una investigación dirigida por Arroyo y Ebeling (2005). Los ensayos utilizaron un grupo de 15 barcazas impactando a varias velocidades y varios ángulos de choque, en la figura 2.3 se puede observar la operación de maniobra del grupo de barcazas durante los ensayos. Los ensayos fueron de baja energía con el propósito principal de establecer fuerzas máximas de impacto en base a diferentes mecanismos de falla de los amarres entre barcazas. De los resultados se estableció una relación entre la fuerza de impacto máxima posible y la cantidad de movimiento perpendicular al muro. Los ensayos realizados no resultaron en daño en las barcazas o el muro debido a las bajas velocidades con que se desarrollaron. Debido a que en el análisis de impacto de barcazas contra puentes es de interés analizar casos de mayor energía, con deformaciones permanentes en las barcazas, los ensayos no son aplicables al presente estudio.



Figura 2.3: Grupo de barcazas para ensayo contra muro de exclusa realizado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EEUU (Arroyo y Ebeling, 2005)

### 2.2.4. Ensayos de impacto de barcaza contra puente

En Abril de 2004 el Departamento de Transporte de Florida (FDOT) junto con la Universidad de Florida, EEUU, realizaron una serie de ensayos a escala real sobre el puente en proceso de demolición St. George Island en el marco de una investigación

conducida por Consolazio et al. (2008). Esta serie de ensayos representan la única experiencia de ensayos de impactos a escala real de barcazas contra puentes disponibles en la literatura hasta la fecha. En la figura 2.4 se muestra el impacto durante uno de los ensayos. El propósito de estos ensayos fue de cuantificar las fuerzas de impacto y validar los métodos de análisis propuestos por estos investigadores. Se ensayaron dos pilas de diferente rigidez con energías cinéticas bajas (caso elástico) y altas (con deformación permanente de barcaza). Se instrumentó el ensayo con celdas de carga, acelerómetros y transductores de presión en la fundación, entre otros elementos de medición.

De los resultados de impacto contra distintas pilas, se evidencia que durante los primeros instantes del impacto, las fuerzas inerciales constituyen una fuente significativa de resistencia. Las fuerzas inerciales (proporcionales a aceleración) tienden a movilizarse en el impacto, antes que las fuerzas estáticas o de amortiguamiento (proporcionales al desplazamiento o la velocidad respectivamente).

Sin embargo, cuando la pila llega a su velocidad máxima y tiende a desacelerarse, las fuerzas inerciales pasan de ser una fuente de resistencia a ser una fuente de carga sobre el sistema. La influencia de las fuerzas inerciales es inclusive mayor en los ensayos sobre estructuras de puentes, en contraposición a pilas aisladas, debido a la masa de la superestructura.

Los resultados de estos ensayos fueron utilizados a fines de validar los métodos analíticos de diseño desarrollados en la Universidad de Florida por Consolazio et al. (2008). Una de las conclusiones más importantes de la investigación es que el método propuesto por AASHTO, actualmente en aplicación para el diseño de puentes, es en algunos casos demasiado conservador, mientras que en otros casos subestima los esfuerzos, debido a que desprecia los efectos de amplificación dinámica.



Figura 2.4: Ensayo de impacto de barcas a escala real realizado por la Universidad de Florida y el Departamento de Transporte de Florida (Consolazio et al., 2008)

## 2.3. Métodos de diseño existentes

### 2.3.1. Recomendaciones de AASHTO

En el año 1988 se formó un programa con el objetivo de desarrollar métodos que permitan evitar catástrofes provocadas por el impacto de barcos y barcas contra estructuras de puentes. Los resultados de este programa fueron recomendaciones para el diseño de puentes contra impacto de embarcaciones AASHTO (2008).

Con el objetivo de minimizar las probabilidades de impacto, se recomiendan criterios de ubicación de la estructura sobre la hidrovía y de ayuda a la navegación (luces mínimas, señalización, etc.). Con el fin de determinar las hipótesis de impacto sobre el puente es necesario conocer las características de la hidrovía. Esto incluye, entre otros; la geometría del canal, velocidades de corrientes, niveles de agua e información de la composición del tráfico fluvial. Es necesario también determinar las características de la embarcación; tipo de embarcación, dimensiones, peso de carga y frecuencia anual en ambas direcciones. Usando las dimensiones de las barcas individuales se determina la longitud total de convoy (incluyendo el remolcador). La velocidad de diseño para cada elemento del puente se calcula en base a la velocidad típica de tráfico, geometría del canal y longitud total del convoy. La figura 2.5 muestra un esquema de la misma.

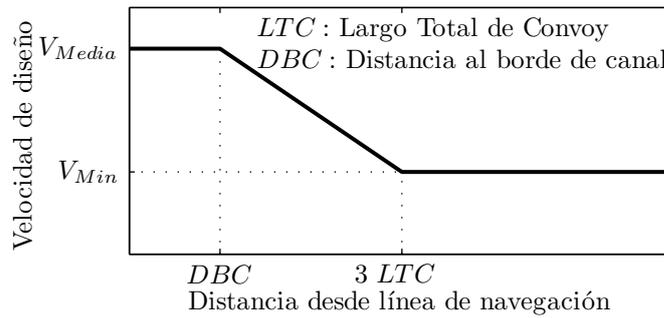


Figura 2.5: Perfil de velocidad de diseño (AASHTO, 2008)

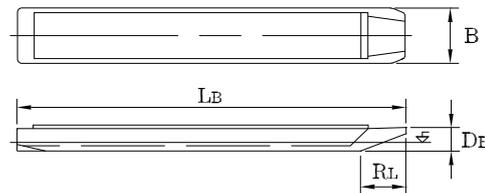
La velocidad de diseño en el área comprendida entre la línea central y el borde del canal, es la velocidad típica del tráfico. Desde el borde del canal de navegación hasta una distancia igual a tres veces la longitud total del convoy la velocidad de diseño decrece linealmente hasta una velocidad de diseño mínima. Más allá de tres veces la longitud total del convoy la velocidad de diseño permanece constante igual a la velocidad promedio anual de la corriente. Esto corresponde a que, en caso de que una embarcación desvíe su curso, es natural pensar que realizaría alguna acción para disminuir la velocidad de impacto por encontrarse en curso aberrante. Para el caso de pilas suficientemente alejadas del canal de navegación puede suponerse que el impacto de diseño corresponde a una barcaza aberrante, la cual impacta a una velocidad igual a la velocidad de escurrimiento del agua.

La norma AASHTO adopta los resultados de ensayos de barcazas Europeas tipo II Meier-Dörnberg (1983). Este tipo de barcaza es similar a las barcazas tipo Jumbo Hopper, cuyas características se indican en la figura 2.6.

Las recomendaciones de AASHTO adoptan la curva envolvente carga-deformación de proa desarrolladas por Meier-Dörnberg, introduciendo dos factores de modificación. El primer factor afecta el valor de la energía cinética de impacto, debido a los efectos hidrodinámicos del agua alrededor de la embarcación. El segundo factor afecta el valor de la fuerza de impacto en función del ancho de la barcaza considerada. De esta forma las



(a) Jumbo Hopper



	Jumbo Hopper	Oversize Tanquer
LB = Largo	59.3 m	88.1 m
B = Ancho	10.7 m	16.1 m
RL = Largo de Proa	6.1 m	7.6 m
DB = Altura de Proa	3.9 m	3.9 m
WL = Desplazamiento con Carga	1900 T	2840 T a 4300 T

(b) Dimensiones

Figura 2.6: Dimensiones de Barcazas Jumbo Hopper y Oversize Tanquer

ecuaciones planteadas por Meier-Dörnberg (1983) se modifican de la siguiente manera:

$$a_B = 3,1 \left[ \sqrt{1 + 0,13E_B C_H} - 1 \right] \frac{1}{R_B} \quad (2.3)$$

con

$$R_B = \frac{B}{10,7} \quad (2.4)$$

donde  $a_B$  a es la deformación permanente de la proa en metros,  $E_B$  es la energía cinética inicial en [MNm],  $C_H$  es el coeficiente de corrección de masa hidrodinámica,  $R_B$  es el coeficiente de corrección por ancho de barcaza y B es el ancho de la barcaza

en metros. El valor del coeficiente de masa hidrodinámica  $C_H$  se aproxima a 1,05 para la dirección longitudinal y para vías de navegación profundas. Para vías de navegación poco profundas este valor se aproxima a 1,25. En base a la deformación permanente de la proa se calcula la fuerza “estática equivalente” de impacto como:

$$F = \begin{cases} 60a_B R_B & a_B < 0,1 \\ (6 + 1,6a_B) R_B & a_B > 0,1 \end{cases} \quad (2.5)$$

donde  $F$  es la fuerza de impacto en [MN],  $B$  es la deformación de la proa en metros y  $B$  es el ancho de la barcaza en [m]. La relación entre la energía cinética inicial y la fuerza de impacto “estática equivalente” se muestran en la figura 2.7

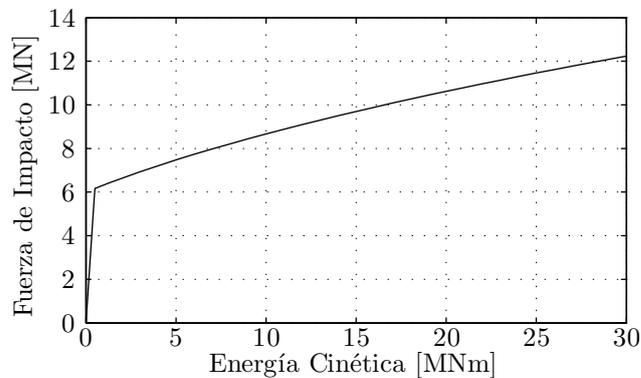


Figura 2.7: Fuerza de impacto en función de la Energía cinética (AASHTO, 2008)

Para el caso de impacto de un grupo de barcazas, este método considera que sólo aportan a la fuerza de impacto las barcazas de la fila que colisionan con la pila del puente. De esta manera se desprecia en forma absoluta la influencia de las columnas adyacentes. Resulta de interés en el presente trabajo, comparar los resultados del método propuesto por la AASHTO con otros métodos más actuales y rigurosos, ya que éste es el método de mayor influencia actual para el diseño de puentes sobre vías navegables.

### 2.3.2. Norma Europea

El Instituto Alemán de Normalización, DIN, por sus siglas en alemán, emitió la norma DIN 1055-9, más tarde adoptada en el código Europeo Eurocode (1991). En la misma, se

consideran dos hipótesis de carga diferentes debido al impacto de embarcaciones sobre pilas de puentes: una carga frontal, en dirección del desplazamiento de la embarcación y una carga lateral, perpendicular a la primera, a considerarse en forma no simultánea. Para el cálculo de la carga frontal, se considera, la energía cinética en su totalidad, mientras que para el cálculo de la carga lateral, la energía de deformación es una fracción de la energía cinética. Esta fracción se calcula en función del ángulo que forma la trayectoria esperada de la embarcación con la normal al eje del puente, como muestra la figura 2.8. A diferencia de la norma AASHTO, la norma Eurocode considera la masa total del conjunto para impactos de grupos de varias columnas de barcazas.

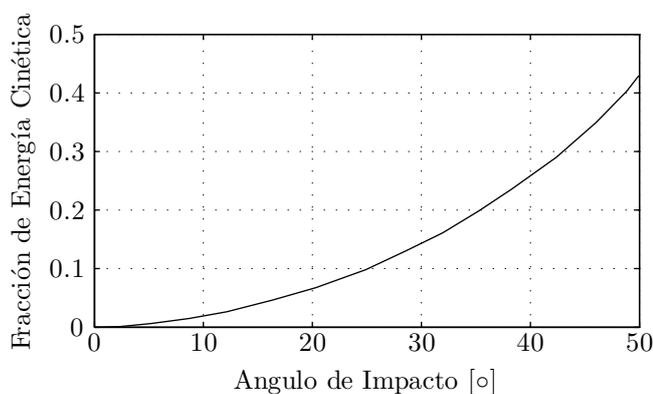


Figura 2.8: Fracción de energía para el cálculo de carga lateral en función del ángulo de trayectoria de embarcación (Eurocode, 1991)

La relación de carga-deformación que adopta la norma Eurocode es la fuerza de impacto media encontrada en los ensayos de Meier-Dörnberg. Donde la carga de fluencia de 5 MN divide los casos elásticos de los elasto plásticos. La historia de carga se calcula resolviendo las ecuaciones de movimiento, considerando la relación carga deformación de Meier-Dörnberg y considerando a la pila como rígida. Para los impactos elásticos la historia de carga adopta la forma de media onda de función seno. Para los impactos elasto plásticos la historia de carga se aproxima a una forma trapezoidal. En la figura 2.9 se muestran un esquema de las historias de carga. La carga máxima se calcula en

base a las siguientes relaciones:

$$F_M = \left\{ \begin{array}{ll} 10,95\sqrt{E_B} & E_B \leq 0,21 \text{ [MN]} \\ 5\sqrt{1+0,128E_B} & E_B > 0,21 \text{ [MN]} \end{array} \right\} \quad (2.6)$$

donde  $F_M$  es el valor máximo de la historia de carga en [MN] y  $E_B$  es la energía cinética inicial correspondiente en [MJ]. La historia de carga para impactos elásticos adopta la forma de media onda seno, mientras que adopta una forma trapezoidal para impactos con deformación permanente. La figura 2.9 muestra la historia de carga para ambos casos, donde los valores indicados en la figura se calculan mediante las siguientes ecuaciones:

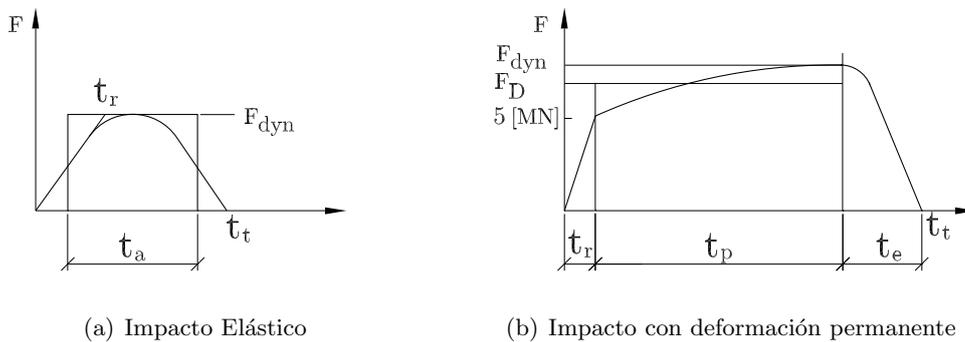


Figura 2.9: Historia de carga (Eurocode, 1991)

carga de impacto promedio [MN],	$F_D = (5 + F_{dyn}) / 2$
duración de etapa de carga inicial [s],	$t_r = x_c / V_N$
duración de etapa plástica [s],	$t_p = m^* v_n / F_D$
duración de descarga elástica [s],	$t_e = \pi / 2 \sqrt{m^* / c}$
duración equivalente de impacto [s],	$t_a = 2 \sqrt{m^* / c}$
duración total impacto elástico [s],	$t_s = \pi / 2 t_a$
duración total impacto plástico [s],	$t_s = t_r + t_p + t_e$
con:	
masa total de impacto,	$m^* = m_1 + m_{hydro}$
masa de embarcación	$m_1$
masa hidrodinámica,	$m_{hydro} \approx 0,2 m_1$
rigidez elástica de embarcación,	$c = 60 [MN/m]$
deformación elástica de embarcación,	$x_c \approx 0,1 [m]$

De no ser posible un análisis dinámico, se realiza un análisis estático y se aplica un factor de amplificación dinámico, definido en función de la magnitud de la carga máxima, de la siguiente manera:

$$F_{est} = F_{dyn} FAD \left\{ \begin{array}{l} FAD = 1,3 \quad si \quad F > 10 [MN] \\ FAD = 1,7 \quad si \quad F < 5 [MN] \end{array} \right\} \quad (2.7)$$

donde  $F_{est}$  es la carga estática de diseño y FAD es el factor de amplificación dinámico. El valor de este factor se debe interpolar para casos intermedios a los definidos anteriormente. La norma Eurocode también utiliza un enfoque práctico, en la que recomienda considerar una fuerza de impacto en base a la clasificación de la vía navegable. El valor de éstas se muestra en la tabla 2.1. A estas cargas de diseño se les aplica un factor de reducción de carga en base al retiro de la pila respecto al canal de navegación. El valor de este factor de reducción se muestra en la figura 2.10.

La figura 2.11 muestra un esquema comparativo de la historia de carga calculadas mediante el método “estático equivalente” AASHTO, la historia de carga para análisis

Clase de vía Navegable	Carga de Impacto frontal $FF_m$ [MN]	Carga de Impacto lateral $FL_m$ [MN]
I	2	1
II	3	1,5
III	4	2
IV	5	2,5
Va	8	3,5
Vb/VIa	10	4
VIb	14	5
VIc	17	8
VII	20	10

Tabla 2.1: Cargas dinámicas para impacto de embarcaciones según el tipo de vía navegable (Eurocode, 1991)

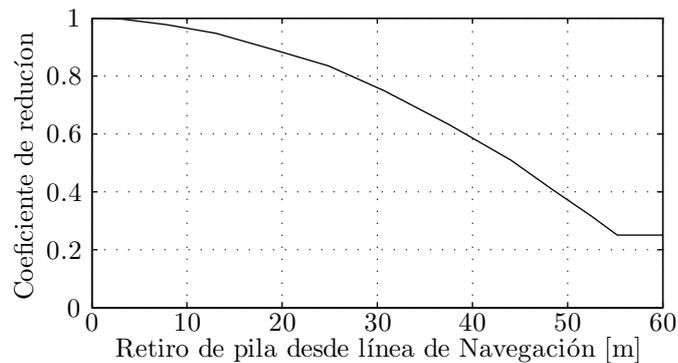


Figura 2.10: Coeficiente de reducción de carga en base al retiro (Eurocode, 1991).

dinámico y la carga estática equivalente de la norma DIN, para un impacto de alta energía. Se observa que si bien el pico de la historia de carga de la norma DIN es similar a la fuerza estática equivalente de la AASHTO, la carga definida por la norma DIN para análisis estático es mayor a la carga estática de la AASHTO. La figura 2.12 muestra una comparación de la carga estática de diseño en función de la energía cinética inicial para el método AASHTO y la norma Eurocode. Se puede observar que la norma Eurocode determina una carga de diseño superior a la AASHTO para todo el rango de energía cinética inicial.

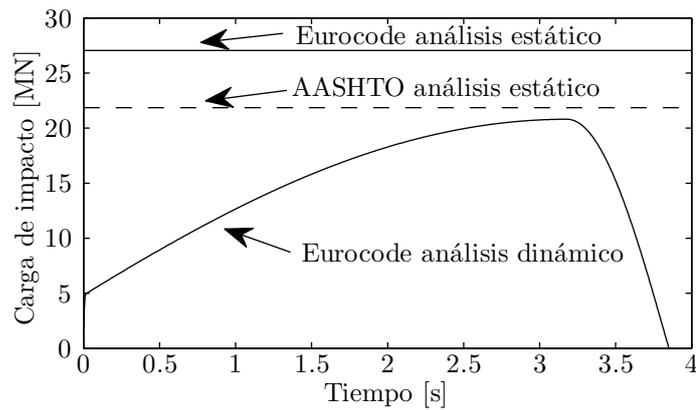


Figura 2.11: Historia de carga impacto de alta energía (128 MJ), norma Eurocode y método AASHTO

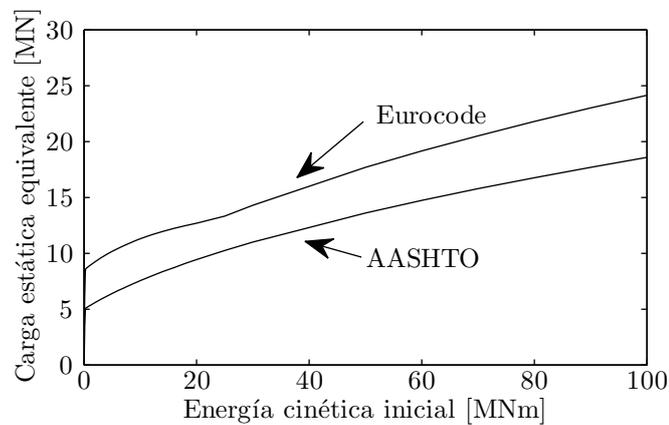


Figura 2.12: Fuerza estática de diseño en función de la energía cinética inicial. Norma Eurocode y método AASHTO

### 2.3.3. Modelos propuestos por Whitney y Harik

Whitney y Harik (1997) desarrollaron un método capaz de introducir la interacción entre barcasas y la flexibilidad de la pila en el cálculo de la historia de carga producida por un impacto. En este modelo se consideran tres hipótesis básicas:

- La rigidez de la proa de la barcaza está descrita por las relaciones desarrolladas por Meier-Dörnberg (1983).
- Las barcasas pueden considerarse mediante dos zonas, una zona de deformación

permanente no-lineal y una zona de compresión elástica. Adicionalmente, la masa de la zona abollada puede descartarse.

- Sólo la fila de barcazas que colisiona tiene influencia en la fuerza de impacto.

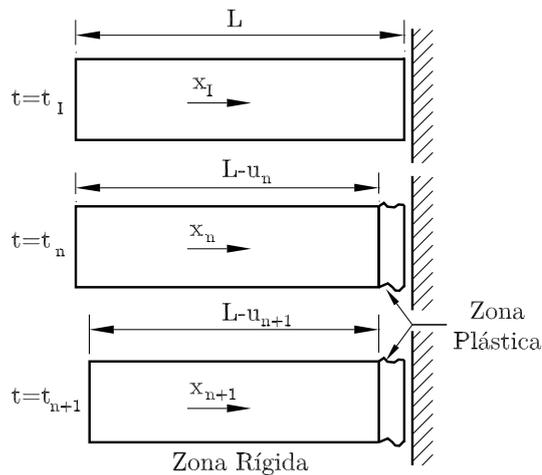


Figura 2.13: Esquema de modelo de Whitney y Harik (1997).

En este modelo, cada barcaza se discretiza en una serie de elementos. El primer elemento de cada barcaza es un resorte no lineal, que representa el comportamiento de la proa de acuerdo a la definición de las recomendaciones de AASHTO. El resto de la barcaza se modela mediante una serie de osciladores interconectados, con masas, resortes y amortiguadores. Las propiedades de estos osciladores se calcularon de acuerdo a las características de la sección de la barcaza tipo Jumbo Hopper. La pila impactada se modela también como un oscilador simple. En las figuras 2.13 y 2.14 se muestra un esquema de este modelo.

Para obtener la historia de carga con esta técnica, se integran las ecuaciones de movimiento. Los autores encontraron que la carga máxima para el impacto de una sola barcaza, calculada según el modelo propuesto, es muy similar a la carga “estática equivalente” del método propuesto por la AASHTO. Sin embargo para el impacto de un grupo de barcazas, la fuerza máxima de impacto generada por el modelo propuesto es

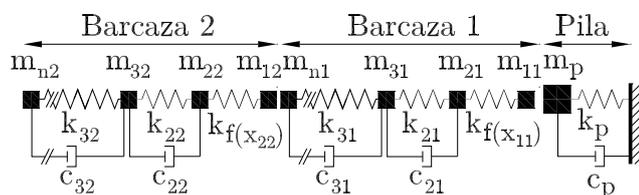


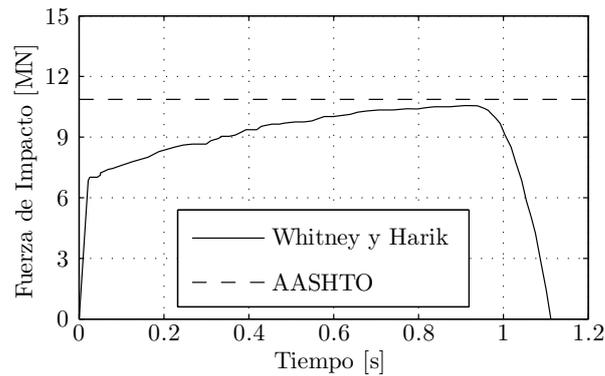
Figura 2.14: Modelo de elementos de un grupo de barcazas de Whitney y Harik (1997).

significativamente menor a la obtenida por el método AASHTO. Los autores señalan que esto se debe, a la interacción entre las barcazas que conforman el grupo. La figura 2.15 muestra ambas historias de cargas.

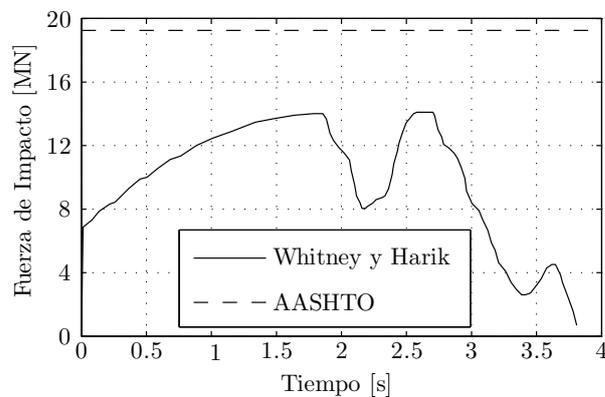
Whitney & Harik estiman que, para el caso de 4 barcazas viajando a una velocidad de 5 metros por segundo, aproximadamente sólo el 40 % de la energía se disipa en la proa de la barcaza que impacta y el resto en las barcazas posteriores. En contraposición, estudios más recientes mediante modelos de elementos finitos indican que la disipación de energía en la proa de la barcaza que impacta es mayor, del orden del 90 %.

#### 2.3.4. Métodos propuestos por Consolazio y colaboradores

Consolazio et al. (2008, 2010a,b) realizaron importantes contribuciones respecto al análisis de impacto de barcazas contra puentes. Sus mayores aportes incluyen nuevas relaciones de carga deformación de proa de barcazas; distintas técnicas de análisis capaces de incorporar los efectos dinámicos del impacto; un método estático equivalente para diseño de puentes y un estudio probabilístico para evaluar el riesgo de colapso de puentes debido a impacto de barcazas. A continuación se presentan algunos aspectos relevantes de este estudio y se realiza una comparación con las técnicas descriptas anteriormente.



(a) Barcaza individual



(b) Grupo de 4 barcazas

Figura 2.15: Carga de diseño norma AASHTO e historia de carga calculada mediante modelo de Whitney y Harik (1997).

### 2.3.4.1. Curvas carga deformación de barcazas

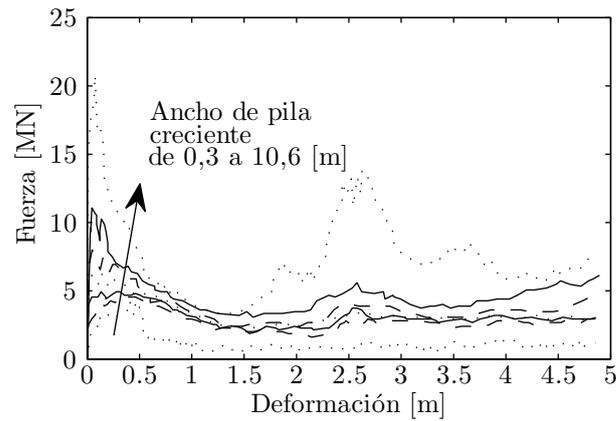
Las relaciones carga deformación de la proas de barcazas son un aspecto central en el análisis de impacto, principalmente debido a que la proa de la barcaza que entra en contacto con la pila determina el máximo valor de fuerza de impacto posible. Las mismas están fuertemente relacionadas con la historia de carga desarrollada durante el impacto. Consolazio et al. (2008) utilizaron modelos detallados de elementos finitos de las barcazas, capaces de analizar grandes deformaciones plásticas e incorporar el pandeo local y global de miembros estructurales. Adicionalmente son capaces de modelar el contacto no solo entre pila y barcaza, sino entre los mismos componentes de la barcaza.

Se utilizaron dos tipos de modelos: un modelo de la barcaza de carga a granel tipo Jumbo Hopper, considerado por el método AASHTO; y un modelo de la barcaza tanque tipo Oversize Tanker. Estas barcazas son diferentes entre sí en cuanto a estructura, carga y dimensiones. Las curvas carga deformación fueron desarrolladas hasta una deformación de 5 metros, a diferencia de los ensayos de Meier-Dörnberg los cuales llegan hasta los 3,6 metros de deformación. A su vez se calcularon estas relaciones para el caso de impacto centrado y en esquina de proa de las barcazas. Se consideraron pilas de geometría circular y plana, con dimensiones desde 1,8 metros hasta 10,6 metros (ancho de barcaza).

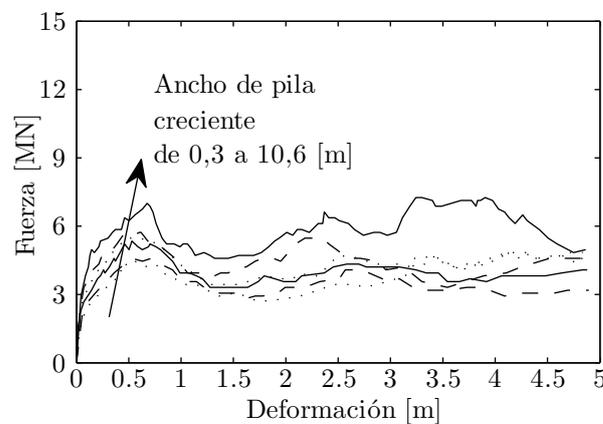
Consolazio et al. (2008) encontraron que la relación carga deformación depende fuertemente de la forma y dimensión de la columna. Para pilas planas, la magnitud de la fuerza pico depende fuertemente del ancho de la columna, mientras que para el caso de pilas circulares la dependencia es más débil. Esto responde a que la cantidad de refuerzos internos que entran en contacto con la pila depende de la dimensión de la columna. A diferencia de las pilas planas, el diámetro de las pilas circulares no influye considerablemente en la fuerza pico de impacto. Esto responde a que la cantidad de refuerzos involucrados crece secuencialmente a medida que aumenta la deformación. En la figura 2.16 se muestran los resultados del análisis mediante elementos finitos para pilas planas y circulares de diferentes dimensiones. A diferencia del método AASHTO, Consolazio et al. (2008) encuentran que el ancho de la barcaza, no interviene en la relación carga deformación de la proa.

En base a los resultados obtenidos del análisis mediante elementos finitos, Consolazio et al. (2008) proponen relaciones simplificadas, a los fines de la aplicación práctica en el análisis de impactos. La figura 2.17 muestra la manera en que se define esta relación simplificada para impactos perpendiculares.

Las relaciones simplificadas propuestas por Consolazio et al. (2008), son relaciones elásticas con plasticidad perfecta, con el propósito que constituyan el límite superior a los resultados numéricos. Debido a que existe cierta variabilidad en las prácticas constructivas, se considera un posible aumento de la carga de fluencia del 33 %. Este aumento de la carga de fluencia, puede corresponder a un cambio de espesor del casco de  $1/2''$



(a) Pilas Planas



(b) Pilas Cilíndricas

Figura 2.16: Relación carga deformación de proa de barcaza tipo Jumbo Hopper para pilas de diferentes dimensiones (Consolazio et al., 2008).

respecto al espesor típico de  $3/8''$ , o bien al uso de acero tipo A50 en vez del acero tipo A36 utilizados en el análisis. En cuanto a la deformación de fluencia, estos autores sugieren los siguientes valores en base al análisis de los resultados: 1,3 cm para el caso de pilas planas y 5,1 cm para el caso de pilas circulares.

Adicionalmente Consolazio et al. (2010a) presentaron relaciones carga-deformación para impactos oblicuos. Para este tipo de impacto es esperable que la fuerza pico de impacto contra pilas planas sea menor respecto a un impacto perpendicular. Esto se debe a que en el impacto oblicuo los refuerzos internos de la proa toman carga y pandean progresivamente y no simultáneamente como lo harían en impactos contra pilas planas de

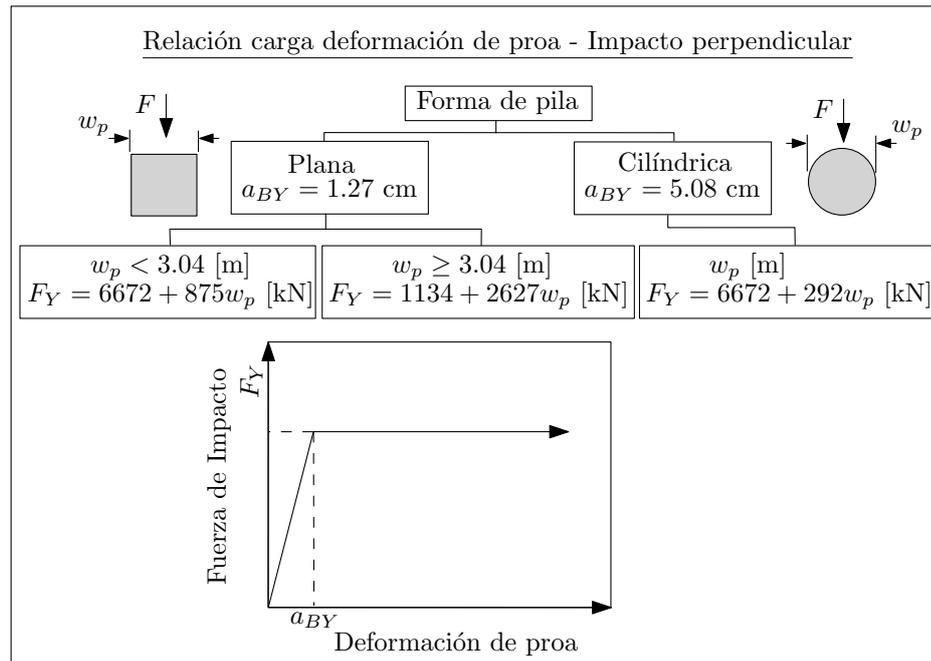


Figura 2.17: Relación carga deformación de proa de barcaza tipo Jumbo Hopper para impacto perpendicular (Consolazio et al., 2008)

manera perpendicular. Para impactos contra pilas cilíndricas las relaciones se mantienen iguales respecto a los impactos perpendiculares. Las relaciones carga-deformación para impactos oblicuos se muestran en la figura 2.18.

En el método AASHTO, la carga máxima se calcula en base a la máxima deformación de la proa. Sin embargo los resultados de Consolazio et al. (2008) indican que la fuerza pico no se produce a niveles máximos de deformación. Adicionalmente, las curvas de Meier-Dörnberg poseen un endurecimiento plástico, en el cual la fuerza de impacto crece conforme el nivel de deformación aumenta. No obstante, los resultados de elementos finitos muestran que no se produce ese endurecimiento, y frecuentemente existe una disminución de la fuerza de impacto con el aumento de deformación (ablandamiento). A fines de ilustrar las diferencias entre las curvas carga deformación, la figura 2.19 muestra una comparación, para una pila de frente plano y circular, de 6 m de ancho.

En las relaciones encontradas por Consolazio et al. (2008), se puede observar que existe un gran beneficio en la utilización pilas redondeadas, ya que las fuerzas máximas

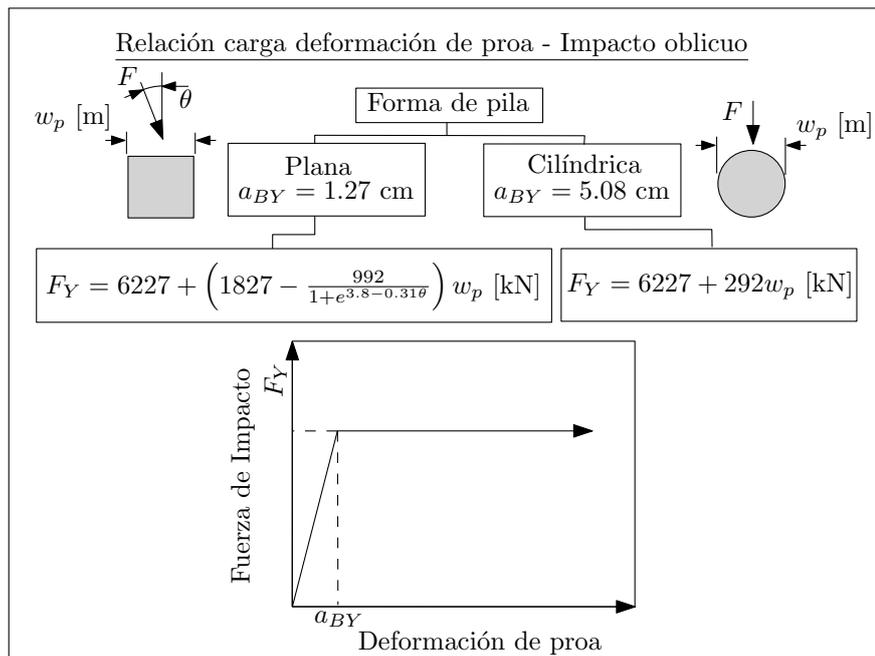


Figura 2.18: Relación carga deformación de proa de barcaza tipo Jumbo Hopper para impacto oblicuo (Consolazio et al., 2008)

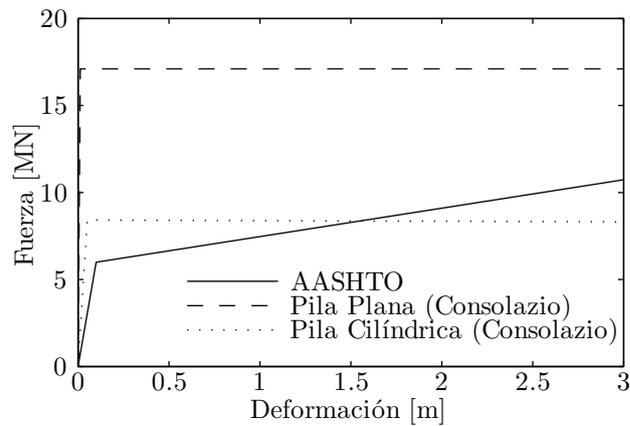


Figura 2.19: Relaciones carga deformación de proa de barcaza tipo Jumbo Hopper para pila plano y cilíndrica

se reducen sensiblemente (50%, para el caso de la figura 2.19). Por otra parte, cabe destacar que la curva del método AASHTO indica una fuerza de fluencia menor a la del caso de pila circular, pero que supera a ésta para deformaciones mayores al metro y medio.

### 2.3.4.2. Análisis de impacto de embarcaciones acoplado

Consolazio et al. (2008) desarrollaron una metodología de cálculo que utiliza un modelo acoplado del sistema embarcación-pila-suelo. Este método utiliza la fuerza de contacto para vincular el sistema de un grado de libertad no-lineal que representa a una barcaza o grupo de barcazas y el sistema dinámico de múltiples grados de libertad no-lineal que representa la estructura del puente. La figura 2.20 muestra un esquema de este modelo. Esta metodología genera la historia de carga como parte del procedimiento de cálculo iterativo y se implementó en el programa para análisis de puentes FB-Multipier (Florida Bridge Software Institute, 2007). Este es un programa de elementos finitos que utiliza elementos de viga para representar las pilas, elementos de placas para representar a los cabezales y resortes distribuidos no-lineales para representar al suelo, entre otros. Los resultados de este método son considerados por Consolazio et al. (2008) como resultados de referencia, que se utilizan para comparar el desempeño de otros métodos de análisis menos rigurosos.

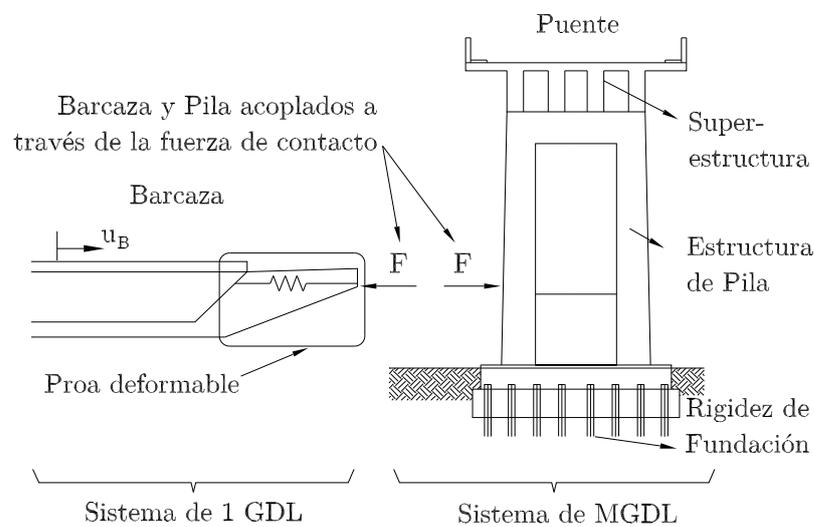


Figura 2.20: Modelo del método de análisis acoplado (Consolazio et al., 2008)

Los resultados obtenidos mediante esta metodología, fueron comparados por Consolazio et al. (2008) con los resultados de los ensayos de impacto a escala real realizados en

el puente St. George Island. En la figura 2.21 se puede observar el ajuste de la historia de carga y desplazamientos obtenidos mediante el método acoplado y los resultados del ensayo de impacto.

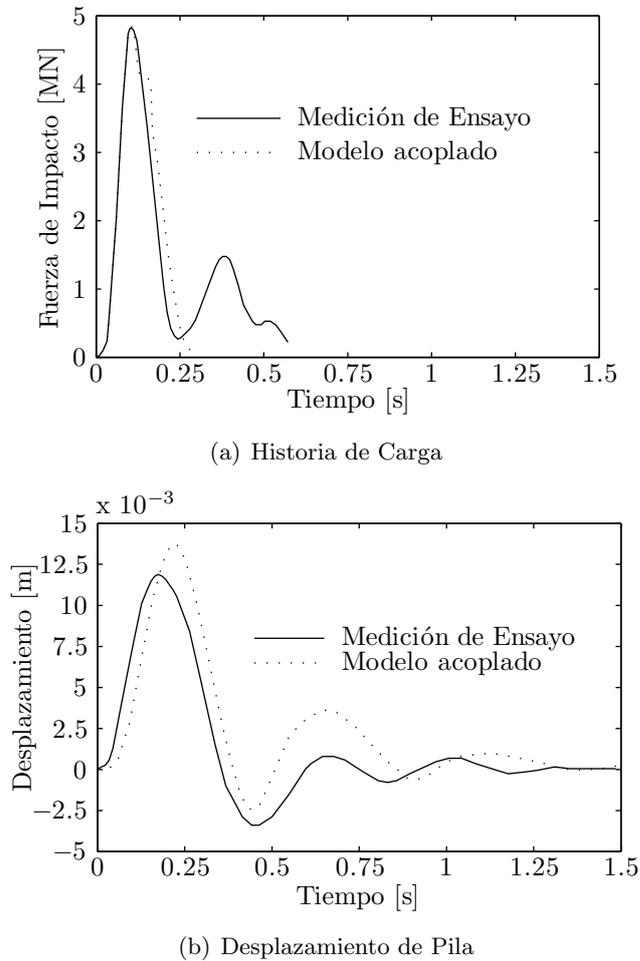


Figura 2.21: Comparación de resultados del método de análisis acoplado y datos medidos en ensayo de impacto a escala real (Consolazio et al., 2008)

El segundo pico que se observa en la historia de carga medida en el ensayo corresponde al impacto del remolcador contra la parte trasera de barcaza luego del impacto principal. En general, la comparación del método de análisis acoplado con los ensayos dinámicos muestra un buen comportamiento del método de análisis.

### 2.3.4.3. Método de historia de carga

Consolazio et al. (2008) desarrollaron un método de aplicación directa. Este método simplificado no requiere realizar un modelo acoplado de interacción barcaza-puente. En vez de esto, se estima la historia de carga previamente, para luego aplicarla al análisis de la estructura del puente y calcular los esfuerzos generados por el impacto. El método calcula la historia de carga en base a la forma y dimensión de la pila, la velocidad inicial de la barcaza y rigidez del sistema suelo-pila. Aunque el método no es exacto, produce resultados acordes con métodos de cálculo más sofisticados, que consideran la interacción barcaza-puente en forma rigurosa. La historia de carga se determina en este método a través de los principios de conservación de energía y conservación de cantidad de movimiento, teniendo en cuenta las características de la embarcación (masa de barcaza, velocidad inicial, relación carga-deformación de la proa) y algunas características estructurales básicas del puente. En la figura 2.22 se muestra un esquema conceptual del modelo utilizado.

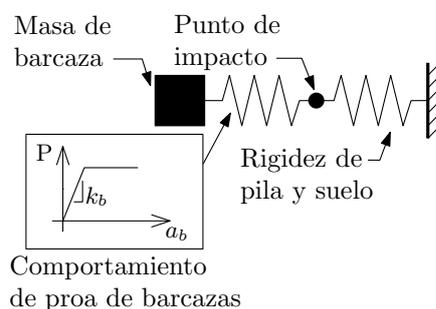


Figura 2.22: Modelo de Barcaza-Pila-Suelo, Método directo de historia de carga (Consolazio et al., 2008)

La metodología propuesta diferencia los impactos que mantienen a la barcaza en el rango elástico de aquellos que producen incursiones en el rango elasto plástico. Para el caso de menor energía cinética, en que las deformaciones son elásticas, se aproxima la historia de carga como media onda de la función seno. Para el caso de mayor energía, cuando se producen deformaciones plásticas, la metodología adopta una historia de cargas de tres etapas. Una primera etapa en la cual las cargas en la proa de la barcaza

Caso	Peso Barcaza [T]	Velocidad [m/s]	Energía [MNm]
a)	200	0,53	0,03
b)	2030	1,34	1,64
c)	5920	2,67	19,17

Tabla 2.2: Casos de validación del método directo de historia de carga respecto al método acoplado (Consolazio et al., 2008)

aumentan hasta que se produce fluencia. Una segunda etapa durante la cual la carga se mantiene constante e igual a la carga de fluencia. Y una tercera etapa de descarga al final del proceso de colisión. Para la generación de la historia de carga, se considera que la primera y tercer etapas se producen en forma elástica, y se asumen variaciones del tipo de un cuarto de onda de la función seno. La duración de la primera y tercer etapas del proceso es determinada en función de consideraciones sobre conservación de cantidad de movimiento y de energía, mientras que la duración de la segunda etapa es determinada mediante consideraciones sobre conservación de cantidad de movimiento y asumiendo velocidad nula al final de esta etapa. La figura 2.23 muestra el procedimiento de cálculo mediante el método directo de historia de carga.

Consolazio et al. (2008) realizan una comparación entre el método acoplado, más riguroso y el método directo de historia de carga para impactos de baja, media y alta energía cinética. La tabla 2.2 muestran las características de los casos comparados y la figura 2.24 muestra las historias de carga obtenida mediante ambos métodos para estos casos de validación.

Según estos autores, el error relativo en las solicitaciones calculadas según este método es menor al 5% en los rangos de impactos de baja y media energía, mientras que es menor al 1% en el rango de impactos de alta energía. Cabe destacar que este método desprecia la rigidez dinámica que aporta la masa de la estructura y es aplicable solo a comportamiento carga deformación de la barcaza del tipo elasto plástico perfecto, como la propuesta por (Consolazio et al., 2008).

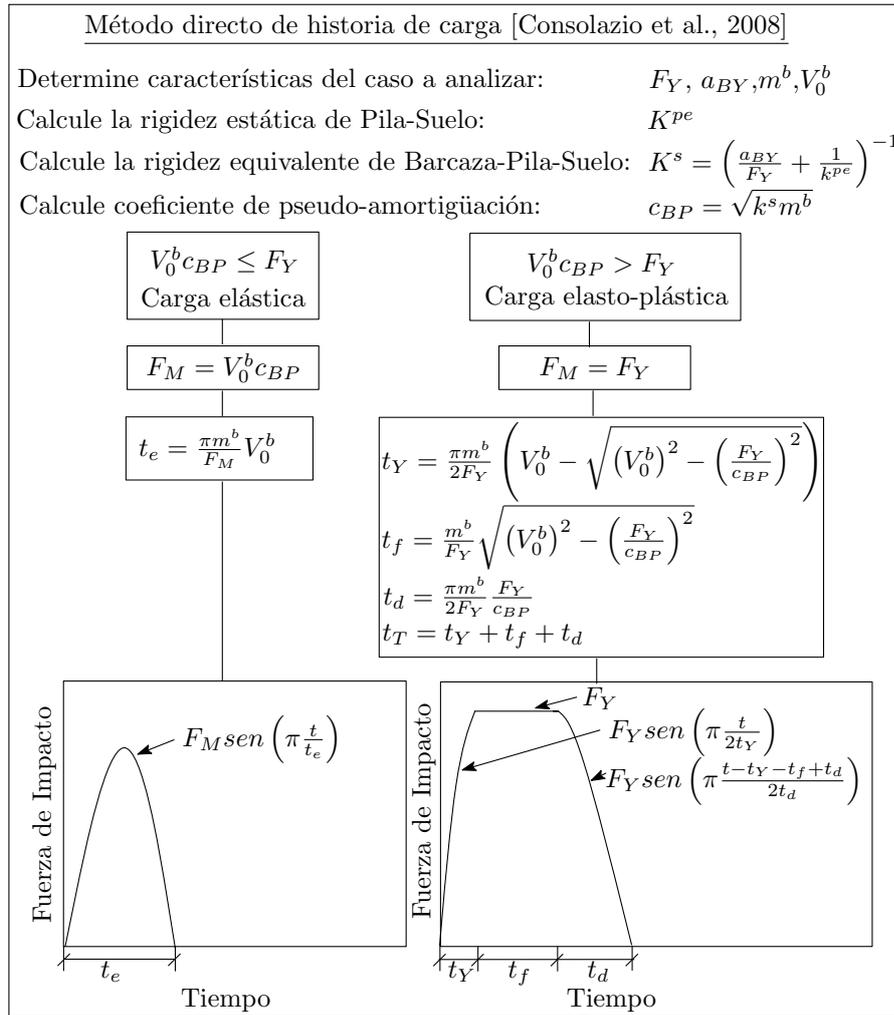
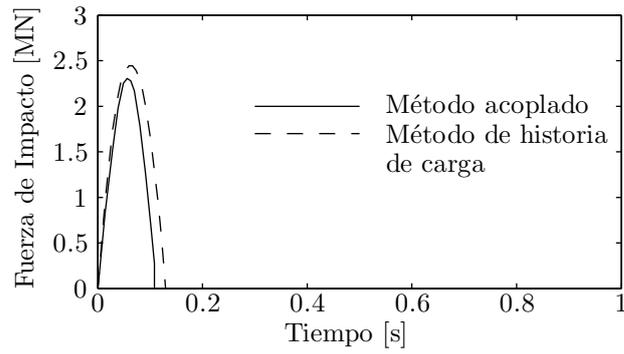


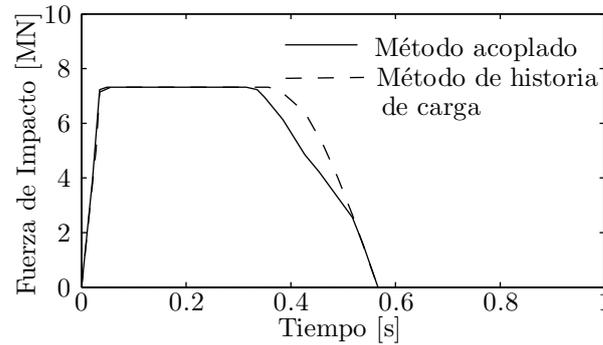
Figura 2.23: Procedimiento de cálculo de historia de carga mediante metodo directo de historia de carga (Consolazio et al., 2008)

#### 2.3.4.4. Método de superposición modal espectral

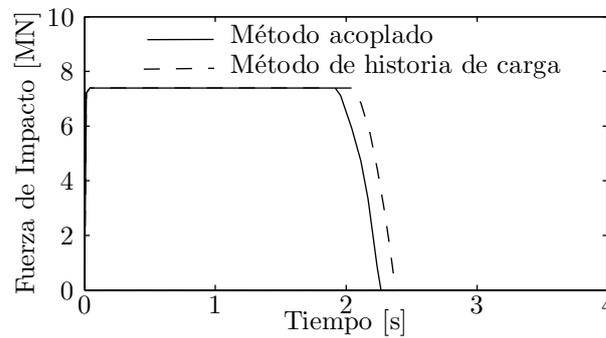
Consolazio et al. (2008) aplican el método de superposición modal espectral al análisis de impacto de barcasas. Este método se basa en determinar la respuesta de la estructura en el dominio de las frecuencias. Para esto se amplifican las respuestas modales de la estructura en función de sus frecuencias de vibración y luego se combinan para determinar los desplazamientos y solicitaciones de la estructura (Bathe). Al factor de amplificación en función de la frecuencia se lo conoce como espectro de respuesta y depende de la evo-



(a) Caso de energía baja



(b) Caso de energía intermedia



(c) Caso de energía alta

Figura 2.24: Comparación de historias de carga de método acoplado y método directo de historia de carga (Consolazio et al., 2008)

lución temporal de la carga aplicada. Los autores desarrollan un espectro de respuesta específico para el impacto de barcasas en función de la energía de impacto considerada. A continuación se explican los fundamentos del método.

El procedimiento de cálculo del método de espectro de respuesta se puede resumir

en los siguientes pasos:

- Calcular la fuerza pico y duración de impacto (método directo de historia de carga).
- Aplicar la fuerza pico a la estructura de forma estática y calcular los desplazamientos.
- Transformar los desplazamientos estáticos a coordenadas modales.
- Amplificar los desplazamientos modales utilizando el correspondiente espectro de diseño.
- Calcular los esfuerzos en los elementos estructurales para cada modo.
- Combinar los esfuerzos y desplazamientos de las contribuciones modales utilizando un criterio de combinación (SRSS ó CQC).

### **Factor de amplificación dinámico y espectro de respuesta**

El factor de amplificación dinámico es la relación entre la respuesta dinámica máxima de un sistema de un grado de libertad y su respuesta estática. Este factor depende de la variación temporal con que actúa la carga aplicada y de la frecuencia de vibración libre de la estructura considerada. El valor del factor de amplificación dinámico en función de la frecuencia de la estructura constituye el espectro de respuesta.

Consolazio et al. (2008) analizan una serie de casos de impacto, donde se consideran diferentes combinaciones de la masa y velocidad de barcasas, para el desarrollo del espectro de respuesta de diseño. Para esto determinan la historia de carga para los casos considerados mediante el método directo de historia de carga. Luego calculan el espectro de respuesta para cada caso particular. Finalmente determinan el espectro de diseño como la envolvente a esta familia de curvas, definido linealmente en escala logarítmica en ambos ejes como se muestra en la figura 2.25.

Los autores observaron que los puntos de transición del espectro de diseño se amplían a medida que la energía del impacto aumenta, como se muestra en la figura 2.26. Debido

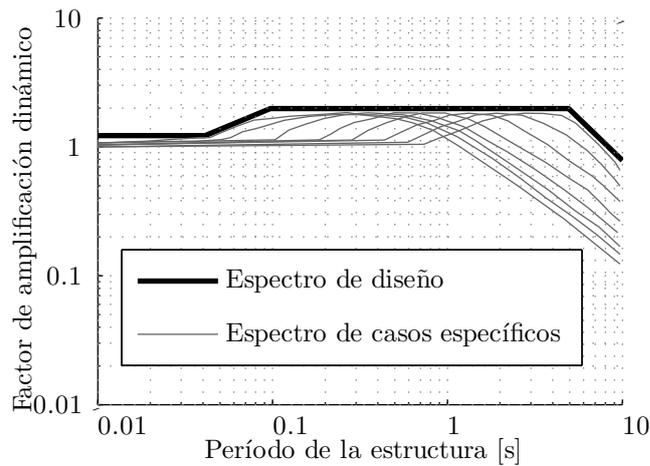


Figura 2.25: Factor de amplificación dinámica y espectro de diseño (Consolazio et al., 2008).

a esto, si se consideran tanto casos de baja energía como alta energía para determinar un espectro de diseño único, el espectro resultaría demasiado conservador.

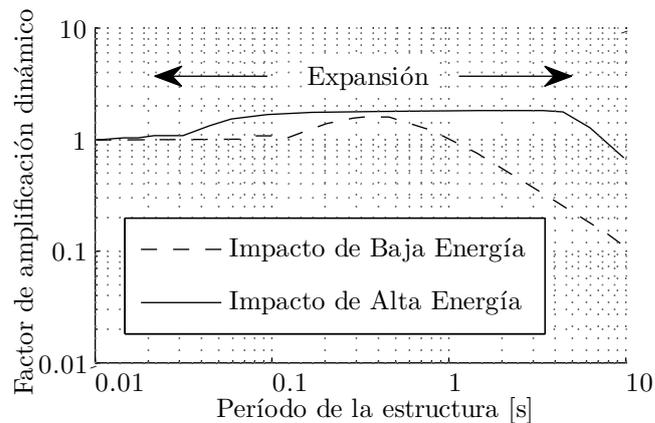


Figura 2.26: Evolución de amplificación dinámica de acuerdo a la energía de impacto (Consolazio et al., 2008).

Basado en los resultados del factor de amplificación dinámica, los autores, realizan una correlación para determinar la ubicación de los puntos de transición, y las pendientes del factor de amplificación respecto al período de la estructura de acuerdo a la energía involucrada. Los autores determinan que puntos de transición se pueden calcular de

manera conservadora mediante las siguientes relaciones:

$$T_S = T_I \left( \frac{1300}{m^b (V_0^b)^2} \right)^{0,9} \leq \frac{T_I}{2,2} \quad (2.8)$$

$$T_L = T_I \left( \frac{m^b (V_0^b)^2}{100} \right)^{0,1} \leq \frac{T_I}{0,7} \quad (2.9)$$

donde  $T_I$  es el doble de la duración de impacto calculado mediante el método directo de historia de carga,  $T_S$  es el punto de transición de período bajo,  $T_L$  es el punto de transición de período alto,  $m^b$  masa de barcaza en [kip s<sup>2</sup>/plg] y  $v_0^b$  es la velocidad inicial de barcaza en [plg/s]. La definición del espectro de diseño genérico se muestra en la figura 2.27.

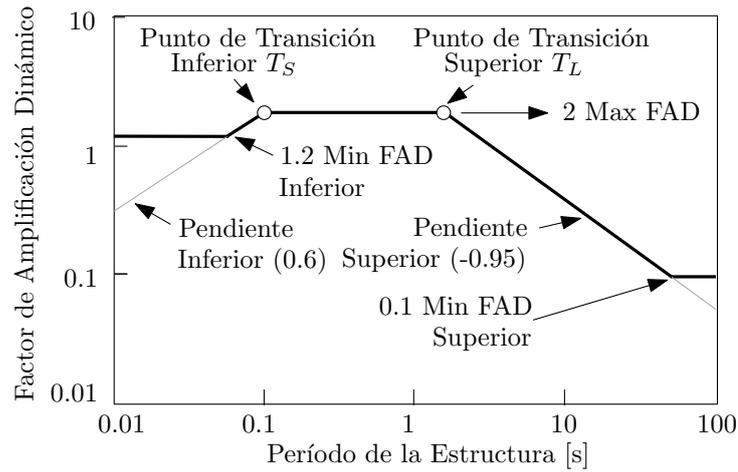


Figura 2.27: Espectro de diseño genérico. Método modal espectral (Consolazio et al., 2008).

Entonces, el factor de amplificación dinámico queda definido de la siguiente forma:

$$FAD = \begin{cases} 2 \left( \frac{T}{T_S} \right)^{0,6} \geq 1,2, & \text{si } T < T_S \\ 2, & \text{si } T_S \leq T \leq T_L \\ 2 \left( \frac{T}{T_L} \right)^{-0,95} \geq 0,1, & \text{si } T > T_L \end{cases} \quad (2.10)$$

### Combinación modal

El método de espectro de respuesta da como resultado la máxima respuesta de cada modo, pero debido a que es un análisis en el dominio de las frecuencias no determina en qué instante del tiempo ocurren éstas. Por lo tanto, las respuestas máximas de cada modo podrían suceder a distintos tiempos o simultáneamente. Sin embargo, suponer que las respuestas son máximas simultáneamente produciría resultados muy conservadores. Es necesario entonces adoptar un criterio para combinar las respuestas modales.

Una de las maneras más usuales de hacer esto es utilizar la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, SRSS por sus siglas en inglés, donde:

$$R_{Comb} = \sqrt{\sum r_i^2} \quad (2.11)$$

donde  $R_{Comb}$  es la respuesta (desplazamiento, momento, corte, etc.) en un determinado elemento estructural combinada de todos los modos de vibración y  $r_i$  es la respuesta del modo  $i$ . El uso de esta combinación tiende a proveer aproximaciones precisas para sistemas de 2 dimensiones en los que las frecuencias naturales están bien espaciadas. Sin embargo, para sistemas en 3 dimensiones en los cuales las frecuencias naturales se aproximan, es más recomendable el criterio de combinación cuadrática completa, CQC por sus siglas en inglés. En este criterio, la respuesta total es:

$$R_{Comb} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{ij} |r_i| |r_j|} \quad (2.12)$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\epsilon_i \epsilon_j} (\epsilon_i + \alpha \epsilon_j) \alpha^{3/2}}{(1 - \alpha^2)^2 + 4\epsilon_i \epsilon_j \alpha (1 + \alpha^2) + 4(\epsilon_i^2 + \epsilon_j^2) \alpha^2} \quad (2.13)$$

donde:  $\epsilon_i$  y  $\epsilon_j$  son los factores de amortiguamiento de los modos  $i$  y  $j$  respectivamente y  $\alpha$  es la relación de frecuencias de ambos modos.

### Factores de participación de masa

Energía de impacto	Elemento estructural	Momento flector [kip-ft]			Participación de masa (12 modos)
		Método acoplado	Modal espectral (espectro específico)	Diferencia	
Baja	Pila	1541	1496	-2,9 %	99,8 %
	Pilote	453.4	762.1	68 %	
Media	Pila	5288	5613	6,1 %	99,9 %
	Pilote	1488.4	2758	85 %	
Alta	Pila	5307	5745	8,2 %	99,9 %
	Pilote	1515	2782	84 %	

Tabla 2.3: Comparación de esfuerzos generados, método acoplado y método modal espectral. Con espectros de diseño específicos Consolazio et al. (2008)

El número de modos de vibración que existen en una estructura, es igual al número de grados de libertad dinámicos de la misma. Generalmente, es necesario considerar un pequeño número de modos de vibración para describir el comportamiento de la estructura. Típicamente, el número de modos necesario se determina en base a los factores de participación de masa, que indican el porcentaje de la masa total que es movilizada por cada modo. Para el análisis sísmico de estructuras, los códigos requieren que el porcentaje de participación de masa de los modos utilizados, sea mayor al 90 %. En el caso de un edificio regular, esto se logra considerando un número reducido de modos (1 a 3). Para el caso de impacto de embarcaciones sobre puentes, Consolazio et al. (2008) encuentran que el porcentaje de participación de masa necesario para obtener buenos resultados, es del orden del 99 %, por lo que se requiere la utilización de un mayor número de modos naturales de vibración (10 a 12).

### Validación de resultados

El método modal espectral es validado por Consolazio et al. (2008) mediante la misma serie de casos de estudio que se utiliza para validar el método directo de historia de carga. En estos casos, los autores comparan los resultados del método acoplado con los resultados del método modal espectral, utilizando un espectro de respuesta específico para cada impacto, en vez del espectro de diseño genérico. Los resultados se muestran en la tabla 2.3.

Los casos de comparación indican que el método modal espectral es bastante conservador, sobre todo para los momentos calculados en la fundación. Los resultados se alejaría aun más en una situación de diseño, donde su utilizarían espectros de diseño genéricos en vez los espectros de casos específicos.

#### 2.3.4.5. Método estático equivalente

Consolazio et al. (2010b) desarrollaron un método estático equivalente para el impacto de embarcaciones contra puentes. En contraste al método de AASHTO, el método propuesto emplea un análisis estático que estima de manera conservadora las solicitaciones generadas por el proceso dinámico de impacto. El método es particularmente apropiado para el diseño preliminar de puentes debido a su simplicidad. Este método se basa en un estudio paramétrico sobre un inventario de 12 puentes existentes en el estado de Florida, Estados Unidos. Los autores consideraron diferentes situaciones de impacto y realizaron un análisis estático y otro dinámico para cada uno de los escenarios evaluados. Los autores consideran en el análisis estático equivalente los efectos de la rigidez de la superestructura a través de un apoyo elástico y los efectos inerciales de la misma a través de una fuerza aplicada al nivel del tablero. En base a los resultados obtenidos los autores ajustan los factores de amplificación de carga para obtener solicitaciones similares respecto a los análisis dinámicos.

Los autores proponen adoptar la sollicitación mas desfavorable de dos casos de carga diferentes. El primer caso de carga generalmente produce sollicitaciones mayores en la pila. Consiste en aplicar un factor de amplificación (1,45) para la fuerza de impacto y un factor de amplificación para la fuerza inercial (esto es, aplicada a nivel de la superestructura), que es función de algunas características de la pila y del tipo de sollicitación que se desea estimar. El segundo caso de carga generalmente produce sollicitaciones mayores en la fundación y consiste en aplicar un factor de amplificación (1,85) para la fuerza de impacto y no considerar la rigidez dinámica de la superestructura. La figura 2.28 muestra el método propuesto, donde  $P_B$  es la fuerza máxima de impacto;  $P_I$  es la fuerza que representa la rigidez inercial de la superestructura;  $IRF$  es el factor de amplificación para

la fuerza inercial de la superestructura;  $k_{sup}$  es la rigidez estática de la superestructura y  $W_p$  es el peso de la superestructura.

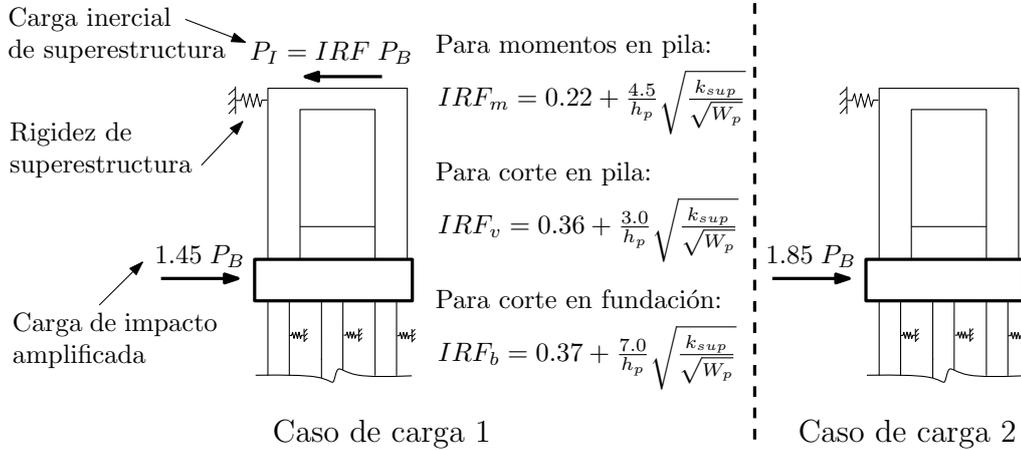


Figura 2.28: Método estático equivalente (Consolazio et al., 2010b).

En los casos de análisis estudiados por los autores, las solicitaciones estimadas mediante el método estático equivalente fueron muy similares o mayores a las solicitaciones estimadas mediante análisis dinámicos, siendo en promedio 35 % superiores.

El desempeño de este método fue evaluado comparando las solicitaciones generadas en un puente de tipología regional, cuyo modelo estructural se describe en la sección 6.1.1, respecto a análisis dinámicos. En la aplicación de este método en la tipología regional de puentes no se obtuvieron resultados consistentes con análisis dinámicos. Es posible que esto se deba a que el método propuesto por (Consolazio et al., 2008) fue ajustado a una tipología de puentes diferente a la tipología regional.

#### 2.3.4.6. Enfoque probabilístico de diseño

El enfoque probabilístico de diseño consiste en evaluar la seguridad de la estructura considerada a través de la probabilidad de falla de la misma, con el objetivo de que no supere cierto umbral. En este enfoque, en general se toma como referencia la probabilidad de falla anual, que es la probabilidad de que se produzca una falla en el período de un año. Alternativamente se utiliza el período de recurrencia, que es la inversa de la

probabilidad de falla anual y representa la cantidad de años que se espera que transcurran para que se produzca la falla de la estructura.

La probabilidad de falla anual en el impacto de embarcaciones se puede calcular como un producto de factores. Varios de estos factores son factores de probabilidades condicionales como: la frecuencia con que circulan las embarcaciones; la probabilidad del desvío del curso de las embarcaciones; la probabilidad de que una embarcación aberrante impacte con el puente y finalmente, en caso de ocurrencia de un impacto, la probabilidad de que se produzca la falla de la estructura. Este último factor se conoce como la probabilidad de colapso (PC) y debe determinarse para cada combinación de tipo de embarcación (o grupo de embarcaciones) que circula por la vía navegable; velocidad de impacto y pila de puente susceptible a impacto.

Este enfoque es considerado por las recomendaciones de AASHTO (2008), pero una limitación importante de esta normativa es que la probabilidad de colapso se calcula mediante una expresión empírica que se desarrolló para impactos entre barcos (Cowiconsult, Inc., 1981). Esta expresión requiere de dos parámetros: la capacidad estática del puente ( $C$ , generalmente calculada mediante análisis del tipo pushover) y la demanda o carga estática de impacto ( $D$ , determinada mediante el procedimiento de AASHTO (2008)). Con estos parámetros se utiliza la relación capacidad - demanda ( $C/D$ ) para determinar la probabilidad de colapso (figura 2.29).

Cabe destacar que la probabilidad de colapso para una capacidad mayor a la demanda según esta relación empírica es nula, cuando es esperable que este valor sea pequeño pero no nulo. Adicionalmente esta expresión resulta en un riesgo de colapso muy pequeño para ciertas condiciones. Por ejemplo, si la demanda es un orden de magnitud más grande que la capacidad ( $C/D=0,1$ ), la probabilidad de colapso es sólo del 10 %, cuando es esperable que este valor sea cercano a 1. Otra limitación de las recomendaciones de la AASHTO (2008) es que se basa en las solicitaciones calculadas mediante análisis estático y no tiene en cuenta algún factor de amplificación dinámico.

Consolazio et al. (2010a) utilizan este enfoque para estudiar la probabilidad de falla de una serie de puentes existentes en el estado de Florida, Estados Unidos. La principal

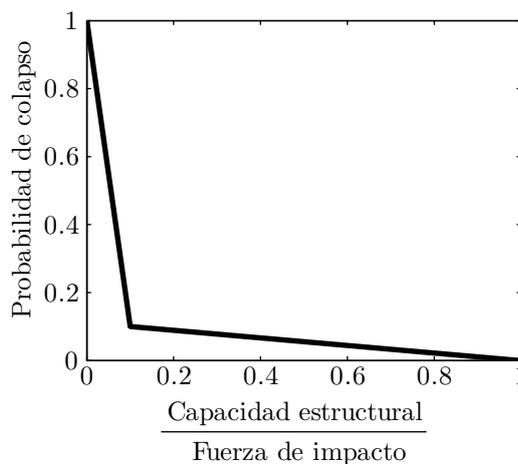


Figura 2.29: Expresión empírica de probabilidad de colapso (Cowiconsult, Inc., 1981).

novedad de este estudio consta en que para determinar la probabilidad de colapso los autores utilizan procedimientos probabilísticos de simulación. Esta técnica se basa en el análisis dinámico de gran cantidad de escenarios de impacto, donde los parámetros que definen los casos a analizar se generan de manera aleatoria, considerando la distribución probabilística de los mismos. La probabilidad de falla se calcula en función de la cantidad de casos analizados y el número de casos en donde se alcanza la falla.

En base a los resultados obtenidos los autores ajustan la probabilidad de colapso mediante una función exponencial como muestra la figura 2.30. Cabe destacar que la probabilidad de colapso está en función de la relación demanda sobre capacidad ( $D/C$ ), es decir la relación inversa que utilizan las recomendaciones de la AASHTO.

El principal aporte de los autores consta en el procedimiento de simulación utilizado para definir la probabilidad de colapso basándose en un método racional en vez de la relación empírica propuesta por la AASHTO. Si bien los resultados están disponibles sólo para los puentes analizados es posible aplicar esta metodología en cualquier puente que se desee estudiar.

Si bien los autores utilizaron técnicas de simulación probabilísticas para reducir la demanda de cómputos, el costo computacional es elevado. Esto se debe a que es necesario realizar gran cantidad de análisis dinámicos para obtener resultados con suficiente nivel

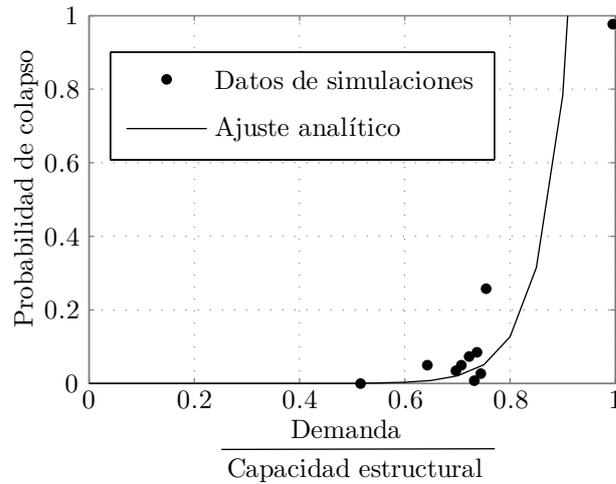


Figura 2.30: Probabilidad de colapso propuesta por (Consolazio et al., 2010a).

de confianza. Por ejemplo, en el análisis de los casos presentados por los autores se utilizaron 38 núcleos de 2,1 GHz durante cuatro meses.

### 2.3.5. Métodos propuestos por Harik y colaboradores

Harik et al. (2008a,b) también han realizado importantes contribuciones en relación al análisis de impacto de barcasas contra puentes. Estos aportes incluyen curvas de carga deformación de la proa de barcasas; análisis de la influencia de la flexibilidad de la pila; regresiones para estimar la fuerza promedio y duración del impacto de columnas de barcasas, como así también un modelo de masas y resortes para el estudio de colisiones de grupos formados por varias columnas de barcasas. A continuación se presentan algunos aspectos relevantes de este estudio.

#### 2.3.5.1. Curvas carga deformación de la proa de barcasas

Harik et al. (2008a) estudiaron el comportamiento de la proa de la barcaza tipo Jumbo Hopper, el mismo tipo considerado por Consolazio et al. (2008). Se utilizaron modelos detallados de elementos finitos, teniendo en cuenta la configuración estructural de las barcasas. Se consideraron impactos sobre pilas de forma plana y circular de diferentes

dimensiones. Las curvas carga deformación para pilas rectangulares de diferentes anchos se muestran en la figura 2.31.

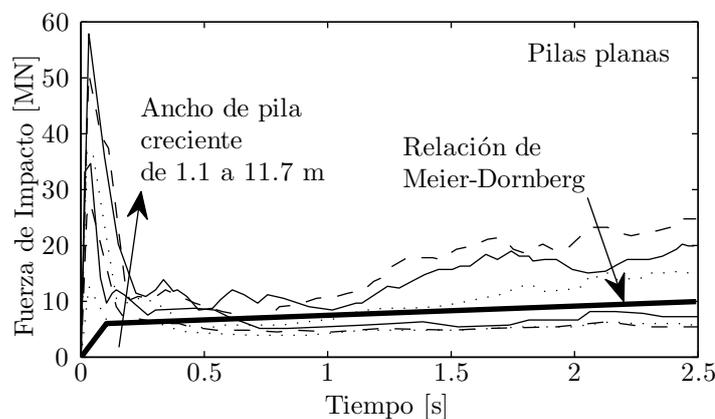


Figura 2.31: Curva carga deformación para impacto contra pila plana rígida de barcaza tipo Jumbo Hopper Harik et al. (2008a)

Los resultados de estas modelaciones muestran que existe una gran influencia tanto de la forma como la dimensión de la pila. Esto concuerda con las conclusiones de Consolazio et al. (2008). Los autores indican que el comportamiento de la proa puede ser dividido en dos etapas: una etapa muy breve al inicio, con fuerzas pico muy grandes, seguida por una etapa de deformación global de la estructura. Según los autores la velocidad del impacto aumenta la magnitud de los picos iniciales de la carga, pero no afecta significativamente el resto de la curva. Adicionalmente, estiman que la duración de las fuerzas de contacto altas en la etapa inicial (0,05 a 0,1 segundos), es muy breve para producir daño significativo en las estructuras de puentes. Harik et al. (2008a) indican que el método AASHTO sobreestima la resistencia promedio de la proa para pilas circulares y subestima la resistencia promedio de la proa para pilas planas de ancho mayor a 3 metros. En la figura 2.32 se muestra la resistencia de la proa (obtenida como la energía de deformación sobre deformación total) calculada por Harik et al. (2008a) y su comparación con la resistencia adoptada por la AASHTO.

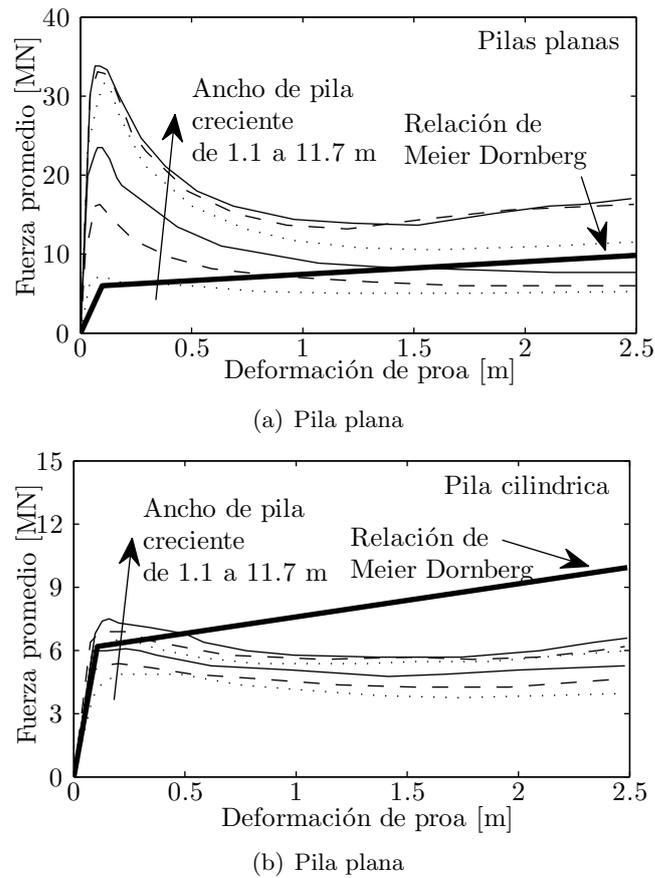


Figura 2.32: Resistencia de proa promedio Harik y Meier-Dörnberg

### 2.3.5.2. Estudios de impacto de grupos de barcasas mediante elementos finitos y regresiones

Harik et al. (2008a) utilizaron los modelos de elementos finitos para estudiar impactos de columnas de barcasas. Donde se estudiaron columnas de hasta cinco barcasas contra pilas totalmente rígidas. Realizaron numerosas simulaciones variando la velocidad de impacto; la forma y dimensión de la pila; el número de barcasas y la masa de las mismas. En base a los resultados obtenidos, se realizaron correlaciones que dan como resultado el valor de la fuerza pico, la fuerza promedio y el tiempo de duración del impacto. Cabe destacar que las regresiones son aplicables dentro del rango de parámetros considerado en el estudio. Los autores indican que el ancho de la pila tiene una influencia muy

importante tanto en la fuerza máxima de impacto como en la duración del mismo. Y que este efecto es mas notable para pilas planas que para pilas cilíndricas. A su vez, para velocidades bajas, la influencia del ancho de la pila se vuelve ligeramente mayor, debido a la mayor incidencia de las deformaciones elásticas. Para velocidades altas la deformación plástica de la proa es la que controla el proceso de impacto. Los autores indican que un grupo de varias barcazas que tiene masa distribuida, actúa como un capacitador que almacena energía elástica y como un disipador que absorbe energía mediante disipación. Los autores estiman que para el caso de varias barcazas, la energía cinética disipada por mecanismos de interacción entre las mismas no supera el 10 % de la energía total. Observan que durante el impacto de una fila de barcazas, éstas desarrollan movimientos relativos y que en general, el efecto de interacción entre barcazas tiende a disminuir las fuerzas máximas de impacto. En la figura 2.33 se puede observar la diferencia en la magnitud de la historia de carga de impacto, según los resultados de análisis mediante elementos finitos y el método de AASHTO para columnas compuestas por diferentes cantidad de barcazas. Cabe aclarar que la magnitud de la fuerza de impacto crece a medida que aumenta la cantidad de barcazas según el método AASHTO, mientras que la fuerza permanece constante y solo aumenta la duración del impacto según la investigación conducida por Harik et al. (2008a).

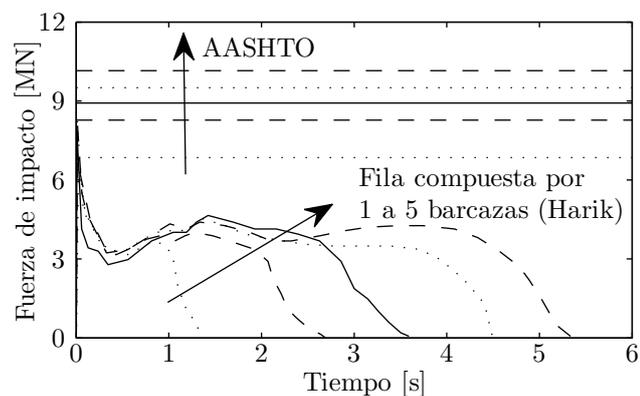


Figura 2.33: Historias de carga de impacto de columnas de 1 a 5 barcazas, contra pila plana rígida de 1,1 m de ancho a 2,1 m/s (Harik et al., 2008a)

Si se compara la envolvente de la fuerza promedio de impacto obtenida por Harik et

al. (2008a) y la carga estática equivalente de la AASHTO (figura 2.34) se puede observar que el método de la AASHTO sobreestima la fuerza de impacto para el caso de pilas circulares y para pila planas de pequeña dimensión en todo el rango de energía cinética inicial. Sin embargo, para pilas planas de ancho similar al de las barcazas, existe un rango en donde el método de la AASHTO subestima la fuerza de impacto. Cabe destacar que la velocidad máxima para la cual el ensayo paramétrico fue realizado, es de 3,1 m/s, velocidad menor a la velocidad de navegación en dirección aguas abajo de grupos de barcazas en los ríos de la región.

### 2.3.5.3. Influencia de flexibilidad de la pila

Con el fin de estudiar la influencia de la flexibilidad de la pila, Harik et al. (2008a) utilizan un modelo simple de masas y resortes de dos grados de libertad que representa el sistema barcaza-pila (figura 2.35). Mediante análisis modal los autores determinan la relación de energía elástica, definida como la energía elástica en la proa de la barcaza sobre la energía elástica en la pila ( $E^b/E^p$ ), considerando solo el modo que produce desplazamientos en igual sentido en ambos grados de libertad. La figura 2.36 muestra la distribución de energía elástica de deformación, donde se han definido la relación de rigidez ( $\xi$ ) y la relación de masa ( $\eta$ ) de la siguiente manera:

$$\xi = k^b/k^p \quad (2.14)$$

$$\eta = m^b/m^p \quad (2.15)$$

donde  $k^b$ ,  $k^p$ ,  $m^b$  y  $m^p$  son la rigidez de la proa de la barcaza, la rigidez de la pila, la masa de la barcaza y la masa de la pila respectivamente.

Harik et al. (2008a) indican que habitualmente los puentes son mucho más rígidos que las barcazas, por lo tanto, la relación de rigideces ( $\xi$ ) usualmente es menor a un décimo. Adicionalmente, los autores indican que la relación de masas ( $\eta$ ) esperable es mayor a 5 (es decir masa de puente mayor a masa de barcazas). El estudio de distribución de

energía revela que valores de  $\eta$  mayores a 5, no afectan significativamente la distribución de energía, por otro lado, para valores de  $\xi$  menores a un décimo, la gran mayoría de la energía es absorbida por la barcaza y la relación de energía es de 10 o incluso mayor. Por lo tanto, los autores determinan que la influencia de la flexibilidad de la pila en la fuerza de impacto no es significativa y que el impacto de barcazas contra puentes puede ser estudiado mediante un modelo que considere a la pila como absolutamente rígida. Sin embargo, la tipología de puentes considerada por Harik et al. (2008a) difiere significativamente de la tipología de puentes sobre vías navegables en nuestra región. La relación de energía de deformación, para el rango de parámetros representativos de la situación de puentes regionales sobre vías navegables se muestra en la figura 2.37.

Por ejemplo, para el caso del proyecto de la alternativa de hormigón del puente Reconquista-Goya sobre el Río Paraná, que posee un cabezal flotante de grandes dimensiones, la masa asociada al punto de impacto es del orden de 30000 toneladas. Si se considera el impacto de un grupo de 4 barcazas totalmente cargadas, que tienen una masa conjunta de 7600 toneladas, la relación de masas  $\eta$  es de 0,24. Para este mismo caso, adoptando la relación carga deformación definida Consolazio et al. (2008), la rigidez de la proa de la barcaza es más grande que la rigidez estática del puente y la relación de rigideces  $\xi$  es cercana a 12. Esto significa que las relaciones  $\xi$  y  $\eta$  están invertidas respecto a los casos estudiados por Harik y colaboradores para el rango de parámetros de interés. Esto produce que la distribución de energía sea opuesta a los casos estudiados en la literatura y por lo tanto, según el análisis planteado por los autores, no sería posible desestimar la influencia de la flexibilidad de la pila en el impacto de embarcaciones en los puentes sobre vías navegables regionales.

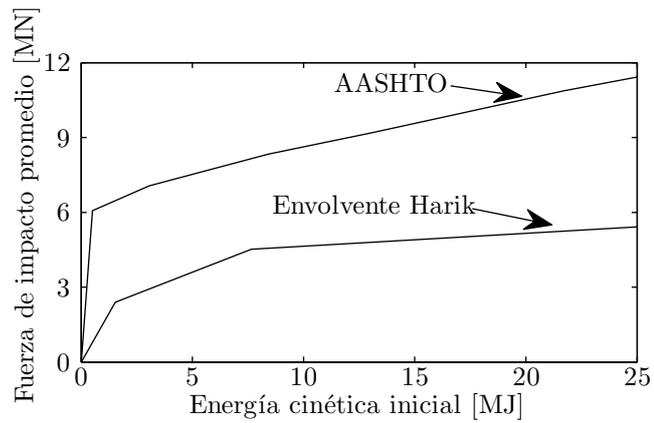
#### **2.3.5.4. Modelo de múltiples grados de libertad**

Para el caso de impacto de grupos de barcazas de varias columnas, Harik et al. (2008b) proponen un modelo unidimensional de múltiples grados de libertad (MGL) donde cada barcaza es representada por una masa individual (figura 2.38). La interacción entre las barcazas que componen el grupo y entre la barcaza que impacta y la pila es representada

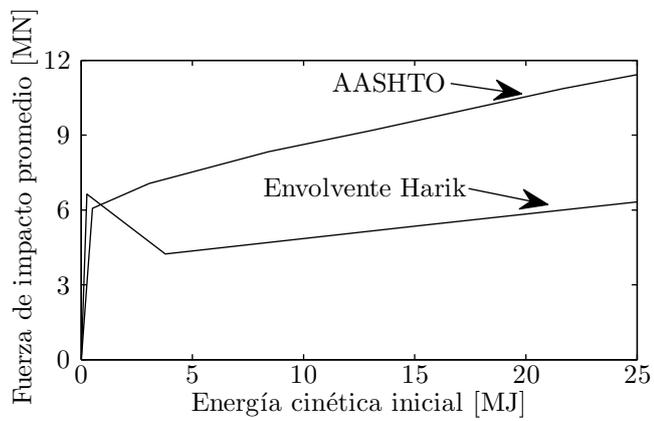
por relaciones no lineales. La pila es modelada mediante una viga en voladizo con resortes rotacionales y longitudinales, y dos masas puntuales que representan a la superestructura y a la masa asociada al punto de impacto (figura 2.39). Este modelo fue validado respecto al modelo de elementos finitos para impactos de columnas de barcazas.

En este modelo, existen tres tipos de vínculos. El primer tipo, corresponde a los vínculos laterales entre barcazas de distintas columnas. Estos vínculos modelan los amarres con cables de acero (figura 2.40) y trabajan sólo a tracción, en cada una de las direcciones independientemente. El segundo tipo, corresponde a los vínculos frontales entre barcazas de la misma columna. Estos trabajan en forma diferente a compresión (determinado por la rigidez del cuerpo de la barcaza) y a tracción (determinado por los cables de acero). Estos dos primeros tipos de vínculos tienen una longitud libre a partir de la cual empiezan a trabajar. El tercer tipo, es la curva carga deformación de la proa que constituye el vínculo entre la barcaza que impacta con el grado de libertad que representa el punto de impacto en el modelo de la pila. Esta relación es no-lineal y toma carga solo en compresión. En la misma, se localiza gran parte de la disipación de energía. La figura 2.41 muestra el comportamiento de estos vínculos.

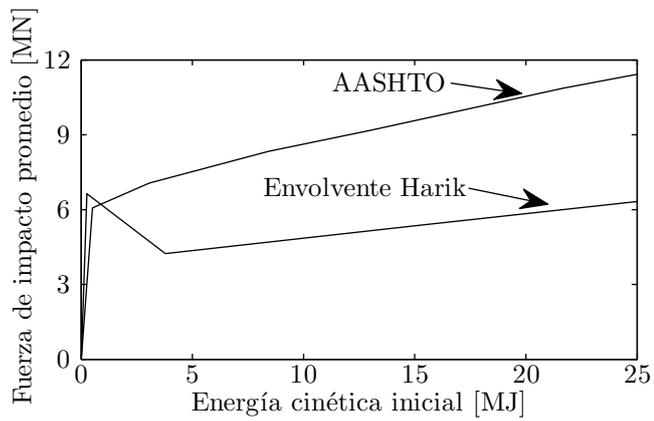
A diferencia de otros métodos donde las barcazas son consideradas mediante una masa puntual, el método de múltiple grados de libertad considera la interacción entre las barcazas que componen el grupo. Sin embargo, al no considerar la posible falla de las eslingas debido a deformación excesiva, el método no es capaz de predecir la posible separación de las columnas laterales en impactos de varias columnas de barcazas. Este fenómeno puede tener influencia significativa en la historia de carga producida por grupos de barcazas. Otra limitación consiste en que la estructura es modelada de forma simplificada y es aplicable a respuesta elástica de la misma, por lo que no es posible analizar defensas contra impacto que absorben energía mediante deformación plástica.



(a) Pila plana



(b) Pila plana



(c) Pila plana

Figura 2.34: Fuerza estática equivalente de AASHTO y fuerza promedio de impacto para pila plana de a) 1,1 m b) 5,3 m y c) 9,6 m de ancho (Harik et al., 2008a)

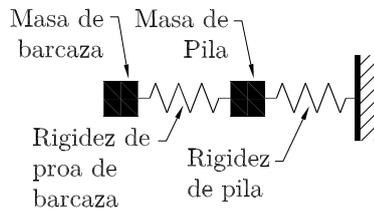


Figura 2.35: Modelo simple para estudio de influencia de flexibilidad de pila (Harik et al., 2008a)

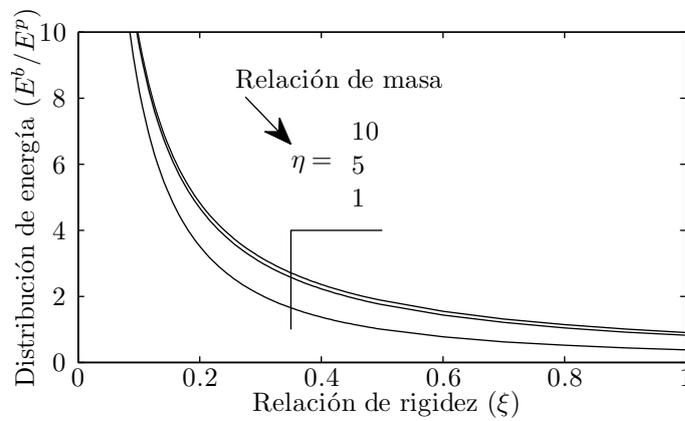


Figura 2.36: Distribución de energía elástica de deformación del modelo de impacto simple (Harik et al., 2008a)

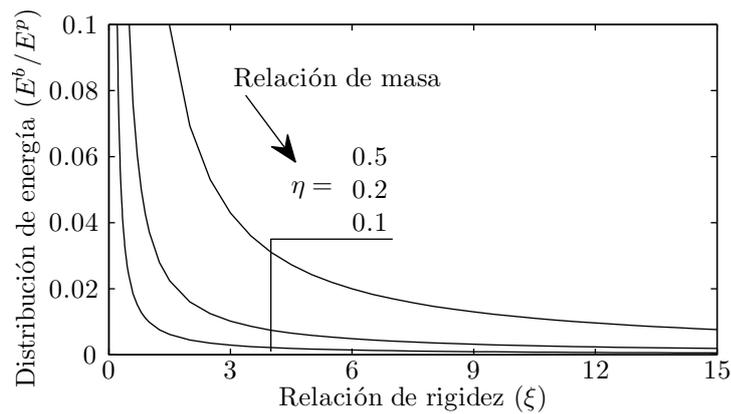


Figura 2.37: Distribución de energía elástica del modelo de impacto simple para rango de parámetros de la tipología regional de puentes

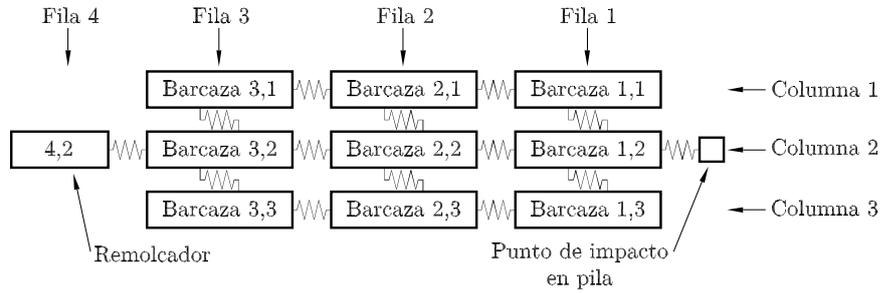


Figura 2.38: Modelo para impactos de grupos de barcazas. (Harik et al., 2008b)

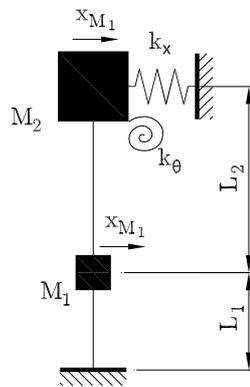


Figura 2.39: Modelo simplificado de pila en modelo MGL. (Harik et al., 2008b)

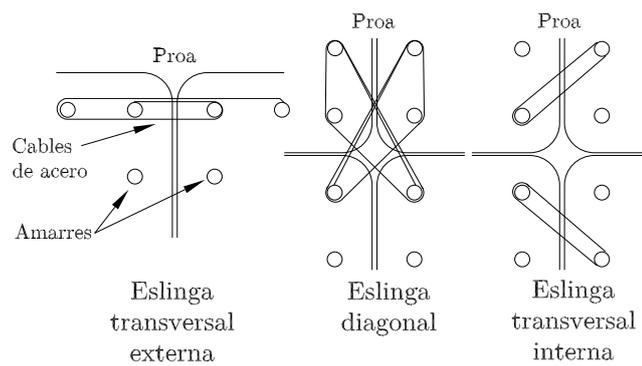


Figura 2.40: Cables de acero utilizados para amarrar grupos de barcazas

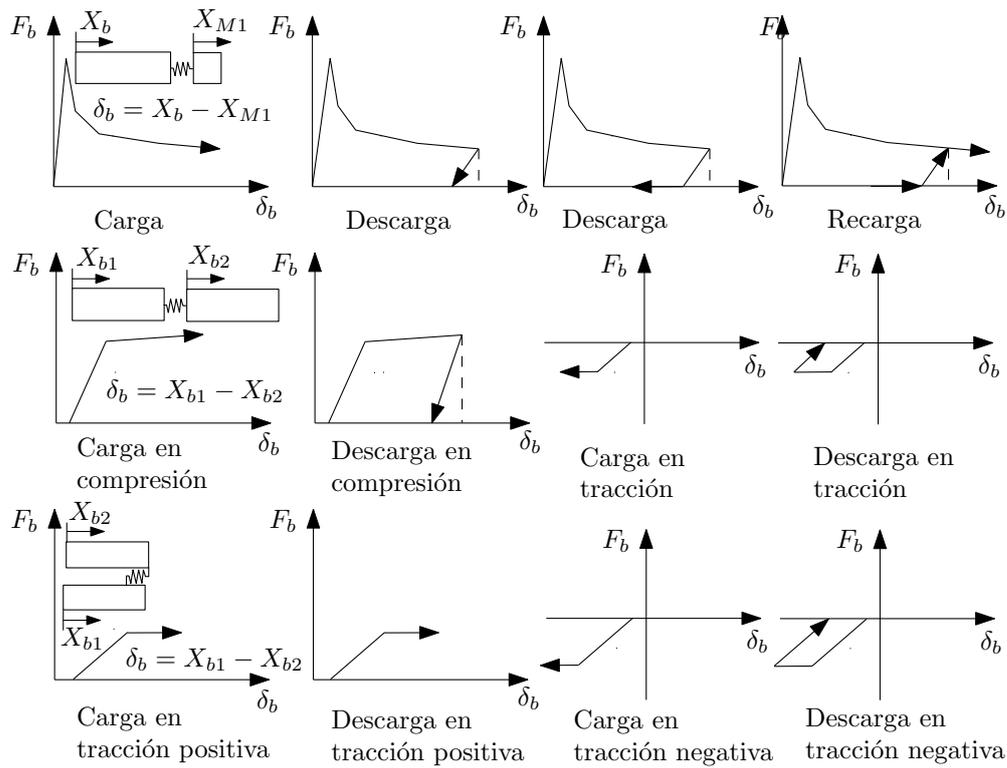


Figura 2.41: Relaciones carga-deformación del modelo unidimensional para impacto de grupos de barcazas (Harik et al., 2008b)

### 2.3.6. Desarrollos previos

Una característica del método directo de historia de carga propuesto por Consolazio et al. (2008) es que desestima la rigidez dinámica que aporta la masa de la pila impactada. Dado que para el caso de puentes de tipología regional esta contribución puede ser muy significativa, se propuso una modificación para tener en cuenta este aspecto y se estudió su influencia en la historia de carga para una serie de casos particulares (Luperi, 2011). El modelo propuesto se muestra en la figura 2.42, donde se esquematiza el modelo compuesto por la masa de la barcaza (o conjunto), la masa de la pila, y los resortes no-lineales que consideran la rigidez de la proa y la estructura impactada. De igual manera que el método propuesto por Consolazio et al. (2008) la modificación al método es aplicable a relaciones carga deformación del tipo elasto plástica perfectas.

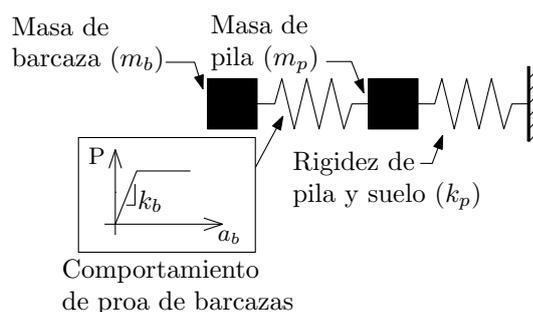


Figura 2.42: Modelo de Barcaza-Pila-Suelo, Modificación método de historia de carga

Al considerar la masa de la pila, el modelo original se convierte en un modelo de 2 grados de libertad: uno para la barcaza y otro para la pila. En los casos de impactos elásticos se puede realizar un análisis modal clásico, mientras que para casos donde se alcanza la fluencia en la barcaza, se debe adoptar un esquema alternativo. Las ecuaciones de movimiento del sistema en estado elástico pueden escribirse de la siguiente manera:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{0} \quad (2.16)$$

donde  $\mathbf{M}$  es la matriz de masa,  $\ddot{\mathbf{u}}$  es el vector de aceleraciones,  $\mathbf{K}$  es la matriz de

rigidez y  $\mathbf{u}$  es el vector de desplazamientos en función del tiempo,  $t$ .

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_b & 0 \\ 0 & m_p \end{bmatrix} \quad \mathbf{u} = \begin{bmatrix} u_b \\ u_p \end{bmatrix} \quad \mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_b & -k_b \\ -k_b & k_b + k_p \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

en estas expresiones el subíndice  $b$  corresponde al grado de libertad de la barcaza y  $p$  al de la pila. Los modos de vibración del sistema se pueden calcular planteando el equilibrio en vibración libre, expresado mediante el siguiente sistema:

$$\begin{vmatrix} k_b - m_b\lambda & -k_b \\ -k_b & k_b + k_p - m_p\lambda \end{vmatrix} = 0 \quad (2.18)$$

donde  $\lambda$  representa a los valores propios, desarrollando el determinante y resolviendo se calculan los valores propios de la siguiente manera:

$$\lambda_{1,2} = \frac{m_b(k_b + k_p) + m_p k_b \mp \sqrt{[m_b(k_b + k_p) + m_p k_b]^2 - 4m_b m_p k_b k_p}}{2m_b m_p} \quad (2.19)$$

con los valores propios es posible calcular la relación entre las componentes de los modos de vibración, mediante:

$$\frac{\phi_1^i}{\phi_2^i} = \frac{k_b}{k_b - m_b \lambda_i} \quad (2.20)$$

Una vez obtenidos los modos de vibración es necesario determinar las condiciones iniciales, que se calculan de la siguiente manera:

$$q_0^i = 0 \quad \dot{q}_0^i = \frac{\phi^{iT} \mathbf{M} \begin{bmatrix} V_0^b \\ 0 \end{bmatrix}}{M_i} \quad (2.21)$$

donde  $q^i$  son las coordenadas generalizadas y  $M_i$  es la masa generalizada del modo  $i$ :

$$M_i = \phi^{iT} \mathbf{M} \phi^i \quad (2.22)$$

Con estos valores el desplazamiento de la barcaza ( $u_b$ ) y de la pila ( $u_p$ ), puede escribirse como:

$$u_b(t_e) = \phi_1^1 \frac{\dot{q}_0^1 \text{sen}(\omega_1 t_e)}{\omega_1} + \phi_1^2 \frac{\dot{q}_0^2 \text{sen}(\omega_2 t_e)}{\omega_2} \quad (2.23)$$

$$u_p(t_e) = \phi_2^1 \frac{\dot{q}_0^1 \text{sen}(\omega_1 t_e)}{\omega_1} + \phi_2^2 \frac{\dot{q}_0^2 \text{sen}(\omega_2 t_e)}{\omega_2} \quad (2.24)$$

donde  $t_e$  es el tiempo en el rango elástico y  $\omega_i$  es la frecuencia de vibración del modo  $i$  y se relaciona con el valor propio de la siguiente manera:

$$\omega_i = \sqrt{\lambda_i} \quad (2.25)$$

mediante estos valores es posible calcular la historia de carga del impacto según la siguiente expresión:

$$F(t_e) = k_b (u_b(t_e) - u_p(t_e)) \quad (2.26)$$

En el caso de que la fuerza máxima sea menor a la fuerza de fluencia de la barcaza, el impacto es elástico y la historia de carga calculada es aplicada a la estructura del puente para estimar la respuesta estructural y solicitaciones. En cambio, si la fuerza máxima supera a la fuerza de fluencia de la barcaza el impacto es inelástico. En este caso, el análisis se separa en tres etapas sucesivas: una etapa de carga elástica, donde se utiliza análisis modal; una segunda etapa donde ocurre fluencia de la barcaza, en donde la barcaza se considera como una masa libre con carga aplicada y la pila se considera como un oscilador simple con carga aplicada; y una tercera etapa de descarga elástica, donde se utiliza análisis modal nuevamente.

Para definir la duración de la primera etapa, se puede encontrar el instante  $t_1$  en el que la fuerza de impacto iguala a la fuerza de fluencia. El valor de  $t_1$  puede ser

determinado en forma numérica. En este instante, se puede calcular la posición de la barcaza y de la pila ( $u_b^1, u_p^1$ ) y sus velocidades ( $V_b^1, V_p^1$ ), mediante las ecuaciones dadas anteriormente (2.23 y 2.24), para ser utilizadas como condiciones iniciales de la segunda etapa. A partir de ese instante, comienza la etapa de fluencia. Durante esta etapa, la velocidad y posición de la barcaza y pila se calculan de la siguiente manera:

$$V_b(t_f) = V_b^1 - \frac{F_Y}{m_b} t_f \quad (2.27)$$

$$V_p(t_f) = -u_p^1 \omega_p \text{sen}(\omega_p t_f) + V_p^1 \cos(\omega_p t_f) + \frac{F_Y}{\omega_p m_p} \text{sen}(\omega_p t_f) \quad (2.28)$$

$$u_b(t_f) = u_b^1 + V_b^1 t_f - \frac{F_Y t_f^2}{2m_b} \quad (2.29)$$

$$u_p(t_f) = u_p^1 \cos(\omega_p t_f) + \frac{V_p^1}{\omega_p} \text{sen}(\omega_p t_f) + \frac{F_Y}{\omega_p^2 m_p} [1 - \cos(\omega_p t_f)] \quad (2.30)$$

donde  $\omega_p$  es la frecuencia natural de la pila y se calcula de la siguiente manera:

$$\omega_p = \sqrt{\frac{k_p}{m_p}} \quad (2.31)$$

La etapa de fluencia transcurre mientras que la velocidad de la barcaza es mayor a la de la pila y termina cuando ambas velocidades se igualan. En este instante se determinan la posición de la barcaza y pila ( $u_b^2, u_p^2$ ) y sus velocidades ( $V_b^2, V_p^2$ ) para utilizarlas como condiciones iniciales en la etapa de descarga elástica. Durante la etapa de fluencia, la deformación plástica acumulada ( $e_p$ ) en la barcaza es la siguiente:

$$e_p = \Delta u_b - \Delta u_p = (u_b^2 - u_b^1) - (u_p^2 - u_p^1) \quad (2.32)$$

Para el cálculo de la etapa de descarga elástica, se puede adoptar otra vez el análisis modal, pero teniendo en cuenta la deformación plástica ocurrida en la etapa anterior. De esta manera, la variable que se toma para representar el desplazamiento de la barcaza ( $u_b^*$ ) en el análisis modal es:

$$u_b^* = u_b - e_p \quad (2.33)$$

Consecuentemente, las condiciones iniciales para la etapa de descarga elástica, es decir las coordenadas generalizadas ( $q_2^i$ ) y sus derivadas ( $\dot{q}_2^i$ ), se determinan de la siguiente manera:

$$q_2^i = \frac{\phi^{iT} \mathbf{M} \begin{bmatrix} u_b^{2*} \\ u_p^2 \end{bmatrix}}{M_i} \quad \dot{q}_2^i = \frac{\phi^{iT} \mathbf{M} \begin{bmatrix} V_b^2 \\ V_p^2 \end{bmatrix}}{M_i} \quad (2.34)$$

Con las condiciones iniciales calculadas según (2.34), se realiza el análisis modal de la misma manera que se realizó en la primera etapa, donde la evolución de las coordenadas generalizadas es la siguiente:

$$q^1(t_d) = q_2^1 \cos(\omega_1 t_d) + \frac{\dot{q}_2^1}{\omega_1} \sin(\omega_1 t_d) \quad (2.35)$$

$$q^2(t_d) = q_2^2 \cos(\omega_2 t_d) + \frac{\dot{q}_2^2}{\omega_2} \sin(\omega_2 t_d) \quad (2.36)$$

donde  $t_d$  es el tiempo en la etapa de descarga. La posición de la barcaza y de la pila en esta etapa se calcula de la siguiente manera:

$$u_b^*(t_d) = \phi_1^1 q^1(t_d) + \phi_1^2 q^2(t_d) \quad (2.37)$$

$$u_p(t_d) = \phi_2^1 q^1(t_d) + \phi_2^2 q^2(t_d) \quad (2.38)$$

La fuerza durante la etapa de descarga se calcula mediante la posición modificada de la barcaza según la siguiente expresión:

$$F(t_d) = (u_b^*(t_d) - u_p(t_d)) k_b \quad (2.39)$$

La historia de carga en el caso elastoplástico se compone superponiendo los resultados de las tres etapas. De esta manera se puede estimar la historia de carga de manera simplificada, considerando el efecto de la rigidez dinámica de la estructura impactada. El desempeño de este método fue evaluado para casos de aplicación en impacto contra una pila de puente para diferentes niveles de energía (figuras 2.43 a 2.45). En los casos estudiados se validaron las historias de carga obtenidas mediante la modificación propuesta contra resultados de integración numérica de las ecuaciones de movimiento, para la cual se consideró la respuesta del puente completo (sección 6.1.1).

En estos ejemplos se pudo observar que la rigidez dinámica que aporta la masa asociada al punto de impacto afecta sensiblemente la historia de carga. Para impactos elásticos, la duración del impacto disminuye y la fuerza máxima aumenta al considerar la rigidez inercial. Para impactos elasto plásticos, la duración del impacto es también menor, debido a que una parte de la energía cinética inicial es transmitida a la masa impactada. Para el caso de impactos de muy alta energía se observó que el efecto de la masa de la estructura en la historia de carga se diluye debido a que la duración de la etapa de fluencia domina la evolución temporal del proceso de carga.

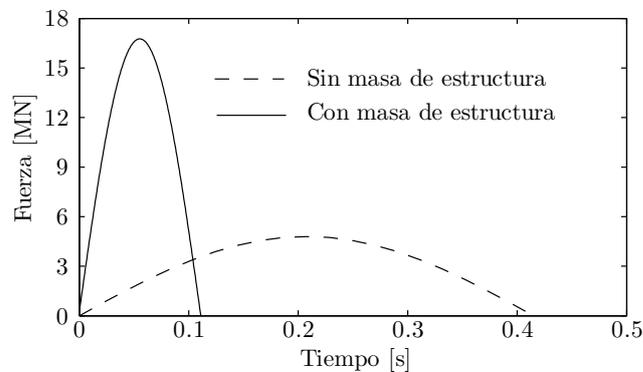


Figura 2.43: Influencia de masa de estructura en historia de carga, caso de baja energía (Luperi, 2011)

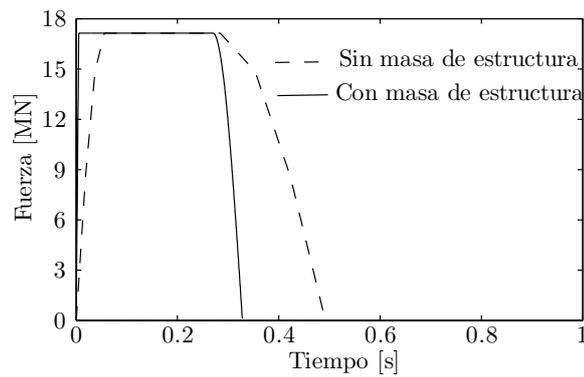


Figura 2.44: Influencia de masa de estructura en historia de carga, caso de energía media (Luperi, 2011)

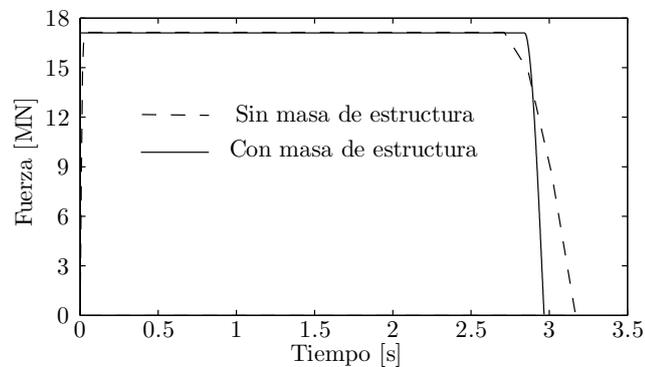


Figura 2.45: Influencia de masa de estructura en historia de carga, caso de energía elevada (Luperi, 2011)

## 2.4. Análisis crítico

Resulta de interés encuadrar la problemática del diseño de puentes contra impacto de barcazas en la situación regional. Para esto, en las siguientes secciones se hacen comentarios sobre las características de la problemática nivel regional en relación a los métodos de análisis existentes y la aplicabilidad de éstos.

### 2.4.1. Características de los puentes regionales sobre ríos navegables

Los puentes existentes actualmente sobre el Río Paraná son generalmente puentes atirantados, con luces centrales que varían entre los 245 a los 350 m. Los tableros con-

sisten en vigas continuas tipo cajón de hormigón pretensado, mientras que en el caso del puente Zárate - Brazo Largo el tablero es un reticulado metálico. Las pilas están soportadas por grandes cabezales flotantes; es decir, ubicados a la altura del pelo de agua. Las fundaciones consisten en grupos de pilotes construidos in-situ, que poseen una longitud libre considerable y que están fundados generalmente en arena. Las figuras 2.46 a 2.49 muestran imágenes de los puentes actualmente existentes sobre el Río Paraná.



Figura 2.46: Puente Internacional San Roque González de Santa Cruz, entre Posadas y Encarnación. Construcción, 1990.



Figura 2.47: Puente General Manuel Belgrano, entre Resistencia y Corrientes. Construcción, 1973.

Los puentes sobre el Río Uruguay que actualmente se encuentran bajo riesgo de



Figura 2.48: Puente Nuestra Señora del Rosario, entre Rosario y Victoria. Construcción, 2003.



Figura 2.49: Complejo Ferrovial Zárate - Brazo Largo. Puentes gemelos sobre el Río Paraná de las Palmas y el Paraná Guazú. Construcción, 1977.

colisión se muestran en las figuras 2.50 y 2.51. Éstos son puentes tipo viga continua en sus luces centrales con sección variable tipo cajón de hormigón postensado. Las fundaciones de sus pilas principales constan de cilindros huecos de hormigón sobre roca y unidos en grandes cabezales a la altura del nivel medio de río y las fundaciones de las pilas secundarias constan de grupos de pilotes excavados y hormigonados in situ en arena. En general, los viaductos de los puentes sobre el Río Paraná y Uruguay están contruidos por vigas prefabricadas simplemente apoyadas.

Los puentes regionales sobre vías navegables se encuentran en una zona de reducida

sismicidad, por lo que las cargas laterales para los cuales estos son diseñados son bajas respecto a la carga generada por el impacto de embarcaciones, salvo que ésta acción sea explícitamente considerada en el diseño.



Figura 2.50: Puente internacional General Artigas, entre Colón y Paysandú. Construcción, 1975.



Figura 2.51: Puente internacional Libertador General San Martín, entre Gualeguaychú y Fray Bentos. Construcción, 1976.

En general, los puentes típicamente analizados en la literatura internacional (Harik et al., 2008a; Consolazio et al., 2008), poseen una tipología diferente. Habitualmente, se analizan puentes fundados sobre pilotes metálicos hincados con cabezales enterrados, o bien, poseen otro tipo de fundación que por lo general les confiere una elevada rigidez lateral. La figura 2.52 muestra un esquema de tipología analizada en la literatura

internacional.

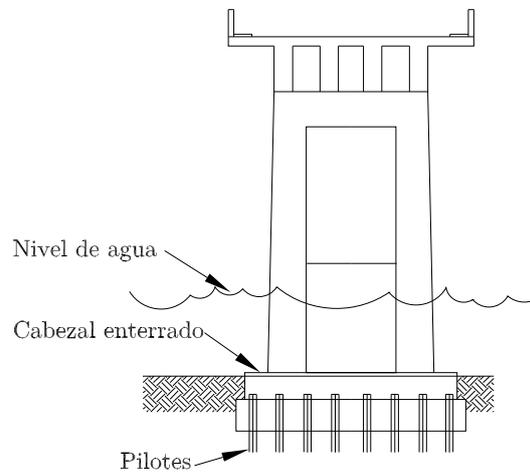


Figura 2.52: Tipología de puente generalmente considerada en la literatura internacional

En contraposición a los puentes analizados por otros autores y debido a los grandes cabezales flotantes que poseen los puentes regionales, el ancho expuesto a impacto de embarcaciones es mayor. A su vez es habitual que en los ríos de la región circulen grupos de barcazas compuestos por varias columnas de barcazas. Esto hace que por cuestiones geométricas sea posible que se produzca el impacto de más de una barcaza contra un cabezal en forma simultánea o sucesiva.

En los casos de pilas fundadas sobre pilotes en puentes de la región la longitud libre es, por lo general, importante. Esto resulta en que los puentes regionales posean una rigidez estática lateral baja respecto a los puentes considerados en el desarrollo de las metodologías publicadas en la literatura internacional. A su vez, la masa asociada al punto de impacto es considerablemente mayor a la considerada en la literatura. Esto resulta en que los puentes regionales tengan períodos de vibración significativamente mayores que los puentes analizados en la literatura internacional.

Las diferencias enumeradas en esta sección tienen consecuencias en la aplicabilidad a

nivel regional de los métodos de análisis propuestos. En las siguientes secciones se elabora respecto a este tema.

### 2.4.2. Estado de la práctica

El estado de la práctica actual en relación al diseño de puentes contra impacto de barcasas, se centra en la aplicación de las recomendaciones de AASHTO (2008) y/o la norma Eurocode (1991). Si bien estas normativas prescriben métodos simples para la determinación de las cargas de impacto, poseen varias limitaciones en cuanto a su aplicabilidad, en particular para puentes de tipología regional.

El método AASHTO (2008) define un carga de impacto a ser aplicada estáticamente que se deriva de igualar la energía cinética de la embarcación con la energía de deformación de la barcaza. Esta fuerza no es modificada por algún factor de amplificación dinámico para tener en cuenta la influencia de los estos efectos. Cabe destacar que, independientemente del uso del factor de amplificación dinámico, el diagrama de solicitaciones determinado mediante un análisis estático involucra principalmente a los elementos que se encuentran entre el punto de aplicación de la carga y la fundación. En contraposición, el diagrama de solicitaciones calculado mediante un análisis dinámico involucra también al resto de los elementos estructurales debido a su rigidez dinámica (figura 2.53). Por lo tanto, es recomendable que el análisis de impacto de barcasas contra puentes se realice mediante análisis del tipo dinámico, o en su defecto mediante un procedimiento estático equivalente.

Una ventaja de la aplicación de la norma Eurocode (1991) frente al método AASHTO (2008) es que la primera define una historia de carga que permite realizar un análisis dinámico.

Respecto al comportamiento carga deformación de las proas de barcasas, tanto las recomendaciones de AASHTO (2008) como la norma Eurocode (1991) adoptan los ensayos realizados por Meier-Dörnberg (1983). Estas relaciones no tienen en cuenta la forma ni la dimensión de la pila y tienen características que no concuerdan con estudios realizados más recientemente (Consolazio et al. (2008) y Harik et al. (2008a)). Cabe destacar

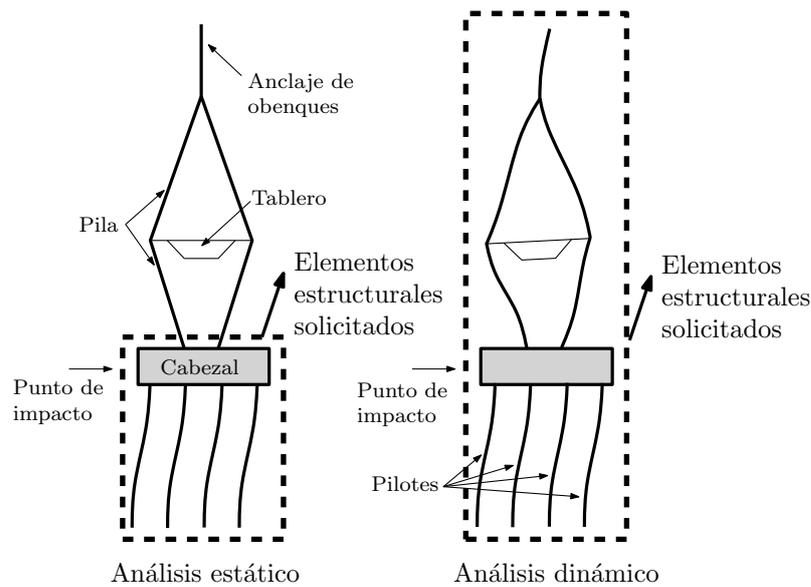


Figura 2.53: Esfuerzos calculados mediante análisis estático y dinámico

que la relación carga deformación de la proa de la barcaza es uno de los aspectos más relevantes en la determinación de la historia de carga ya que determina la fuerza máxima de impacto posible y afecta la disipación de energía en la barcaza. Adicionalmente existe una contradicción entre ambos métodos respecto a la influencia de las columnas laterales para impacto de grupos de varias columnas de barcasas. Mientras que las recomendaciones de AASHTO (2008) desprecian por completo el aporte de energía de las columnas laterales, la norma Eurocode (1991) sugiere que se considere la totalidad del grupo de barcasas para el análisis de impacto.

Cabe aclarar que diversos autores (Harik et al. (2008a); Consolazio et al. (2008); Whitney y Harik (1997)) indican que el método AASHTO para ciertos casos de impacto puede producir resultados conservadores; mientras que para otros casos de impacto puede producir resultados que no están del lado de la seguridad.

El modelo de Whitney y Harik (1997) presenta ventajas respecto al método AASHTO ya que permite la estimación de la historia de carga para el impacto de un grupo compuesto por una columna de barcasas e incorpora la flexibilidad de la pila y la interacción entre barcasas. Si bien esto representa un avance, el método utiliza la relación carga deforma-

ción de Meier-Dörnberg, por lo que posee las mismas incertidumbres que la normativa existente. A su vez el método utiliza un modelo de pila simplificado y elástico que no incorpora la respuesta del puente completo ni permite el diseño de defensas flexibles. Existen por lo tanto cuestiones sin resolver en cuanto al estado de la práctica respecto al impacto de grupos de barcazas contra puentes y su aplicación a nivel regional.

### 2.4.3. Estado del arte

En el análisis de puentes contra impacto de barcazas existen numerosos adelantos respecto al estado de la práctica. Si bien estas herramientas resultan más coherentes para el diseño, no se han implementado aún de manera generalizada. En esta sección se presenta un breve análisis comparativo de las ventajas y limitaciones de los métodos de análisis más recientes.

Los estudios de Consolazio et al. (2008, 2010a,b) representan un gran avance en el conocimiento del tema. En éstos se realiza el primer ensayo a escala real de un impacto de barcaza contra un puente, se define la curva carga deformación de la proa en base a un estudio detallado mediante elementos finitos y se desarrollan diversos métodos de análisis.

Los resultados respecto a la curva carga deformación de las barcazas propuestos por estos autores permiten considerar la influencia de la geometría de la pila y el ángulo de impacto de la barcaza respecto a la pila. Esto representa una gran ventaja, sobre todo para la disminución de la fuerza de impacto esperable en el caso de pilas de pequeñas dimensiones y pilas redondeadas frente a pilas rectas. Sin embargo, los resultados están disponibles generalmente mediante relaciones elasto plásticas perfectas que representan límites superiores de carga. A su vez, las deformaciones alcanzadas son menores 5 metros. Esto resulta en que la energía correspondiente a esta deformación máxima sea menor a la energía cinética de casos típicos de diseño a nivel regional (Pinto et al., 2008).

En el método acoplado mediante la fuerza de impacto, los resultados (es decir, historia de carga y sollicitaciones en la estructura) surgen de resolver las ecuaciones de movimiento del sistema estructura-barcaza vinculados a través de la fuerza de impacto. Esto implica

que la historia de solicitaciones se obtiene directamente y no es necesario adoptar un criterio de combinación como en el caso del método de superposición modal espectral. A su vez, el método es más flexible que el método de historia de carga ya que permite considerar relaciones carga deformación arbitrarias de la barcaza. Este método es tomado por Consolazio et al. (2008) como referencia para evaluar resultados de otros métodos propuestos por este autor. Como limitación cabe destacar que no se encuentra disponible públicamente.

El método directo de historia de carga es de simple aplicación y concuerda con el método acoplado en los casos estudiados por Consolazio et al. (2008). Sin embargo, desprecia la influencia de la masa asociada al punto de impacto, factor que puede ser importante en los puentes sobre vías navegables de nuestro ámbito. Adicionalmente, es aplicable solo a relaciones carga deformación de barcazas del tipo elasto plásticas perfectas y a respuestas elásticas de la estructura (es decir, no aplicable al diseño de defensas flexibles).

Respecto al método modal espectral, Consolazio et al. (2008) encuentran que es necesario utilizar muchos modos de vibración para obtener resultados aceptables. Aún teniendo en cuenta un número elevado de modos de vibración de la estructura, los resultados obtenidos por Consolazio et al. (2008) utilizando un espectro específico no se ajustaron satisfactoriamente a los resultados esperados. Si a su vez se utilizaran espectros generales, tales como los que se usarían para diseño, los resultados serían más imprecisos, lo que hace a este método poco práctico y confiable para el análisis de impactos de barcazas.

El método estático equivalente consiste en un procedimiento simple que incorpora la amplificación dinámica. Es un método muy útil para el prediseño de puentes. Sin embargo, debido a que los factores de amplificación dinámica fueron determinados para una tipología de puentes que difiere de la tipología regional, no se ha obtenido un buen ajuste con los resultados de métodos de análisis dinámicos en los puentes de tipología regional.

En contraposición a los métodos determinísticos (esto es, métodos comentados anteriormente en esta sección), en donde se realiza un análisis para los escenarios de impacto de diseño, el enfoque probabilístico considera la distribución de probabilidad de los paráme-

tros que definen el problema analizado. Esto resulta en una reducción de la arbitrariedad que implica elegir los escenarios de impacto. Es por esto, que en la opinión del autor, la aplicación del enfoque probabilístico resulta más coherente que la aplicación de análisis del tipo determinísticos en el impacto de embarcaciones. Sin embargo, cabe destacar que para la aplicación del enfoque probabilístico de diseño es necesario disponer de registros en relación al tráfico de embarcaciones; tipo de embarcación; configuración de grupos de barcazas; peso de cargas transportadas; velocidad de circulación; informes sobre averías, desvío de curso e incidentes, entre otros. Debido a limitaciones en la información disponible, existe incertidumbre en la distribución probabilística de los parámetros que definen el problema, por lo que la aplicación del enfoque probabilístico a nivel regional es por ahora inviable.

En general, los métodos propuestos por Consolazio et al. (2008) representan al grupo de barcazas mediante un solo grado de libertad y consideran que el punto de impacto en la estructura es único y predefinido. Por lo tanto, no tienen en cuenta la interacción entre las barcazas que componen el grupo (esto es, la posible separación de columnas laterales de barcazas) y la interacción con el objeto impactado (esto es, impacto secuencial o simultáneo de distintas barcazas).

Los estudios de Harik et al. (2008a) constituyen a su vez un gran progreso en el área de estudio. En éstos, se determina la relación carga deformación de la proa de barcazas mediante elementos finitos en forma independiente, se realiza una regresión en base a resultados de impactos de columnas de barcazas analizados mediante modelos de elementos finitos y se propone un método de múltiples grados de libertad para el análisis de impactos de grupos de barcazas.

Si bien existen algunas diferencias en las relaciones carga deformación de barcazas obtenida por estos autores respecto a los resultados de Consolazio et al. (2008), principalmente en el valor del pico inicial de carga, las tendencias generales y niveles de carga concuerdan. Ambos estudios coinciden en que la forma y dimensión de la pila influyen de manera considerable en la respuesta de la barcaza. Además concuerdan en que existe generalmente una disminución de la fuerza de impacto asociada a la deformación plástica de la

proa y no un endurecimiento como indican los resultados de los ensayos realizados por Meier-Dörnberg. Sin embargo la deformación máxima alcanzada de la barcaza es menor al de Consolazio et al. (2008), por lo que persiste la incertidumbre en el comportamiento estructural de las barcazas para casos de energía cinética elevada.

Las regresiones propuestas por Harik et al. (2008a,b) en base al estudio mediante modelo de elementos finitos de impacto columnas de barcazas se basan en pilas rígidas, consideración que en principio no sería aplicable para los puentes a nivel regional por lo expuesto en la sección 2.3.5.3. A su vez, el estudio paramétrico se realiza para velocidades máximas de 3,1 metros, valores que resultan menores a las velocidades de circulación de barcazas en el Río Paraná (Pinto et al., 2008).

El modelo de múltiples grados de libertad (MGL) para el estudio de impactos simétricos de grupos de barcazas es un método simple, capaz de considerar la respuesta de la estructura e incorporar la interacción de un grupo compuesto por una o varias columnas de barcazas. Al no considerar la posible falla de las eslingas que unen las barcazas, no es capaz de representar adecuadamente los casos de impactos donde se produce la separación de las columnas laterales. Este fenómeno influye considerablemente en la historia de carga y la energía entregada a la estructura. Una limitación de este modelo es que incorpora la respuesta de la pila mediante un modelo elástico simplificado por lo que no es aplicable al diseño de defensas flexibles. Otra limitación consiste en que este modelo es válido solo para impactos simétricos y perpendiculares.

En la tabla 2.4 se muestra una tabla comparativa que muestra las características de los métodos de análisis existentes.

Método	Tipo de análisis	Carga Deformación de proa	Flexibilidad de pila	Interacción entre barcazas
AASHTO	Estático	Meir-Dörnberg	No	No
Eurocode	Dinámico	Meir-Dörnberg	No	No
Whitney y Harik	Dinámico	Meir-Dörnberg	Modelo simplificado	Si
Método acoplado	Dinámico	Consolazio et al.	Si	No
Método de historia de carga	Dinámico	Consolazio et al.	Solo rigidez estática	No
Método modal espectral	Superposición modal espectral	Consolazio et al.	Si	No
Estático equivalente	Estático	Consolazio et al.	Si	No
Probabilístico	Probabilístico	Consolazio et al.	Si	No
MGL Harik	Dinámico	Harik et al.	Modelo simplificado	Si
Regresión MEF Harik	Dinámico	Harik et al.	No	Si

Tabla 2.4: Características de los métodos de análisis existentes

#### 2.4.4. Limitaciones de métodos existentes

Las principales limitaciones en la aplicación de los métodos de análisis existentes a la problemática regional son:

- Tipo de barcaza analizada

El comportamiento carga deformación de la proa de barcazas analizados en la literatura corresponden a la barcaza tolva tipo Jumbo Hopper y la barcaza tanque tipo Oversize Tanquer. Si bien las barcazas tipo Jumbo Hopper son utilizadas a nivel regional, también circulan en nuestro medio barcazas de carga y tanque tipo Paraná, de mayor porte. Ya que la mayoría de las barcazas tipo Jumbo Hopper tienen una antigüedad elevada y las barcazas tipo Paraná son fabricadas en el país es de esperar que la proporción de estas últimas aumente en el futuro. A su vez las barcazas tipo Paraná son de mayor envergadura que las tipo Jumbo Hopper, por lo que es de esperar que sean más resistentes. Es por esto que resulta de

interés disponer de información sobre el comportamiento carga deformación de las barcazas tipo Paraná.

- Relaciones carga deformación de barcazas

Los estudios sobre el comportamiento carga deformación de las proas de barcazas fueron realizados para deformaciones máximas de la barcaza del orden de 5 metros. Esto implica que la energía correspondiente a esta deformación máxima es menor a la energía cinética de algunos casos de diseño a nivel regional. Por ejemplo, si se consideran las relaciones de Consolazio et al. (2008), para una pila plana de 6 metros de ancho y se considera una deformación igual a longitud total de la proa, la energía de deformación corresponde a 100 MJ. Suponiendo que toda la energía cinética se disipa por deformación de la proa y considerando una velocidad de diseño típica para barcazas aguas abajo sobre el Río Paraná, de 5,3 m/s, la masa correspondiente resulta de 7300 T. Esta masa es inferior a la de cuatro barcazas cargadas (1700 toneladas cada una), más un remolcador (1500 T), lo cual indica que, para el caso más de cuatro barcazas navegando a 5,3 m/s, la disipación de energía debería realizarse mediante un mecanismo de deformación elasto plástico que exceda al abollamiento total de la proa de la barcaza frontal. Por lo tanto es conveniente extender el análisis del comportamiento estructural de las barcazas para deformaciones que involucren la deformación de la proa y parte del cuerpo de la barcaza.

- Diseño de defensas flexibles

La mayoría de los métodos de análisis propuestos consideran a la estructura impactada como totalmente rígida o utilizan un modelo simplificado y elástico para la pila. La excepción es el método acoplado propuesto por Consolazio et al. (2008) que no se encuentra disponible públicamente. En general, los métodos de análisis disponibles no son aplicables al análisis de estructuras de defensa, donde es de esperar grandes desplazamientos y comportamiento no lineal de las mismas.

- Comportamiento del grupo de barcazas

Durante el impacto de un grupo de barcazas pueden ocurrir una serie de fenómenos relacionados con el comportamiento del grupo que tienen influencia en la historia de carga y en la energía entregada a la estructura impactada. Estos fenómenos pueden incluir: la interacción entre las barcazas que conforman el grupo; la posible falla de las eslingas que unen a las barcazas y la separación subsecuente; la interacción con el objeto impactado (esto es, posible impacto simultáneo o sucesivo) y la disipación de energía por rozamiento entre barcazas o entre barcazas y estructura impactada. Dependiendo de las características del caso analizado estos fenómenos, que no son incorporados en los métodos de análisis disponibles, pueden tener una influencia considerable. Para el caso del impacto simétrico de una barcaza o una columna de barcazas es de esperar que la mayoría de estos fenómenos no ocurran o tengan influencia despreciable. En cambio, para el impacto no simétrico de un grupo de varias columnas de barcazas contra un cabezal, es de esperar que ocurran la mayoría de estos fenómenos y que los mismos tengan influencia considerable en el análisis y en el diseño de la estructura considerada.

En base a lo mencionado, resulta de vital importancia disponer de herramientas de análisis para el impacto de embarcaciones adaptadas a las condiciones de aplicación local tanto para la verificación o protección de las estructuras actuales como para el diseño de estructuras futuras.

## Capítulo 3

# Comportamiento estructural de barcazas regionales

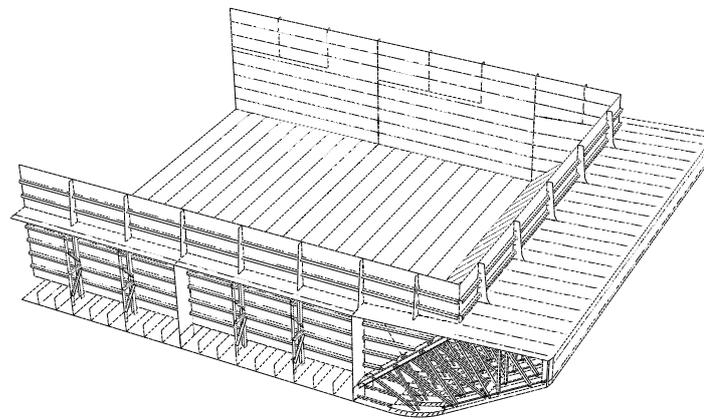
El comportamiento estructural de barcazas es de central importancia en el análisis de colisión contra puentes. Esto se debe a que la barcaza que impacta contra la estructura es una fuente importante de disipación de energía y además determina la carga máxima posible de impacto y su evolución en el tiempo. Con el propósito de analizar el comportamiento estructural de las barcazas, se desarrollan modelos detallados de elementos finitos de éstas. El objetivo es caracterizar el comportamiento estructural mediante la relación carga deformación global de las barcazas en función de la forma y dimensión del objeto impactado.

### 3.1. Características de barcazas analizadas

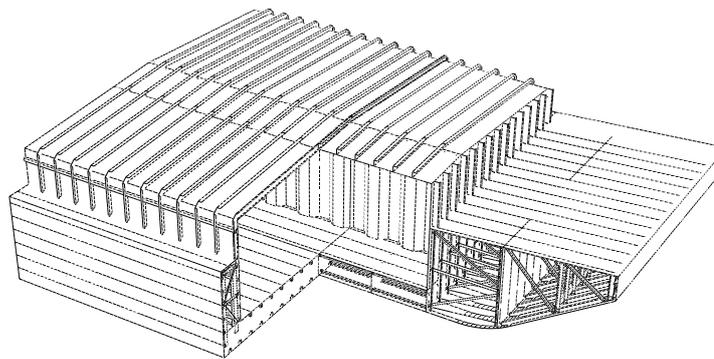
Los tipos de barcazas estudiadas en la literatura internacional son la barcaza de carga general tipo Jumbo Hopper y la barcaza tanque tipo Oversize Tanker (Harik et al., 2008a; Consolazio et al., 2008). Este tipo de barcazas son las de circulación más habitual en las regiones donde se llevaron a cabo las investigaciones. A nivel regional existe heterogeneidad en los tipos de barcazas que circulan. Una importante porción de las barcazas que circulan son del tipo Jumbo Hopper, ya que muchas de las barcazas

fueron importadas desde Estados Unidos. En general, la flota de este tipo de barcazas es muy longeva, ya que es frecuente que las barcazas importadas sean las barcazas que salen de circulación en el lugar de origen. En la región circula también otro tipo de barcazas de mayores dimensiones, denominadas tipo Paraná. Estas barcazas son de construcción local, por lo que es probable que la cantidad de estas embarcaciones que se encuentren en circulación en el Río Paraná aumente en el futuro. A su vez, debido a su mayor desplazamiento respecto a las barcazas tipo Jumbo Hopper, es esperable que las sollicitaciones producidas por el impacto contra puentes sean más desfavorables. Debido a estas razones, resulta de interés estudiar el comportamiento de carga y deformación de las barcazas tipo Paraná.

Las barcazas tipo Paraná poseen una manga de 16 metros, eslora de 59,5 metros y un calado máximo de 3,35 metros. Tanto la barcaza tipo tolva como tanque tienen doble casco constituidos por una chapa de acero con rigidizadores de sección L. Estas barcazas tienen secciones transversales y longitudinales reforzadas, compuestas por vigas de sección L o U. También poseen varias secciones estancas, con el objetivo de evitar el hundimiento de las mismas si ocurriera una perforación del casco. La barcaza tolva tiene un volumen de bodega de  $3690 \text{ m}^3$  y un desplazamiento de 3100 toneladas totalmente cargada. La barcaza tanque tiene una bodega de  $3124 \text{ m}^3$  dividida en cuatro compartimientos y posee un desplazamiento de 2900 toneladas totalmente cargada. Los planos y especificaciones de estas barcazas se obtuvieron de un astillero ubicado en Punta Alvear, Santa Fe, perteneciente a la empresa Ultrapetrol, en el marco del desarrollo de la presente investigación. La figura 3.1 muestra parte de la geometría del modelo de la barcaza tipo tolva y tanque, en donde se han realizado cortes con el propósito de mostrar sus refuerzos y mamparas internas.



(a) Barcaza tolva



(b) Barcaza tanque

Figura 3.1: Geometría de modelo de barcas tipo Paraná

### 3.2. Modelo de elementos finitos

Se generaron modelos detallados de elementos finitos en base a los planos y especificaciones de las barcas tolva y tanque tipo Paraná. Para el presente análisis se utilizó el programa de cálculo ABAQUS [2010]. Teniendo en cuenta la magnitud de la energía cinética de grupos de barcas que circulan en la región, se estimó necesario disponer de curvas con una deformación máxima del orden de 12 a 15 metros.

Se utilizaron elementos de lámina cuadrangulares de 4 nodos y triangulares de 3 nodos (S4R y S3R) para representar el casco, mamparas y vigas internas de refuerzo de las barcazas. Estos elementos, capaces de representar grandes rotaciones y deformaciones finitas, utilizan la técnica de deformación de corte impuesta para el comportamiento flexional y una técnica de estabilización de mecanismos sin energía de deformación para el comportamiento membranal. El comportamiento del material se definió por tramos de acuerdo a los diagramas tensión deformación del acero ASTM A36. El diagrama tensión deformación del material se muestra en la figura 3.2, en donde se utiliza la definición logarítmica de la deformación. Se consideró la falla del material para una deformación plástica equivalente del 20%, para lo cual se eliminan del análisis los elementos que cumplen con este criterio durante el proceso de cálculo. En el análisis incorpora a su vez la no linealidad geométrica.

Se consideró ventajoso modelar las vigas internas de refuerzo, que son de sección abierta, mediante elementos de lámina para poder capturar el pandeo local de éstas. La unión entre las vigas internas y las vigas de refuerzo del casco, que se realiza mediante soldadura, se modeló mediante ecuaciones de restricción entre los grados de libertad involucrados en la zona de unión. De esta manera, no se considera la posible falla de la unión entre vigas. En los modelos, la carga de servicio de la barcaza no es modelada, pero sí se tiene en cuenta su masa, asignando su inercia a los elementos que representan el casco interno en la zona del contenedor.

Se utilizó una definición de contacto general, que busca y aplica automáticamente la condición de contacto entre todos los elementos del modelo, ya sean entre diferentes componentes o entre partes de un mismo componente.

Se utilizó un análisis dinámico con un esquema de solución explícito, que se considera ventajoso respecto a esquemas implícitos, debido a la gran cantidad de contactos que involucra el problema.

La estructura impactada fue modelada como rígida y fue representada mediante elementos de superficie con sus desplazamientos fijos. Se considera adecuada esta hipótesis ya que los objetos impactados generalmente son bloques masivos de hormigón, donde es

posible despreciar la energía disipada por el posible daño local. Se realizaron análisis de impactos sobre pilas cilíndricas, prismáticas rectangulares de diferentes tamaños, e impactos contra muros planos. Para estos últimos, se consideraron impactos en forma perpendicular y en forma oblicua. Se investigaron impactos centrados y sobre la esquina de barcazas para ambos tipos de pilas, utilizando una definición de contacto sin fricción. Cabe aclarar que para los impactos laterales se consideró que la mitad de la dimensión de la pila entra en contacto con la barcaza, como lo indica la figura 3.3. Para determinar el comportamiento carga deformación se simularon 56 casos de análisis distintos. Las curvas carga deformación fueron obtenidas interpolando la historia de fuerza resultante en la estructura impactada y la historia de desplazamientos de la barcaza. Para los impactos contra pilas, centrales y en esquina, la resultante de fuerza y el desplazamiento se midieron en dirección longitudinal. Para los impactos oblicuos contra muros planos, la fuerza y la deformación de la barcaza se midieron en dirección perpendicular al muro.

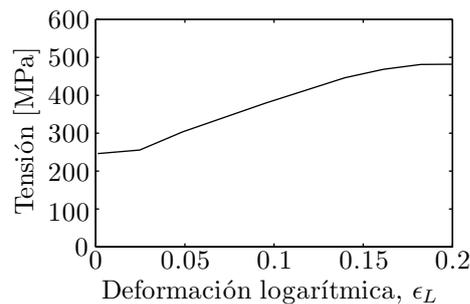


Figura 3.2: Diagrama tensión deformación de acero ASTM A36

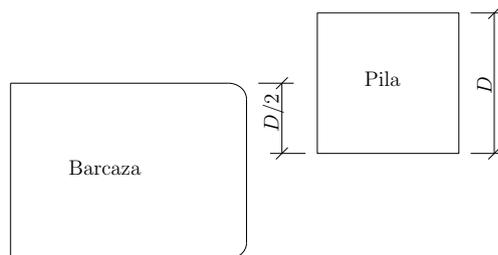


Figura 3.3: Configuración de impactos en esquina

Se definieron dos tipos diferentes de análisis:

- Modelo parcial de barcazas
  
- Modelo de barcazas completas

En el modelo parcial se modeló la porción delantera de las barcazas, incluyendo la proa y el cuerpo de las mismas hasta una longitud total de 20 m. En estos casos se utilizó una condición de borde de velocidad constante de 5 m/s en la sección donde se realizó el corte. Para verificar que la velocidad no afectara considerablemente a los resultados se realizaron análisis con diferentes velocidades como condición de borde. En la figura 3.4 se muestran los resultados de del impacto centrado de una barcaza tolva contra una pila cilíndrica de 6 m de diámetro a 2 m/s y 5 m/s calculado mediante el modelo que considera la porción delantera de la barcaza, donde se puede observar que los resultados no varían considerablemente.

En estos modelos se utilizó una discretización uniforme, ya que la deformación abarca una porción considerable del modelo. La relación carga deformación se obtuvo en forma directa, ya que la deformación total es igual al tiempo multiplicado por la velocidad constante que se utilizó como condición de borde. En la figura 3.5 se muestra la discretización utilizada para el modelo de la proa de la barcaza tolva tipo Paraná.

Por otra parte, en los modelos de barcazas completas se definió la geometría completa de las barcazas y se utilizó una condición inicial de velocidad. En estos casos se utilizó una discretización más detallada en la porción delantera de las barcazas y más gruesa en el resto de la barcaza. La relación carga deformación resulta de una interpolación de la historia de carga y de desplazamientos, ya que en este tipo de análisis la velocidad de la barcaza varía en el tiempo. Para simular la acción de la presión hidrostática se utilizaron resortes en la porción inferior de las barcazas. Se utilizan ecuaciones de restricción para que los nodos inferiores de los elementos de resortes tengan los mismos desplazamientos en el plano horizontal que el nodo superior y se fijan los desplazamientos verticales, de manera que los resortes siempre actúen en dirección vertical. La rigidez de los resortes se determina como el peso específico del agua multiplicado por el área de influencia de cada resorte.

Para modelar el efecto de las eslingas en impactos de grupos de barcazas se utilizaron elementos uniaxiales que actualizan su dirección de acción durante el análisis. Estos elementos toman esfuerzos de tracción solamente y utilizan una relación elasto-plástica perfecta y adoptan una deformación límite de falla. Para los casos en donde se estudia el comportamiento carga deformación de la barcaza, y con el objetivo de que la deformación alcance la magnitud esperada, se modeló una sola barcaza, incorporando la acción de las barcazas posteriores mediante la asignación de masa adicional en los nodos de la parte posterior de la barcaza. En la figura 3.6 se muestra la discretización utilizada en la barcaza tolva completa tipo Paraná.

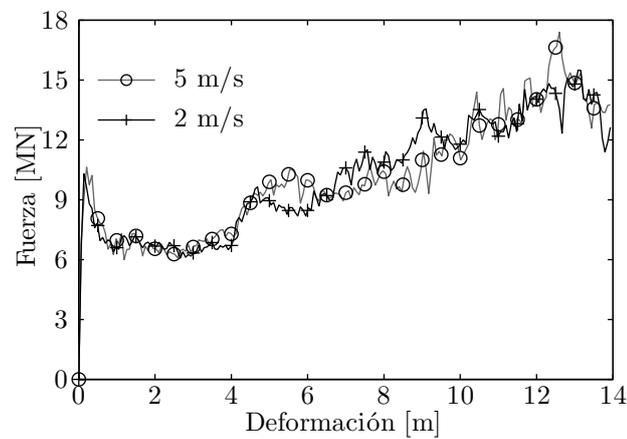


Figura 3.4: Influencia de velocidad en la relación carga deformación en impacto de barcaza tolva contra pila cilíndrica de 6 m de diámetro mediante modelo parcial

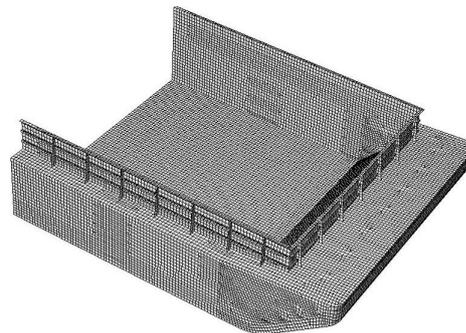


Figura 3.5: Modelo de elementos finitos de proa de barcaza tolva

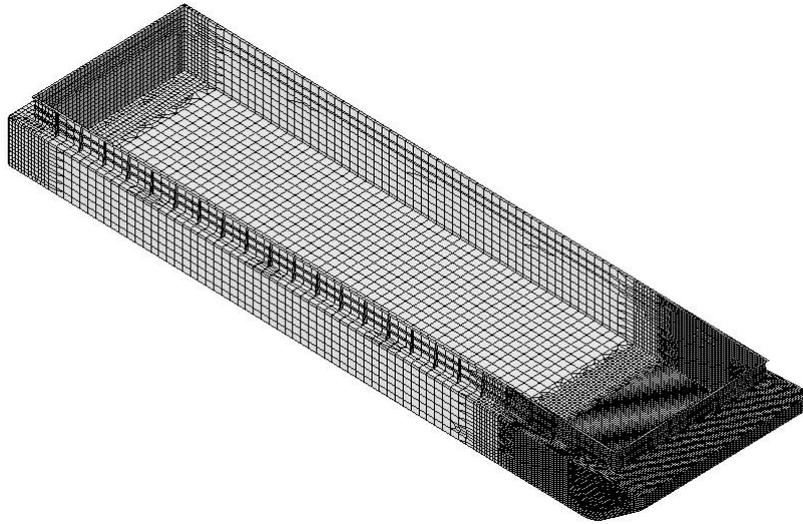
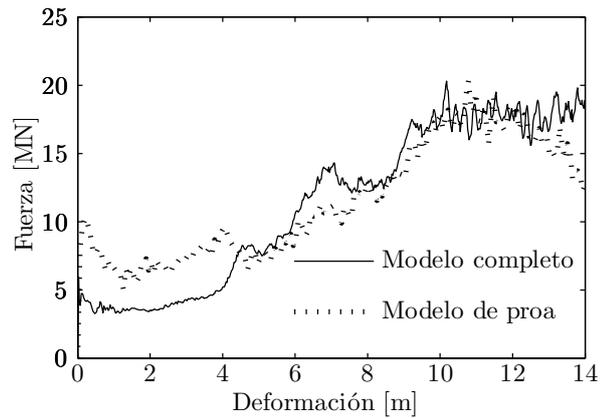


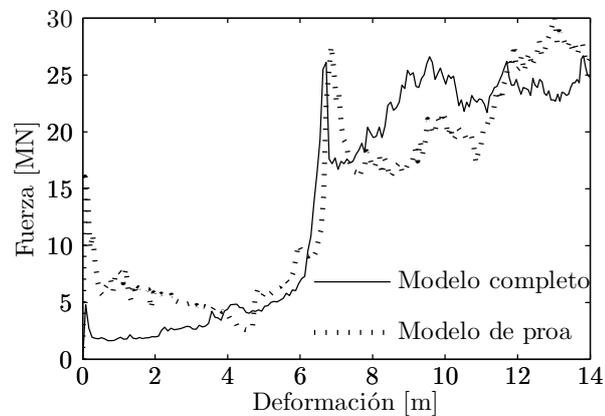
Figura 3.6: Modelo de elementos finitos de barcaza tolva completa

Cabe destacar que el modelo de proas de barcasas fue utilizado por Consolazio et al. (2008) para investigar el comportamiento carga deformación de éstas, mientras que Harik et al. (2008a) utiliza el modelo de barcasas completas con el mismo objetivo. Es interesante realizar una comparación de ambos modelos, manteniendo todos los demás parámetros con el objetivo de poner en evidencia el efecto de las condiciones de borde en los resultados. La figura 3.7 muestra la comparación de los resultados para dos casos particulares. En general, puede observarse que la fuerza en el modelo parcial de las barcasas es mayor que la fuerza en el modelo de la barcaza completa. Esto puede atribuirse a que la condición de borde de velocidad constante es más restrictiva que la condición inicial de velocidad en conjunto con la incorporación de masa que representa a las barcasas posteriores.

Cabe aclarar que en el modelo parcial de las barcasas la deformación ocurre en zonas alejadas al límite de dominio simulado para la mayoría de los casos analizados. Sin embargo, para el impacto oblicuo de barcasas tipo Tolva se observó que la deformación se concentra cerca de la zona donde se define la condición de desplazamiento prefijado, como se muestra en la figura 3.8, fenómeno que no ocurre en el modelo completo de



(a) Barcaza tolva pila cilíndrica 10 m



(b) Barcaza tanque pila rectangular 6 m

Figura 3.7: Comparación de resultados de modelo de proa y modelo completo de barcazas

barcazas (figura 3.9). Esto indicaría que el modelo parcial de la barcaza Tolva no es adecuado para analizar este tipo de impacto. En cambio, en los resultados de los modelos completos de barcazas no existe este inconveniente.

Los resultados presentados en este trabajo se obtuvieron por medio del modelo de barcazas completas, debido a que se considera que la condición de borde en modelo de barcazas completas es más realista que en el modelo parcial y a que es posible evaluar el comportamiento en casos de impactos contra muros de manera oblicua.

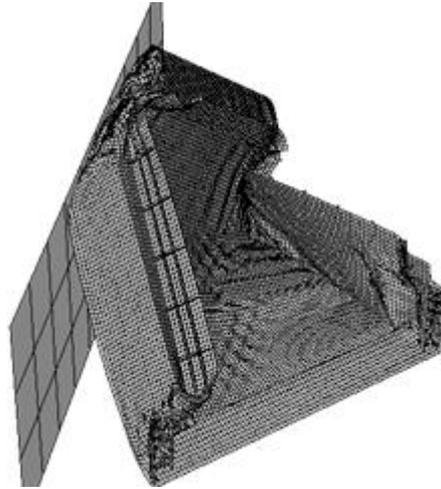


Figura 3.8: Deformación localizada cerca del límite del dominio simulado en modelo parcial de barcaza Tolva

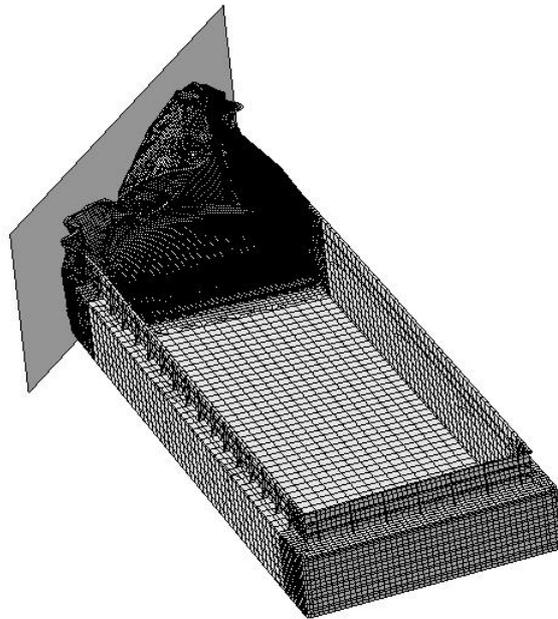


Figura 3.9: Deformación en impacto oblicuo en modelo completo de barcaza Tolva

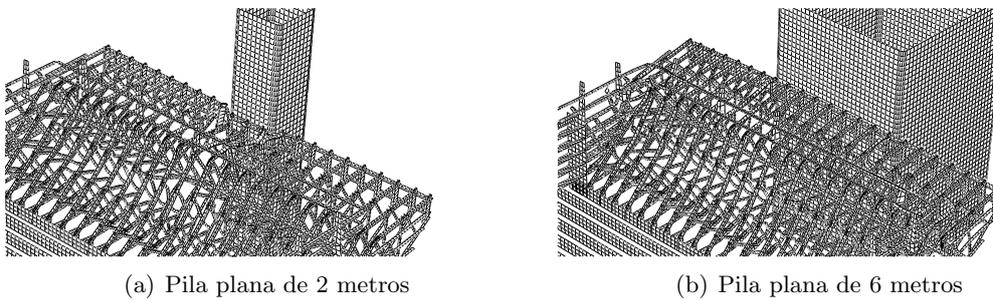
### 3.3. Curvas carga deformación

En los resultados del análisis mediante elementos finitos se pudo observar las siguientes tendencias:

- Para impactos contra pilas planas y cilíndricas, la dimensión de la pila tiene una marcada influencia en el valor de la carga. Esta tendencia es más fuerte para pilas planas que para pilas cilíndricas y se explica debido a que, para mayor dimensión de la pila, mayor es la cantidad de refuerzos internos de la proa que entran en contacto directo, aumentando así la resistencia a la deformación, este fenómeno se ilustra en la figura 3.10, donde se ha eliminado el casco de la barcaza para mostrar los refuerzos internos.
- Para la mayoría de los casos analizados existe un pico inicial de fuerza, que se corresponde con un rango acotado de deformaciones del orden de los 5 a 10 centímetros. Durante esta etapa las deformaciones se ven acotadas a la zona próxima a la pila (figura 3.11).
- Luego del pico inicial, la carga se mantiene a niveles similares, o desciende hasta deformaciones del orden de los 5 metros (aproximadamente la longitud de la proa). Durante esta etapa la deformación ocurre de manera generalizada en la proa: pandean la mayoría de los refuerzos internos de la misma y el cuerpo de la barcaza no sufre deformaciones considerables (figura 3.12).
- Para deformaciones del orden de los 5 metros en adelante, la carga aumenta a valores incluso mayores al pico inicial. Este incremento de carga es más marcado para las barcazas tanque que para las barcazas tolva y para pilas planas que para pilas cilíndricas. Este fenómeno se debe a que la estructura impactada entra en contacto con el cuerpo de la barcaza una vez deformada la proa (figura 3.13).
- En general, para deformaciones del orden de 12 m en adelante la fuerza fluctúa alrededor de un valor constante. Este fenómeno se debe a que en este intervalo la deformación se localiza en el cuerpo de la barcaza y que en esta zona las características estructurales son regulares. (figura 3.14)
- En los casos de impacto en esquina se observaron tendencias similares a los impactos centrados. En este tipo de impacto se observó una disminución de la fuerza

para dimensiones pequeñas de la pila impactada. Sin embargo, para dimensiones mayores, los niveles de carga son similares. Esto resulta en que el impacto en esquina de dos barcazas produzca cargas más elevadas que el impacto centrado de una barcaza para la misma geometría de pila.

- En los impactos oblicuos contra muros planos se observa una disminución de los valores máximos de fuerza, aún para ángulos pequeños. En general la fuerza crece de manera progresiva con la deformación y el ángulo de impacto tiene poca influencia en los valores de fuerza observados.



(a) Pila plana de 2 metros

(b) Pila plana de 6 metros

Figura 3.10: Relación entre refuerzos internos y dimensión de pila

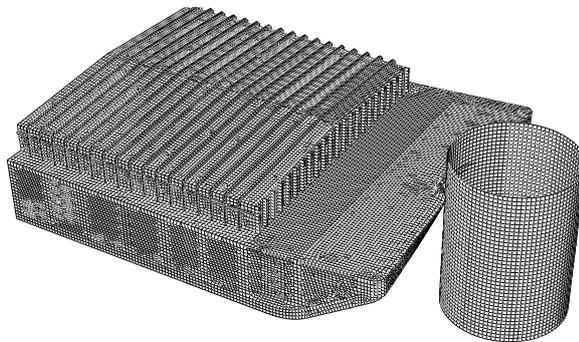


Figura 3.11: Configuración deformada correspondiente a carga pico inicial

La mayoría de estas tendencias concuerdan con las tendencias descritas por Consolazio et al. (2008); Harik et al. (2008a) para barcazas tipo Jumbo Hopper y Oversize Tanquer. Sin embargo, estos autores investigaron el comportamiento de la proa de barcazas para deformaciones máximas del orden de 5 metros, por lo que no capturan el

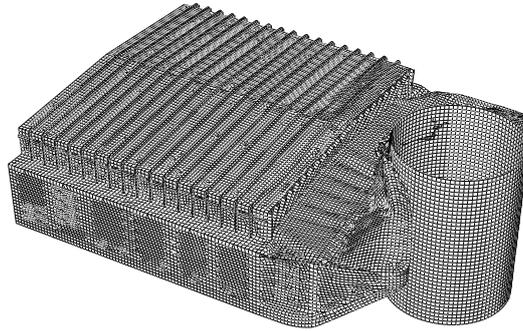


Figura 3.12: Configuración deformada correspondiente a carga decreciente

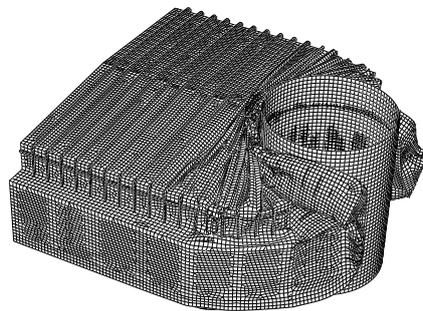


Figura 3.13: Configuración deformada correspondiente a carga máxima

incremento marcado de carga para deformaciones mayores al largo de la proa.

Las curvas carga deformación obtenidas para los distintos casos considerados se muestran en las figuras 3.15 a 3.24. En estas figuras las curvas fueron suavizadas con el objetivo de obtener una representación más clara del proceso. Para ésto se aplica la transformada de Fourier a la curva carga deformación. Luego se eliminan las componentes correspondientes a longitudes de onda menores 0,4 m y finalmente se realiza la transformada inversa y se obtiene la curva carga deformación suavizada. Cabe aclarar que en la Figura 3.18 se ha realizado un corte de escala alrededor de los 40 MN para poder representar un pico de fuerza de 70 MN y obtener una mejor visualización de las curvas restantes.

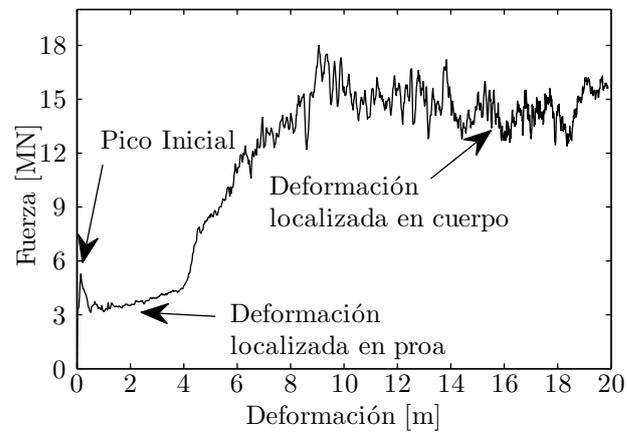


Figura 3.14: Curva carga deformación extendida de barcaza tolva para impacto centrado contra pila cilíndrica de 10 m

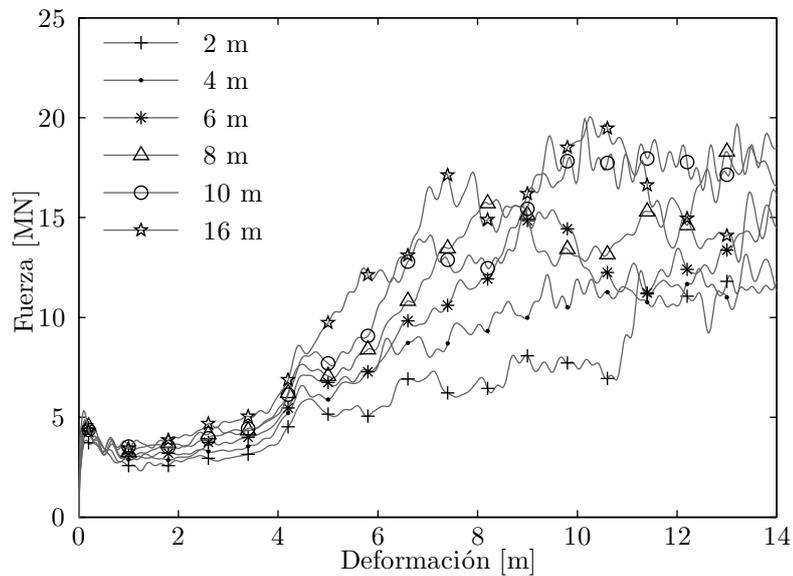


Figura 3.15: Curvas carga deformación de barcaza tolva para impacto centrado contra pilas cilíndricas

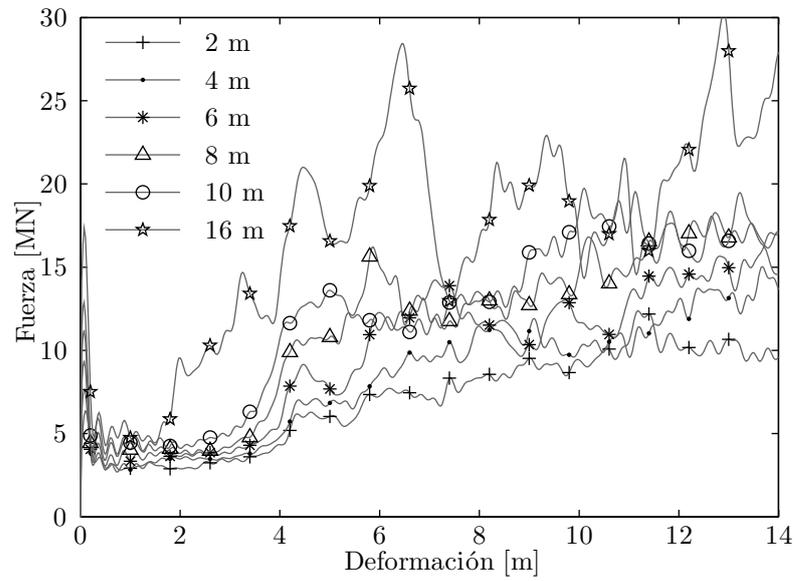


Figura 3.16: Curvas carga deformación de barcaza tolva para impacto centrado contra pilas rectangulares

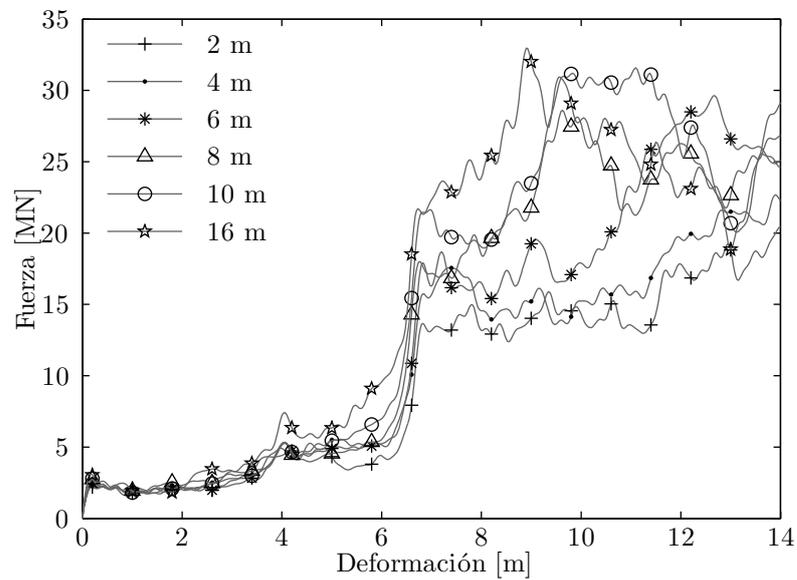


Figura 3.17: Curvas carga deformación de barcaza tanque para impacto centrado contra pilas cilíndricas

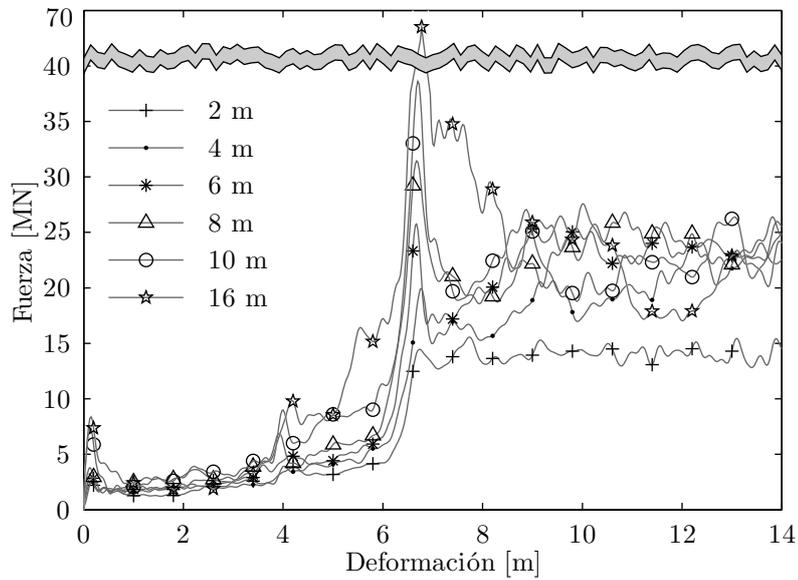


Figura 3.18: Curvas carga deformación de barcaza tanque para impacto centrado contra pilas rectangulares

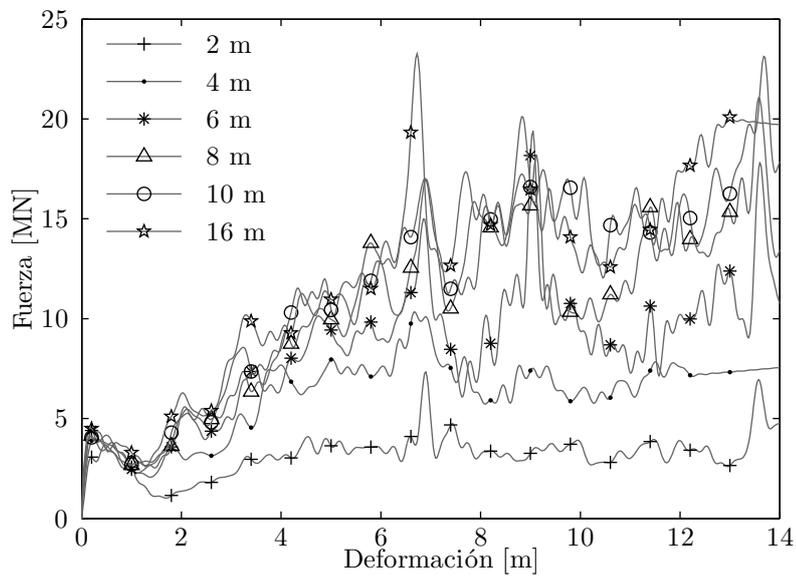


Figura 3.19: Curvas carga deformación de barcaza tova para impacto en esquina contra pilas cilíndricas

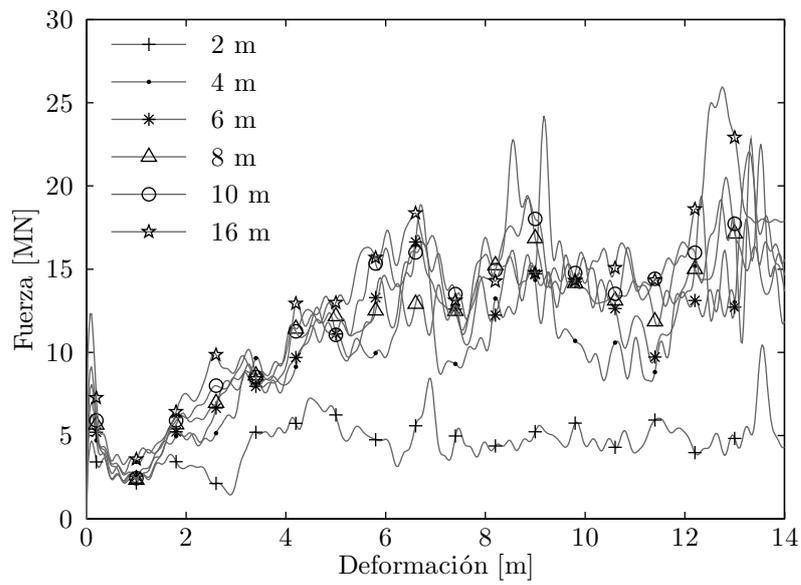


Figura 3.20: Curvas carga deformación de barcaza tola para impacto en esquina contra pilas rectangulares

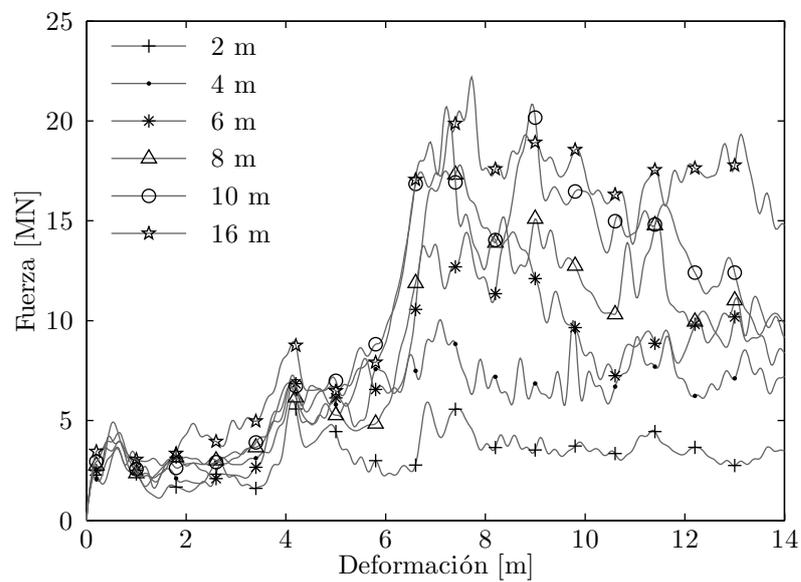


Figura 3.21: Curvas carga deformación de barcaza tanque para impacto en esquina contra pilas cilíndricas

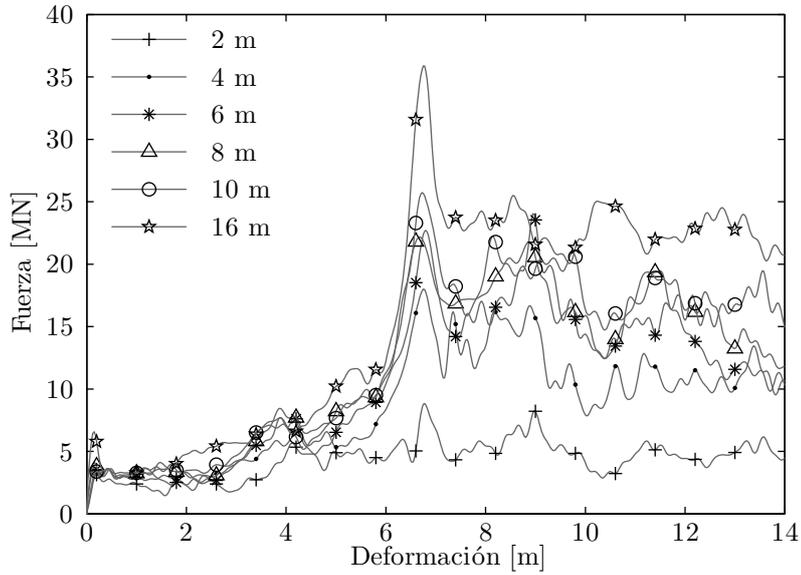


Figura 3.22: Curvas carga deformación de barcaza tanque para impacto en esquina contra pilas rectangulares

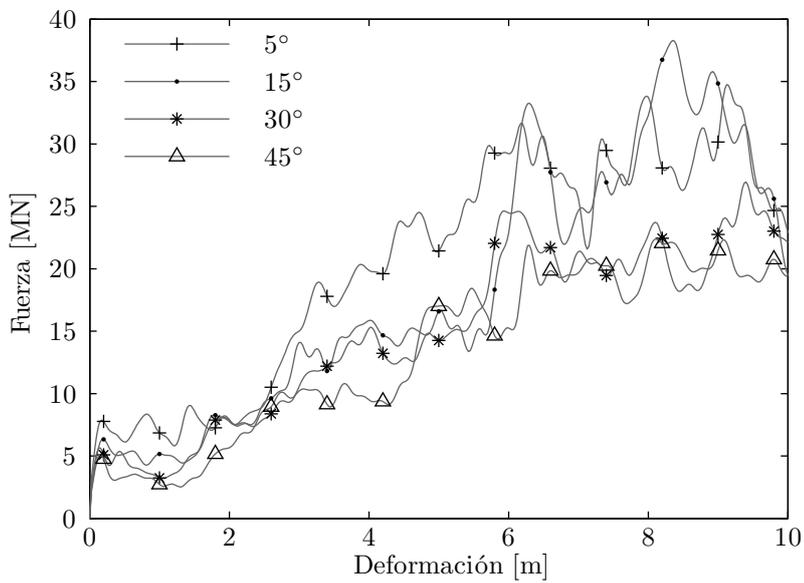


Figura 3.23: Curvas carga deformación de barcaza tolva para impacto oblicuo contra muros planos

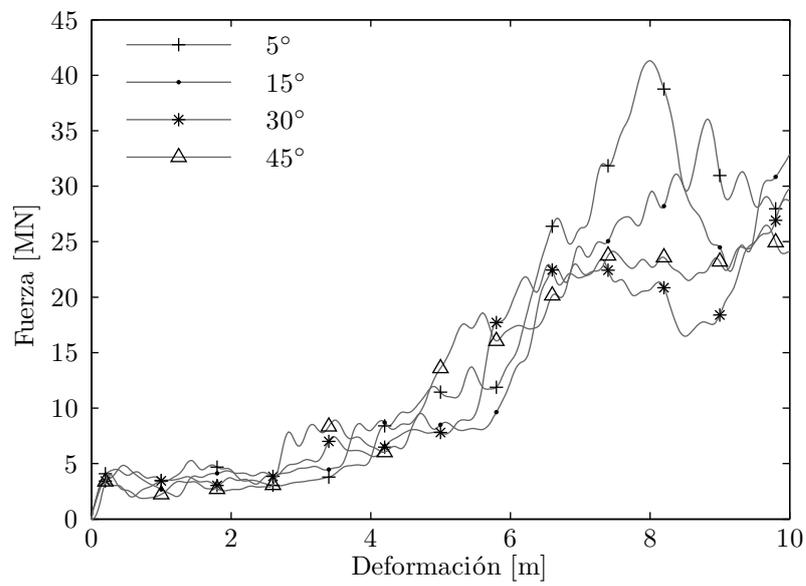


Figura 3.24: Curvas carga deformación de barcaza tanque para impacto oblicuo contra muros planos

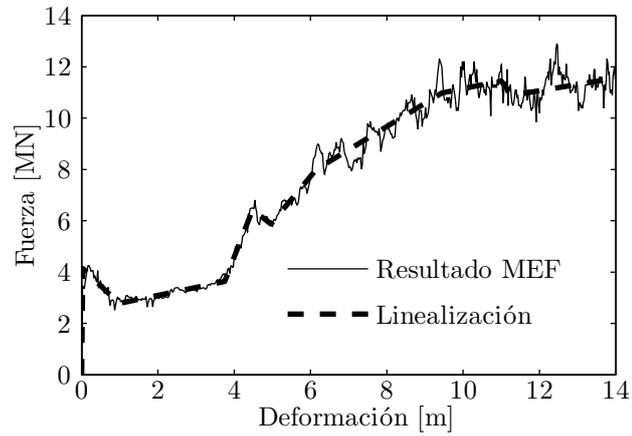
### 3.4. Linealización por tramos

Con el objetivo de incorporar las relaciones carga deformación de las barcasas de manera simple en modelos para el análisis o diseño contra impacto de barcasas se procede a linealizar por tramos estas relaciones, las cuales se definen mediante 10 puntos. Para esto se utiliza un método de optimización para ecuaciones no lineales con restricciones definido en el programa MatLab (función `fmincon`).

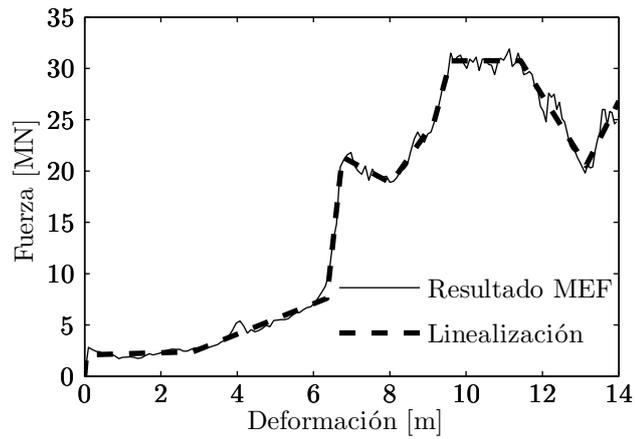
Las restricciones que se utilizan son:

- Todos los valores de fuerza deben ser positivos
- Valores de desplazamiento en orden creciente
- Último valor de desplazamiento igual a desplazamiento máximo original

Este ajuste fue realizado para todos los resultados obtenidos y sus valores se muestran en la sección A.1 del anexo. La comparación entre los resultados del modelo de elementos finitos y la linealización por tramos para dos casos diferentes se muestran en la figura 3.25, donde puede observarse que las curvas linealizadas mediante 10 puntos no difieren sustancialmente de los resultados originales. Estas relaciones linealizadas serán utilizadas en secciones posteriores para evaluar los resultados de modelos simples, aplicables a situaciones de diseño.



(a) Barcaza tolva, pila rectangular de 4 m



(b) Barcaza tanque, pila cilíndrica de 10 m

Figura 3.25: Linealización de curva carga deformación barcazas tipo Paraná para impacto centrado



## Capítulo 4

# Análisis de comportamiento de grupos de barcazas

Para realizar el análisis de impacto de barcazas contra puentes es necesario determinar el comportamiento estructural de éstas. Sin embargo, salvo el caso de una barcaza aberrante, en las hipótesis de impacto usualmente se considera el impacto de un grupo de barcazas. En este capítulo se detalla el método de análisis propuesto para impactos de grupos de barcazas y su validación mediante modelos de elementos finitos. Adicionalmente, se hace referencia a un método simplificado que permite estimar si un grupo de barcazas permanece unido o se separa durante un impacto simétrico y que permite determinar la influencia de las columnas que no impacta directamente en caso de que éstas se separen en el impacto.

### 4.1. Modelo para impactos de grupos de barcazas

El método de análisis propuesto está basado en un modelo de múltiples grados de libertad (MGL), bidimensional que constituye una generalización del modelo unidimensional de MGL propuesto por Harik et al. (2008a). Este modelo bidimensional consiste en un esquema numérico que permite el análisis de impacto de grupos de barcazas contra estructuras de manera más general, ya que tiene la capacidad de analizar impactos

generales no necesariamente simétricos. En este modelo, el contorno de la estructura impactada y las barcazas que componen el grupo es definido por mallas de puntos, y el contacto entre los diferentes componentes del modelo es detectado por un algoritmo de contacto. El comportamiento carga deformación de las barcazas que entran en contacto con la pila y las eslingas que vinculan las barcazas son representado mediante relaciones no lineales, mientras se considera que el comportamiento de contacto entre las barcazas que componen el grupo es elástico lineal.

#### 4.1.1. Algoritmo de contacto

Se implementa un algoritmo de contacto que detecta y define parámetros de contacto entre los diferentes elementos del modelo. El algoritmo de contacto determina cuáles de los puntos que definen el contorno de un elemento en particular se encuentran dentro del contorno de un segundo elemento. Para esto se define una semirrecta desde el punto considerado en una dirección determinada. Si esta semirrecta intersecta al contorno del segundo elemento una cantidad de veces impar, el punto considerado se encuentra dentro del contorno del segundo elemento (punto de contacto). De otra manera, el punto es externo al contorno del segundo elemento. Aplicando este procedimiento a lo largo del contorno se define si existe contacto entre dos elementos (figura 4.1). De existir contacto, se define la zona de contacto, la dirección normal a la zona de contacto, la distancia de solapamiento en dirección normal a la zona de contacto ( $u$ ) y la velocidad tangencial relativa entre elementos (figura 4.2). Estos parámetros son utilizados para determinar la fuerza resultante de contacto entre los elementos del modelo. La fuerza normal,  $N$ , se calcula como  $N = ku$ , donde  $k$  es la rigidez de contacto y representa la rigidez del cuerpo de las barcazas. Este parámetro fue determinado mediante los modelos numéricos descritos en la sección 3.2, fijando uno de los extremos de la barcaza e imponiendo una deformación en el otro extremo. El valor de rigidez adoptado es de  $500 \text{ MN}/m$ . La fuerza de fricción  $F$  se calcula como  $F = \mu N$ , donde el sentido de la fuerza de fricción queda definido por la velocidad tangencial relativa y  $\mu$  es el coeficiente de fricción entre las superficies que entran en contacto. El punto de aplicación de la fuerza resultante de

contacto se define mediante la posición del punto central de la zona de contacto.

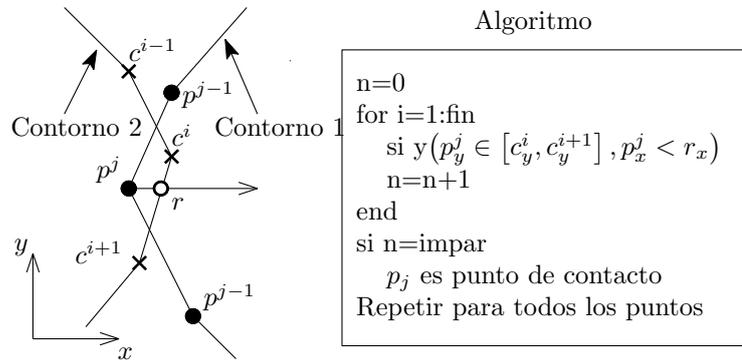


Figura 4.1: Algoritmo de contacto

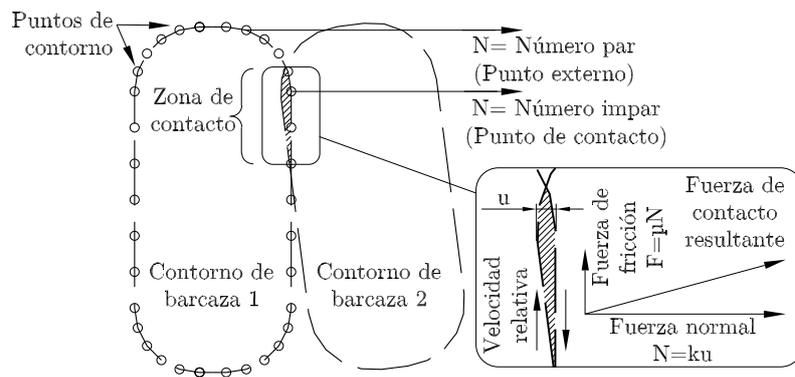


Figura 4.2: Cálculo de fuerza de interacción

### 4.1.2. Modelo de eslingas

Las eslingas son representadas en el modelo propuesto mediante elementos unidimensionales que pueden soportar fuerzas de tracción solamente y que tienen un comportamiento elastico plástico perfecto. Se considera que estos elementos fallan cuando la deformación excede un cierto límite en tracción, el cual es determinado en función de las especificaciones del material considerado. Se adopta una configuración de eslin-

gas de acuerdo a Arroyo y Ebeling (2005), configuración ilustrada en la figura 2.40 del Capítulo 2. Las propiedades mecánicas de los cables de acero de amarre están resumidas en la tabla 4.1. A medida que ocurren desplazamientos relativos, las direcciones de las eslingas son actualizadas durante el proceso de cálculo. Una vez que una eslinga falla, se considera a la carga axial de la misma como nula durante el resto del análisis.

Tipo de cable	Diámetro [cm]	Módulo elástico [GPa]	Area nominal [cm <sup>2</sup> ]	Resistencia nominal [kN]		Deformación de falla (%)	
				Nueva	Usada	Nueva	Usada
6 x 19	2,22	96	2,39	308	246	6	5
	2,54		3,10	399	319		

Tabla 4.1: Propiedades de eslingas

#### 4.1.3. Relaciones carga deformación de barcazas

El comportamiento carga-deformación de barcazas que impactan con la estructura tiene una gran importancia en el proceso de impacto, ya que no solo determina la fuerza de impacto máxima instantánea sino que es una fuente importante de disipación de energía. El comportamiento carga-deformación adoptado en el modelo propuesto se basa en el estudio mediante modelos de elementos finitos detallados descrito en la sección 3.2. En el modelo propuesto se define, previamente al análisis de impacto, el comportamiento de la proa de cada barcaza que compone al grupo, de acuerdo al tipo de barcaza, la forma y dimensión de la estructura impactada y la ubicación de la barcaza en el grupo. Por ejemplo: si se considera un grupo formado por 3 columnas de barcazas que impacta perpendicularmente con un cabezal que tiene forma de cuña con un frente redondeado de 4 metros de radio y lados oblicuos a 45°, como se muestra en la figura 4.3 se designa para la proa de la barcaza que impacta en el centro, la relación correspondiente a pilas redondeadas de 4 metros de radio y para las proas de las barcazas en las columnas laterales la relación correspondiente a impactos oblicuos a 45° contra muros planos.

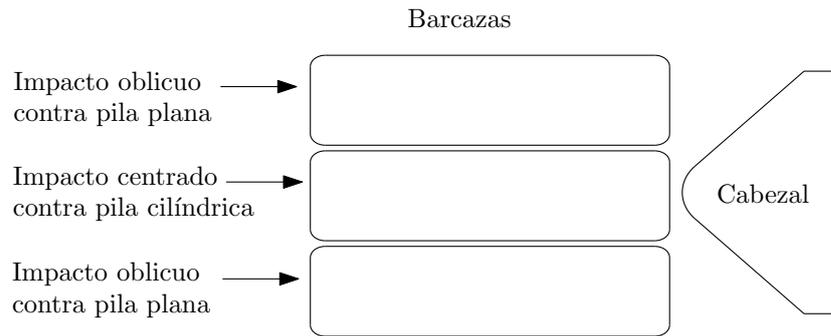


Figura 4.3: Relaciones carga deformación a asignar en modelo propuesto

#### 4.1.4. Respuesta dinámica de la estructura impactada

La historia de carga generada durante un impacto depende tanto de las características del grupo de barcazas como de la respuesta dinámica de la estructura impactada. En el modelo propuesto se utilizan dos enfoques diferentes, de acuerdo al tipo de estructura considerada. Para el análisis donde el impacto se produce directamente sobre la estructura de un puente, la respuesta dinámica de ésta se considera a través de la convolución de la historia de carga y la función respuesta a impulso de la estructura. De esta manera, se considera la respuesta dinámica de la estructura completa.

Este procedimiento, solo aplicable a sistemas elásticos, es considerado apropiado debido a que generalmente se espera una respuesta elástica de la estructura para estos casos. Cabe aclarar que la duración del impacto es tan breve que los efectos del amortiguamiento pueden ser conservadoramente despreciados en el análisis. Una vez determinada la historia de carga, las demandas estructurales pueden ser calculadas mediante el modelo completo de la estructura, ya sea considerando o bien despreciado los efectos del amortiguamiento estructural.

Para el análisis de estructuras flexibles de defensas, que pueden ser diseñadas para soportar deformaciones plásticas con el fin de absorber la energía cinética del grupo de barcazas, la respuesta dinámica de la estructura puede ser considerada mediante un modelo simplificado. Este modelo simplificado está constituido por una masa que representa la masa del cabezal y un resorte no lineal que representa la respuesta a carga lateral de

los pilotes unidos al cabezal. El comportamiento a carga lateral puede ser evaluado en manera separada mediante un modelo numérico e incorporado en el análisis a través de la curva de respuesta no lineal. Una posible aproximación a utilizar para este fin es considerar al pilote como un elemento de viga con posibilidad de formar rótulas plásticas y embebido en resortes no lineales que representen la respuesta del suelo que rodea al pilote. Se considera esta cuestión con más detalle en el Capítulo 6.

#### 4.1.5. Implementación

El análisis de impacto de grupos de barcazas se realiza mediante un método de integración de las ecuaciones de movimiento del sistema completo barcazas-estructura. Las condiciones iniciales consisten en la posición y velocidad iniciales del grupo de barcazas y de la estructura. Para la integración numérica se utiliza un método explícito de dos pasos con paso de tiempo fijo (e.g., Bathe [1982]):

$$u_{n+1} = 2u_n - u_{n-1} + \frac{\Delta t^2}{m} F_n \quad (4.1)$$

donde  $u_{n+1}$ ,  $u_n$  y  $u_{n-1}$  es la posición de un grado de libertad particular en el siguiente, actual y anterior paso de tiempo respectivamente;  $\Delta t$  es el paso de tiempo adoptado;  $m$  es la masa del grado de libertad; y  $F_n$  es la fuerza resultante aplicada en el paso de tiempo actual. Debido a razones de estabilidad, el paso de tiempo adoptado no debe exceder la mitad del menor período de vibración del sistema:

$$\Delta t \leq \frac{\pi}{\omega_{max}} \quad (4.2)$$

donde  $\omega_{max}$  es la frecuencia circular mas alta del sistema. Sin embargo, con el fin de obtener una mejor precisión se adopta un paso de tiempo más pequeño en los análisis realizados.

#### 4.1.6. Validación respecto al modelo original

Con el propósito de validar el modelo propuesto se realiza una comparación con un caso de ejemplo presentado por Harik et al. (2008a). Este ejemplo analiza el impacto simétrico de un grupo de 15 barcazas (más remocador) viajando a 1,54 m/s que impacta contra una pila plana de 2 metros de ancho. La pila es modelada mediante un voladizo con dos masas puntuales. Los valores considerados respecto a las masas de las barcazas y remocador, las propiedades de la pila, así como otras propiedades relevantes del modelo están dados en Harik et al. (2008a). Las propiedades del modelo no especificados por Harik et al. (2008a) fueron estimados considerando características generales del caso de estudio y se encuentran resumidas en la tabla 4.2. La figura 4.4 muestra la historia de carga y la energía cinética de una barcaza en particular, donde puede observarse que existe un buen acuerdo entre el modelo propuesto y los resultados de Harik et al. (2008a). De esta manera, se verifica que la implementación del modelo generalizado a dos dimensiones se comporta de manera adecuada respecto al modelo original en una dimensión en el caso analizado.

Parámetro	Comportamiento	
	entre columnas	entre filas
Rigidez (MN/m)	40	20
Fuerza de fluencia (MN)	1.8	1.25

Tabla 4.2: Propiedades estimadas para caso de validación de modelo MGL

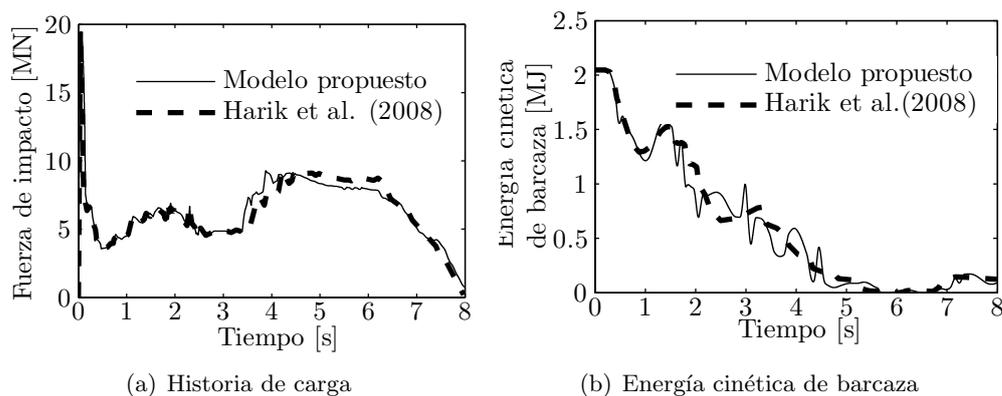


Figura 4.4: Método propuesto y Harik et al. (2008a)

## 4.2. Influencia de columnas laterales

En el impacto de un grupo formado por varias columnas de barcasas se designa como columnas laterales a las columnas cuya barcaza frontal no impacta directamente contra la estructura considerada. La influencia de las columnas laterales en la historia de carga no está establecida en la literatura internacional: algunos códigos de diseño ignoran por completo los efectos de las columnas laterales (AASHTO, 2008), mientras que otros asumen una contribución completa (Eurocode, 1991). La contribución real de las columnas laterales tiene una influencia significativa en la cantidad de energía que absorbe la estructura impactada, y por lo tanto afecta a la historia de carga resultante. El comportamiento de un grupo de barcasas durante un impacto depende de numerosos factores, entre los cuales cabe destacar: la configuración del grupo; la velocidad de impacto; el comportamiento de la proa de la barcaza que impacta y la respuesta dinámica de la estructura.

En esta sección se presenta un procedimiento simplificado que permite predecir el comportamiento del grupo de barcasas y la influencia de las columnas laterales de manera sencilla y sin tener que realizar un análisis detallado. Este procedimiento se desarrolla a través de un estudio paraétrico y regresiones de los resultados obtenidos, que se describen a continuación.

### 4.2.1. Estudio paramétrico

Se realizó un estudio paramétrico mediante el modelo de MGL propuesto para analizar conjuntos de barcazas con el objetivo de evaluar el efecto de las columnas laterales en impacto simétricos. Se considera la influencia de los siguientes parámetros: configuración de las eslingas; número de columnas de barcazas; número de barcazas que componen las columnas; coeficiente de fricción entre barcazas; velocidad inicial de impacto y tipo de pila impactada. El estudio paramétrico y la regresión de los resultados se realizaron tanto para las barcazas tipo Jumbo Hopper y Oversize Tanker estudiadas en la literatura internacional como para las barcazas regionales tipo Paraná. Para las barcazas estudiadas en la literatura internacional se adoptaron las relaciones propuestas por Consolazio et al. (2008, 2010a), mediante las cuales es posible determinar la fuerza de fluencia de las barcazas en el estudio paramétrico y de esta forma independizarse de la forma y dimensión de la pila. En cambio, en el estudio paramétrico para las barcazas tipo Paraná se utilizaron las relaciones no lineales definidas por tramos de acuerdo a lo expuesto en la sección 3.4. Debido a que no existe un solo nivel de carga para este tipo de relación, el parámetro de fuerza de fluencia es reemplazado por el tipo y dimensión de la pila impactada para las barcazas regionales, por lo que se presentan los resultados de acuerdo a este criterio. En el anexo A.2 se encuentran las tablas que resumen los parámetros de regresión de acuerdo al tipo de barcaza utilizada. Los rangos de los parámetros considerados en este estudio se muestran en las tablas 4.3 y 4.4. La masa considerada para cada barcaza individual se muestra en la tabla 4.5, correspondiente a los valores de las barcazas totalmente cargadas. Se considera que una sola barcaza entra en contacto de manera centrada con la pila para los grupos de 3 y 5 columnas de barcazas y que dos barcazas entran en contacto en sus esquinas con la pila para grupos de 4 y 6 columnas de barcazas (figura 4.5).

La combinación de los valores de parámetros considerados da un total de 21600 casos de análisis. Cada uno de estos casos fue analizado mediante el modelo propuesto, en donde se han identificado dos tipos de comportamientos: las eslingas fallan por deformación excesiva y las columnas laterales se separan de las fila que impactan directamente, o el

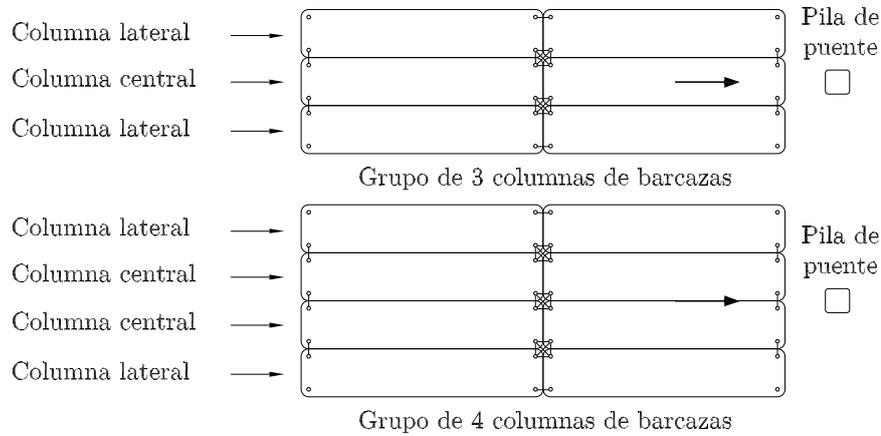


Figura 4.5: Casos contemplados en estudio paramétrico

Parametro	Valores considerados
Velocidad inicial ( $V_i$ ) [m/s]	1 - 2 - 3 - 4 - 5
Coefficiente de fricción ( $\mu$ )	0,2 - 0,35 - 0,5
Número de columnas de barcazas ( $C$ )	3 - 4 - 5 - 6
Número de barcazas en columnas ( $R$ )	2 - 3 - 4 - 5
Configuración de eslingas	Débil - Media - Robusta
Barcazas Jumbo Hopper y Oversize Tanker	
Tipo de barcaza	Jumbo Hopper - Oversize Tanker
Fuerza de fluencia total de proas [MN]	7 - 12 - 17 - 22 - 27 (para 3 y 5 columnas)
	14 - 18 - 22 - 26 - 30 (para 4 y 6 columnas)
Barcazas tipo Paraná	
Tipo de barcaza	Tolva - Tanque
Geometría de pila	Cilíndrica - Rectangular
Dimensión de pila ( $D$ ) [m]	2 - 4 - 6 - 8 - 10

Tabla 4.3: Valores considerados en estudio paramétrico para barcazas tipo Jumbo Hopper

grupo completo permanece unido. Con el objetivo de cuantificar la influencia de las columnas laterales respecto al impulso entregado durante el impacto, se define el siguiente coeficiente de influencia:

Configuración de eslingas	Número de secciones			Diámetro [cm]	Condición
	Transversal externa	Transversal interna	Diagonal		
Débil	2	1	2	2,22	Usada
Media	3	2	3	2,54	Usada
Robusta	4	3	4	2,54	Nueva

Tabla 4.4: Configuración de eslingas utilizada en estudio paramétrico

Tipo de barcaza	Masa (T)
Jumbo Hopper	1900
Oversize Tanker	4300
Paraná Tolva	3100
Paraná Tanque	2900

Tabla 4.5: Masa de barcazas considerada para el estudio paramétrico

$$C_I = \frac{I}{P} = \frac{(V_i - V_f) M_l}{V_i M_c} \quad (4.3)$$

donde  $C_I$  es el coeficiente de influencia,  $I$  es el impulso entregado por las columnas laterales (que pueden desprenderse del grupo de barcazas),  $P$  es la cantidad de movimiento de la columna o columnas de barcazas que impactan directamente,  $V_i$  y  $V_f$  son la velocidad inicial y final de las columnas laterales respectivamente, y  $M_l$  es la masa de las barcazas en las columnas laterales y  $M_c$  es la masa de las barcazas en la columna o columnas centrales.

El valor del coeficiente de influencia fue calculado para cada uno de los casos analizados en el estudio paramétrico. Los resultados de cada caso analizado fueron utilizados para ajustar regresiones que permiten estimar de antemano la influencia de las columnas de barcazas que no impactan directamente. En la siguiente sección se explican los detalles.

#### 4.2.2. Procedimiento simplificado

En base al comportamiento observado en el estudio paramétrico es posible definir un procedimiento simplificado que permite incorporar la influencia de las columnas laterales. Este procedimiento se basa en definir una masa equivalente que, al considerar al grupo

de barcazas mediante un solo grado de libertad, permita estimar la historia de carga del conjunto de barcazas, incluyendo las columnas laterales. De acuerdo a la definición del coeficiente de influencia, la historia de carga para el impacto simétrico de un grupo de varias columnas de barcazas puede ser estimada de manera aproximada considerando un solo grado de libertad, representativo del grupo de barcazas con una masa equivalente dada por:

$$M_e = M_c (1 + C_I) \quad (4.4)$$

donde  $M_e$  es la masa equivalente,  $C_I$  es el coeficiente de influencia definido en (4.3), y  $M_c$  es la masa de la columna o columnas centrales que impactan. Para grupos de 3 y 5 columnas de barcazas se considera la masa de la columna que impacta, mientras que para grupos de 4 y 6 columnas de barcazas se considera la masa central como la masa de las dos columnas centrales que impactan de manera directa con la pila. De acuerdo con esta definición, en el caso de que el grupo permanezca unido durante el impacto, el coeficiente de influencia correspondiente se indica en la tabla 4.6.

Cantidad de columnas	Columnas centrales	Columnas laterales	Coeficiente de influencia
3	1	2	2
4	2	2	1
5	1	4	4
6	2	4	2

Tabla 4.6: Coeficiente de influencia para casos donde no se produce la separación de las columnas laterales

Con el objetivo de poder identificar a priori las situaciones en donde se produce la separación de las columnas laterales, se define un índice de separación de la siguiente manera, donde se han utilizado dos expresiones diferentes de acuerdo al tipo de barcaza considerada con el objetivo de mejorar el ajuste:

$$S_I = \exp(a_I R + b_I V_i + c_I \mu + d_I F_y + e_I) \quad (4.5)$$

$$S_I = R^{a_I} + V_i^{b_I} + \mu^{c_I} + D^{d_I} + e_I \quad (4.6)$$

donde la primer ecuación se utiliza para barcasas tipo Jumbo Hopper y Oversize Tanker y la segunda ecuación es para barcasas tipo Paraná. En las ecuaciones 4.5 y 4.6,  $S_I$  es el índice de separación,  $R$  es el número de barcasas en las columnas,  $V_i$  es la velocidad inicial en metros sobre segundos,  $\mu$  es el coeficiente de fricción,  $F_y$  es la fuerza de fluencia total de la proa de barcasas en MN,  $D$  es la dimensión de la pila y  $a_I$ ,  $b_I$ ,  $c_I$ ,  $d_I$  y  $e_I$  son parámetros, ajustados a los resultados obtenidos mediante el modelo propuesto (tablas en anexo).

$$S_i \left\{ \begin{array}{ll} S_I > L_u & \text{Grupo permanece unido} \\ S_I < L_l & \text{Separación de columnas laterales} \end{array} \right\} \quad (4.7)$$

Comparando el valor del índice de separación ( $S_I$ ) con un valor de comparación inferior ( $L_l$ ) y uno superior ( $L_u$ ), es posible determinar el tipo de comportamiento para la gran mayoría de los casos analizados. Sin embargo, cabe destacar que un 8% de los casos considerados quedan indeterminados. Para estos casos se pueden considerar ambos tipos de comportamientos y seleccionar el caso más desfavorable. En la figura 4.6 se muestra la comparación de los valores del índice de separación obtenidos mediante la regresión, y los valores de calculados del coeficiente de influencia de columnas laterales, para un grupo de 3 columnas de barcasas y media de eslingas. Donde los parámetros que se han variado son: velocidad inicial, coeficiente de fricción, cantidad de filas y fuerza de fluencia de proa y el rango considerado de éstos parámetros se indica en la tabla 4.3. En esta figura, los valores calculados cercanos a 2 indican casos en los que el grupo de barcasas permanece unido, mientras que valores menores a 1 corresponden a casos en que las columnas laterales se separan de la columna central. Se puede observar que los valores de regresión son útiles para identificar el tipo de comportamiento; sin embargo, los casos en que la regresión resulta en valores que se ubican entre el límite inferior y superior son casos en que la regresión no permitiría identificar el tipo de comportamiento. En la figura 4.7 se muestra lo mismo pero para impactos de barcasas tanque tipo Paraná contra pilas rectangulares. En este caso varían los mismos parámetros salvo que en vez de variar la

fuerza de fluencia de la barcaza, varía la dimensión de la pila impactada.

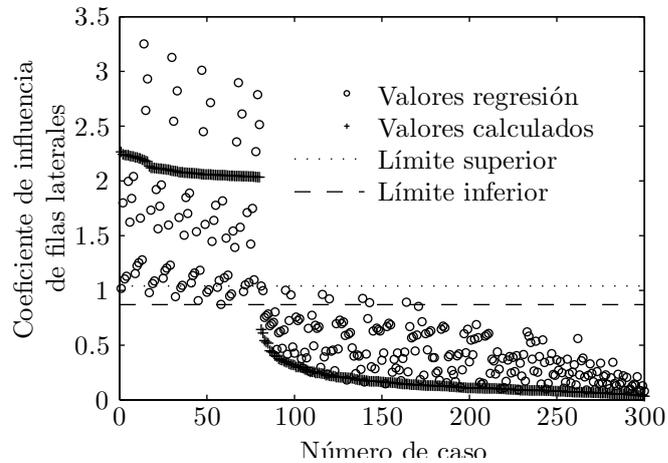


Figura 4.6: Índice de separación para grupos de 3 columnas de barcazas tipo Jumbo Hopper con configuración media de eslingas

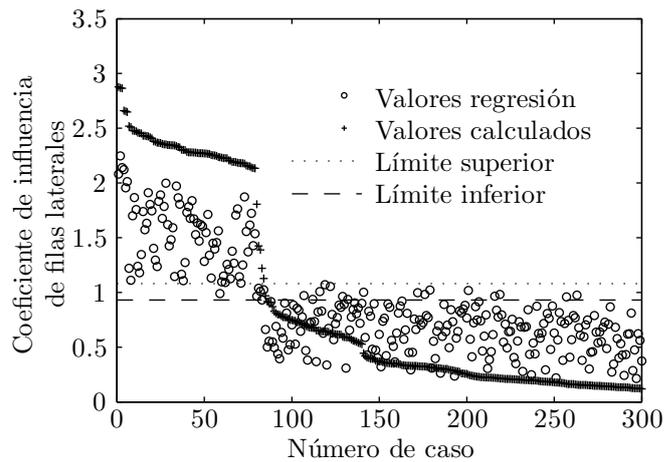


Figura 4.7: Índice de separación para grupos de 3 columnas de barcazas tanque tipo Paraná con configuración media de eslingas impactando contra pila rectangular

Para los casos en donde el índice de separación indique que el grupo permanece unido se utilizará la masa total del grupo de barcazas para estimar la historia de carga. Por otra parte, para los casos en donde el índice de separación indique que se produce la separación de las columnas laterales, se determina el coeficiente de influencia mediante la siguiente regresión de acuerdo al tipo de barcaza considerada:

$$C_I = \exp(a_c R + b_c V_i + c_c \mu + d_c F_y + e_c) \quad (4.8)$$

$$C_I = \exp(a_c R + b_c V_i + c_c \mu + d_c D + e_c) \quad (4.9)$$

donde la primer ecuación se utiliza para barcazas tipo Jumbo Hopper y Oversize Tanker y la segunda ecuación es para barcazas tipo Paraná y donde los parámetros  $a_c$ ,  $b_c$ ,  $c_c$ ,  $d_c$  y  $e_c$  son las constantes de ajuste dadas en el anexo A.2 según el tipo de barcaza considerada. La regresión muestra un buen ajuste con los resultados obtenidos mediante el modelo propuesto, en donde el coeficiente de ajuste medio todos los casos analizados es de  $R^2 = 0,94$ . En la figura 4.8 se muestra la comparación de los valores estimados mediante la regresión y los valores calculados para un grupo de 3 columnas de barcazas tipo Jumbo Hopper con una configuración media de eslingas, para los casos considerados en la figura 4.6 en los cuales las columnas laterales se separan. En la figura 4.7 se muestra lo mismo pero para barcazas tanque tipo Paraná impactando contra pilas rectangulares.

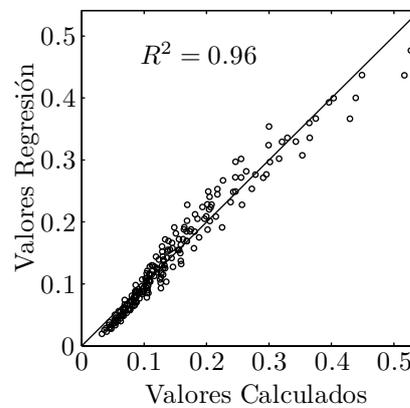


Figura 4.8: Coeficiente de influencia de columnas laterales para grupos de 3 columnas de barcazas tipo Jumbo Hopper con configuración media de eslingas

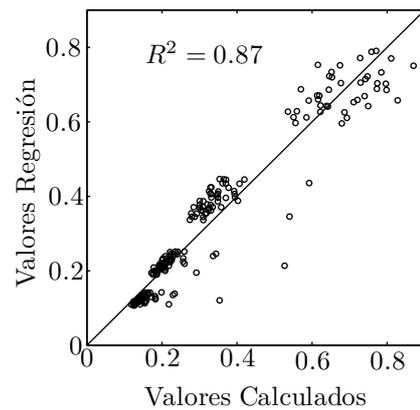


Figura 4.9: Coeficiente de influencia de columnas laterales para grupos de 3 columnas de barcazas tanque tipo Paraná con configuración media de eslingas impactando contra pilas rectangulares

El procedimiento simplificado descrito en esta sección permite estimar la historia de carga de un grupo de barcazas considerando la influencia de las columnas laterales en una situación de diseño o verificación, donde no sea posible determinar el comportamiento del grupo de barcazas mediante un análisis más detallado. El procedimiento propuesto es representado esquemáticamente en la figura 4.10.

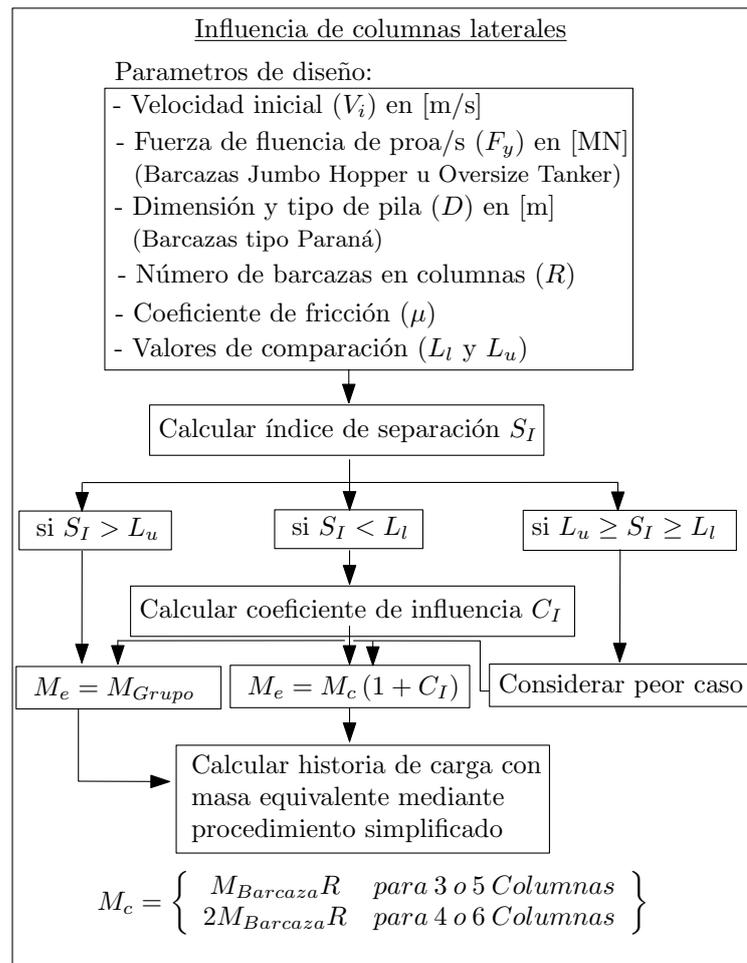


Figura 4.10: Esquema de procedimiento simplificado para estimar la influencia de columnas laterales

### 4.3. Validación mediante modelo de elementos finitos

La utilización del método propuesto para impactos de grupos de barcazas es más simple y expeditivo que el uso del modelo de elementos finitos. Sin embargo, es necesario verificar que los resultados obtenidos mediante ambos procedimientos sean similares. En esta sección se comparan los resultados obtenidos mediante ambos métodos para diferentes escenarios de impacto. Para cada escenario se comparan, entre otros parámetros, las historias de carga, la posición final y la evolución de la distribución de energía. En estos análisis el objeto impactado se considera rígido, con el objetivo de limitar la discusión

al comportamiento del grupo de barcazas.

#### 4.3.1. Impacto simétrico de un grupo de varias columnas barcazas

Con el objetivo de evaluar, de manera general, el método propuesto para análisis de impactos de grupos de barcazas, y de manera particular, el comportamiento de éste respecto a la influencia de las columnas laterales de barcazas, se analizan dos casos de impacto simétricos con diferentes velocidades iniciales. Para esto se analiza un grupo de barcazas tolva tipo Paraná compuesto por 3 columnas de 2 barcazas cada una, con una configuración de eslingas del tipo robusta, según la tabla 4.4, impactando contra una pila cilíndrica de 2 metros de diámetro. En el primer caso, denominado Caso a, la velocidad de impacto es de 1,5 m/s y en el segundo caso, denominado Caso b, la velocidad de impacto es de 3 m/s.

##### Caso a

En este caso los resultados obtenidos mediante ambos modelos muestran que el grupo permanece unido, aunque algunas eslingas han fallado por deformación excesiva. La posición del grupo de barcaza luego del impacto se muestra en la figura 4.11, donde puede observarse que existe una diferencia en la configuración deformada de la proa que impacta con la pila entre ambos modelos. Esto es debido a que el modelo propuesto para análisis de grupos de barcazas, considera el comportamiento estructural de manera global, mientras que el modelo de elementos finitos determina la configuración deformada en mayor detalle.

Cabe destacar que la relación carga-deformación de las proas de barcazas se determinó mediante modelos de elementos finitos de una barcaza, con una definición de contacto sin fricción entre pila y barcaza. Mientras que en el caso analizado, que analiza el impacto de un grupo de barcazas, se modificó la definición de contacto para que el coeficiente de fricción tenga un valor de  $\mu = 0,35$  y de esta manera considerar la fricción entre las barcazas que componen el grupo. Sin embargo, al utilizar una definición de contacto global, el valor del coeficiente de rozamiento afecta no solo al contacto entre

barcazas sino también al contacto entre barcazas y la pila. Es por esto que para evaluar el comportamiento del modelo propuesto, se utilizaron dos relaciones carga-deformación: una con fricción y una sin fricción en la definición de contacto. En la figura 4.12 se muestra la influencia de la fricción para la relación carga-deformación para barcaza tolvá impactando contra una pila cilíndrica de 2 m de diámetro. La historia de carga calculada mediante el modelo propuesto utilizando ambas relaciones y mediante el modelo de elementos finitos se muestra en la figura 4.13, donde puede observarse que la historia de carga obtenida considerando fricción ajusta de mejor manera globalmente al resultado obtenido mediante el modelo de elementos finitos. Debido a esto, se adopta en lo siguiente la relación carga-deformación con fricción en los análisis resumidos en esta sección. La deformación permanente calculada mediante ambos modelos es: 4,44 m calculada mediante el modelo de elementos finitos y de 4,60 m calculada mediante el modelo simplificado propuesto. La evolución de energía se muestra en la figura 4.14, donde puede observarse que la energía cinética final es pequeña (debido al rebote elástico de las barcazas en la dirección contraria) y la energía se disipa principalmente por deformación plástica de la proa, siendo la porción de energía que se disipa por fricción entre las barcazas también pequeña.

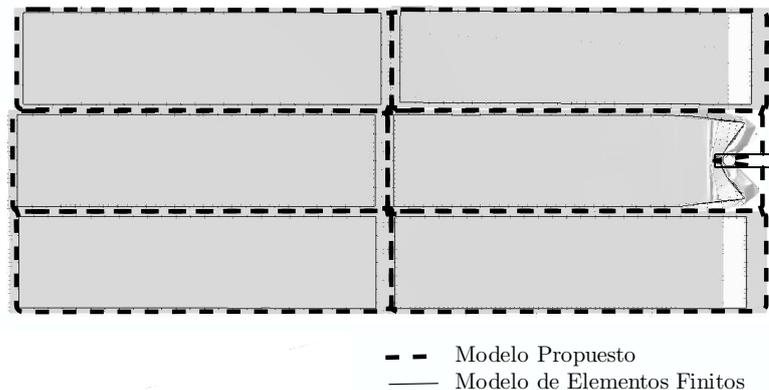


Figura 4.11: Configuración final en impacto simétrico de un grupo de barcazas - Caso a

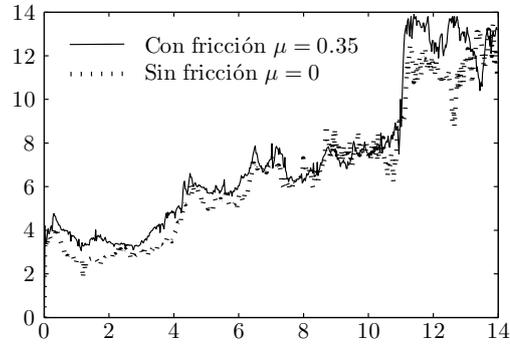


Figura 4.12: Influencia de fricción en relación carga-deformación de barcaza tolva tipo Paraná en impacto centrado contra pila cilíndrica de 2 m de diámetro

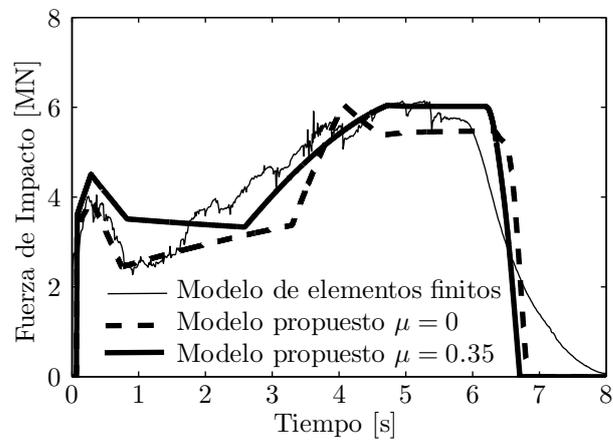


Figura 4.13: Historia de carga para el impacto simétrico de un grupo de barcas - Caso a

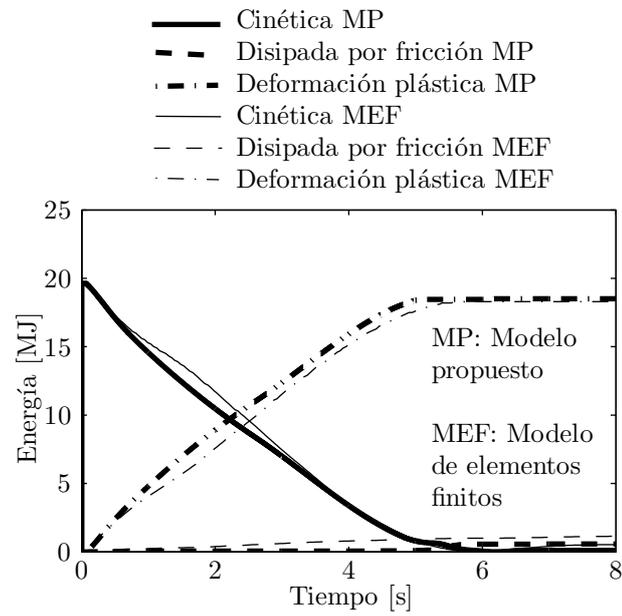


Figura 4.14: Evolución de energía en impacto simétrico de un grupo de barcazas - Caso a

**Caso b**

En este caso tanto el modelo propuesto como el modelo de elementos finitos indican que las columnas laterales se separan de la columna central que impacta contra la pila. La configuración luego del impacto se muestra en la figura 4.15. La deformación permanente calculada mediante el modelo de elementos finitos es de 10,2 m y de 10,6 m calculada mediante el modelo propuesto. El coeficiente de influencia de las columnas laterales determinado según lo descrito en la sección 4.2 resulta de 0,75 mediante el modelo de análisis propuesto, mientras que el mismo coeficiente determinado mediante el modelo de elementos finitos resulta de 0,88. La fuerza en las eslingas diagonales desarrollada durante el impacto se muestra en la figura 4.16, donde se comparan los resultados de ambos modelos. En esta figura se muestra la fuerza de una de las eslingas diagonales que es traccionada inicialmente. Cabe aclarar que hay otras eslingas diagonales que inicialmente no toman carga debido a que la distancia entre sus extremos se acorta. En esta figura se puede observar que la eslinga toma carga progresivamente, luego entra en fluencia y finalmente falla por deformación excesiva. La historia de fuerza de impacto calculada mediante ambos métodos se muestra en la figura 4.17, donde puede observarse que el resultado del método propuesto es similar al resultado del modelo de elementos finitos. Se puede observar que la fuerza de impacto calculada mediante el modelo de elementos finitos invierte su signo a partir de aproximadamente 6 s luego del comienzo del impacto, esto se debe a que al deformarse la proa, ésta envuelve a la pila, fenómeno que el método simplificado propuesto no puede capturar. La evolución de la energía se muestra en la figura 4.18, donde se puede observar que los resultados de ambos métodos de análisis son similares. A su vez, se puede observar que existe un remanente de energía cinética (19,1 MJ) que corresponde a la velocidad de las columnas laterales luego del impacto. De la misma manera que en el Caso a, la energía cinética se disipa principalmente por deformación plástica de la proa que impacta con la pila.

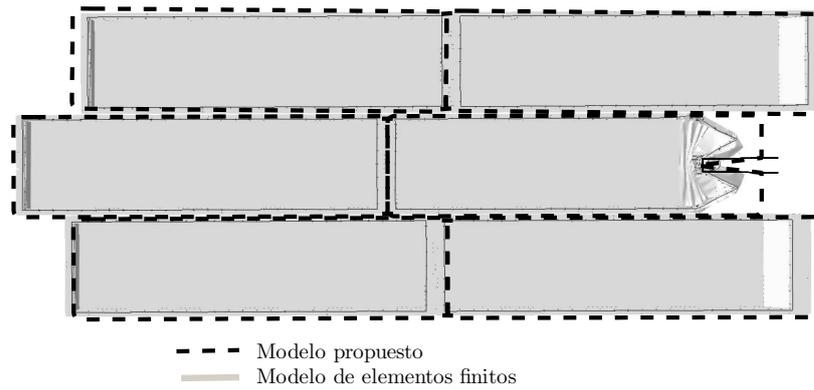


Figura 4.15: Configuración final en impacto simétrico de un grupo de barcazas - Caso b

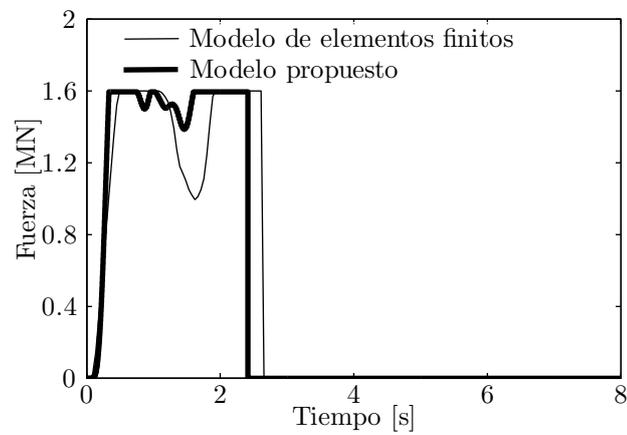


Figura 4.16: Fuerza de eslinga diagonal - Caso b

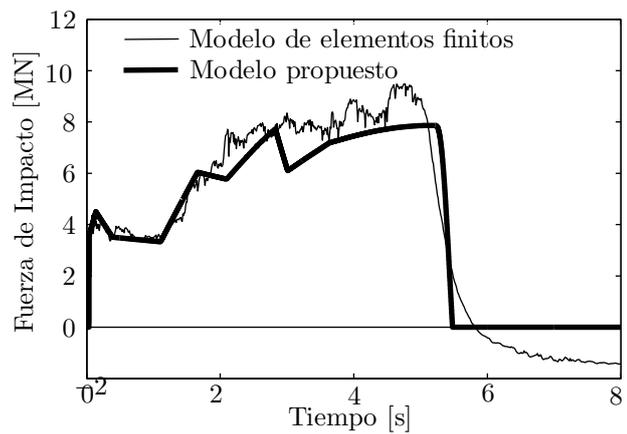


Figura 4.17: Historia de carga para el impacto simétrico de un grupo de barcazas - Caso b

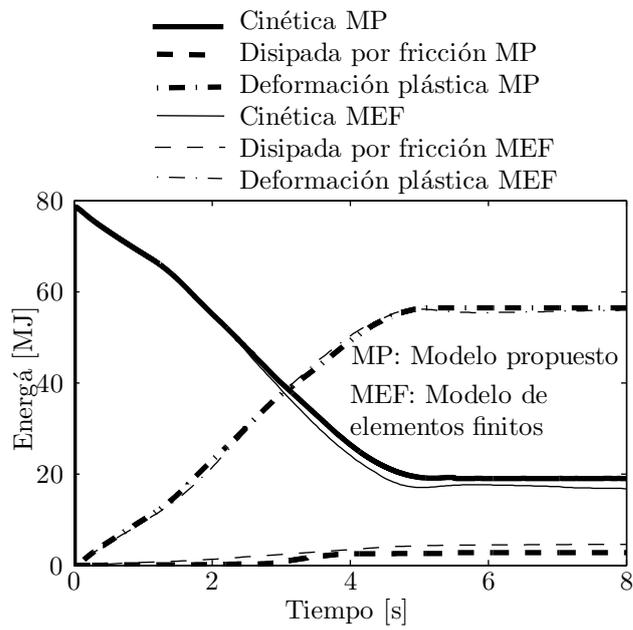


Figura 4.18: Evolución de energía en impacto simétrico de un grupo de barcazas - Caso b

### 4.3.2. Impacto oblicuo de grupos de barcazas

Aunque los códigos de diseño (e.g. AASHTO (2008); Eurocode (1991)) no lo consideran, el impacto oblicuo es el caso más general de impactos de grupos de barcazas. En esta sección se evalúa el impacto oblicuo a  $30^\circ$  de un grupo de dos columnas de dos barcazas tolva tipo Paraná contra un muro plano a una velocidad de 5 m/s. En este caso ocurre la separación de las columnas de barcazas, mientras que las barcazas delanteras impactan de manera sucesiva contra el muro. Adicionalmente, durante el impacto ocurren contactos debido a desplazamientos relativos entre barcazas que originalmente no se encontraban adyacentes. El principal objetivo es comparar la capacidad del método propuesto para modelar el comportamiento del grupo de barcazas respecto a los resultados obtenidos mediante modelos de elementos finitos. En la figura 4.19 muestra la configuración final del grupo de barcazas luego del impacto. Como puede observarse, ambos modelos predicen la rotura de las eslingas entre las columnas. La posición final de las barcazas y la deformación permanente en las barcazas obtenidas mediante ambos modelos son similares. La figura 4.20 muestra la historia de carga calculada mediante ambos modelos. El modelo propuesto muestra un pico de fuerza cercano a los 25 MN entre los 1,9 s y 2,2 s que corresponde al intervalo en que ambas barcazas delanteras están en contacto con el muro. La fuerza de impacto obtenida mediante el modelo de elementos finitos posee este pico, pero retrasado, a los 2,7 s. Sin embargo, el impulso del impacto calculado mediante el método propuesto es de 53,1 MNs, mientras que calculado mediante el modelo de elementos finitos resulta de 51,8 MNs, lo que representa una diferencia del 2,5%. Finalmente, la figura 4.21 muestra la evolución de la energía durante el impacto, donde se detalla la energía cinética del grupo de barcazas, la energía disipada debido a deformación plástica y la energía disipada debido a fricción entre las barcazas y entre las barcazas y el muro.

Como puede observarse los resultados obtenidos mediante ambos métodos son similares; tanto para impactos simétricos como oblicuos, por lo que la aplicación del método propuesto se considera apropiada para el análisis de impactos generales de grupos de barcazas.

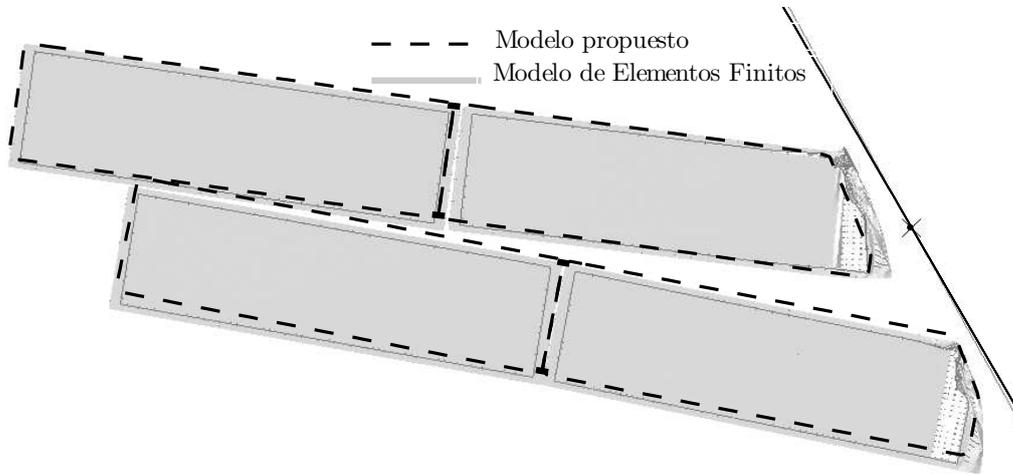


Figura 4.19: Configuración final en impacto oblicuo contra un muro rígido

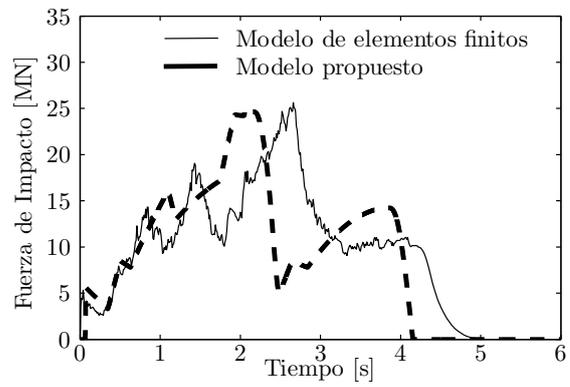


Figura 4.20: Historia de carga en impacto oblicuo contra un muro rígido

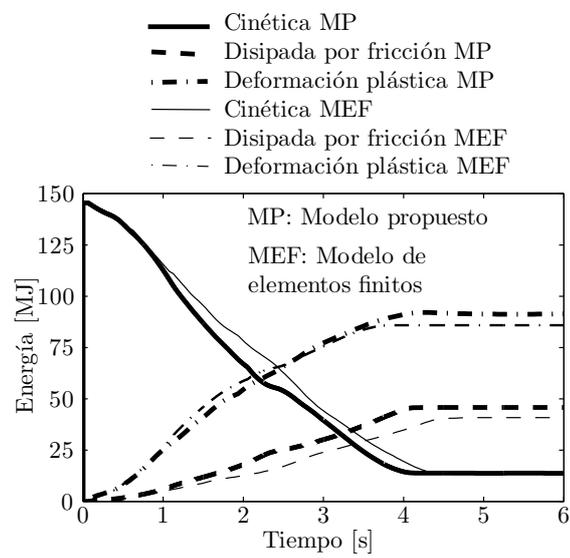


Figura 4.21: Evolución de energía en impacto oblicuo contra un muro rígido



## Capítulo 5

# Métodos simplificados para diseño

En el análisis de impactos de barcazas se han utilizados una serie de distintos enfoques, cada uno con diferentes capacidades y nivel de complejidad. Los modelos más detallados han sido utilizado como una herramienta de verificación. Sin embargo, debido a la gran cantidad de tiempo que es necesario para su definición y su cálculo, es muy probable que su utilización no sea factible en una etapa de diseño. Es por esto que se propone la utilización de métodos mas simples que permitan estimar razonablemente las solicitaciones generadas por el impacto de barcazas y a su vez sean aplicables en etapa de diseño.

### 5.1. Modelo acoplado mediante fuerza de contacto

En función de lo descrito en el Capítulo 4, el comportamiento de un grupo de barcazas se puede caracterizar mediante un modelo del tipo masa y resorte no lineal para impactos simétricos. Consolazio et al. (2008) ha propuesto un método de análisis donde se utiliza este modelo simple para las barcazas y se acopla el mismo con el modelo del puente mediante la fuerza de contacto. Si bien el modelo utilizado por este autor no se encuentra disponible comercialmente, es posible utilizar programas de análisis estructural actualmente disponibles para realizar un análisis de características similares. A continuación se describe el modelo utilizado para el análisis acoplado mediante la fuerza

de contacto mediante el programa SAP2000 (1995).

Para definir el comportamiento del resorte no lineal de la barcaza se utilizan dos nodos conectados por dos elementos en serie (tipo Link/Support) que se conectan a su vez al punto de impacto de la estructura, como se muestra en la figura 5.1. Al primer nodo se le asigna la masa de las barcazas y se restringen todos los grados de libertad excepto en la dirección de desplazamiento. El elemento que une estos dos nodos es un elemento de comportamiento elasto plástico (MultiLinear Plastic) definido por tramos con endurecimiento tipo cinemático. Cabe alarar que el endurecimiento cinemático no influye en el análisis realizado pero está asignado por defecto al elemento utilizado. El segundo es un elemento que soporta esfuerzos de compresión solamente (Gap element) el cual se comporta como un resorte lineal en el rango de compresión. La rigidez de este elemento se define mediante un valor dos órdenes de magnitud más grande que la rigidez del primer elemento, con el objetivo de que a los efectos prácticos se comporte como un elemento rígido y su flexibilidad no influya considerablemente en los resultados. El tipo de análisis compatible con las características de los elementos utilizados es un análisis dinámico explícito no lineal (Nonlinear Direct Integration History). Es necesario asignar una masa de estabilización al nodo intermedio de ambos elementos que simulan a la barcaza, ya que en caso contrario la frecuencia máxima del sistema se vuelve infinita y el algoritmo de solución del programa no converge. En los casos estudiados se utilizó una masa de 100 kg, o sea 4 órdenes de magnitud menor a la masa de la barcaza analizada. Debido a que en el programa utilizado no se pueden definir velocidades como condiciones iniciales de análisis, se definen dos casos de análisis consecutivos, para lo cual el programa toma las condiciones del último paso de cálculo del primer caso y se las asigna como condiciones iniciales del caso siguiente. En el primer caso de análisis se aplica una carga al grado de libertad que representa la barcaza que lo acelera de tal forma que la velocidad, al final de esta etapa, se corresponda con la velocidad inicial del impacto. Debido a que se desea que el elemento de comportamiento elasto plástico no tome carga durante la etapa inicial se asigna al elemento sólo compresión una separación libre igual al desplazamiento total ocurrido en la primera etapa.

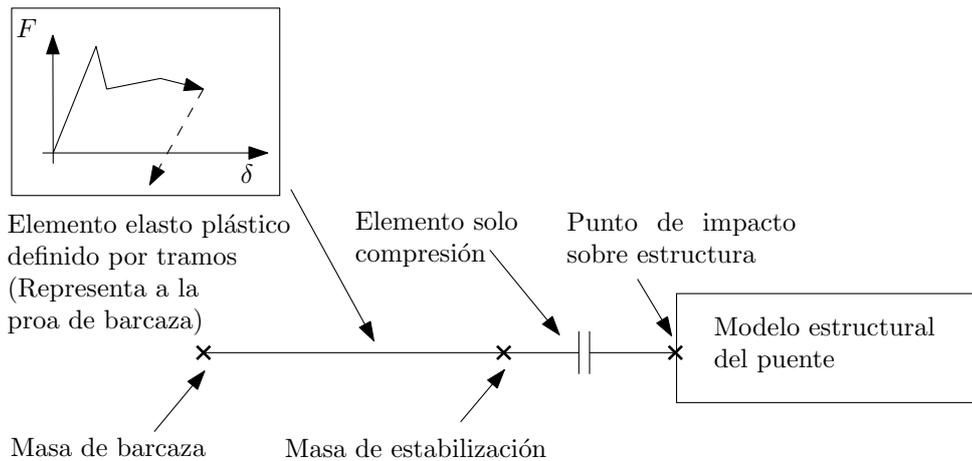


Figura 5.1: Modelo de barcaza para análisis mediante programa (SAP2000, 1995)

En este modelo simplificado se considera a un grupo formado por una fila de barcazas mediante un solo grado de libertad. De esta manera se desestima la disipación de energía en las barcazas posteriores que no impactan con la pila. A su vez, se desprecia el efecto que puede tener la flexibilidad de la columna de barcaza, que absorbería y entregaría energía elástica de deformación durante el impacto. A fin de evaluar la influencia de estos fenómenos, se compara la historia de carga calculada mediante el modelo simplificado y mediante el modelo de barcazas completas de elementos finitos. Se analiza el impacto de una columna de 3 barcazas tolva tipo Paraná totalmente cargadas, viajando a 5 m/s e impactando contra una pila rectangular de 6 m de ancho. En la figura 5.2 se muestra la configuración luego del impacto. En la figura 5.3 se muestra la historia de carga calculada mediante el modelo de elementos finitos y mediante el modelo de un grado de libertad, donde se puede observar un buen ajuste entre ambos. La deformación permanente de la barcaza delantera calculada mediante el modelo de elementos finitos es de 12,05 m y mediante el modelo simplificado resulta de 12,17 m. En este caso el total de la energía disipada calculada mediante el modelo de elementos finitos es de 96,00 MJ mientras que la energía disipada por la barcaza delantera es de 95,99 MJ, es decir el 99,98 %. Debido a que la energía disipada en las barcazas posteriores es despreciable respecto a la energía disipada por la barcaza que impacta contra la pila y que la historia de carga de ambos

modelos no difiere significativamente, se considera que el modelo acoplado mediante la fuerza de contacto es adecuado para el análisis de impactos de columnas de barcazas.

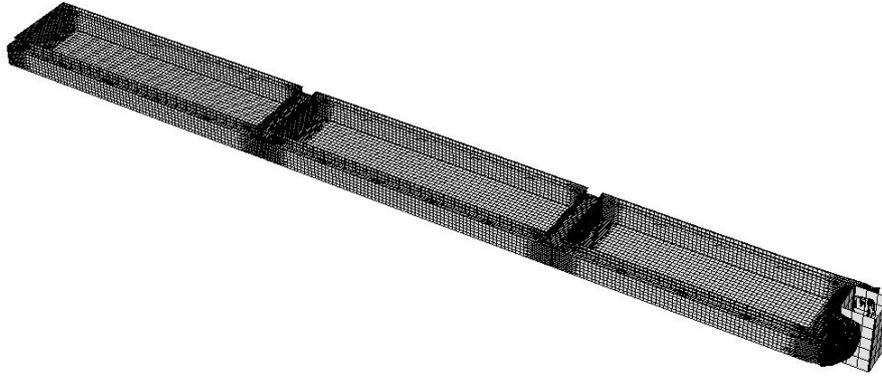


Figura 5.2: Configuración final para el impacto de una fila de 3 barcazas

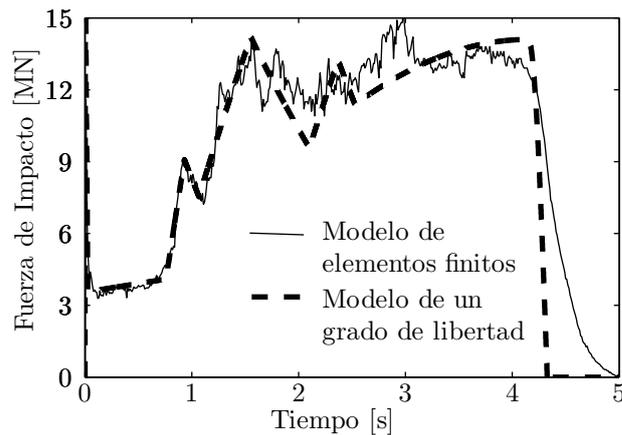


Figura 5.3: Historia de carga para el impacto de una fila de 3 barcazas

Si bien este modelo es fácil de definir, ya que requiere pequeñas modificaciones al modelo estructural del puente para realizar el análisis de impacto, es conveniente respecto a un análisis estático ya que incluye implícitamente la amplificación dinámica. Además permite el análisis de impactos contra estructuras flexibles como defensas y no está limitado a comportamiento elasto plástico perfecto como el método de historia de carga predefinida. Adicionalmente, es posible estimar la influencia de las columnas laterales

en grupos de barcazas mediante el procedimiento descrito en la sección 4.2.2. Es por esto que se considera que la aplicación del modelo acoplado mediante fuerza de contacto en escenarios de diseño o verificación es el más conveniente respecto a otros métodos de análisis menos representativos del fenómeno.

En el capítulo 6 se comenta en más detalle sobre algunos de los resultados del modelo acoplado mediante la fuerza de contacto.

## 5.2. Método de historia de carga aplicada

En situaciones donde el análisis descrito anteriormente no sea aplicable, se propone la utilización de un método de historia de carga aplicada. Este método es similar al propuesto por Consolazio et al. (2008), al cual se introducen algunas modificaciones para su aplicación considerando puentes y barcazas de tipología regional. Estas modificaciones son necesarias debido a que la relación carga deformación elasto plástica perfecta considerada por Consolazio et al. para las barcazas no es aplicable en casos de impactos de gran energía. En los resultados obtenidos para las barcazas tipo Paraná se observó que la fuerza de impacto cambia considerablemente cuando la deformación excede el largo de la proa y alcanza al cuerpo de la barcaza. Teniendo en cuenta este fenómeno, se propone utilizar dos niveles de carga de fluencia: uno para la proa y otro para el cuerpo de la barcaza.

Para determinar los valores de carga de fluencia y la deformación a la cual se produce la transición, se realizó un ajuste bilineal de la relación energía-deformación para los casos investigados, en donde la pendiente de cada tramo representa la carga de fluencia de la proa y del cuerpo de la barcaza, respectivamente. En la figura 5.4 se puede observar un ejemplo de este ajuste.

En base a los resultados obtenidos se pueden estimar los valores de carga, el punto de transición y la rigidez inicial mediante la siguiente regresión lineal en función del tipo

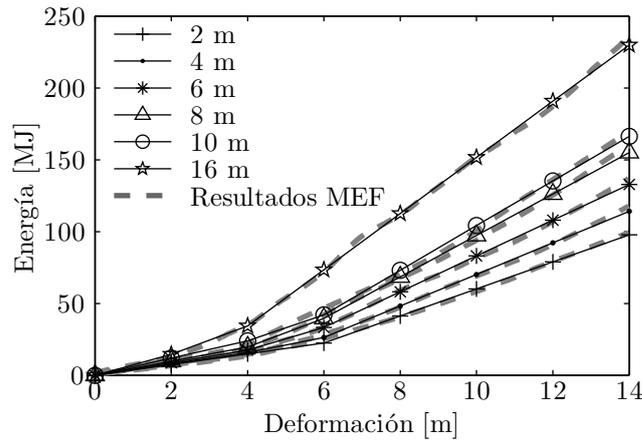


Figura 5.4: Ajuste de relación deformación - energía para barcaza Tolva Paraná contra impacto de pila rectangular

de barcaza y de la forma y dimensión de la pila:

$$d = A_d + B_d D$$

$$F_1 = A_{F1} + B_{F1} D$$

$$F_2 = A_{F2} + B_{F2} D$$

$$k_b = A_k + B_k D$$

donde  $d$  es la deformación en el punto de transición en m,  $F_1$  y  $F_2$  son los valores de carga de fluencia en zona de proa y cuerpo de la barcaza respectivamente en MN,  $D$  es la dimensión de la pila en m y  $k_b$  es la rigidez inicial expresada en MN/m. Los valores de los coeficientes  $A$  y  $B$  se muestran en las tablas 5.1 y 5.2, que corresponden a impactos centrados y en esquina. En esta última, los valores se refieren al impacto en esquina de una sola barcaza.

De esta manera, se puede calcular la historia de carga mediante el método propuesto por Consolazio et al. (2008) en la sección 2.3.4.3 y evaluar si la deformación de la proa es menor al punto de transición definido previamente. En este caso la historia de carga se determina mediante el procedimiento descrito por Consolazio et al. (2008). La deformación de la proa se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

Barcaza Tolva				
Pila Cilíndrica	$d$ [m]	$F_1$ [MN]	$F_2$ [MN]	$k_b$ [MN/m]
A	6,54	3,44	8,95	264
B	-0,07	0,08	0,55	69
Pila Rectangular	$d$ [m]	$F_1$ [MN]	$F_2$ [MN]	$k_b$ [MN/m]
A	6,29	2,94	8,15	212
B	-0,15	0,27	0,73	81

Barcaza Tanque				
Pila Cilíndrica	$d$ [m]	$F_1$ [MN]	$F_2$ [MN]	$k_b$ [MN/m]
A	6,81	2,70	15,06	79
B	-0,03	0,04	0,85	-3
Pila Rectangular	$d$ [m]	$F_1$ [MN]	$F_2$ [MN]	$k_b$ [MN/m]
A	6,88	2,28	16,37	35
B	-0,13	0,08	0,61	8

Tabla 5.1: Coeficientes para regresión de valores de fuerza y rigidez inicial de barcasas tipo Paraná para impacto centrado

Barcaza Tolva				
Pila Cilíndrica	$d$ [m]	$F_1$ [MN]	$F_2$ [MN]	$k_b$ [MN/m]
A	3,29	2,25	4,40	22
B	0,08	0,20	0,80	2
Pila Rectangular	$d$ [m]	$F_1$ [MN]	$F_2$ [MN]	$k_b$ [MN/m]
A	3,31	3,24	7,92	201
B	0,07	0,21	0,59	38

Barcaza Tanque				
Pila Cilíndrica	$d$ [m]	$F_1$ [MN]	$F_2$ [MN]	$k_b$ [MN/m]
A	3,83	1,92	3,58	62
B	0,14	0,16	0,97	-2
Pila Rectangular	$d$ [m]	$F_1$ [MN]	$F_2$ [MN]	$k_b$ [MN/m]
A	4,28	2,48	6,29	67
B	0,09	0,16	1,15	4

Tabla 5.2: Coeficientes para regresión de valores de fuerza y rigidez inicial de barcasas tipo Paraná para impacto en esquina

$$\delta = \frac{1}{2} \frac{m^b}{F_1} (V_Y^b)^2$$

$$\text{con } V_Y = \sqrt{(V_0^b)^2 - \frac{F_1^2}{k_s m^b}}$$

$$\text{y } k_s = \left( \frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_p} \right)^{-1}$$

donde  $\delta$  es la deformación permanente de la barcaza,  $V_Y^b$  es la velocidad de la barcaza al momento de entrar en fluencia,  $V_0^b$  es la velocidad inicial de la barcaza;  $m^b$  es la masa de la barcaza;  $F_1$  es la fuerza de fluencia de la proa de barcaza;  $t$  es el lapso de tiempo de fluencia;  $k_s$  es la rigidez equivalente del sistema barcaza-puente-suelo;  $k_b$  es la rigidez inicial de la barcaza y  $k_p$  es la rigidez del puente y fundación.

En el caso que la deformación de la barcaza exceda al punto de transición, es necesario realizar los siguientes pasos para determinar la historia de carga:

- a) Se calcula el lapso de tiempo de carga elástica como:

$$t_Y = \frac{\pi m^b}{2F_1} (V_0^b - V_Y^b)$$

- b) Se calcula el lapso de tiempo en la etapa de fluencia en la proa de la barcaza de la siguiente manera:

$$t_1 = \frac{V_Y^b - \sqrt{(V_Y^b)^2 - 2 \frac{F_1 d}{m^b}}}{\frac{F_1}{m^b}}$$

- c) Se calcula la velocidad remanente de la barcaza en el instante en que la deformación alcanza el punto de transición:

$$V_1 = V_Y^b - \frac{F_1 t_1}{m^b}$$

d) Se calcula el lapso de tiempo en la etapa de fluencia en el cuerpo de la barcaza

$$t_2 = \frac{m^b V_1}{F_2}$$

e) Se calcula el lapso de tiempo de descarga

$$t_d = \frac{\pi}{2} \frac{m^b}{\sqrt{k_s m^b}}$$

f) Se determina la historia de carga como indica la figura 5.5

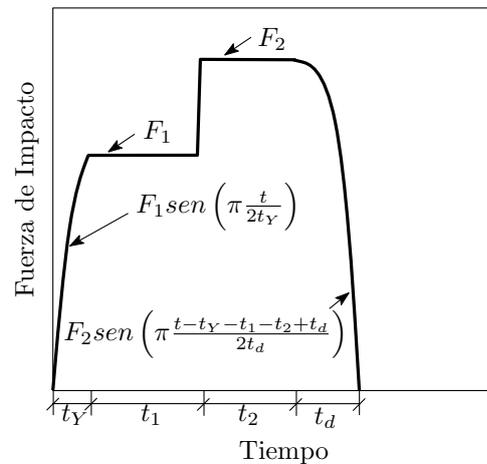


Figura 5.5: Historia de carga para impacto de gran energía

En base al procedimiento descrito y a los parámetros dados se realiza una comparación de las historias de carga de dos casos de impacto contra una pila cilíndrica de 8 m de diámetro de una fila de 4 barcazas tova tipo Paraná viajando a 4 m/s calculadas mediante el método de historia de carga aplicada y el mediante el modelo acoplado

mediante la fuerza de contacto. En la figura 5.6 se puede observar la historia de carga, donde se puede observar que el método de historia de carga aplicada se corresponde en términos generales con la historia de carga calculada mediante el modelo acoplado mediante la fuerza de contacto.

En el capítulo 6 se comenta en más detalle sobre los resultados de los métodos propuestos y su desempeño en la estimación de solicitaciones para impactos contra puentes.

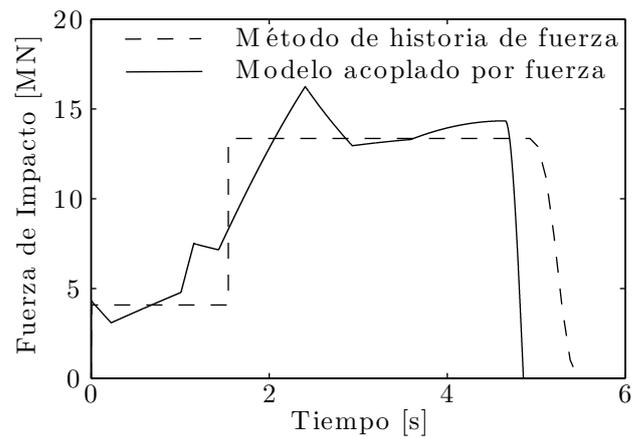


Figura 5.6: Historia de carga calculada mediante métodos simplificados para impacto de gran energía

## Capítulo 6

# Ejemplos de aplicación

En esta sección se presentan una serie de ejemplos con el fin destacar ciertos aspectos en casos de análisis de impacto sobre puentes y defensas de puentes.

### 6.1. Impactos contra puentes

#### 6.1.1. Modelo de puente

El puente proyectado entre las ciudades de Reconquista y Goya, es un puente atirantado, constituido por un plano de obenques central, con dos pilas principales de más de 120 m de altura sobre el nivel del agua. El tablero está formado por una viga cajón trapezoidal de 4,5 m de altura, 8 m de ancho inferior y 11,9 m de ancho superior. Esta viga continua tiene luces de 90, 180, 390, 180 y 90 m, formando una longitud total de 930 m. La separación típica de los obenques es de 6 m. Las pilas principales tienen forma romboidal y están constituidas por columnas de hormigón de sección hueca. El tablero apoya en las pilas principales, sobre una viga horizontal. En la parte superior, los brazos de las pilas principales se unen y dan lugar al anclaje de los obenques. La pila apoya sobre un gran cabezal, que se encuentra al nivel medio del pelo de agua. El cabezal de las pilas principales tiene 50 m de largo, 23 m de ancho y 5 m de alto. Está soportado por un grupo de 46 pilotes de 2 m de diámetro y de 50 m de largo, fundados en arenas limpias y densas. Con el objetivo de disminuir el ancho plano susceptible al impacto de

embarcaciones el cabezal tiene forma trapezoidal, con un frente plano de 6 m de ancho. En las figuras 6.1 a 6.3 se muestran diferentes vistas del puente y cabezales principales.

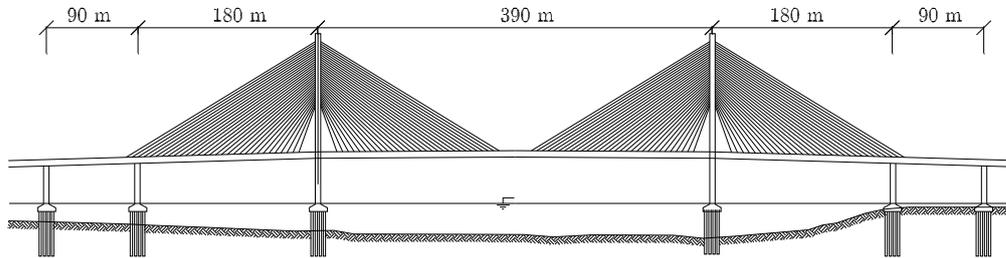


Figura 6.1: Vista lateral de alternativa de hormigón puente entre Reconquista y Goya

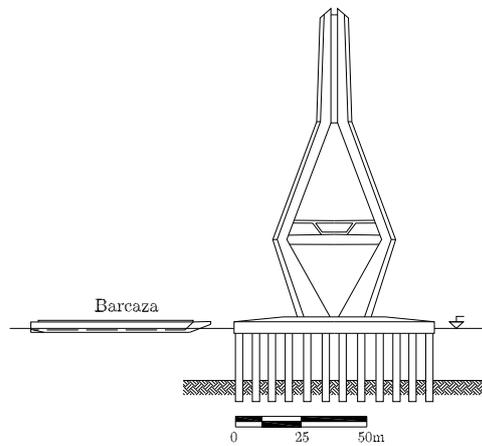


Figura 6.2: Vista frontal de pila principal de puente entre Reconquista y Goya

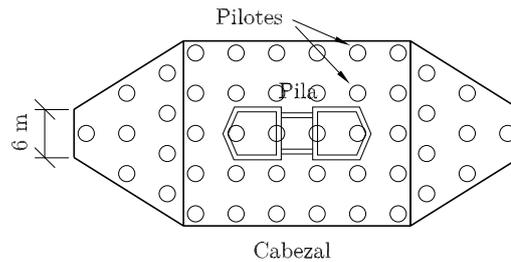


Figura 6.3: Vista en planta de cabezal de pila principal de puente entre Reconquista y Goya

El modelo del puente se desarrolla en el programa de análisis SAP2000 (1995). El tablero es modelado mediante una viga con propiedades de rigidez y masa equivalentes,

con apoyos verticales para incorporar la acción de los obenques; simplificación que se considera adecuada dado que el modelo sólo es utilizado en este trabajo a fines de representar la respuesta frente a un impacto lateral de embarcación a nivel de pila principal. Para el análisis del comportamiento a carga lateral de los pilotes, se utiliza el método p-y, donde se considera al pilote inmerso en resortes no lineales Reese y O'neil (1992). El pilote es discretizado en segmentos y en los extremos de cada segmentos se aplican resortes no-lineales. Estos resortes son relaciones fuerza-desplazamiento, que representan la reacción que ofrece el suelo al ser desplazado por el pilote. En el modelo considerado se utilizaron curvas p-y del tipo Reese et al. (1974) realizando el análisis para una carga monótonamente creciente. Los parámetros que definen las curvas p-y son representativos de la arenas del Río Paraná, para lo cual se consideró un ángulo de fricción interna de  $38^\circ$  y un peso específico seco de  $17,1 \text{ kN}/\text{m}^3$ . Las figuras 6.4 y 6.5 muestran un esquema del método y de las curvas utilizadas para modelar el suelo. Para incorporar el comportamiento de los pilotes a carga lateral en el modelo global se utilizan voladizos de longitud equivalente. La longitud del voladizo equivalente se determina de manera que el mismo provea una rigidez lateral secante, para el valor de desplazamientos esperados.

Las curvas p-y definidas por Reese et al. (1974) fueron desarrolladas en base a una serie de ensayos de carga lateral de pilotes tubulares de acero en arenas uniformemente graduadas. La relación entre carga y desplazamiento está definida en cuatro zonas de diferente comportamiento. Una zona inicial de comportamiento lineal, hasta el punto k de la figura 6.5, una zona de transición parabólica hasta el punto m, una tercera zona de comportamiento lineal hasta el punto u y una última zona donde la carga toma un valor constante máximo. La carga última, correspondiente al punto u de la figura 6.5, es la menor entre una carga de falla superficial y una carga de falla profunda, respectivamente definidas por los autores. El valor de la carga correspondiente al punto m se define como una fracción de la carga última. Esta fracción está determinada por los autores de acuerdo a diferentes parámetros del suelo. Los desplazamientos correspondientes a los puntos u y m están definidos como una fracción del ancho del pilote. En la zona inicial, la relación

carga-desplazamiento es lineal y está definida por la rigidez inicial del suelo. Los autores recomiendan la utilización de variación lineal de la rigidez inicial con la profundidad, por lo tanto, la carga lateral por unidad de longitud se expresa de la siguiente manera:

$$P = kzY \quad (6.1)$$

donde  $P$  es la carga lateral por unidad de longitud,  $k$  es el incremento del módulo inicial del suelo en profundidad,  $z$  es la profundidad e  $Y$  es el desplazamiento lateral del pilote a esa profundidad.

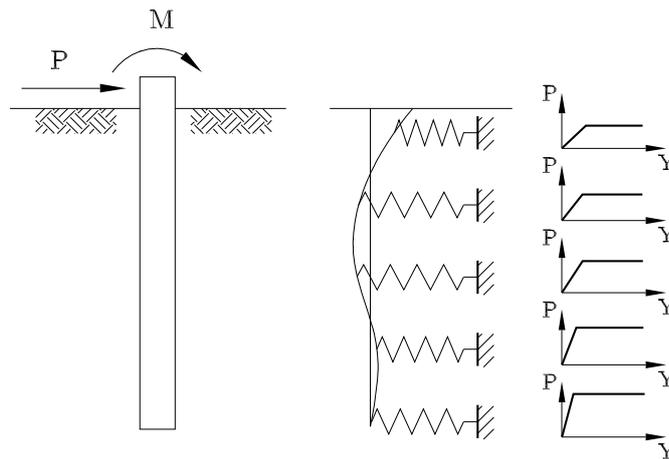


Figura 6.4: Esquema del método p-y para análisis de cargas laterales en pilotes

En la zona siguiente, la relación carga-desplazamiento es parabólica. La ecuación de la parábola es obtenida en base a que pasa por el punto m y es tangente a la recta de la zona inicial; el punto k se obtiene de la intersección de la parábola con la recta de la zona inicial. En esta zona la carga se calcula de la siguiente manera:

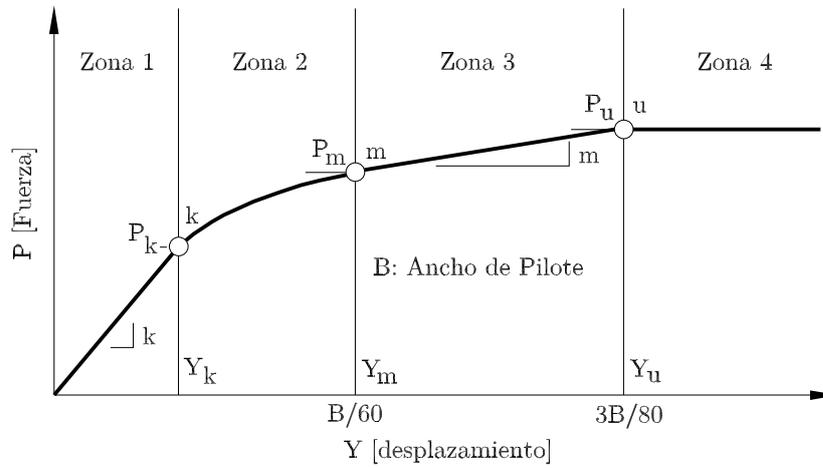


Figura 6.5: Esquema de curvas p-y de Reese et al.

$$P = dY^{\frac{1}{a}} \quad (6.2)$$

$$d = \frac{P_m}{Y_m^{1/a}} \quad (6.3)$$

$$a = \frac{P_m}{mY_m} \quad (6.4)$$

$$m = \frac{P_u - P_m}{Y_u - Y_m} \quad (6.5)$$

La carga correspondiente al punto k se define de la siguiente manera:

$$P_k = \left( \frac{d}{kz} \right)^{\frac{a}{a-1}} \quad (6.6)$$

En la zona de transición lineal, la relación carga-desplazamiento se obtiene en base a la definición de los puntos m y u de la siguiente manera:

$$P_k = P_m + m(Y - Y_m) \quad (6.7)$$

Para desplazamientos mayores al punto u la carga lateral permanece constante e

igual a la carga máxima,  $P_u$ .

En la figura 6.6 se muestra una representación del modelo numérico utilizado, donde los pilotes son modelados mediante elementos de viga, el cabezal es modelado mediante un emparrillado equivalente, y la pila es modelada mediante segmentos de viga con deformación de corte. La fundación de las pilas de retención es modelada mediante resortes longitudinales y de rotación equivalentes.

El proceso de colisión es analizado mediante el programa SAP2000 (1995), utilizando análisis modal, considerando los primeros 12 modos naturales de vibración. Dada la naturaleza transitiva del proceso de impacto, en el modelo se desprecia el amortiguamiento. La figura 6.7 muestra el primer y segundo modo de vibración libre lateral del puente considerado.

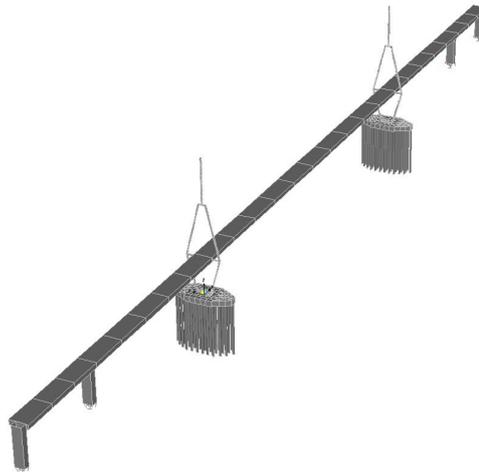


Figura 6.6: Esquema de modelo del puente Reconquista Goya

La función respuesta a impulso unitario es utilizada para la determinación de la historia de carga en el modelo propuesto para impactos de grupos de barcazas descrito anteriormente. Esta función, es la historia de desplazamiento del punto de impacto (cabezal) debido a un impulso de valor unitario (1 Ns) en el mismo punto. En la figura 6.8 se muestra esta función para el caso en estudio.

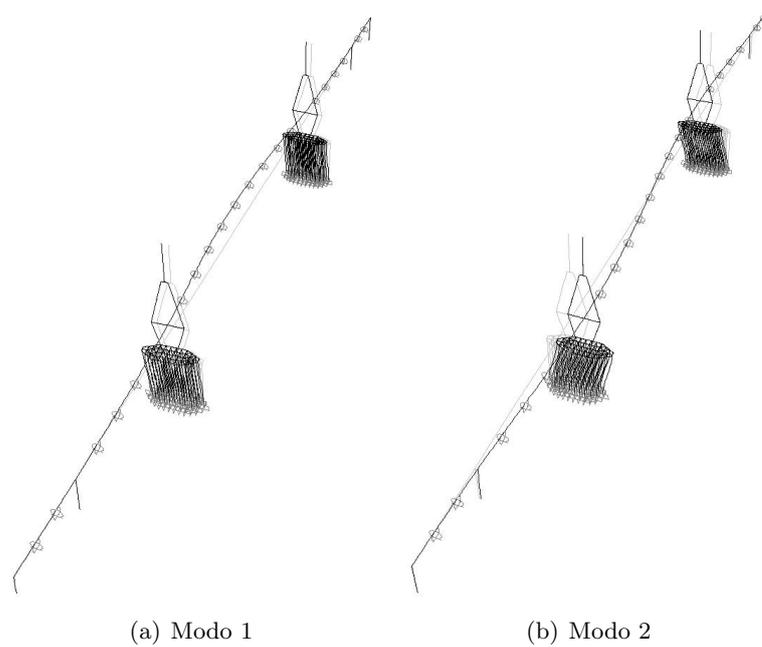


Figura 6.7: Modos de vibración lateral del puente Reconquista Goya

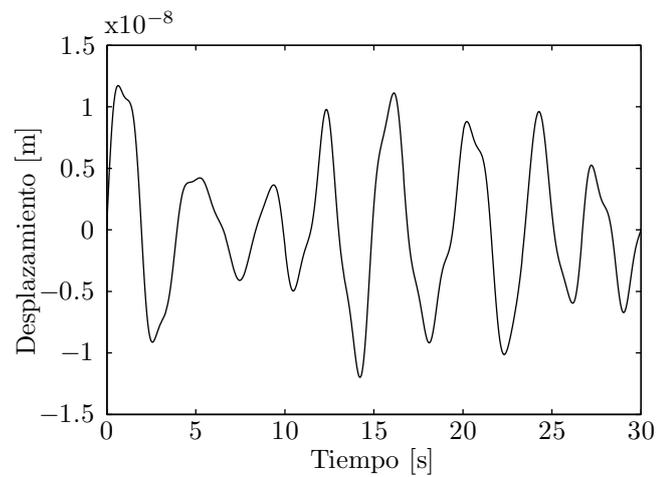


Figura 6.8: Función respuesta a impulso unitario de puente Reconquista Goya

### 6.1.2. Resultados de métodos propuestos para el diseño

Con el objetivo de evaluar en detalle el desempeño de los métodos propuestos se realiza un análisis de impacto para el puente considerado. En la figura 6.9 se muestra la

historia de carga obtenida mediante modelo acoplado mediante la fuerza de contacto y método de historia de carga para el impacto de una fila de 4 barcasas tanque tipo Paraná viajando a 4,15 m/s contra una pila rectangular de 2 m de ancho. El desplazamiento del cabezal calculado mediante ambas historias de carga se muestra en la figura 6.10 donde se puede observar que el desplazamiento máximo del cabezal calculado mediante el método acoplado mediante la fuerza de contacto es un 27 % mayor al calculado mediante el método de historia de carga. Esto se puede explicar si se observan las transformadas de Fourier de las historias de carga de ambos métodos propuestos y se comparan con la función de transferencia entre la fuerza y el desplazamiento del punto de impacto que se muestran en la figura 6.11. Se puede observar que las primeras frecuencias naturales de la estructura son de 0,21, 0,26 y 0,34 y que para el rango de las dos primeras frecuencias naturales existe una diferencia entre las transformadas de la historias de cargas calculadas mediante el modelo acoplado y el método de historia de carga, siendo este último valor aproximadamente el doble.

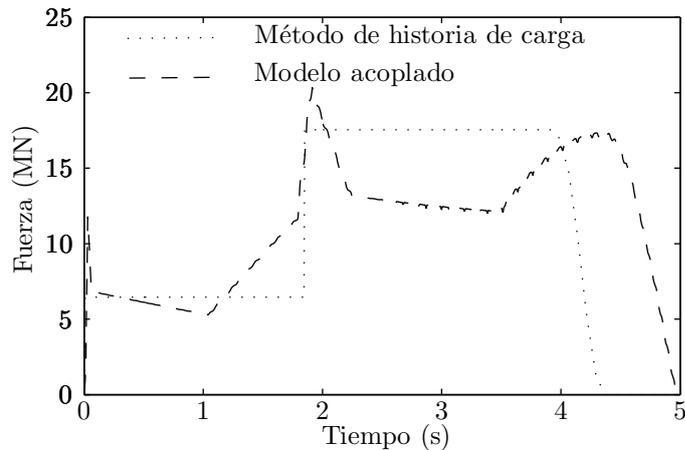


Figura 6.9: Historia de carga de fila de 4 barcasas tanque contra cabezal de puente Reconquista Goya

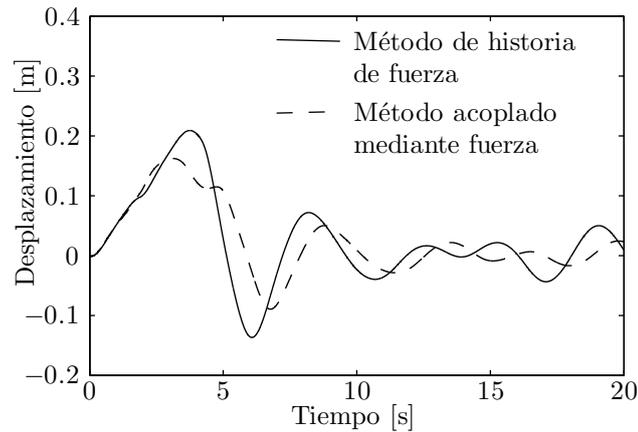


Figura 6.10: Historia de desplazamiento de cabezal

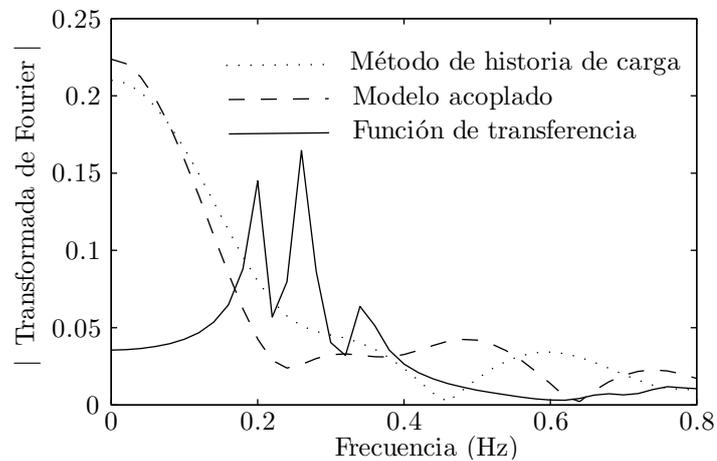


Figura 6.11: Transformadas de Fourier de historias de carga y función de transferencia de la estructura

En este ejemplo se puede observar que existen diferencias en el desplazamiento del cabezal (y por ende las solicitaciones en la fundación del puente) calculado mediante el método de historia de carga aplicada y mediante el modelo acoplado mediante la fuerza de contacto debido a las limitaciones del método de historia de carga aplicada. De esta manera, se considera que es deseable utilizar el método propuesto para impactos de grupos de barcazas o el modelo acoplado mediante la fuerza de contacto en su defecto. Sin embargo, el método de historia de carga aplicada puede ser útil para un análisis preliminar en etapa de prediseño.

### 6.1.3. Hipótesis de diseño para puente

En el diseño o verificación de una estructura contra impacto de embarcaciones mediante métodos determinísticos es necesario definir los escenarios de impactos para los cuales se verificará la estructura. Un posible enfoque sería verificar las pilas alejadas del canal de navegación para el impacto de una barcaza aberrante y verificar las pilas centrales para la embarcación o grupo de embarcaciones más exigente, ya sea del tráfico existente o futuro. Ya que no existe un criterio universal para definir las hipótesis de diseño resulta de interés conocer la sensibilidad de las demandas estructurales respecto al grupo de barcazas considerado para la verificación. En esta sección se analiza el puente Reconquista Goya sometido a impactos simétricos de grupos de barcazas de diferente tamaños. Se consideran grupos de barcazas tolva tipo Paraná viajando a 4 m/s y se adoptan los comportamientos carga deformación según la sección 3.2. Para grupos de 3 y 5 columnas se toma la relación correspondiente al impacto centrado contra pila plana de 6 m de ancho para la columna central y para grupos de 4 y 6 columnas se toma la misma relación pero para impacto en esquina para las dos columnas centrales. Para todos los grupos se adopta la relación correspondiente al impacto oblicuo a  $45^\circ$  para las columnas laterales. Se utiliza el modelo propuesto para impactos de grupos de barcazas para realizar el análisis. Las figuras 6.12 a 6.27 muestran la configuración luego del impacto y las historias de carga durante el impacto. El desplazamiento máximo del cabezal se puede utilizar como parámetro para indicar el nivel de sollicitación máxima en la fundación, por lo que los grupos de barcazas analizadas y los desplazamientos máximos del cabezal correspondientes se resumen en la tabla 6.1.

Grupo de barcaza		Desplazamiento máximo de cabezal [m]
Columnas	Filas	
2	4	0,206
3	4	0,354
3	5	0,372
4	4	0,292
4	5	0,300
5	4	0,418
5	5	0,456
6	6	0,343

Tabla 6.1: Configuración de grupos de barcazas y desplazamientos máximos de cabezal

El cabezal considerado tiene un frente plano de 6 m con lados oblicuos a  $45^\circ$  y un ancho total de 23 m, que ha sido diseñado con el fin de reducir la carga de impacto, al desviar las barcazas que impacten en los laterales. Debido a que el ancho de las barcazas tipo Paraná es de 16 m, existen dos posibilidades: o solo una sola de las columnas de barcazas que componen al grupo puede impactar en el frente plano de manera centrada, o dos columnas pueden impactar en este frente plano en la zona de la esquina de la proa.

Si se consideran impactos simétricos, para los grupos que tienen número impar de columnas, la columna central impacta de manera perpendicular con el frente del cabezal y las columnas adyacentes a la central impactan de manera oblicua con los lados del cabezal, mientras que las columnas restantes no impactan de manera directa con el cabezal. Para los grupos que tienen número par de columnas, las dos columnas centrales impactan en la zona de la esquina de la proa y las columnas restantes no impactan con el cabezal de forma directa. Cabe destacar que las barcazas que impactan con el frente plano del cabezal en la zona de la esquina de la proa, tienen un comportamiento similar a las barcazas que impactan en forma oblicua. Esto se debe a que si bien, inicialmente la fuerza de impacto es longitudinal, luego de que la proa se ha deformado, la fuerza de contacto tiene una componente transversal. Es por esto que la cantidad de barcazas que componen un grupo no guarda relación directa con la demanda estructural generada en el puente.

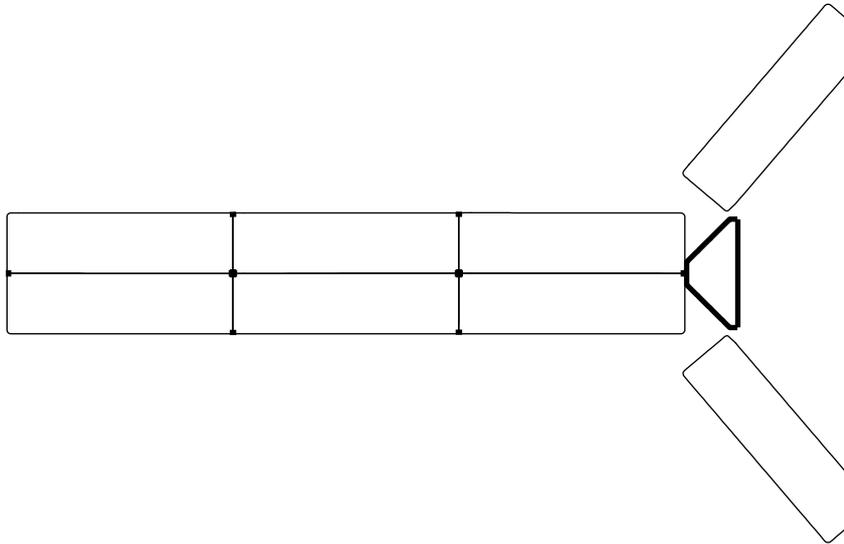


Figura 6.12: Configuración luego del impacto de grupo de 2 filas de 4 barcazas

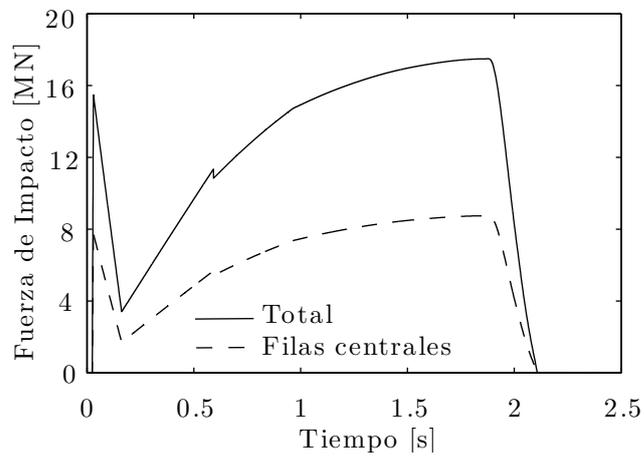


Figura 6.13: Historia de carga del impacto de grupo de 2 filas de 4 barcazas

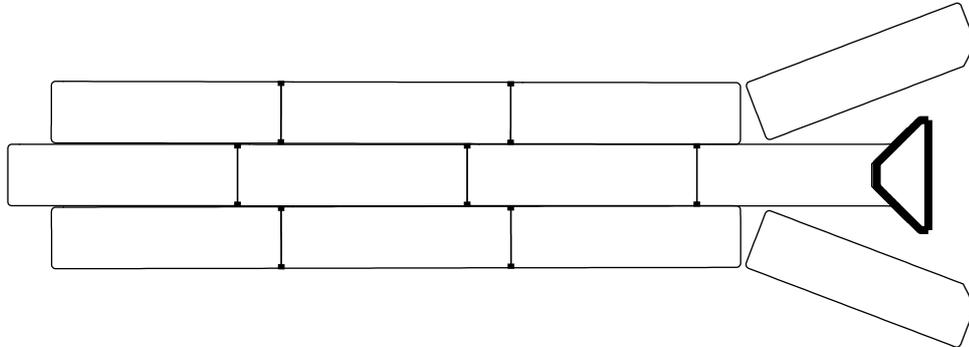


Figura 6.14: Configuración luego del impacto de grupo de 3 filas de 4 barcazas

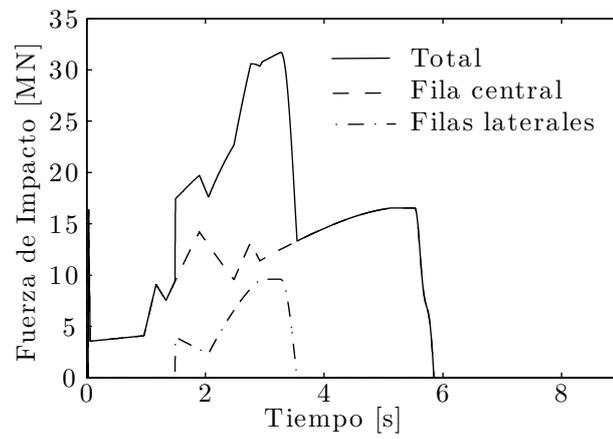


Figura 6.15: Historia de carga del impacto de grupo de 3 filas de 4 barcazas

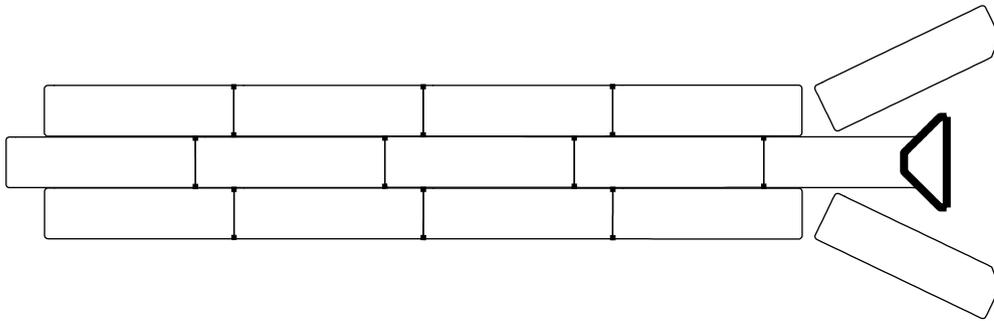


Figura 6.16: Configuración luego del impacto de grupo de 3 filas de 5 barcazas

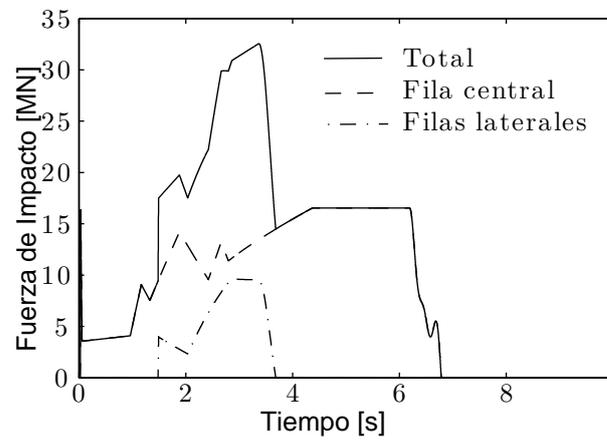


Figura 6.17: Historia de carga del impacto de grupo de 3 filas de 5 barcazas

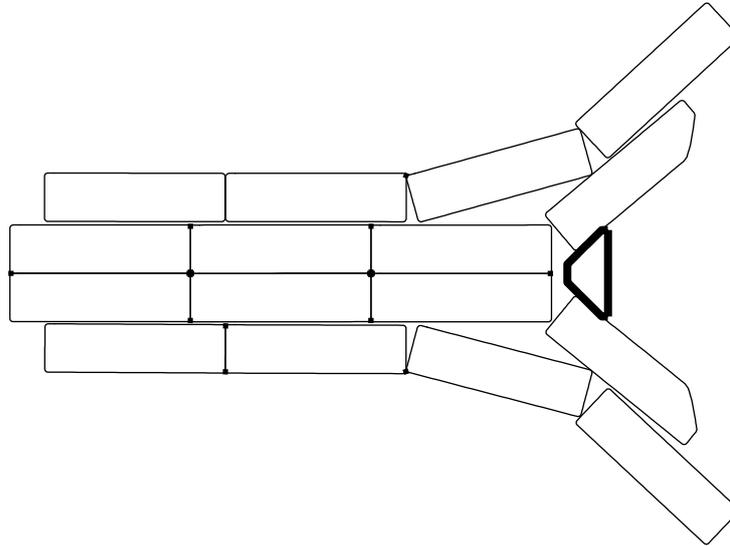


Figura 6.18: Configuración luego del impacto de grupo de 4 filas de 4 barcazas

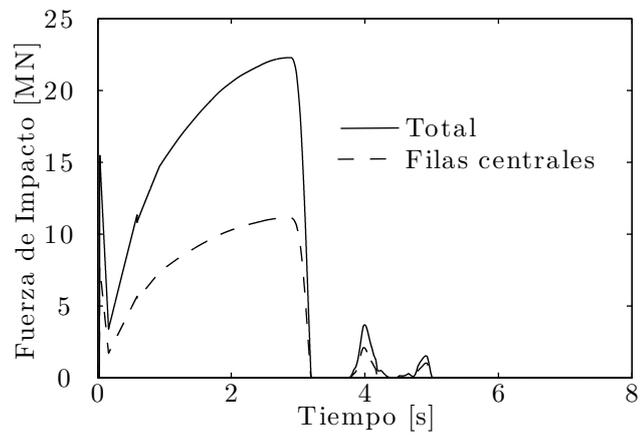


Figura 6.19: Historia de carga del impacto de grupo de 4 filas de 4 barcazas

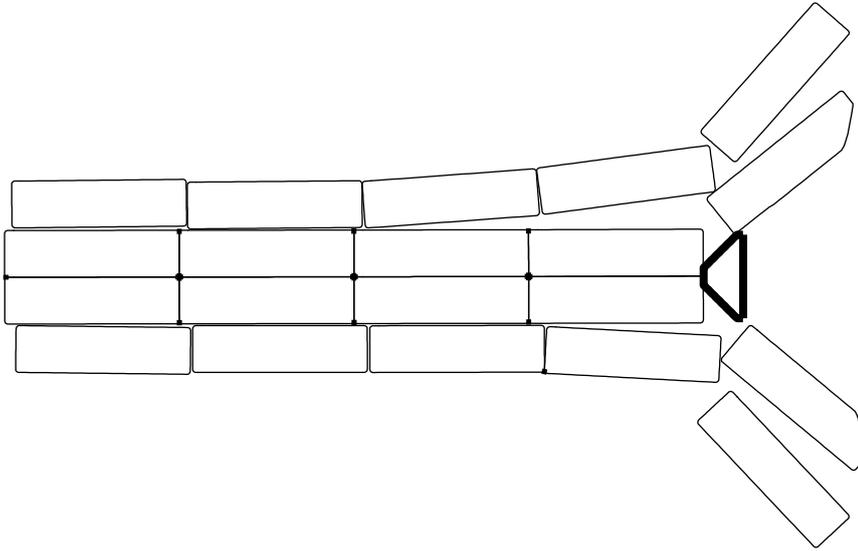


Figura 6.20: Configuración luego del impacto de grupo de 4 filas de 5 barcazas

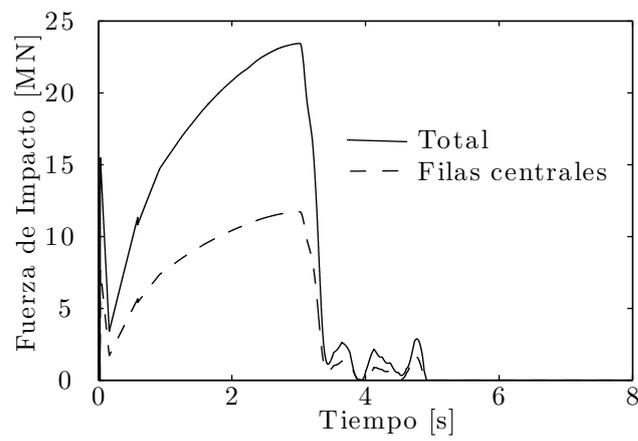


Figura 6.21: Historia de carga del impacto de grupo de 4 filas de 5 barcazas

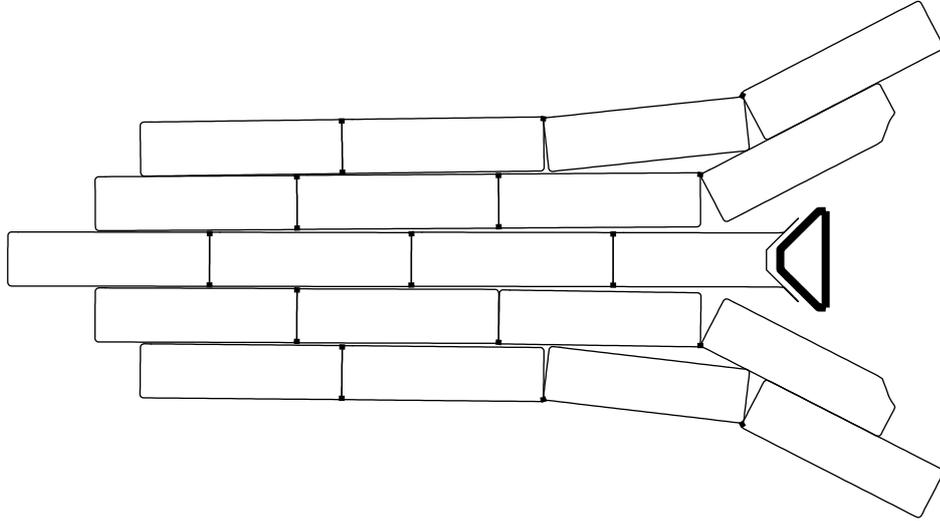


Figura 6.22: Configuración luego del impacto de grupo de 5 filas de 4 barcazas

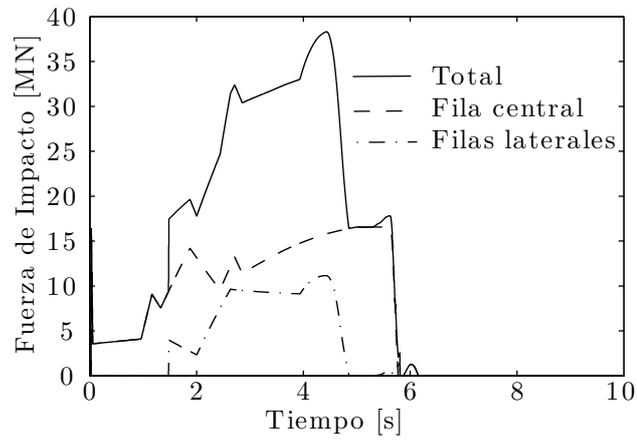


Figura 6.23: Historia de carga del impacto de grupo de 5 filas de 4 barcazas

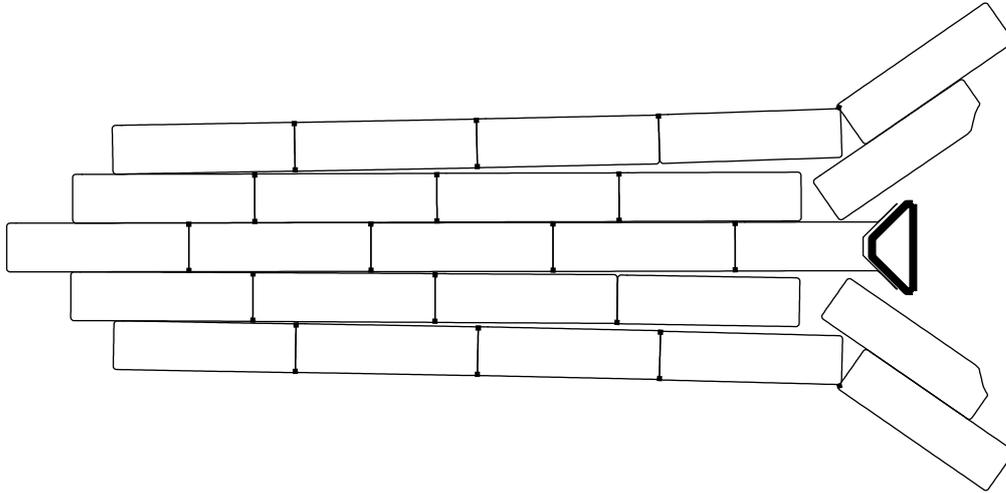


Figura 6.24: Configuración luego del impacto de grupo de 5 filas de 5 barcazas

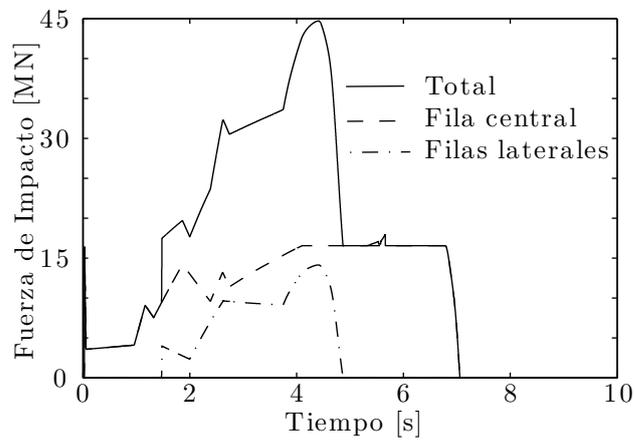


Figura 6.25: Historia de carga del impacto de grupo de 5 filas de 5 barcazas

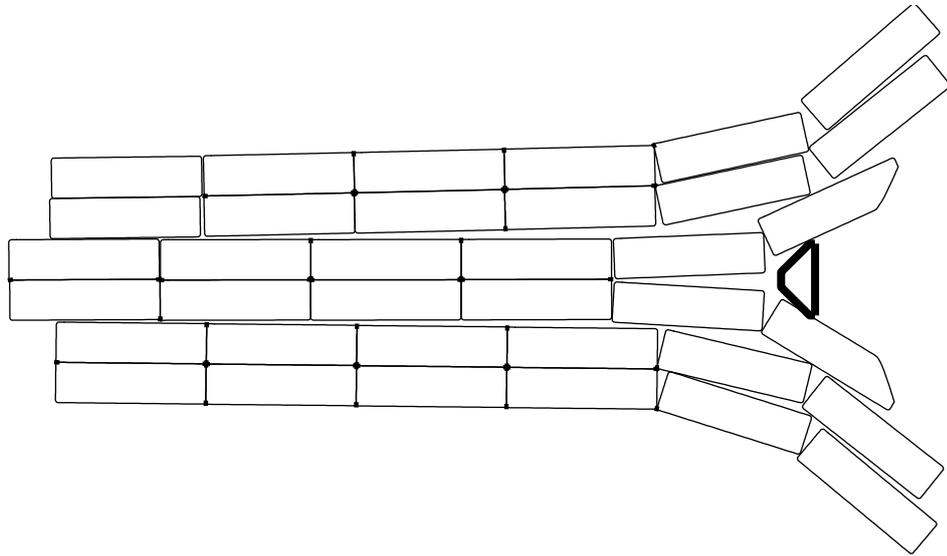


Figura 6.26: Configuración luego del impacto de grupo de 6 filas de 6 barcazas

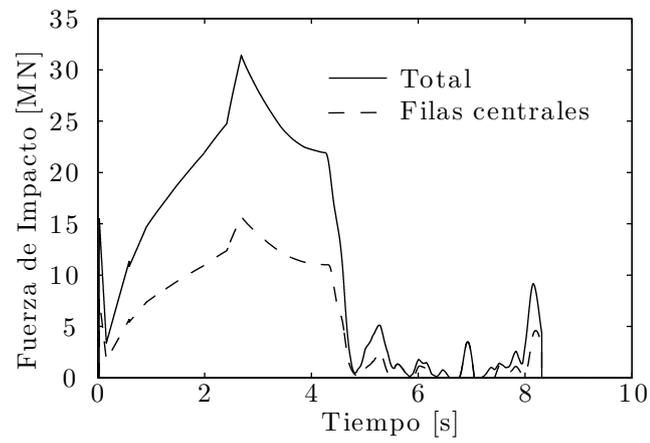


Figura 6.27: Historia de carga del impacto de grupo de 6 filas de 6 barcazas

Se puede observar que la cantidad de filas de barcazas (cantidad de barcazas en la dirección del movimiento), tiene mayor influencia en las solicitaciones generadas en el puente que la cantidad de columnas que componen el grupo de barcazas. Este se debe a que en los casos estudiados se produce la separación de las columnas de barcazas laterales y el impacto sobre los lados oblicuos del cabezal de las columnas adyacentes a la columna central. Las columnas exteriores adicionales, sólo tienen el efecto de proveer inercia que se opone al desplazamiento transversal de las columnas que impactan de forma oblicua con los laterales del cabezal.

## 6.2. Impactos contra defensas de puentes

El diseño de defensas de puentes generalmente se basa en proporcionar un mecanismo flexible que permita absorber la energía cinética de la embarcación mediante deformación elasto plástica en la defensa. Sin embargo, las defensas diseñadas para grandes grupos de barcazas se convierten en estructuras masivas que poseen elevada resistencia lateral, la que puede superar a la carga de fluencia de las barcazas. A su vez, las eslingas que mantienen unido al grupo de barcazas pueden fallar durante el impacto, lo que conlleva a un escenario diferente en cuanto a la demanda de absorción de energía en la defensa. En el diseño original se reduce la energía a ser disipada por las defensas para grupos de barcazas, estimando que las filas laterales aportan sólo la mitad de la energía cinética a la estructura. Ya que se dispone de herramientas específicas, desarrolladas en el marco de esta investigación, resulta interesante verificar esta suposición.

En esta sección se presenta el análisis de las defensas del Puente General Belgrano, sobre el Río Paraná y cómo se modifica la demanda de absorción de energía de acuerdo a la masa del cabezal y comportamiento lateral de las defensas. En los casos presentados es necesario incluir el análisis de impacto oblicuo, ya que los cabezales considerados poseen lados en ángulo con el objeto de deflectar las embarcaciones. Cabe mencionar que el tipo de barcazas considerado es el tipo Jumbo Hopper, por lo que en estas secciones se adopta al comportamiento carga-deformación elasto plástico de barcazas según los

propuesto por Consolazio et al. (2008).

Las defensas del Puente General Belgrano consisten en grupos de pilotes encamisados unidos por cabezales rígidos, cuyo proyecto original es descripto en Pinto et al. (2008). Debido a que son necesarios grandes desplazamientos de la defensa para absorber la energía, se considera el efecto de segundo orden debido al peso del cabezal. La figura 6.28 muestra los cabezales de las defensas de las pilas principales y secundarias y la disposición de los pilotes. Los pilotes son pilotes excavados y hormigonados in-situ, de 2 metros de diámetro con armadura longitudinal de 33 barras de 32 mm de diámetro, y con una camisa estructural de acero de 25,4 mm de espesor. Las características de los materiales adoptadas en el análisis se muestran en la figura 6.29.

Con el objetivo de evaluar la capacidad de absorción de energía de un pilote, se utiliza un modelo numérico no lineal, donde se representa a la reacción del suelo mediante curvas  $p$ - $y$  convencionales para arenas propuesto por Reese et al. (1974). Se considera un multiplicador debido a la acción de grupo igual a  $p = 0,63$ , los resultados del ensayo de penetración estándar se muestran en la figura 6.30. Se considera al pilote parcialmente empotrado en el cabezal, sólo por la armadura longitudinal, obviando el empotramiento de la camisa con el objetivo de reducir las solicitaciones axiales en los pilotes y de esta manera evitar un mecanismo de falla no dúctil de la defensa.

Mediante este modelo, se realiza un análisis de comportamiento carga deformación para la condición de mínima y máxima socavación. Los resultados se muestran en la figura 6.31, donde se puede observar que la condición de máxima socavación resulta en mayor desplazamiento máximo pero menor carga lateral máxima. La capacidad de absorción de energía, dada por el área debajo de la curva de la figura 6.31 resulta de  $E_{abs} = 20,1$  y  $E_{abs} = 22,0$  MN para máxima y mínima socavación respectivamente. Esta energía se disipa principalmente debido las rótulas plásticas que se desarrollan en el pilote. La diferencia de capacidad entre ambas condiciones se debe principalmente al efecto de segundo orden debido al peso del cabezal, que reduce la capacidad lateral de la defensa. La figura 6.32 muestra los diagramas de momento para la máxima carga lateral, donde se puede observar la rótula superior que posee un momento último de  $M_u = 13,3$

MJ y la rótula inferior que posee un momento último de  $M_u = 56,9$  MJ. La diferencia se debe a la contribución de la camisa en la rótula inferior.

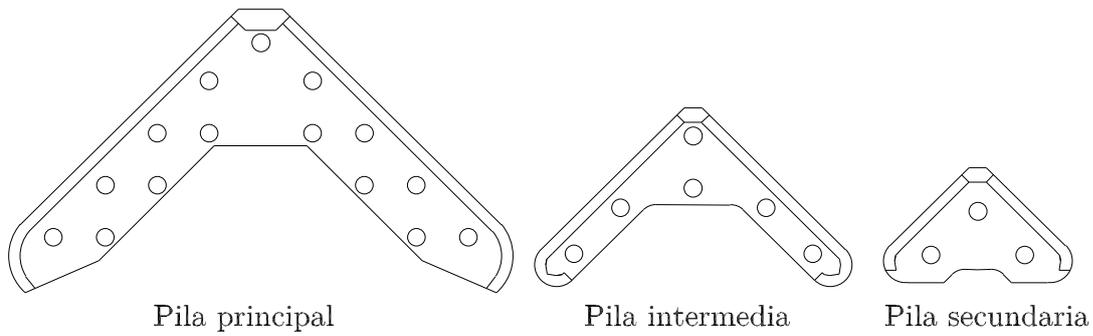


Figura 6.28: Cabezales de defensas Puente General Belgrano

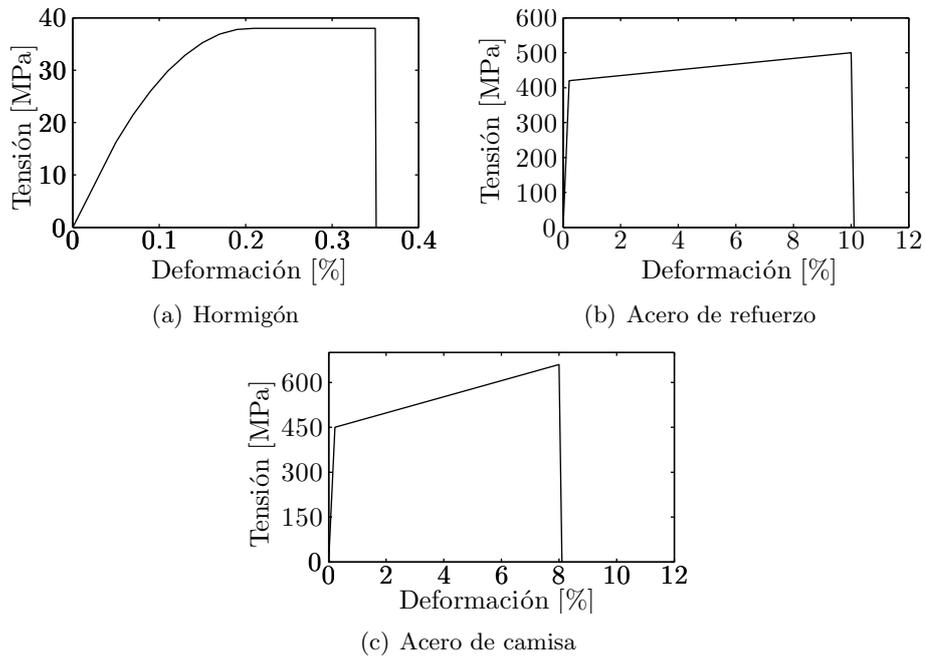


Figura 6.29: Comportamiento de materiales de defensas

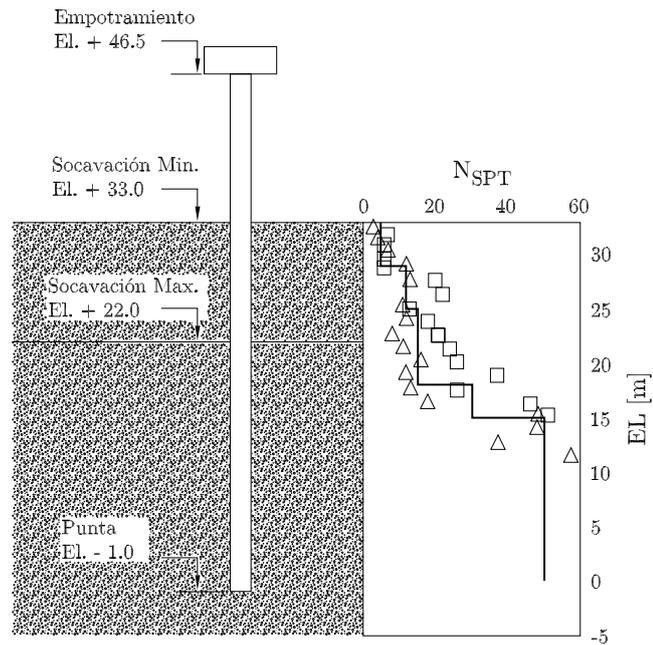


Figura 6.30: Ensayo de penetración estándar en Puente General Belgrano

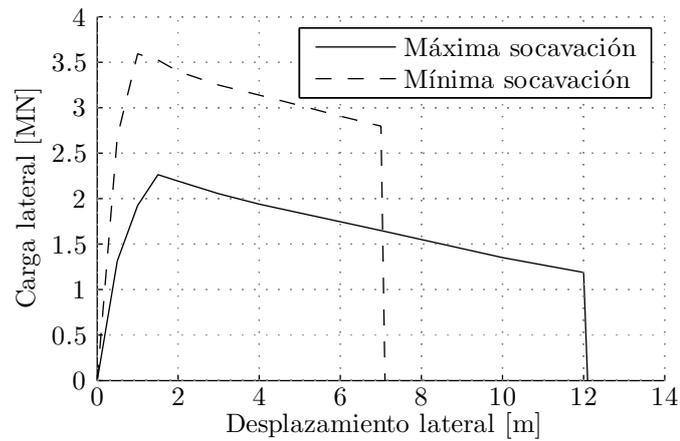


Figura 6.31: Comportamiento lateral de pilote de defensas de Puente General Belgrano

### 6.2.1. Demandas de diseño

Las demandas de diseño consisten en la energía cinética del grupo de barcazas (con la influencia de la masa agregada hidrodinámica AASHTO (2008)) considerado para el diseño de cada defensa. Para este proyecto se consideró una demanda máxima de

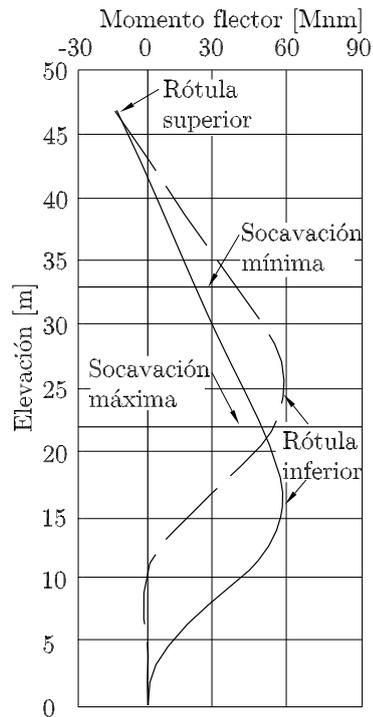


Figura 6.32: Diagrama de momento en pilote de defensas de Puente General Belgrano

energía de 403 MJ, que corresponden a un grupo de 4 columnas de 4 barcazas totalmente cargado viajando a una velocidad de 5,3 m/s. Esta velocidad corresponde a la suma de la velocidad de escurrimiento del agua, estimada en 1 m/s y a la velocidad de las barcazas respecto al agua. Una demanda intermedia de 155 MJ, que corresponde al mismo grupo viajando a una velocidad de 3,3 m/s, y una demanda mínima de 71 MJ, que corresponde a una columna única de 4 barcazas viajando a 4,5 m/s. Para el diseño preliminar se consideró que las columnas laterales del grupo de 4x4 se desprenden en el impacto, y que impactan contra los laterales de la defensa a  $45^\circ$ , para las cuales se consideró que solo el 50% de la energía cinética se transfiere a la defensa. Por lo tanto, la energía efectiva para este caso es del 75% de la energía inicial del grupo y el 25% restante es energía cinética remanente luego del impacto, la cual no es necesario disipar en la defensa.

Asumiendo que la demanda de energía efectiva es absorbida en su totalidad por trabajo

plástico en los pilotes, la cantidad de pilotes necesarios para cada defensa se muestra en la tabla 6.2. En el caso de la defensa secundaria, el cálculo de la cantidad de pilotes necesarios arroja 3,5 pero se adoptan 3 pilotes en vez de 4. En la siguiente sección se verifica que la defensa es capaz de resistir el impacto si se tiene en cuenta la disipación de energía por deformación de la proa de la barcaza que impacta.

Energía total [MJ]	Energía efectiva [MJ]	Pilotes necesarios	Pilotes adoptados
71	71	3,5	3
155	116	5,8	6
403	302	15,0	15,0

Tabla 6.2: Cantidad de pilotes de defensas

En las siguientes secciones se verifica la porción de energía que es absorbida efectivamente por las defensas mediante el modelo bidimensional propuesto.

### 6.2.2. Defensa Secundaria

Para la defensa de 3 pilotes, la máxima reacción lateral que se desarrolla para la condición de máxima socavación es de 6,7 MN. Si se considera que el frente plano expuesto de la defensa es de 2 m, de acuerdo a Consolazio et al. (2008) la fuerza de fluencia de la proa de la barcaza es de 8,4 MN. Una única columna de barcazas es considerada para esta defensa. Si se realiza un análisis estático, la proa de la barcaza no entraría en fluencia, y la disipación de energía se desarrollaría sólo en la defensa. Sin embargo, la inercia del cabezal cumple un rol importante y el comportamiento puede ser evaluado correctamente mediante un análisis dinámico. La figura 6.33 muestra la historia de carga durante el impacto, donde se puede observar que se alcanza la fuerza de fluencia casi instantáneamente y el cabezal es acelerado desde su posición original. El impulso total de la historia de carga es de 36,1 MJ, que corresponde con el cambio de la cantidad de movimiento del grupo de barcazas.

La figura 6.34 muestra la evolución de la energía cinética y el trabajo elasto plástico en la defensa y en el grupo de barcazas, donde se puede observar que la energía cinética de

la defensa alcanza un pico durante el intervalo en que la fuerza de impacto es máxima. También se puede ver que hay una energía cinética residual del grupo de barcazas, debido a la recuperación elástica de la proa y de la defensa. La energía disipada por la defensa alcanza 60 MJ (84%). El principal mecanismo de disipación es el comportamiento no lineal de la defensa. No hay disipación por fricción, ya que es un impacto perpendicular de una sola columna de barcazas. La energía cinética residual es de 1,2 MJ (2%) y la energía restante 9,8 MJ (14%) es disipada en la proa de la barcaza, ya que la reacción total de la estructura (estática e inercial) superan en un cierto período de tiempo a la fuerza de fluencia de la proa.

En este caso, la cantidad de pilotes adoptados es suficiente para absorber la energía cinética que no es absorbida por la proa. Esta conclusión puede lograrse realizando un análisis dinámico del sistema barcazas-estructura, ya que con un análisis estático la proa no entraría en fluencia y 3 pilotes no serían suficientes para absorber la totalidad de la energía. Puede concluirse que la defensa se comporta como una estructura flexible (ya que absorbe una cantidad substancial de energía por comportamiento no lineal), pero una porción de la energía es disipada en la proa de la barcaza que impacta.

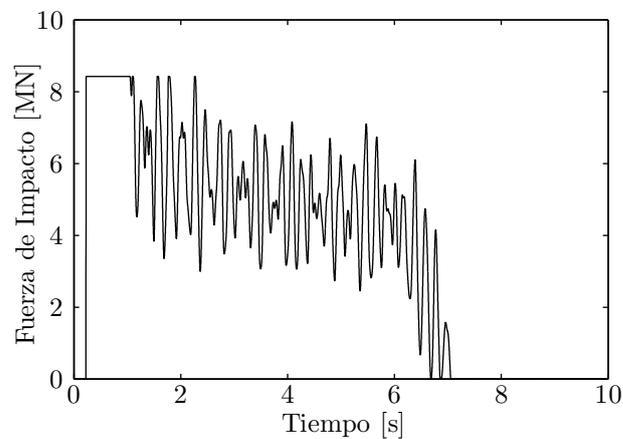


Figura 6.33: Historia de carga para defensa secundaria de Puente General Belgrano

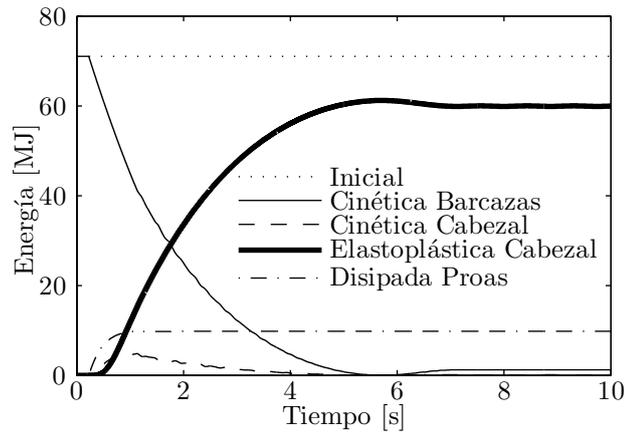


Figura 6.34: Evolución de energía para defensa secundaria de Puente General Belgrano

### 6.2.3. Defensa intermedia

La hipótesis de diseño para la defensa de 6 pilotes considera el impacto perpendicular de un grupo de 4 columnas de 4 barcazas. Dos de éstas impactarían directamente sobre la defensa, mientras que las columnas laterales podrían impactar en una etapa posterior si se separan de las columnas centrales en los laterales. Se puede observar que las barcazas centrales impactarían a la defensa en sus esquinas, mientras que las barcazas laterales impactarían a un ángulo de  $45^\circ$ . De esta manera se adopta la fuerza de fluencia de acuerdo a Consolazio et al. (2008, 2010a). La figura 6.35 muestra la relación entre la fuerza de fluencia para impactos oblicuos  $F_{Y\theta}$  y la fuerza de fluencia para impactos perpendiculares  $F_{Y0}$  en función del ángulo  $\theta$ . Se puede observar que para ángulos  $\theta > 5^\circ$ , la relación permanece constante igual a  $F_{Y\theta}/F_{Y0} = 0,57$ .

Consolazio et al. (2008) muestra que la fuerza de fluencia para impactos en esquina es prácticamente igual a la fuerza de fluencia en impactos centrados. Por lo que la fuerza de fluencia combinada de las dos proas centrales que impactan primero resulta de 15,1 MN (fuerza de fluencia para dos proas contra pila rectangular de 1 metro de ancho). Mientras que la reacción máxima estática de la defensa es de 13,5 MN. Por lo tanto, si se realiza un análisis estático se concluiría que las proas de las barcazas no entrarían en fluencia.

La figura 6.36 muestra la configuración del grupo de barcazas al final del impacto. Se puede observar que las columnas laterales se separan durante el impacto. La figura 6.37 muestra que la energía cinética remanente es de 44,5 MJ (29 %). La energía disipada por las proas es de 12,8 MJ (8 %), la disipada por la defensa es de 80,5 (52 %) y la energía disipada por deformación de las eslingas, fricción entre proas y cabezal, y fricción entre barcazas es de 17,2 MJ (11 %). Del análisis previo, se puede concluir que la capacidad de absorción de energía de la defensa (120,6 MJ) excede la energía realmente disipada por la defensa (80,5 MJ). La energía cinética de la defensa no se muestra en la figura 6.37, ya que es pequeña respecto a los otros valores y alcanza un pico de sólo 8 MJ a los 0,7 segundos luego del impacto de las columnas centrales y de 2,9 MJ a los 5,8 segundos luego del impacto de las columnas laterales.

La figura 6.38 muestra la fuerza de contacto resultante en la dirección de la velocidad inicial. Se puede observar que la etapa inicial del impacto se alcanza la fuerza de fluencia de las columnas centrales (15,1 MN) durante un intervalo de 0,4 segundos, luego de la cual la fuerza de contacto es menor y cercana a la fuerza de fluencia de la defensa debido a una reducción de la respuesta inercial. Se puede observar un pico de fuerza a los 5,6 segundos, cuando las columnas laterales impactan de manera oblicua contra el cabezal. El impulso total de la historia de carga es de 68,3 MNs, que es igual al cambio de cantidad de movimiento del grupo en la dirección de la velocidad inicial.

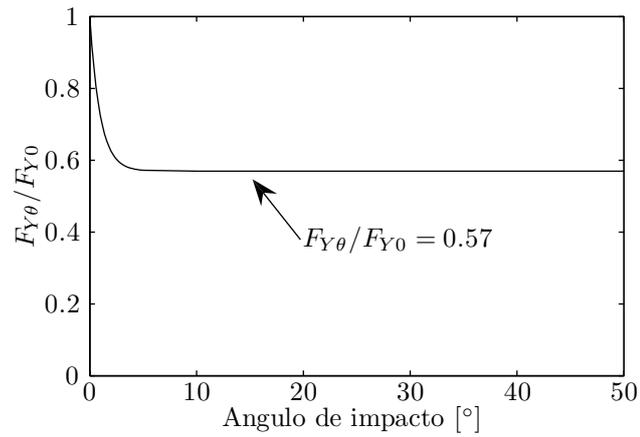


Figura 6.35: Relación entre fuerza de fluencia para impactos oblicuos y perpendiculares (Consolazio et al., 2008)

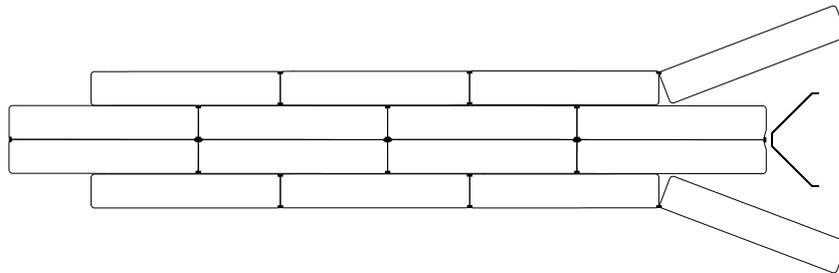


Figura 6.36: Configuración final del grupo de barcazas para defensa intermedia de Puente General Belgrano

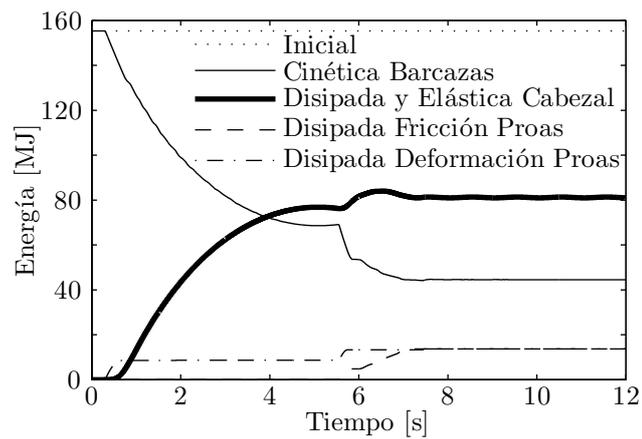


Figura 6.37: Evolución de energía para defensa intermedia de Puente General Belgrano

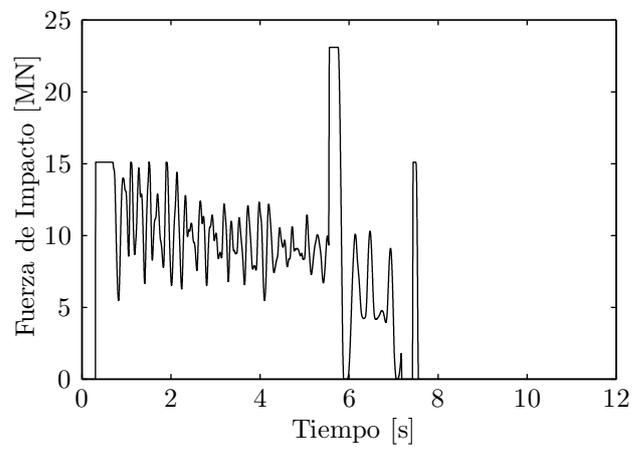


Figura 6.38: Historia de carga para defensa intermedia de Puente General Belgrano

#### 6.2.4. Defensa principal

La hipótesis de diseño para la defensa de 15 pilotes considera el impacto perpendicular de un grupo de 4 columnas de 4 barcazas, con una energía de 403 MJ. Para este caso se considera una configuración de eslingas más robusta que en los casos anteriores, ya que la defensa está más expuesta al tráfico de barcazas. La defensa en cuestión tiene un frente plano expuesto de 4 metros de ancho y los pilotes son capaces de disipar el 75 % de la energía cinética inicial (tabla 6.2). Las dos barcazas centrales impactarían en la esquina, con un ancho de 2 metros cada una, lo resulta en una fuerza de fluencia combinada de 16,8 MN según Consolazio et al. (2008). La reacción estática máxima de cada pilote es de 2.24 MN (figura 6.31), por lo que considerando los 15 pilotes la reacción estática máxima de la defensa es de 33,7 MN. Por lo tanto, realizando un análisis estático la defensa no entraría en fluencia y la disipación de energía se produciría en las proas de las barcazas.

Pinto et al. (2008) ha demostrado que, asumiendo un comportamiento elasto plástico perfecto según lo recomendado por Consolazio et al. (2008), para impactos de gran energía, la historia de carga se aproxima a un pulso rectangular con un factor de impacto cercano a  $\gamma = 2$ . Por lo tanto, la carga estática equivalente sería de 33,6 MN, lo que es cercano a la máxima reacción lateral de la defensa. El comportamiento es verificado por lo tanto mediante el modelo bidimensional propuesto.

La figura 6.39 muestra la configuración del grupo de barcazas luego del impacto, donde se puede observar que las columnas laterales se separan aún para una configuración robusta de las eslingas (tabla 4.4). La figura 6.40 muestra la evolución de la energía durante el impacto, donde la energía cinética de la defensa no se muestra debido a que es pequeña respecto a los otros valores.

La energía cinética remanente es de 114 MJ (28 %), que es consistente con el diseño en base a hipótesis simplificadas (tabla 6.2). La energía disipada por deformación en las proas es de 147,3 MJ (37 %), mientras que la energía disipada por la defensa es de 6,2 MJ (2 %). En este caso, la energía disipada por fricción es significativa: 117,8 MJ (29 %). La energía restante, 17 MJ (4 %) es disipada por fricción entre proas y cabezal y fricción

entre barcazas.

Cabe destacar que la fuerza de fluencia total de las proas es ligeramente superior que para el caso de la defensa intermedia. Esto es debido a que corresponde a la fuerza de dos proas sobre un ancho expuesto superior (4 m en vez de 2 m). Sin embargo, la reacción máxima de la defensa es significativamente superior, ya que más pilotes fueron considerados en la etapa preliminar debido a la mayor energía cinética considerada para esta defensa, y la mayoría de energía es disipada en las proas a través de deformación plástica y fricción (66 %). Sin embargo, cabe destacar que la reserva de capacidad de disipación de energía en la defensa es una buena práctica de diseño ya que existe cierta incertidumbre en la respuesta estructural de las barcazas y una resistencia mayor de éstas implicaría que la defensa deberá disipar un porcentaje más elevado de energía.

La figura 6.41 muestra la historia de carga aplicada sobre la estructura. La fuerza de impacto alcanza un valor máximo de 30,71 MN, que corresponde a la suma de las fuerzas de fluencia de las barcazas centrales y laterales, teniendo en cuenta la componente de fricción, definido por un coeficiente entre acero y hormigón de  $\mu = 0,38$ . El impulso total es de 90,6 MNs, que corresponde con el cambio en la cantidad de movimiento del grupo en la dirección de la velocidad inicial. Se puede observar que ocurren dos procesos de carga separados: que se corresponden al impacto de las barcazas frontales de las columnas centrales (que son deflectadas por la defensa), luego del cual hay un lapso sin fuerza de impacto, y el impacto de las barcazas en la segunda fila de las columnas centrales. Cabe destacar que las columnas laterales no entran en contacto con la defensa ya que son deflectadas por ésta.

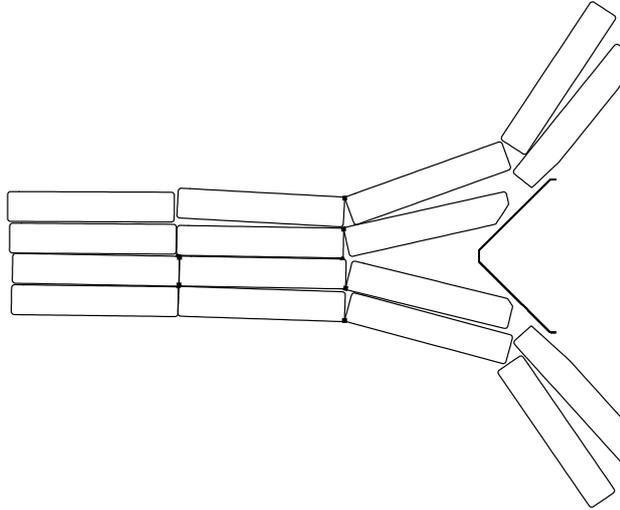


Figura 6.39: Configuración final para defensa principal de Puente General Belgrano

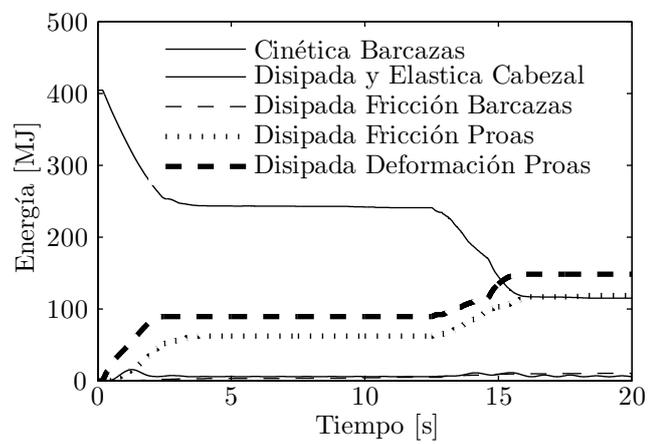


Figura 6.40: Evolución de energía para defensa principal de Puente General Belgrano

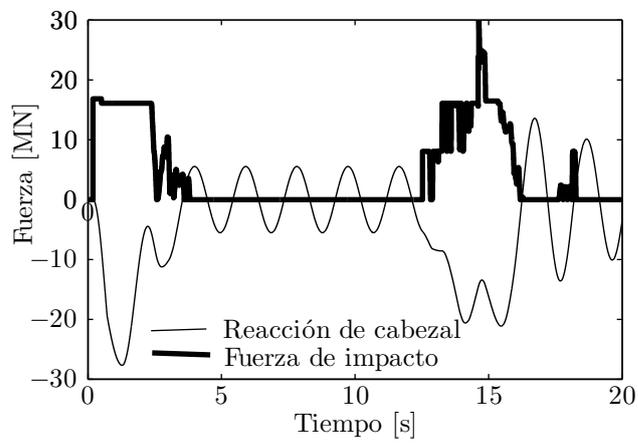


Figura 6.41: Historia de carga para defensa principal de Puente General Belgrano

### 6.2.5. Absorción energía en defensas

El diseño de defensas de puentes generalmente se basa en la hipótesis de que la energía cinética de la embarcación es disipada mediante trabajo elasto plástico en la defensa. Sin embargo, para impactos de gran energía, las defensas pueden disponer una resistencia lateral elevada y un cabezal con masa considerable. Esto resulta en que exista una transición desde situaciones en que la mayoría de la energía es disipada en la defensa a casos en que la mayoría de la energía es disipada por deformación de las barcazas.

Existe una contribución significativa en la disipación de energía en las proas, aún cuando la fuerza de fluencia de las proas es mayor a la resistencia lateral de la defensa. Los efectos dinámicos tienden a incrementar la fuerza resultante en las proas por encima de la fuerza de fluencia debido a la inercia del cabezal.

Los efectos dinámicos también afectan el comportamiento de la defensa, ya que incrementan la reacción máxima de la estructura por encima de la fuerza de fluencia de las proas. Se puede observar que para la defensa principal (i.e., resistencia lateral significativamente mayor a la fuerza de fluencia de las proas), la reacción máxima es 64 % mayor a la fuerza de fluencia de las proas. Este fenómeno es de particular importancia para el diseño de puentes contra impacto.



## Capítulo 7

# Conclusiones y recomendaciones

### 7.1. Conclusiones

- Efectos dinámicos de impactos de barcazas contra puentes

El impacto de embarcaciones contra puentes es un proceso dinámico, que genera solicitaciones en todo el puente en general y en la pila impactada en particular. El diagrama de solicitaciones determinado mediante análisis estáticos, que se limitan a mayorar la carga de impacto, involucra principalmente a los elementos que se encuentran entre el punto de aplicación de la carga y la fundación. En contraposición, el diagrama de solicitaciones calculado mediante un análisis dinámico involucra también al resto de los elementos estructurales. Por lo tanto, es recomendable que el análisis de impacto de barcazas contra puentes se realice mediante análisis del tipo dinámico, o en su defecto mediante un procedimiento estático equivalente, que considere la fuente de carga que representa la inercia y la rigidez de la pila y de la superestructura.

- Relaciones carga-deformación de barcazas tipo Paraná

Se definieron modelos detallados de elementos finitos de barcazas tipo Paraná, tanto para las barcazas de carga general como tanque, las cuales no habían sido estudiadas previamente. Mediante estos modelos se estudió la influencia de

diferentes condiciones de borde en los resultados y se obtuvieron relaciones carga-deformación para diferentes situaciones de impacto, las cuales se linealizaron para ser incorporadas en análisis simplificados, aplicables a nivel de diseño o verificación de puentes existentes. Las relaciones carga-deformación fueron extendidas con el objetivo de disponer información del comportamiento estructural de las barcazas en impactos de alta energía, tales como los susceptibles de ocurrir en el ámbito regional.

- **Análisis de impactos de grupos de barcazas**

Se propuso un modelo de múltiples grados de libertad (MGL) en dos dimensiones, que consiste en un esquema numérico que permite el análisis de impacto de grupos de barcazas contra estructuras de manera general. Éste tiene la capacidad de analizar impactos no necesariamente simétricos; tener en cuenta la interacción entre las barcazas que componen el grupo y la interacción de las mismas con la geometría de la estructura impactada. A su vez permite, mediante dos enfoques diferentes, modelar la respuesta estructural completa del puente impactado, o modelar la respuesta no lineal en el caso de impacto contra defensas independientes. El método propuesto es capaz de analizar el impacto de grupos de barcazas en una fracción del tiempo que toma resolver el mismo caso mediante modelos completos de elementos finitos. Los resultados del método propuesto fueron validados en base a modelos de elementos finitos para diferentes escenarios de impactos, considerando impactos simétricos y oblicuos de grupos de barcazas, obteniendo resultados similares entre ambos métodos de análisis.

- **Influencia de columnas laterales para impactos de grupos de barcazas**

Se estudió la influencia en la historia de carga de las columnas de barcazas que no impactan directamente con la pila para el caso de impactos simétricos de grupos de barcazas. Se realizó un estudio paramétrico mediante el modelo propuesto, donde se consideraron los siguientes parámetros: la configuración de las eslingas; número de columnas de barcazas; número de barcazas que componen las columnas;

coeficiente de fricción entre barcazas; velocidad inicial de impacto y el tipo de pila impactada. En base a los resultados se determinó un procedimiento que permite incorporar la influencia de las columnas laterales. Este procedimiento se basa en definir una masa equivalente que al considerar al grupo de barcazas mediante un solo grado de libertad que permite estimar la historia de carga del conjunto de barcazas, incluyendo el efecto de las columnas laterales.

- Métodos simplificados para diseño

En el análisis de impactos de barcazas se han utilizado modelos detallados como herramientas de análisis y verificación, sin embargo debido a la gran cantidad de tiempo que es necesario en su definición y su cálculo es muy probable que su utilización no sea posible en un escenario de diseño. Es por esto que se propone la utilización de métodos mas simples que permiten estimar razonablemente las solicitaciones generadas por el impacto de barcazas y a su vez sean aplicables en una situación de diseño.

- Método acoplado mediante la fuerza de impacto

En base a los resultados observados, el comportamiento de un grupo de barcazas en impactos simétricos se puede caracterizar mediante un modelo unidimensional del tipo masa y resorte no lineal, vinculado al modelo de puente mediante la fuerza de contacto. Este modelo se implementó en un programa de cálculo disponible a nivel comercial, cuyos resultados fueron validados mediante el modelo de elementos finitos detallados de grupos de barcazas. El modelo acoplado mediante la fuerza de contacto es fácil de definir, permite el análisis de impactos contra estructuras flexibles como defensas, y no está limitado a relaciones carga deformación de proas del tipo elasto-plásticas perfectas. Es por esto que se considera que la aplicación del modelo acoplado mediante fuerza de contacto es el más conveniente respecto a otros métodos de análisis en escenarios de diseño o verificación.

- Historia de carga predefinida

En situaciones donde el análisis descripto anteriormente no sea aplicable, se propone la utilización de un método de historia de carga aplicado. Este método consiste en estimar la historia de carga previamente, para luego aplicarla al análisis de la estructura del puente y calcular los esfuerzos generados por el impacto. El método se reformuló para tener en cuenta el comportamiento de las relaciones carga-deformación observado en las barcazas tipo Paraná, donde en general existe un nivel de carga diferente en la zona de la proa y del cuerpo de la barcaza. El desempeño de este método se evaluó para el caso de un puente de características regionales. Si bien el desempeño de los otros métodos propuestos es mejor que el método de historia de carga predefinida, el método se plantea para situaciones donde la aplicación de otros métodos de análisis no sea posible.

- Ejemplos de aplicación en impactos contra puente

Se desarrolló un modelo estructural de un proyecto de puente de características similares a los puentes existentes sobre ríos navegables de la región. Sobre este modelo se implementaron los métodos de análisis simplificados propuestos, con el objetivo de evaluar su desempeño en cuanto a la estimación de las solicitaciones. A su vez se realizó un análisis para evaluar la sensibilidad, donde se estudió la influencia de la composición del grupo de barcazas en las solicitaciones generadas. Se puede observar que la geometría en forma trapezoidal del cabezal analizado cumple la función de reducir las demandas estructurales respecto a cabezales totalmente planos. En el estudio de sensibilidad se observó que la cantidad de filas de barcazas (cantidad de barcazas en la dirección del movimiento), tiene mayor influencia en las solicitaciones generadas en el puente que la cantidad de columnas que componen el grupo de barcazas. Este se debe a que en los casos estudiados se produce la separación de las columnas de barcazas laterales y el impacto sobre los lados oblicuos del cabezal de las columnas adyacentes a la columna central. Las columnas exteriores adicionales, sólo tienen el efecto de proveer inercia que

se opone al desplazamiento transversal de las columnas que impactan de forma oblicua con los laterales del cabezal.

- Ejemplos de aplicación en impactos contra defensas independientes

El diseño de defensas de puentes generalmente se basa en proporcionar un mecanismo flexible que permita absorber la energía cinética de la embarcación mediante deformación elasto-plástica en la defensa. Sin embargo, las defensas diseñadas para grandes grupos de barcasas se convierten en estructuras masivas que poseen elevada resistencia lateral, la que puede superar a la carga de fluencia de las barcasas. Se presenta el análisis de las defensas del Puente General Belgrano, sobre el Río Paraná, donde se muestra como se modifican la demanda de absorción de energía de acuerdo a la masa del cabezal y comportamiento lateral de las defensas. En los casos analizados existe una contribución significativa en la disipación de energía en las proas, aún cuando la fuerza de fluencia de las proas es mayor a la resistencia lateral de la defensa. Los efectos dinámicos tienden a incrementar la fuerza resultante en las proas por encima de la fuerza de fluencia de las proas debido a la inercia del cabezal. Los efectos dinámicos también afectan el comportamiento de la defensa, ya que incrementan la reacción máxima de la estructura por encima de la fuerza de fluencia de las proas.

## 7.2. Futuras líneas de investigación

Algunas de las posibles líneas de investigación relacionadas a la temática analizada son:

- Desarrollo de método estático equivalente

En la literatura se ha propuesto un método estático equivalente mediante el cual es posible calcular diagramas de solicitaciones coherentes con los estimados mediante análisis dinámicos. Este método considera la fuente de carga que representa la inercia y la rigidez de la pila y de la superestructura. Sin embargo, este método

no resulta aplicable directamente, ya que fue ajustado a una tipología de puentes diferente a la regional. Resulta interesante evaluar si un procedimiento similar es aplicable a los puentes sobre vías navegables de tipología regional.

- **Aplicación de enfoque probabilístico**

En contraposición a los métodos determinísticos, en donde se realiza un análisis para los escenarios de impacto de diseño, el enfoque probabilístico considera la distribución de probabilidad de los parámetros que definen el problema analizado. Esto resulta en una reducción de la arbitrariedad que implica elegir los escenarios de impacto. Es por esto, que se considera que la aplicación del enfoque probabilístico resulta más coherente que la aplicación de análisis del tipo determinísticos en el impacto de embarcaciones. Sin embargo, debido a limitaciones en la información disponible, existe incertidumbre en la distribución probabilística de los parámetros que definen el problema. Sería interesante intentar recopilar información para evaluar si la aplicación del enfoque probabilístico a nivel regional es aplicable.

- **Modelación de carga útil de las barcazas**

La carga útil de las barcazas no fue considerada explícitamente en los modelos de elementos finitos utilizados, en cambio se consideró el efecto inercial de la misma incorporando la masa de ésta como masa agregada en la estructura de la zona interna de carga de las barcazas. La influencia estructural de la carga útil es un parámetro a analizar, con el objetivo de determinar si tiene un efecto considerable en la relación carga-deformación de las barcazas.

- **Curvas carga deformación de otras embarcaciones**

El riesgo relacionado con los puentes sobre vías navegables proviene de todas las embarcaciones que circulan por dicha vía. En los ríos regionales existe una diversidad de embarcaciones que incluye: buques de ultramar de carga general; buques petroleros; barcos areneros; y grupos de barcazas de diferente tipología. El tipo de embarcación que representa mayor riesgo debido a la cantidad de estructuras exis-

tentes afecta son las barcazas, sin embargo, también existe variabilidad en cuanto a su tamaño y tipología. Si bien aquí se estudiaron las barcazas tipo Paraná, de fabricación regional, existe una serie de embarcaciones de las que no se posee información sobre su comportamiento estructural en casos de impactos contra puentes.

### 7.3. Acciones a desarrollar

- Normativa de aplicación nacional respecto al diseño contra impacto de embarcaciones

A pesar de que a nivel regional existe riesgo de colisión de embarcaciones contra puentes, la temática no ha sido incluida explícitamente en los reglamentos de cálculo a nivel nacional. A nivel internacional, existen normativas al respecto. Si bien estas normativas prescriben métodos simples para la determinación de las cargas de impacto, poseen varias limitaciones en cuanto a su aplicabilidad, en particular para puentes de tipología regional. Sería conveniente proponer y discutir una reglamentación adaptada a la problemática regional y promover su aplicación.



# Apéndice A

## Anexo

### A.1. Tablas de linealización de relaciones carga deformación

#### A.1.1. Barcazas tolva tipo Paraná

##### A.1.1.1. Impactos centrados de barcazas tolva tipo Paraná

Dimensión [m]	Pilas Cilíndricas										
2	D	0.01	0.33	0.93	3.92	4.56	4.89	10.92	11.29	12.61	14.00
	F	3.34	3.93	2.44	3.37	6.06	5.37	8.03	11.95	10.67	12.92
4	D	0.03	0.98	3.75	4.48	4.96	6.15	9.44	11.00	11.28	14.00
	F	4.14	2.77	3.63	6.44	5.87	8.00	10.98	11.46	10.89	11.56
6	D	0.02	1.15	3.86	4.51	5.29	8.15	9.38	10.43	12.67	14.00
	F	4.16	2.84	4.24	7.12	6.59	12.28	15.82	11.67	12.63	15.34
8	D	0.00	0.90	3.89	4.42	5.40	8.36	9.51	10.53	13.54	14.00
	F	4.33	3.09	4.78	7.50	7.15	16.24	12.95	13.29	18.18	16.69
10	D	0.02	1.17	3.94	4.52	5.40	6.93	7.47	8.66	9.22	14.00
	F	4.42	3.25	4.72	8.07	7.96	14.13	12.47	13.05	17.34	18.20
16	D	0.02	0.47	3.67	5.72	6.27	7.32	8.37	10.51	11.97	14.00
	F	5.67	3.25	5.11	12.24	11.94	17.07	14.77	20.12	13.76	15.12

D: Deformación [m]

F: Fuerza [MN]

Dimensión [m]	Pilas Rectangulares										
2	D	0.02	0.29	3.72	4.48	5.41	5.80	6.91	11.01	11.04	13.99
	F	7.50	2.90	3.47	6.30	5.52	7.46	7.37	10.09	11.44	9.36
4	D	0.02	0.14	3.76	4.39	5.43	6.59	7.76	8.02	9.96	13.99
	F	12.79	3.10	3.83	6.89	6.85	9.60	9.72	11.82	9.83	14.48
6	D	0.02	0.13	3.66	4.45	5.06	7.05	8.90	9.68	10.08	13.99
	F	16.55	3.56	4.09	9.08	7.53	14.20	9.56	13.22	11.38	16.55
8	D	0.02	0.11	3.37	4.33	5.22	5.86	6.99	8.57	13.34	14.00
	F	21.43	4.30	4.06	10.53	10.72	15.34	11.69	12.91	18.35	14.23
10	D	0.02	0.11	3.19	4.29	4.99	6.34	8.61	10.15	12.25	14.00
	F	26.32	4.75	4.63	12.27	13.26	11.09	13.64	18.57	16.36	17.05
16	D	0.02	0.11	1.23	4.69	5.31	6.49	7.30	9.57	10.07	14.00
	F	31.94	7.33	3.82	19.21	15.54	28.29	13.70	22.92	15.46	26.90

D: Deformación [m]

F: Fuerza [MN]

#### A.1.1.2. Impactos en esquina de barcasas tolva tipo Paraná

Dimensión [m]	Pilas Cilíndricas										
2	D	0.21	1.65	3.69	7.48	7.90	10.06	10.14	12.44	12.84	14.00
	F	3.77	0.95	3.06	4.36	3.02	3.68	2.86	3.70	2.54	5.85
4	D	0.13	1.17	1.66	2.76	3.81	6.19	6.67	7.87	10.28	14.00
	F	4.07	2.24	3.36	3.13	6.95	7.46	10.06	6.45	6.56	7.94
6	D	0.10	1.41	1.79	4.86	6.22	6.86	7.64	8.96	10.76	14.00
	F	4.20	1.90	3.60	9.11	9.07	13.60	6.01	12.58	7.73	13.18
8	D	0.09	1.30	6.03	6.34	6.93	7.23	9.13	9.49	11.42	14.00
	F	4.21	2.61	12.60	9.36	17.08	11.66	16.78	9.35	13.31	16.71
10	D	0.08	1.17	4.04	4.21	6.25	6.89	7.39	8.82	11.73	14.00
	F	4.21	2.68	8.92	10.64	12.65	16.73	10.64	17.09	13.51	20.55
16	D	0.03	1.30	3.41	5.58	6.47	6.73	6.95	8.89	10.41	14.00
	F	4.30	2.92	9.16	11.13	14.48	24.27	13.37	16.57	12.36	22.78

D: Deformación [m]

F: Fuerza [MN]

A.1. TABLAS DE LINEALIZACIÓN DE RELACIONES CARGA DEFORMACIÓN<sup>187</sup>

Dimensión [m]	Pilas Rectangulares										
	2	D	0.02	0.78	1.72	2.93	3.21	4.61	6.40	6.94	7.01
F		4.47	1.91	3.73	1.57	4.48	6.71	3.56	8.67	4.19	5.57
4	D	0.02	0.51	4.15	4.61	6.04	6.74	7.07	8.92	10.38	14.00
	F	6.52	2.43	9.05	11.79	9.35	18.77	8.29	14.17	8.63	17.33
6	D	0.02	0.53	3.04	5.41	6.19	6.58	7.54	9.17	11.26	14.00
	F	7.75	1.70	7.71	11.37	12.96	16.45	11.26	17.66	10.17	18.48
8	D	0.02	0.56	4.86	5.47	5.93	7.62	8.62	9.17	10.30	14.00
	F	8.57	1.95	12.73	10.68	13.79	11.73	20.85	15.01	13.30	16.15
10	D	0.02	0.58	3.28	3.55	4.07	6.85	7.63	8.54	10.34	14.00
	F	9.66	1.66	9.75	7.80	10.33	16.39	11.15	18.01	13.37	17.29
16	D	0.02	0.35	2.88	3.86	4.17	6.67	7.40	7.89	11.43	14.00
	F	15.75	2.36	9.50	7.88	11.49	17.98	12.18	14.91	14.76	20.02

D: Deformación [m]

F: Fuerza [MN]

**A.1.1.3. Impactos oblicuos contra muros de barcazas tolva tipo Paraná**

Ángulo [°]	Muro plano										
	5	D	0.06	2.40	3.04	6.43	6.92	9.31	9.79	12.01	12.34
F		6.76	8.14	16.02	30.40	25.96	32.24	23.59	24.97	31.05	40.71
15	D	0.03	1.30	3.85	5.71	6.31	6.82	8.47	10.30	11.27	13.00
	F	5.42	4.72	15.24	14.80	34.54	21.24	37.44	19.48	21.06	34.06
30	D	0.03	1.20	1.84	2.34	4.03	4.30	5.61	5.85	8.45	11.00
	F	5.29	3.11	8.00	7.35	15.21	12.22	16.21	22.95	19.88	27.16
45	D	0.02	1.35	2.80	4.43	4.91	6.06	6.27	8.46	11.92	13.50
	F	4.17	2.44	10.09	9.56	17.66	15.22	19.72	20.56	18.95	25.08

D: Deformación [m]

F: Fuerza [MN]

**A.1.2. Barcazas tanque tipo Paraná**

**A.1.2.1. Impactos centrados de barcazas tanque tipo Paraná**

Dimensión [m]	Pilas Cilíndricas										
2	D	0.06	2.73	4.02	6.38	6.81	8.76	9.31	11.43	11.63	14.00
	F	2.10	2.07	4.65	3.88	13.70	13.22	15.04	13.14	16.81	19.19
4	D	0.04	2.37	4.67	6.36	6.80	7.50	8.10	10.96	12.78	14.00
	F	2.07	2.19	5.12	5.55	15.25	17.97	14.16	15.75	21.25	21.54
6	D	0.01	3.30	3.98	6.37	6.78	9.21	10.02	12.22	13.23	14.00
	F	1.91	2.20	4.55	5.41	16.47	17.61	17.09	29.47	26.35	24.92
8	D	0.11	1.27	6.00	6.39	6.64	10.00	11.06	11.96	12.85	14.00
	F	2.56	1.75	5.43	7.88	14.90	27.51	21.14	26.70	22.28	27.45
10	D	0.05	2.84	6.35	6.75	8.03	9.16	9.59	11.42	13.14	14.00
	F	2.08	2.39	7.60	21.37	18.82	24.82	30.73	30.75	20.51	26.83
16	D	0.18	0.20	1.52	3.19	6.28	6.72	8.33	8.87	13.20	14.00
	F	5.51	2.64	1.78	3.82	9.43	21.64	25.39	31.16	20.70	30.35

D: Deformación [m]

F: Fuerza [MN]

Dimensión [m]	Pilas Rectangulares										
2	D	0.10	1.24	4.08	6.20	6.67	7.77	8.42	9.25	9.33	14.00
	F	2.23	1.08	3.12	4.21	13.32	14.49	13.04	15.04	14.16	13.96
4	D	0.01	2.96	5.65	6.25	6.70	8.11	9.38	9.89	12.26	14.00
	F	1.97	1.96	4.85	6.88	17.57	15.33	20.79	17.34	22.48	23.34
6	D	0.09	0.22	2.98	6.17	6.71	6.82	9.61	10.65	11.57	14.00
	F	4.93	1.51	2.72	6.38	26.47	15.75	26.10	22.17	24.05	24.22
8	D	0.15	0.29	3.45	3.99	4.08	6.13	6.69	7.12	10.72	14.00
	F	3.38	2.01	3.44	6.80	3.72	7.96	31.37	18.58	25.16	21.68
10	D	0.08	0.33	3.12	6.28	6.67	7.26	8.91	9.54	11.04	14.00
	F	8.73	1.94	3.65	11.52	36.74	18.08	25.97	18.99	21.97	24.24
16	D	0.04	0.65	3.25	6.39	6.81	6.91	8.63	10.23	11.28	14.00
	F	8.51	2.18	2.26	18.74	73.40	37.35	23.61	26.30	16.67	23.36

D: Deformación [m]

F: Fuerza [MN]

#### A.1.2.2. Impactos en esquina de barcasas tanque tipo Paraná

A.1. TABLAS DE LINEALIZACIÓN DE RELACIONES CARGA DEFORMACIÓN 189

Dimensión [m]	Pilas Cilíndricas										
	2	D	0.08	0.68	1.24	3.78	4.09	6.52	6.79	8.71	11.35
F		1.77	3.28	1.40	2.21	5.04	1.91	5.44	3.51	3.68	3.00
4	D	0.04	0.59	2.23	4.16	5.45	7.14	7.71	10.56	11.03	14.00
	F	1.80	3.30	1.64	5.22	5.41	9.47	6.89	6.78	7.98	6.83
6	D	0.01	0.44	3.27	4.08	6.39	6.70	8.74	10.27	12.45	14.00
	F	1.91	3.27	2.02	6.38	6.73	12.88	13.13	7.58	9.83	8.34
8	D	0.05	0.53	1.01	3.47	3.95	5.98	6.99	10.65	10.79	14.00
	F	1.65	4.75	2.27	3.67	5.98	4.53	17.28	10.47	12.74	9.11
10	D	0.36	1.18	3.35	3.96	5.13	6.23	6.71	8.20	8.76	14.00
	F	4.62	2.22	3.40	6.25	6.61	10.60	18.61	12.91	18.27	9.82
16	D	0.17	1.50	2.05	3.48	3.96	5.66	7.25	11.00	13.23	14.00
	F	3.81	2.80	4.80	5.24	7.67	6.68	21.47	15.58	19.55	13.11

D: Deformación [m]

F: Fuerza [MN]

Dimensión [m]	Pilas Rectangulares										
	2	D	0.14	1.66	1.78	2.99	4.08	5.88	6.72	9.08	10.12
F		3.00	1.61	3.35	1.71	4.84	4.47	5.77	6.27	3.86	5.35
4	D	0.10	0.87	2.18	4.15	5.72	6.61	9.09	9.28	11.32	14.00
	F	3.37	2.99	2.40	6.06	5.83	14.52	14.86	9.57	10.65	10.99
6	D	0.03	0.26	2.51	3.81	5.37	6.68	9.26	10.27	11.17	14.00
	F	3.67	3.34	2.47	6.61	6.29	16.76	19.13	12.30	16.15	9.75
8	D	0.01	2.81	3.94	4.43	6.06	6.45	8.94	10.40	11.33	14.00
	F	3.41	3.24	8.35	6.38	10.87	18.58	19.51	12.77	18.98	11.76
10	D	0.09	2.25	6.02	6.70	7.62	8.08	9.75	10.36	11.16	14.00
	F	3.38	3.57	9.79	25.35	15.04	20.46	19.76	14.43	18.07	16.37
16	D	0.08	0.39	4.28	6.20	6.74	7.13	8.62	9.67	10.17	14.00
	F	7.20	2.60	7.29	13.41	37.12	22.74	24.34	19.91	23.93	21.79

D: Deformación [m]

F: Fuerza [MN]

**A.1.2.3. Impactos oblicuos contra muros de barcazas tanque tipo Paraná**

Ángulo [°]	Muro plano										
5	D	0.15	1.18	1.26	3.34	4.85	5.76	8.07	8.43	11.87	14.00
	F	4.40	3.46	4.84	2.87	11.45	12.36	41.36	33.50	20.79	26.71
15	D	0.24	1.01	3.63	3.78	5.77	6.55	8.41	9.18	9.74	14.00
	F	4.64	2.98	4.98	8.58	8.33	21.39	30.41	22.00	30.77	19.52
30	D	0.08	1.36	2.38	3.38	5.51	5.78	7.28	8.68	10.43	14.00
	F	2.63	3.47	3.40	5.99	8.72	19.12	23.12	17.01	31.52	16.72
45	D	0.21	2.63	2.79	4.46	5.31	6.34	6.91	9.97	10.37	14.00
	F	2.77	2.81	8.28	6.38	17.62	16.96	22.21	24.45	21.01	29.97

D: Deformación [m]

F: Fuerza [MN]

## A.2. Tablas de influencia de columnas laterales

### A.2.1. Parámetros para impacto de barcasas tipo Jumbo Hopper

Número de columnas	Configuración de eslingas	Parámetros del del índice de separación					Valores de referencia	
		$a_I$	$b_I$	$c_I$	$d_I$	$e_I$	Límite inferior ( $L_l$ )	Límite superior ( $L_u$ )
3	Débil	2.151	-0.022	-0.001	-0.504	-6.428	1.00	1.00
	Media	0.418	-0.039	0.643	-0.105	-0.468	0.87	1.04
	Robusta	0.340	-0.037	0.319	-0.032	-0.441	0.94	1.28
4	Débil	-	-	-	-	-	Separación	
	Media	0.666	-0.057	0.830	-0.104	-1.750	0.43	0.55
	Robusta	0.386	-0.039	0.222	-0.019	-1.337	0.50	0.70
5	Débil	2.790	-0.017	16.27	-0.622	-16.26	1.00	1.00
	Media	0.480	-0.027	0.525	-0.167	0.287	1.82	1.90
	Robust	0.430	-0.030	0.448	-0.048	-0.142	1.75	2.30
6	Débil	-	-	-	-	-	Separación	
	Media	0.942	-0.045	1.932	-0.220	-1.496	0.90	0.90
	Robusta	0.586	-0.036	0.659	-0.042	-1.470	0.77	1.33

Tabla A.1: Parámetros del del índice de separación.

Número de columnas	Configuración de eslingas	Parámetros del coeficiente de influencia					Ajuste $R^2$
		$a_c$	$b_c$	$c_c$	$d_c$	$e_c$	
3	Débil	0.286	-0.433	1.214	-0.073	-1.727	0.917
	Media	0.370	-0.386	1.137	-0.059	-1.368	0.956
	Robusta	0.550	-0.284	0.982	-0.054	-1.338	0.913
4	Débil	0.267	-0.442	1.076	-0.044	-2.324	0.961
	Media	0.417	-0.406	1.242	-0.056	-1.727	0.958
	Robusta	0.593	-0.315	1.272	-0.049	-1.737	0.970
5	Débil	0.332	-0.444	0.957	-0.078	-1.739	0.923
	Media	0.420	-0.425	1.497	-0.080	-1.232	0.922
	Robusta	0.653	-0.356	1.559	-0.098	-0.812	0.873
6	Débil	0.246	-0.442	1.010	-0.039	-2.344	0.961
	Media	0.382	-0.453	1.120	-0.059	-1.486	0.952
	Robusta	0.577	-0.367	1.182	-0.055	-1.471	0.956

Tabla A.2: Parámetros del coeficiente de influencia.

### A.2.2. Parámetros para impacto de barcas tipo Oversize Tanker

Número de columnas	Configuración de eslingas	Parámetros del del índice de separación					Valores de referencia	
		$a_I$	$b_I$	$c_I$	$d_I$	$e_I$	Límite inferior ( $L_l$ )	Límite superior ( $L_u$ )
3	Débil	2.599	-0.013	-0.007	-0.594	-8.078	1.20	1.20
	Media	0.430	-0.028	0.658	-0.111	-0.537	0.83	0.97
	Robusta	0.355	-0.027	0.329	-0.034	-0.541	0.91	1.20
4	Débil	-	-	-	-	-	Separación	
	Media	0.712	-0.040	0.843	-0.113	-1.917	0.41	0.50
	Robusta	0.409	-0.030	0.216	-0.020	-1.470	0.48	0.66
5	Débil	3.246	-0.010	19.306	-0.713	-19.455	2.00	2.00
	Media	0.443	-0.237	0.615	-0.154	0.531	0.82	1.96
	Robusta	0.439	-0.129	0.563	-0.036	-0.302	1.14	2.71
6	Débil	-	-	-	-	-	Separación	
	Media	0.933	-0.155	2.163	-0.220	-1.435	0.61	0.88
	Robusta	0.603	-0.082	0.746	-0.036	-1.674	0.59	1.41

Tabla A.3: Parámetros del del índice de separación.

Número de columnas	Configuración de eslingas	Parámetros del coeficiente de influencia					Ajuste $R^2$
		$a_c$	$b_c$	$c_c$	$d_c$	$e_c$	
3	Débil	0.242	-0.463	1.224	-0.064	-1.985	0.932
	Media	0.333	-0.453	1.213	-0.057	-1.498	0.960
	Robusta	0.549	-0.380	1.201	-0.063	-1.303	0.935
4	Débil	0.219	-0.465	1.094	-0.038	-2.575	0.969
	Media	0.373	-0.465	1.364	-0.051	-1.963	0.963
	Robusta	0.556	-0.443	1.403	-0.051	-1.659	0.961
5	Débil	0.288	-0.465	0.946	-0.068	-1.994	0.925
	Media	0.309	-0.413	1.180	-0.050	-1.649	0.939
	Robusta	0.505	-0.324	1.410	-0.066	-1.356	0.825
6	Débil	0.200	-0.464	1.030	-0.034	-2.594	0.972
	Media	0.301	-0.455	1.104	-0.044	-1.858	0.964
	Robusta	0.490	-0.431	1.249	-0.045	-1.649	0.944

Tabla A.4: Parámetros del coeficiente de influencia.

### A.2.3. Parámetros para impacto de barcasas tolva tipo Paraná

#### A.2.3.1. Impactos de barcasas tolva contra pila cilíndrica

Número de columnas	Configuración de eslingas	Parámetros del del índice de separación					Valores de referencia	
		$a_I$	$b_I$	$c_I$	$d_I$	$e_I$	Límite inferior ( $L_l$ )	Límite superior ( $L_u$ )
3	Débil	0.394	-3.228	3.301	-0.081	-2.261	1.12	1.12
	Media	0.685	-1.565	2.234	-0.457	-1.946	1.07	1.62
	Robusta	0.546	-0.522	3.208	-0.142	-1.608	1.40	1.52
4	Débil	0.276	-0.390	3.421	-0.270	-2.587	0.36	0.63
	Media	0.434	-0.663	3.206	-0.688	-2.080	0.47	0.90
	Robusta	0.401	-0.424	3.687	-0.222	-2.142	0.61	0.84
5	Débil	0.445	-2.950	2.157	-0.250	-2.295	1.14	1.21
	Media	0.914	-3.888	0.918	-0.626	-2.314	1.27	2.82
	Robusta	0.953	-2.276	0.373	-0.658	-1.394	2.31	2.66
6	Débil	0.217	-0.331	3.973	-0.190	-2.646	0.58	0.59
	Media	0.617	-2.199	2.115	-0.735	-2.129	0.65	1.29
	Robusta	0.638	-1.828	0.581	-0.669	-2.014	0.84	1.75

Tabla A.5: Parámetros del del índice de separación.

Número de columnas	Configuración de eslingas	Parámetros del coeficiente de influencia					Ajuste $R^2$
		$a_c$	$b_c$	$c_c$	$d_c$	$e_c$	
3	Débil	0.420	-0.540	0.950	-0.067	-1.301	0.866
	Media	0.478	-0.574	0.893	-0.036	-0.261	0.946
	Robusta	1.060	-0.639	0.861	-0.056	-0.298	0.959
4	Débil	0.384	-0.477	1.108	-0.067	-2.350	0.820
	Media	0.516	-0.455	1.394	-0.087	-1.628	0.780
	Robusta	0.612	-0.455	1.100	-0.062	-0.969	0.715
5	Débil	0.421	-0.523	1.133	-0.059	-1.557	0.903
	Media	0.575	-0.534	1.511	-0.047	-0.881	0.932
	Robusta	0.772	-0.672	1.206	-0.099	0.400	0.924
6	Débil	0.620	-0.691	1.587	-0.108	-2.734	0.852
	Media	0.552	-0.498	1.094	-0.107	-1.454	0.781
	Robusta	0.338	-0.469	0.775	-0.093	-0.134	0.790

Tabla A.6: Parámetros del coeficiente de influencia.

**A.2.3.2. Impactos de barcasas tolva contra pila rectangular**

Número de columnas	Configuración de eslingas	Parámetros del del índice de separación					Valores de referencia	
		$a_I$	$b_I$	$c_I$	$d_I$	$e_I$	Límite inferior ( $L_l$ )	Límite superior ( $L_u$ )
3	Debil	0.402	-2.683	2.678	-0.272	-2.176	0.73	1.13
	Media	0.741	-1.152	2.224	-0.686	-2.122	0.96	1.39
	Robusta	0.565	-0.518	2.956	-0.155	-1.699	1.34	1.44
4	Debil	0.237	-0.221	3.876	-0.189	-2.756	0.3	0.49
	Media	0.357	-0.647	3.673	-1.007	-1.929	0.4	0.93
	Robusta	0.411	-0.368	2.826	-0.225	-2.336	0.45	0.82
5	Debil	0.390	-1.730	2.493	-0.261	-2.323	1.45	1.45
	Media	0.967	-3.272	0.961	-0.744	-2.586	1.23	2.82
	Robusta	0.972	-1.993	0.404	-0.667	-1.605	2.12	2.48
6	Debil	-	-	-	-	-	Separación	
	Media	0.508	-1.799	2.997	-0.853	-1.980	0.65	1.37
	Robusta	0.636	-1.725	1.257	-0.867	-1.993	0.76	1.83

Tabla A.7: Parámetros del del índice de separación.

Número de columnas	Configuración de eslingas	Parámetros del coeficiente de influencia					Ajuste $R^2$
		$a_c$	$b_c$	$c_c$	$d_c$	$e_c$	
3	Debil	0.379	-0.546	1.176	-0.095	-1.193	0.907
	Media	0.610	-0.464	1.313	-0.107	-0.852	0.854
	Robusta	1.314	-0.581	1.054	-0.095	-0.980	0.955
4	Debil	0.399	-0.482	1.166	-0.049	-2.755	0.805
	Media	0.474	-0.504	1.276	-0.025	-1.953	0.901
	Robusta	0.598	-0.498	0.908	-0.029	-1.148	0.814
5	Debil	0.555	-1.038	1.459	-0.107	-0.974	0.884
	Media	0.777	-0.486	1.362	-0.107	-1.357	0.909
	Robusta	1.120	-0.565	1.482	-0.093	-0.910	0.944
6	Debil	0.574	-0.815	1.601	-0.103	-2.733	0.899
	Media	0.422	-0.514	1.625	-0.075	-1.651	0.709
	Robusta	0.539	-0.526	1.344	-0.048	-1.127	0.941

Tabla A.8: Parámetros del coeficiente de influencia.

#### A.2.4. Parámetros para impacto de barcasas tanque tipo Paraná

##### A.2.4.1. Impactos de barcasas tanque contra pila cilíndrica

Número de columnas	Configuración de eslingas	Parámetros del del índice de separación					Valores de referencia	
		$a_I$	$b_I$	$c_I$	$d_I$	$e_I$	Límite inferior ( $L_l$ )	Límite superior ( $L_u$ )
3	Debil	0.283	-5.097	2.987	-0.001	-2.141	1.11	1.11
	Media	0.327	-2.787	2.509	-0.968	-1.162	0.86	1.15
	Robusta	0.716	-1.279	1.920	-0.400	-1.907	1.17	1.71
4	Debil	0.325	-0.499	3.652	-1.458	-2.027	0.35	0.78
	Media	0.361	-0.811	3.765	-0.616	-1.908	0.43	0.88
	Robusta	0.352	-0.410	3.245	-0.179	-2.129	0.55	0.84
5	Debil	0.298	-3.271	3.616	-0.001	-2.239	1.02	1.02
	Media	0.203	-10.000	1.316	-0.208	-1.382	1.27	1.28
	Robusta	0.993	-4.233	0.895	-0.748	-1.937	1.46	3.59
6	Debil	0.301	-0.278	3.432	-0.308	-2.659	0.39	0.64
	Media	0.544	-2.635	2.416	-0.745	-1.843	0.60	1.48
	Robusta	0.553	-2.647	0.464	-0.626	-1.812	0.78	2.06

Tabla A.9: Parámetros del del índice de separación.

Número de columnas	Configuración de eslingas	Parámetros del coeficiente de influencia					Ajuste $R^2$
		$a_c$	$b_c$	$c_c$	$d_c$	$e_c$	
3	Debil	0.117	-0.552	0.915	-0.006	-0.585	0.865
	Media	0.014	-0.577	0.540	-0.022	0.759	0.881
	Robusta	0.034	-0.595	0.528	-0.005	1.042	0.919
4	Debil	0.393	-0.490	1.280	-0.040	-2.405	0.840
	Media	0.347	-0.568	1.327	-0.038	-0.966	0.771
	Robusta	0.181	-0.395	0.954	-0.006	-0.650	0.857
5	Debil	0.185	-0.535	0.742	-0.006	-0.804	0.865
	Media	-0.001	-0.575	0.631	-0.006	0.630	0.970
	Robusta	0.027	-0.624	0.369	0.000	1.191	0.983
6	Debil	0.427	-0.504	1.192	-0.037	-2.596	0.933
	Media	0.547	-0.524	1.618	-0.038	-1.841	0.867
	Robusta	0.149	-0.513	0.852	0.008	-0.188	0.973

Tabla A.10: Parámetros del coeficiente de influencia.

**A.2.4.2. Impactos de barcasas tanque contra pila rectangular**

Número de columnas	Configuración de eslingas	Parámetros del del índice de separación					Valores de referencia	
		$a_I$	$b_I$	$c_I$	$d_I$	$e_I$	Límite inferior ( $L_l$ )	Límite superior ( $L_u$ )
3	Débil	0.244	-4.646	3.601	-0.014	-2.061	1.11	1.18
	Media	0.340	-3.338	2.426	-0.912	-1.199	0.93	1.08
	Robusta	0.730	-1.427	2.106	-0.885	-1.592	1.23	1.90
4	Débil	0.302	-0.615	4.067	-0.231	-2.502	0.34	0.75
	Media	0.240	-0.986	4.539	-0.979	-1.576	0.43	0.83
	Robusta	0.337	-0.617	2.939	-1.498	-1.532	0.50	0.75
5	Débil	-	-	-	-	-	Separación	
	Media	0.412	-10.000	1.701	-0.941	-1.163	1.36	1.45
	Robusta	1.038	-5.625	0.963	-0.816	-2.026	1.38	3.70
6	Débil	0.206	-0.404	3.767	-0.075	-2.728	0.68	0.70
	Media	0.457	-3.470	2.942	-0.877	-1.640	0.69	1.41
	Robusta	0.313	-3.258	2.555	-0.878	-1.061	0.91	1.10

Tabla A.11: Parámetros del del índice de separación.

Número de columnas	Configuración de eslingas	Parámetros del coeficiente de influencia					Ajuste $R^2$
		$a_c$	$b_c$	$c_c$	$d_c$	$e_c$	
3	Débil	0.107	-0.557	0.836	-0.002	-0.573	0.848
	Media	0.002	-0.573	0.607	0.012	0.480	0.887
	Robusta	-0.090	-0.640	0.593	0.047	1.033	0.951
4	Débil	0.386	-0.563	1.067	-0.055	-2.050	0.791
	Media	0.197	-0.640	0.929	-0.014	-0.491	0.762
	Robusta	0.186	-0.556	0.867	0.031	-0.344	0.949
5	Débil	0.214	-1.173	0.695	-0.005	0.524	0.860
	Media	0.020	-0.552	0.799	0.002	0.356	0.908
	Robusta	-0.157	-0.632	0.490	0.030	1.287	0.977
6	Débil	0.520	-1.000	1.349	-0.071	-1.771	0.856
	Media	0.298	-0.595	1.173	-0.020	-0.990	0.865
	Robusta	0.094	-0.603	0.824	0.007	0.246	0.905

Tabla A.12: Parametros del coeficiente de influencia.

# Bibliografía

- AASHTO. *AASHTO Vessel Collision Design of Highway Bridges Guide Specification*. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, D.C., 2008.
- Arroyo, J. R. y Ebeling, R. M. *Barge Train Maximum Impact Forces Using Limit States for the Lashings between Barges*. U.S. Army Engineer Research and Development Center, Washington, D.C., 2005.
- Bathe, K. J. *Finite Element Procedures*. Prentice Hall, first edition, 1982.
- Camandone, J. Transportar soja de chaco a rosario cuesta 50% más que enviarla a europa, Octubre 2012. [www.webdelcampo.com/agricultura/832-transportar-soja-de-chaco-a-rosario-cuesta-50-mas-que-enviarla-a-europa.html](http://www.webdelcampo.com/agricultura/832-transportar-soja-de-chaco-a-rosario-cuesta-50-mas-que-enviarla-a-europa.html).
- Consolazio, G. R., McVay, M. C., Cowan, D. R., Davidson, M. T., y Getter, D. J. *Development of Improved Bridge Design Provisions for Barge Impact Loading*. Department of Civil and Coastal Engineering, University of Florida, Gainesville, Florida, 2008.
- Consolazio, G. R., Davidson, M. T., y Getter, D. J. *Vessel Crushing and Structural Collapse Relationships for Bridge Design*. Department of Civil and Coastal Engineering, University of Florida, Gainesville, Florida, 2010a.
- Consolazio, G. R., Davidson, M. T., y Getter, D. J. *A Static Analysis Method for Barge-Impact Design of Bridges with Consideration of Dynamic Amplification*. Department of Civil and Coastal Engineering, University of Florida, Gainesville, Florida, 2010b.

- Cowiconsult, Inc. Sunshine skyway bridge ship collision risk assessment. *Report prepared for Figg and Muller Engineers, Inc.*, 1981.
- Eurocode. *Eurocode 1 - Actions on Structures - Part 1-7: General Actions - Accidental Actions EN*. European Standard, 1991.
- Florida Bridge Software Institute. Fb-multiplier user's manual, 2007. Gainesville FL.
- Harik, I., Yuan, P., y Davidson, M. *Equivalent Barge and Flotilla Impact Forces On Bridge Piers*. Kentucky Transportation Center, Kentucky, 2008a.
- Harik, I., Yuan, P., y Davidson, M. *Multi-Barge Flotilla Impact Forces on Bridges*. Kentucky Transportation Center, Kentucky, 2008b.
- Jones, N. y Wierzbicki, T. *Structural crash worthiness*, 1983. Butterworths, London.
- Larsen, O. D. Ship collisions with bridges - the interaction between vessel traffic and bridges structures. *Structural Engineering Documents 4 - International Association for Bridge and Sctructural Engineering*, page 132, 1993.
- Luperi, F. J. Determinación de historias de fuerzas debidas a impactos frontales de filas de barcazas sobre pilas de puentes, 2011. Tesis de maestría en ciencias de la ingeniería UNC.
- MatLab. version r2010a. the mathworks, inc., 2010. Natick, Massachusetts.
- Meier-Dörnberg. Ship collisions, safety zones, and loading assumptions for structures in inland waterways. *VDI-Berichte*, 1(496):1-9, 1983.
- Minorsky, V. U. An analysis of ship collisions with reference to protection of nuclear power plants. *Journal of Ship Research*, 3(1):1-4, 1959.
- Pinto, F., Huerta, P. F., y Prato, C. A. Vessel collision protection for chaco corrientes bridge by means of energy absorbing drilled shafts. *Mecánica Computacional*, XXVII: 813-832, 2008.

- Reardon, P. y Sprung, J. L. Validation of minorsky's ship collision model and use of the model to estimate the probability of damaging a radioactive material transportation cask during ship collision. *Proceedings of the International 98 Conference on Design and Methodologies for Collision and Grounding Protection of Ships*, 1996.
- Reese, L. C. y O'neil, M. W. *Drilled Shafts: Construction, Procedures and Design Methods*. Federal Highway Administration, Washington, DC, 1992.
- Reese, L. C., Cox, W. R., y Koop, F. D. *Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand*. Proceedings 5th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1974.
- SAP2000. Structural analysis program. computers and structures, inc., 1995. University Ave., Berkeley, CA.
- Secretaría de Transporte de la Nación Argentina, 2012. <http://www.sspvvn.gov.ar>.
- U S Coast Guard. Towing industry safety statistics 1994 2011. *American Waterways Operators Safety Partnership National Quality Steering Committee*, Octubre, 2012.
- van Mater, P. R., Giannotti, J. G., y Johns, N. Critical evaluations of low energy ship collisions vol. i - damage theories and design methodologies, 1979. Ship Structure Committee Report No. SSC-284.
- Whitney, M. W. y Harik, I. E. *Analysis and design of bridges susceptible to barge impact*. Kentucky Transportation Center, College of Engineering, Univ. of Kentucky, Lexington, Kentucky, 1997.
- Woisin, G. *Design against collision*. International Symposium an Advances in Marine Technology, 1979.