

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FISICAS Y NATURALES



Informe técnico final de práctica supervisada

**Formulación de un modelo de comportamiento de pilas
fundadas con pilotes sometidas a erosión para la
inspección y mantenimiento de puentes**

Autora: María Nieves Rinaudi

Tutor: MSc. Ing. Carlos Gerbaudo

Supervisor externo: Ing. Mauricio Destéfani

Córdoba, Diciembre de 2016

AGRADECIMIENTOS

A mi madre y mi nona, Alicia y María, pilares fundamentales en mi formación como persona y como profesional.

A mi hermana y mi padre, Antonella y Jorge, por su total apoyo.

A mi compañero de vida, Agustín, por el afecto y la confianza.

A mis amigos, en especial a los que me dió la facultad; Aldana, Evelyn, Daiana, Claudia y Jonathan, por su compañía.

RESUMEN

El presente Informe Técnico describe las tareas realizadas por la autora en el transcurso de la Práctica Supervisada, asignatura perteneciente al plan de estudios de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Córdoba.

En particular, las actividades se encuadraron en la participación en un proyecto de desarrollo de un sistema de evaluación de la seguridad estructural de pilas de puentes sometidas a un proceso de erosión, en el marco de un programa de inspección y mantenimiento de puentes.

El primer capítulo consta de aspectos introductorios, objetivos perseguidos y la descripción general del caso de estudio: Un puente sobre el Rio Carnero, en la provincia de Córdoba.

En el segundo capítulo se detalla el estudio de antecedentes, la metodología empleada y la formulación del modelo, situándolo en el marco general de un sistema de gerenciamiento de puentes.

En el tercer capítulo se describe el marco teórico correspondiente a procesos erosivos y su aplicación al caso de pilas de puentes fundadas en el cauce de un río. Además se enuncian los métodos más comúnmente utilizados en la determinación de socavaciones.

En el cuarto capítulo se describe la formulación de un modelo de cálculo con las consideraciones referentes a la aplicación de las normativas vigentes y el estado del arte en el diseño estructural de pilas de puente.

En el quinto capítulo se desarrollan los aspectos más relevantes que conciernen a la modelación numérica individual de pilas y a la modelación de una pila del puente en estudio.

En el sexto capítulo se detalla el análisis de obtención de los factores de seguridad para resistencia seccional y capacidad geotécnica de la fundación conforme avanza el proceso erosivo.

Finalmente, en el séptimo capítulo se realizan conclusiones y comentarios sobre las actividades realizadas.

ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS.....	6
ÍNDICE DE TABLAS.....	8
CAPITULO 1 Introducción.....	10
1.1. Introducción	10
1.2. Objetivos.....	11
1.3. Caso de estudio: Puente sobre rio Carnero.....	11
CAPITULO 2 Estudio de antecedentes.....	15
2.1. Inspección y mantenimiento de puentes	15
2.1.1. Metodología.....	15
CAPITULO 3 Estudio de erosión en pilas de puentes.....	20
3.1. Erosión en un cauce	20
3.1.1. Erosión general del cauce	22
3.1.2. Erosión por contracción	23
3.1.3. Erosión local en pilas y estribos.....	25
CAPITULO 4 Formulación de un modelo de cálculo	31
4.1. Reglamentos y normativa de aplicación	31
4.2. Análisis de carga.....	31
4.3. Combinaciones de carga.....	32
CAPITULO 5 Modelación numérica de pilas.....	33
5.1. Generalidades.....	33
5.2. Modelación geométrica	34
5.3. Características de los materiales	35
5.4. Características de las secciones	36

5.5. Interacción suelo-estructura	37
5.6. Introducción de acciones.....	38
5.7. Incidencia del proceso erosivo	42
CAPITULO 6 Análisis de los resultados obtenidos.....	46
6.1. Coeficiente de seguridad global: Resistencia seccional del pilote-columna.....	46
6.1.1. Momento máximo solicitante	47
6.1.2. Momento último resistente.....	49
6.1.3. Calculo del coeficiente de seguridad	50
6.2. Factor de seguridad: Capacidad geotécnica de la fundación.....	51
6.2.1. Capacidad de carga última	51
6.2.2. Máxima sollicitación normal.....	54
6.2.3. Calculo del factor de seguridad	55
CAPITULO 7 Conclusiones.....	62
BIBLIOGRAFÍA.....	63
ANEXOS.....	64
Análisis de carga.....	64
1.1. Estado 1: Peso propio de la pila/estribo.	64
1.2. Estado 2: Peso propio de vigas principales y transversales. Cargas permanentes.	64
1.3. Estado 3: Sobrecargas móviles	65
1.4. Estado 4: Movimientos lentos.....	66
1.5. Estado 5: Frenado.....	67
1.6. Estados 6 y 7: Vientos.....	67
1.7. Estado 8: Fuerza hidrodinámica	68
1.8. Estado 9: Fuerza por detritos	68
1.9. Estados 10 y 11: Fuerzas debido a sismo.....	69

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Imagen satelital con ubicación del puente sobre el Río Carnero en la RN9 ...	12
Figura 1.2. Vista general del Puente sobre el Río Carnero	13
Figura 1.3. Erosión del cauce del río en la pila y estribo sur del Puente Carretero.....	14
Figura 2.1. Esquema operativo simplificado del SIGMA-P	17
Figura 2.2. Estadística de las principales causas de colapso de algunos puentes en el mundo	18
Figura 3.1. Clasificación de la erosión del lecho	20
Figura 3.2. Cauce natural	21
Figura 3.3. Cauce con implantación de un puente	21
Figura 3.4. Cauce en el momento de una crecida.....	21
Figura 3.5. Esquema de la contracción de un cauce.....	23
Figura 3.6. Esquema del flujo junto a estribos de puentes.	25
Figura 3.7. Tipos de estribo para cálculo de socavación.....	26
Figura 3.8. Método de Breusers y Raudkivi para determinar la erosión de estribos	27
Figura 3.9. Diagrama para el cálculo de velocidad competente de socavación, método TRRL	28
Figura 3.10. Diagrama en sección longitudinal del flujo alrededor de la pila de un puente y esquema en planta de un vórtice de herradura alrededor de una pila.....	29
Figura 3.11. Erosión local en pilas de puentes.....	29
Figura 5.1. Geometría de una pila del puente	35
Figura 5.2. Valores de propiedades introducidas en el programa	36
Figura 5.3. Gráfico de coeficientes β para determinación de k	37
Figura 5.4. Introducción de Cargas Permanentes (CP), Sobrecargas (SOB) y Fuerzas de Frenado (FR).....	39
Figura 5.5. Introducción de Cargas de Viento con Puente Descargado (VD) y con Puente Cargado (VC)	40
Figura 5.6. Introducción de Cargas Hidrodinámicas (HIDRO) y por Detritos (DET).....	41
Figura 5.7. Introducción de Cargas por Sismo Transversal (ST) y Longitudinal (SL)	42
Figura 5.8. Introducción de fuerzas hidrodinámicas para erosiones de 0, -1 y -2 m.....	43
Figura 5.9. Introducción de f . hidrodinámicas para erosiones de -3, -4 y -5 m	44

Figura 5.10. Introducción de f. hidrodinámicas para erosiones de -6, -7 y -8 m..... 44

Figura 5.11. Introducción de f. hidrodinámicas para erosiones de -9, y -10 m..... 45

Figura 6.1. Coeficiente de seguridad de la resistencia seccional de la pila en función de la profundidad de erosión del caso de estudio..... 50

Figura 6.2. Factor N_q' en función de ϕ 53

Figura 6.3. Factor de seguridad de la capacidad geotécnica en función de la profundidad de erosión para el caso de estudio 56

Figura 6.5. Coeficientes de seguridad de la resistencia seccional de la pila y de la capacidad geotécnica en función de la profundidad de socavación. 57

Figura 6.8. Erosión relevada durante la inspección de rutina del puente 60

Figura 6.9. Gráfico del comportamiento estructural y geotécnico de la pila del puente inspeccionado para una erosión de 5 m..... 61

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Coeficiente β	24
Tabla 3.2. Velocidades competentes para suelos de diversas erosionabilidades. Método TRRL.....	28
Tabla 4.1. Combinaciones de carga Estado Límite Servicio.....	32
Tabla 6.1. Esfuerzos para cada estado de carga correspondiente a -2 m. de erosión	47
Tabla 6.2. Esfuerzos últimos para cada combinación de carga correspondiente a -2 m. de erosión.....	47
Tabla 6.3. Esfuerzos últimos considerando efectos de segundo orden, con -2 m. de erosión.....	48
Tabla 6.4. Tabla resumen de momentos máximos solicitantes para cada metro de erosión	48
Tabla 6.5. Variación del coeficiente de seguridad con respecto a la erosión.....	50
Tabla 6.6. Resistencia a la fricción para erosión de 2 m	52
Tabla 6.7 Parámetros característicos de los estratos.....	53
Tabla 6.8. Valores del esfuerzo normal en la base del pilote para 2 m. de erosión.	54
Tabla 6.9. Valores del esfuerzo normal en la base del pilote para 2 m. de erosión.....	55
Tabla 6.10. Variación del coeficiente de seguridad con respecto a la erosión.....	55
Tabla 6.11. Tabla resumen de la zonificación del grafico del coeficiente de seguridad en función de la socavación.....	59

CAPITULO 1

Introducción

1.1. Introducción

En el presente Informe Técnico se describen las tareas realizadas por la autora en el marco del régimen de Práctica Supervisada, instancia final para la obtención del título de Ingeniero Civil de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.

Las actividades se han desarrollado en la Oficina de Proyectos INGROUP, especializada en la prestación de servicios de ingeniería para el proyecto y asistencia técnica de Puentes, Obras Viales y Estructuras Especiales.

El Supervisor designado por parte de la empresa es el Ing. Mauricio Destéfanis, mientras que el Tutor interno por parte de la Facultad es el MSc. Ing. Carlos Gerbaudo.

En el marco de los trabajos desarrollados, en primer término se realizó un estudio general de los procesos de erosión y socavación en las pilas de puentes, que constituye una de las causas principales de falla y colapso de los puentes ubicados en cauces de ríos, centrando la atención en el comportamiento estructural de una pila de puente sometida a un proceso de erosión incremental en el tiempo, y la evaluación de la seguridad estructural de la pila y el propio puente a medida que se incrementa el nivel de socavación.

Finalmente, se procede a proponer un modelo de evaluación expeditiva de la seguridad estructural de un puente sometido a un proceso erosivo, definiendo índices de evaluación estructural a partir de datos relevados de una inspección visual de rutina, pudiéndose aplicar esta técnica a un sistema de gestión de puentes de una red vial, constituyendo la base necesaria para definir las medidas de acción de mantenimiento o correctivas del programa de inspección y mantenimiento de puentes.

1.2. Objetivos

El objetivo general de la presente práctica supervisada es la participación en el proyecto de desarrollo de un sistema de evaluación de la seguridad estructural de pilas de puentes sometidas a un proceso de erosión, y su posible implementación a un programa de inspección y mantenimiento de puentes. Específicamente se pretende la participación activa del alumno en los siguientes aspectos del proyecto:

- Investigación y estudio de antecedentes relacionados con el objeto del proyecto en cuestión.
- Estudio de diferentes modelos de falla de pilas con fundación de pilotes sometidas a un proceso de erosión.
- Planteo y formulación de un modelo de falla para fundaciones con pilotes.
- Interpretación del comportamiento de la estructura mediante la aplicación del modelo.
- Confección de un programa de cálculo para evaluación estructural.
- Resumen del trabajo y de los resultados obtenidos en una Memoria de Ingeniería, transfiriendo las conclusiones del trabajo a los profesionales y técnicos de la oficina.

1.3. Caso de estudio: Puente sobre rio Carnero

La aplicación de la metodología propuesta para la formulación del modelo de comportamiento de una pila fundada con pilotes fue aplicada a un caso de estudio, correspondiente al Puente sobre el Rio Carnero, en la Ruta Nacional N° 9, próximo a la localidad de Jesús María en la Provincia de Córdoba.



Figura 1.1. Imagen satelital con ubicación del puente sobre el Río Carnero en la RN9

El puente existente sobre el Río Carnero posee una longitud total de 90 m, compuesto por tres (3) tramos de 30 m de luz parcial cada uno, cruza el río con un ángulo de esviaje del orden de 55 a 60°, sin embargo, el puente presenta un diseño de sus tableros de planta recta respecto a las pilas y estribos. Los estribos del puente son del tipo cerrado, de hormigón armado, con un muro frontal vertical y muros laterales de vuelta a 90° que soportan el empuje de suelo del terraplén de acceso al puente. La fundación de los estribos es indirecta materializada por pilotes.

Las pilas del puente presentan una estructura tipo pórtico transversal de hormigón armado, constituida por dos (2) pilotes-columnas con una viga dintel superior de sección rectangular que sirve de apoyo a las vigas del tablero. Según la información brindada por el constructor de la obra, la pila estaría fundada con pilotes de 16 m de profundidad respecto al lecho original del río.

Los tableros del puente de 30.00 m de luz parcial están constituidos por cuatro (4) vigas pretensadas de 1.50 m de altura, con una losa superior del orden de 0.20 m de espesor, con vigas transversales extremas y una central.

En la Figura 1.2 se muestra una vista general del Puente sobre el Río Carnero.



Figura 1.2. Vista general del Puente sobre el Río Carnero

Según el informe técnico de inspección realizado por un especialista, se observó un marcado proceso erosivo de las márgenes y cauce del río, en particular, se ha visualizado un fenómeno muy pronunciado de erosión de la margen derecha del río, que ha provocado del lado aguas arriba del puente carretero el corrimiento de la línea de la barranca Sur entre 10 a 15 m de ancho en un desarrollo del orden de 150 m, por erosión y arrastre del suelo, afectando principalmente a la defensa existente de la margen derecha del río y al estribo sur del Puente en estudio. Aguas abajo del puente carretero también se observa la erosión de la margen derecha en un tramo de aproximadamente 100 m, habiéndose producido el colapso y arrastre del viejo puente carretero ubicado aguas abajo del actual puente.

También se ha observado una erosión general del cauce del río del orden de 2.5 a 3.0 m en las pilas, y del orden de 1.5 a 2.0 m en la barranca próxima al estribo sur, que se pueden visualizar en la Figura 1.3.



Figura 1.3. Erosión del cauce del río en la pila y estribo sur del Puente Carretero

CAPITULO 2

Estudio de antecedentes

2.1. Inspección y mantenimiento de puentes

Son diversos los casos de colapsos y fallas de puentes; este problema debe ser objeto de reflexión y análisis por parte de la ingeniería para determinar sus causas y posibles soluciones. Es por ello que se ha considerado necesario tomar medidas para mejorar la condición de los niveles de seguridad y de servicio de los puentes.

De allí la importancia que reviste la necesidad de contar con instrumentos como son las “*guías para inspección de puentes*”, que permiten conocer el estado actual de dichas estructuras. Éstas, persiguen la finalidad de constatar el estado de los componentes de los puentes, lo cual permite la toma de decisiones orientadas a mantener la continuidad de la transitabilidad de la infraestructura en forma eficiente y segura.

2.1.1. Metodología

En el orden internacional existen diversos sistemas para gerenciamiento de puentes. En líneas generales, dichos sistemas consisten en bases de datos organizadas de manera de sistematizar la información relevante de los puentes de una red, teniendo en cuenta las principales características funcionales y de seguridad de las estructuras. La sistematización de la información sirve de base para el estudio de optimización de las inversiones en reparación y rehabilitación de puentes.

La organización de la información de un stock de puentes de una red vial, en general, se lleva a cabo por medio de una herramienta informática que permite sistematizar y ordenar eficientemente la información relevante. Particularmente en Argentina, para el sistema de gerenciamiento de puentes de la Red Vial Nacional, *la Dirección Nacional de Vialidad - DNV*

cuenta con el sistema informático denominado SIGMA-P (Sistema Integral de Gerenciamiento y Mantenimiento Argentino de Puentes).

El SIGMA está compuesto por una serie de módulos con objetivos definidos que se encuentran relacionados entre sí. Un esquema general y simplificado de estos módulos y la forma en que estos se interrelacionan se muestra en la Figura 2.1.

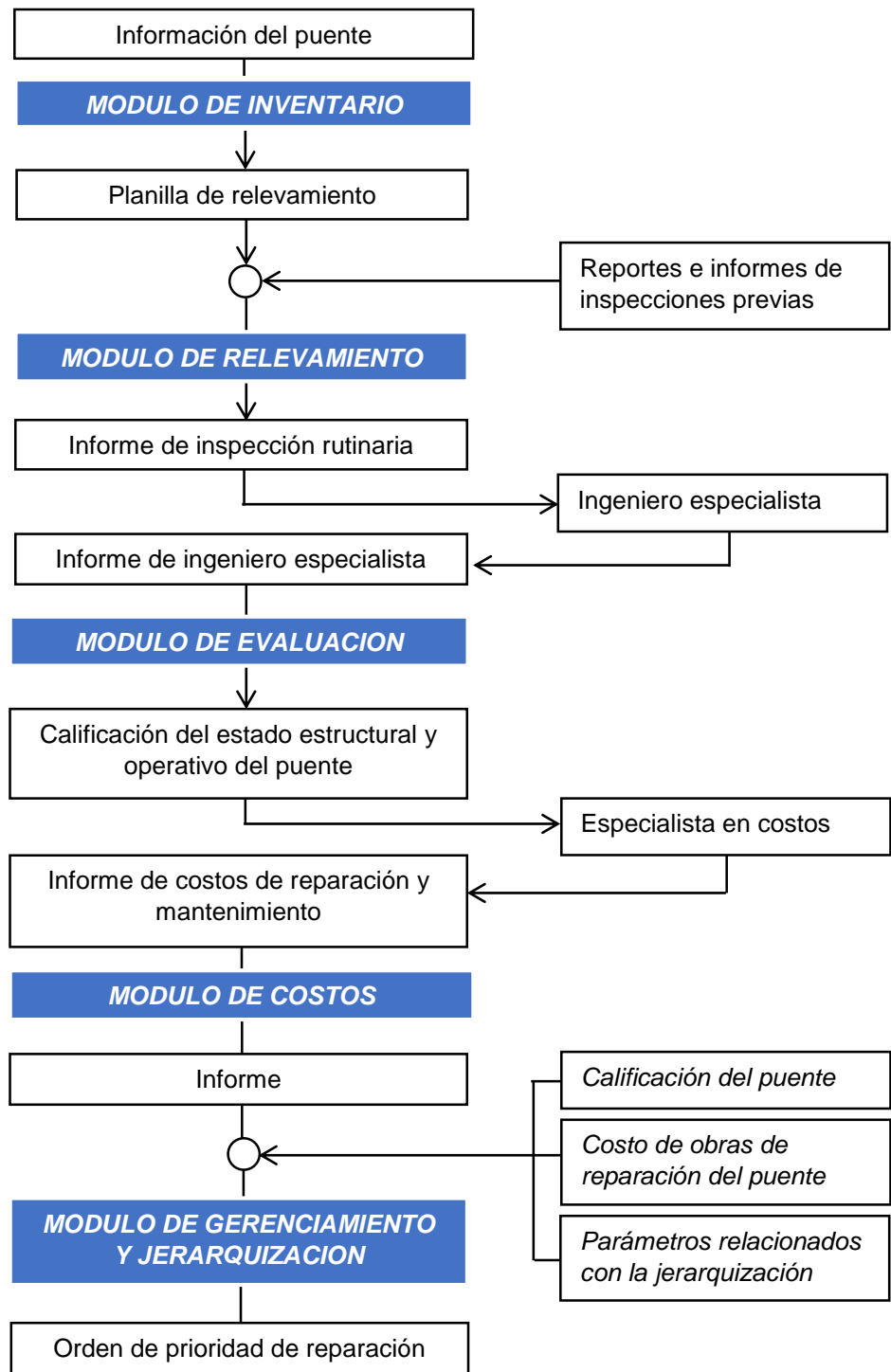


Figura 2.1. Esquema operativo simplificado del SIGMA-P

Para establecer una comparación y definir un criterio de análisis, se elaboró un inventario de estructuras que han colapsado en diferentes países del mundo entre los años 1830 y 2010. Las principales causas de colapso consideradas, fueron:

- Socavación
- Deficiencias de construcción
- Deficiencia estructural y de diseño
- Sismo
- Falla por falta de mantenimiento
- Avalancha, creciente, etc.
- Sobrecarga e impacto
- Fuego

En la Figura 2.2, se puede apreciar el porcentaje de puentes que fallaron según las causas nombradas anteriormente.

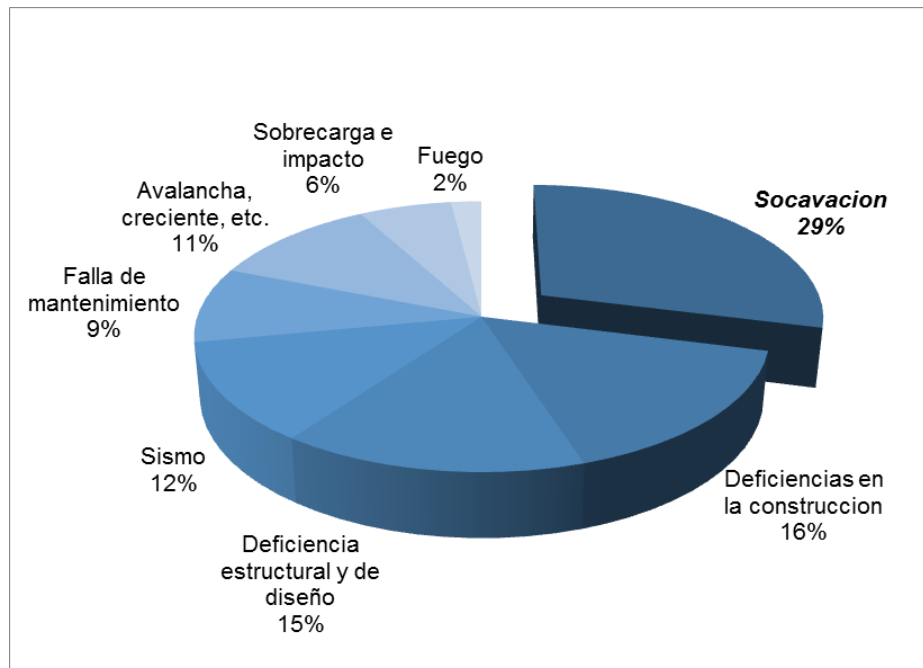


Figura 2.2. Estadística de las principales causas de colapso de algunos puentes en el mundo

La mayor cantidad de puentes estudiados, fallaron por *socavación de la cimentación* de sus estribos y/o pilas, es por ello que se decidió establecer dicha causa como base del presente proyecto dentro del marco general de mantenimiento e inspección de puentes.

Se ha tomado como caso de estudio, un puente carretero en particular que presenta consecuencias de este fenómeno y del cual se posee un informe técnico de inspección, realizado posteriormente a grandes crecidas del río.

CAPITULO 3

Estudio de erosión en pilas de puentes

3.1. Erosión en un cauce

La implantación de una obra en un curso de agua, altera las condiciones en que se desarrollan los procesos fluviales, que luego producen una serie de modificaciones en el escurrimiento: variaciones de los niveles del río, cambios en el perfil de velocidades del río y generación de corrientes secundarias y torbellinos. La principal consecuencia de los cambios mencionados es la *erosión*. La socavación es el resultado de la acción erosiva de las corrientes de agua, excavando y transportando el material desde el lecho y márgenes de un curso. Dependiendo del tipo de suelo, será la profundidad máxima alcanzada, y el tiempo necesario para que esa socavación máxima se produzca, entre otros factores. Los diferentes tipos de erosión pueden clasificarse de la siguiente manera:

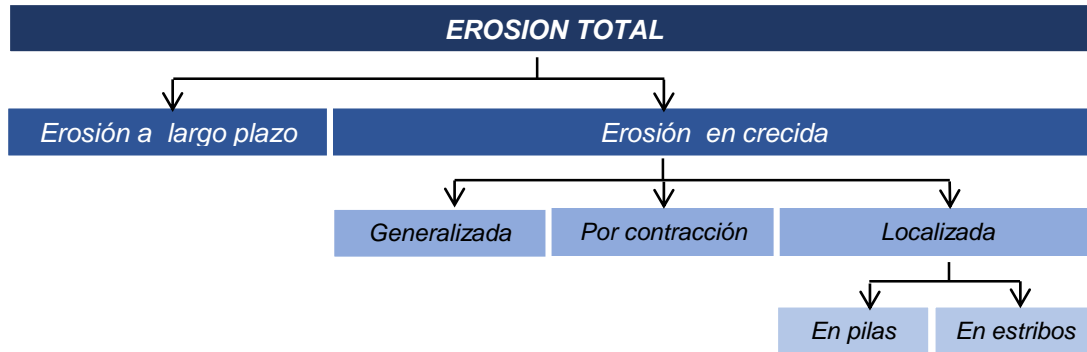


Figura 3.1. Clasificación de la erosión del lecho

En las Figuras 3.2 a 3.4 se ilustra el esquema general de un proceso de socavación ocasionado por la construcción de un puente.

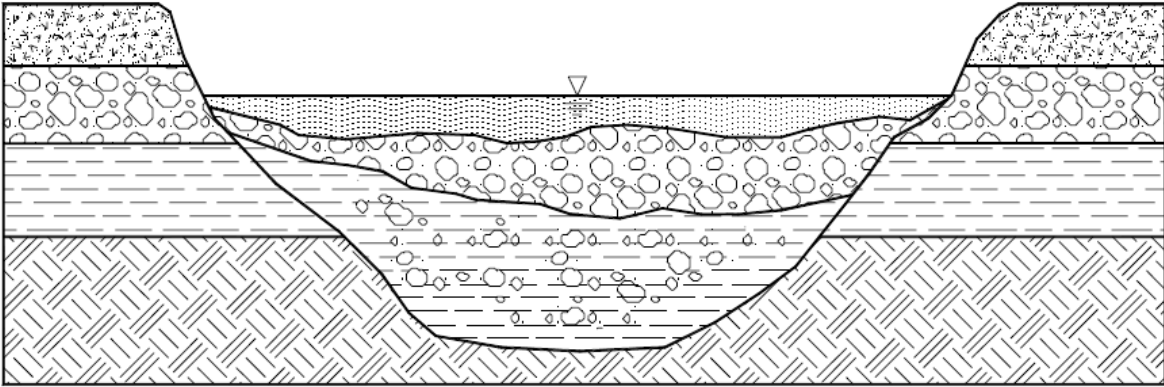


Figura 3.2. *Cauce natural*

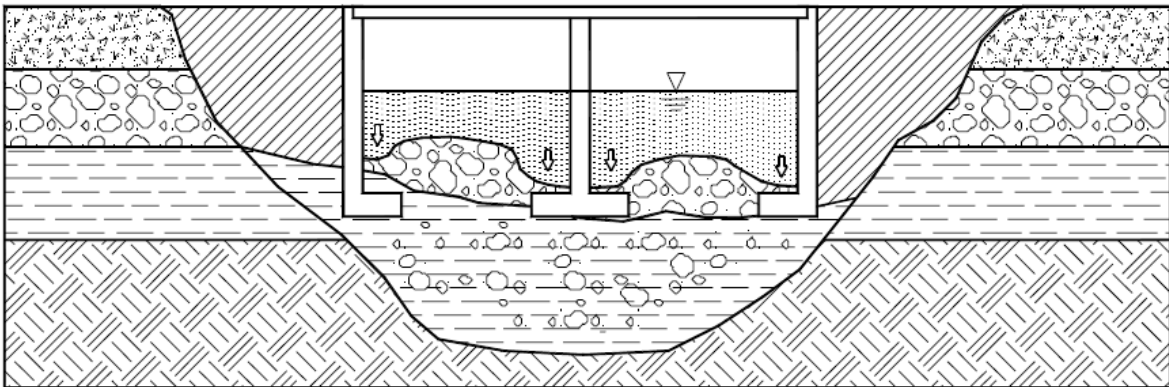


Figura 3.3. *Cauce con implantación de un puente*

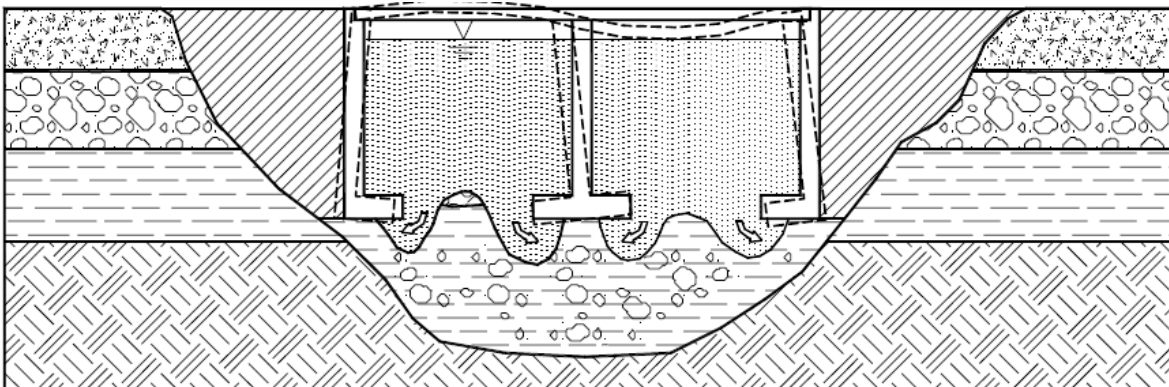


Figura 3.4. *Cauce en el momento de una crecida*

3.1.1. Erosión general del cauce

Es el descenso general del lecho debido a un aumento de la capacidad de transporte de una corriente en crecidas.

La socavación general se puede producir por varias causas:

- Aumento del caudal durante las avenidas
- Incremento de la pendiente del cauce por alteración del canal, o corte de meandros.
- Remoción de sedimentos del flujo por la construcción de una presa o por extracción de materiales del fondo del cauce.
- Transferencia de agua de una cuenca a otra, la cual altera la capacidad de transporte de sedimentos de ambas corrientes.
- Disminución de la rugosidad del cauce por obras de regulación del canal.

Esta socavación es una erosión general de todo el cauce y no depende de que exista o no un puente u otra estructura. La socavación general tiene como resultado una disminución en el nivel del fondo del cauce y los niveles de agua y por lo tanto puede producir exposición de las fundaciones y otras estructuras colocadas en el cauce del río.

Una de las formas de determinar su magnitud es a partir del *criterio de inicio de movimiento* ante una corriente permanente: la socavación general se define como el descenso del fondo de un río cuando se presenta una avenida, debido a la mayor capacidad que tiene la corriente de transportar partículas en suspensión, partículas que toma del fondo del cauce. Al aumentar la velocidad de la corriente, manteniendo fijos el caudal y la posición de la superficie libre del agua, aumenta su capacidad de transporte por lo que erosiona el fondo, al socavar aumenta el área de la sección y disminuye la velocidad del flujo hasta el punto en que la velocidad es incapaz de mover las partículas que componen el lecho.

Si bien en el caso de estudio analizado no se efectuó el cálculo de la magnitud de la erosión generalizada, el modelado de las acciones actuantes sobre la pila se desarrolló en base a este criterio.

3.1.2. Erosión por contracción

Consiste en el descenso del fondo del cauce del río en aquellas secciones donde se reduce el ancho, debido a la mayor velocidad de la corriente en esa zona. Esto ocurre cuando se construyen obras dentro del cauce de un río, como puentes o espigones (Figura 3.5).

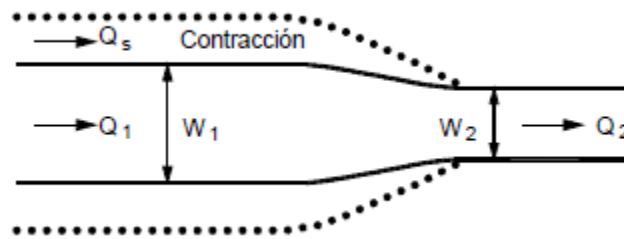


Figura 3.5. Esquema de la contracción de un cauce

Algunas de las ecuaciones empíricas mayormente utilizadas para estimar la erosión generalizada y por contracción son las siguientes:

- **Fórmula de régimen – Modificada de Blench**

- Para arenas $0.06 < d_{50} [mm] < 2$ $y_m = 1.20 \left(\frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/6}} \right)$
- Para gravas $d_{50} [mm] > 2$ $y_m = 1.23 \left(\frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/12}} \right)$

y_m = Tirante de erosión medio desde la superficie libre hasta el fondo del lecho erosionado [m]

q = Caudal por unidad de ancho [$m^3/s.m$]

d_{50} = Diámetro medio de las partículas de fondo [mm]

Luego la altura de erosión He resulta:

$$He = y_m - y_{normal}$$

• **Fórmula de Litschvan – Levediev**

- Para suelos cohesivos
$$H_s = \left[\frac{\frac{1}{n} S^{\frac{1}{2}} H_0^{\frac{5}{3}}}{0,60 \gamma_d^{1,18} \beta} \right]^{\frac{1}{x+1}}$$

- Para suelos granulares
$$H_s = \left[\frac{\frac{1}{n} S^{\frac{1}{2}} H_0^{\frac{5}{3}}}{0,68 d_m^{0,28} \beta} \right]^{\frac{1}{x+1}}$$

n = Coeficiente de Manning

S = Pendiente del lecho

H_0 = Profundidad media de la faja considerada para $t = 0$ [m]

γ_d = Peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad H_s [t/m^3]

d_m = Diámetro medio de las partículas de suelo [mm]

β = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se presente la crecida de análisis (Tabla 3.1)

x = Exponente variable que está en función del peso volumétrico γ_d del material seco para suelos cohesivos y de d_m para suelos granulares

Tabla 3.1. Coeficiente β

Probabilidad anual de que se presente el caudal de diseño	1% 100 años	50	20	10	5	2	100% 1 año	0,3	0,2	0,1
Coeficiente β	0,77	0,82	0,86	0,9	0,94	0,97	1	1,03	1,05	1,07

La aplicabilidad de una u otra fórmula de cálculo, se sustenta en el grado de validación del cual hayan sido objeto, y en un conocimiento apropiado de los fundamentos teóricos y experimentales que les dieron origen.

3.1.3. Erosión local en pilas y estribos

En este caso, el flujo bifásico resulta acelerado o retardado en forma brusca como consecuencia de las fluctuaciones de presión y de las variaciones de los esfuerzos de corte.

3.1.3.1. Erosión local en los estribos

Junto a los estribos del puente se genera turbulencia, la cual produce erosión adicional y disminuye localmente el nivel del fondo del cauce junto al estribo. Los vórtices junto a los estribos forman fosas profundas de erosión especialmente en los extremos del estribo junto al sitio de estrechamiento del cauce. Esta socavación debe adicionarse a la profundidad de socavación producto de la contracción de la sección del cauce.

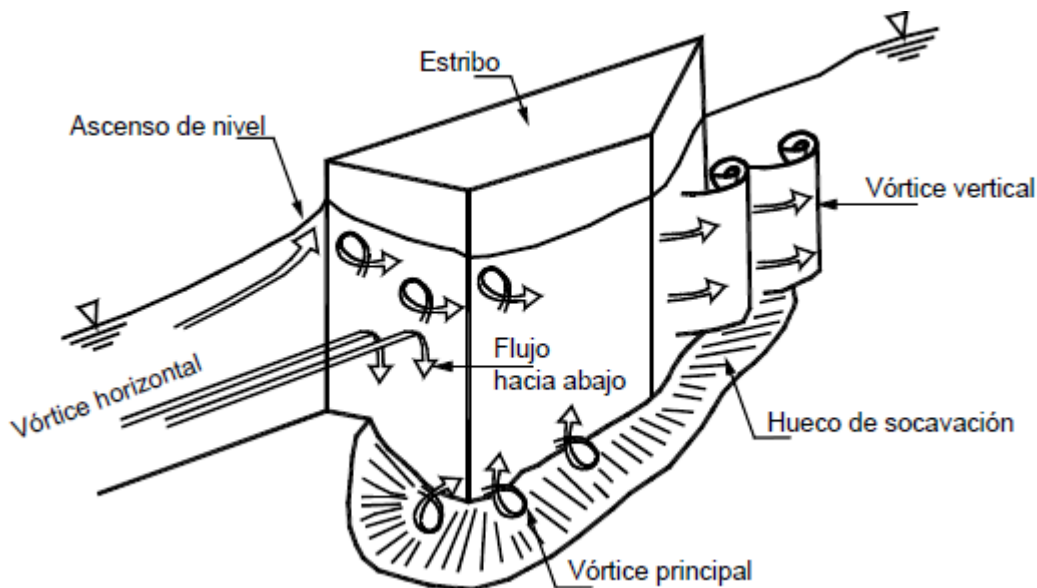


Figura 3.6. Esquema del flujo junto a estribos de puentes.

La socavación local en el estribo de un puente ocurre en dos sitios. Puede originarse una gran fosa de socavación en el pie del estribo, causada por un remolino horizontal y otra fosa aguas abajo del estribo causado por un remolino vertical. La fosa formada por el remolino horizontal se forma generalmente en la punta aguas arriba del estribo.

La mayoría de las fórmulas desarrolladas para calcular la socavación en el estribo se refieren a la estimación de la fosa, producida por el remolino horizontal. La totalidad de

estas ecuaciones se basan en experimentos de laboratorio y no han sido verificadas en campo, por lo tanto se requiere criterios de ingeniería para el diseño de las cimentaciones de los estribos. Para la protección contra la socavación causada por el remolino vertical se puede utilizar riprap o en su defecto un muro para guiar la corriente aguas abajo del estribo. Estas estructuras también deben protegerse con revestimientos para evitar la erosión.

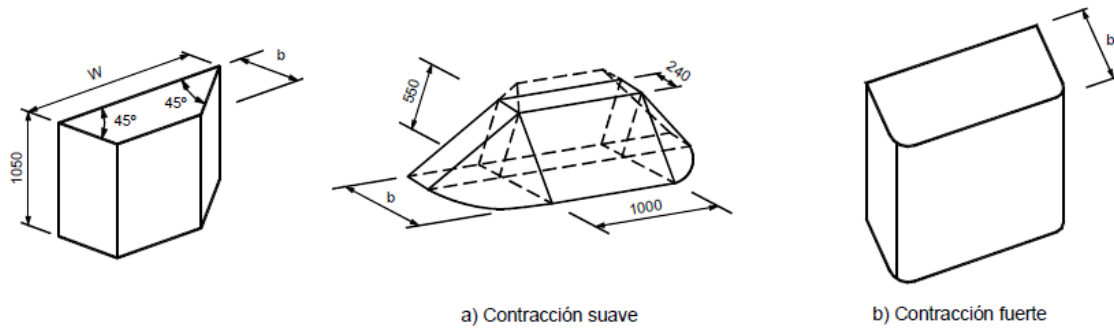


Figura 3.7. Tipos de estribo para cálculo de socavación

Algunas de las ecuaciones empíricas mayormente utilizadas para estimar la erosión en estribos se enuncian a continuación:

- **Fórmula de Laursen**

$$\frac{Q_0}{q_c y} = 2,75 \frac{e}{y} \left[\left[\frac{1}{4,1} \frac{e}{y} + 1 \right]^6 - 1 \right] \quad \text{o su equivalente} \quad e = y 1,1 \left[\frac{Q_0}{q_c y} \right]^{\frac{1}{2}}$$

e = Máxima profundidad de erosión.

Q_0 = Caudal interceptado por el estribo

q_c = caudal unitario en la franja del cauce menor próxima al estribo y de anchura $2.75.e$

y = calado medio en la franja antes mencionada.

- **Método de Breusers y Raudkivi**

Breusers y Raudkivi (1991) en modelos de laboratorio desarrollaron una gráfica para obtener la socavación en estribos de puentes dependiendo de la altura de flujo, y la longitud de estribo dentro del cauce.

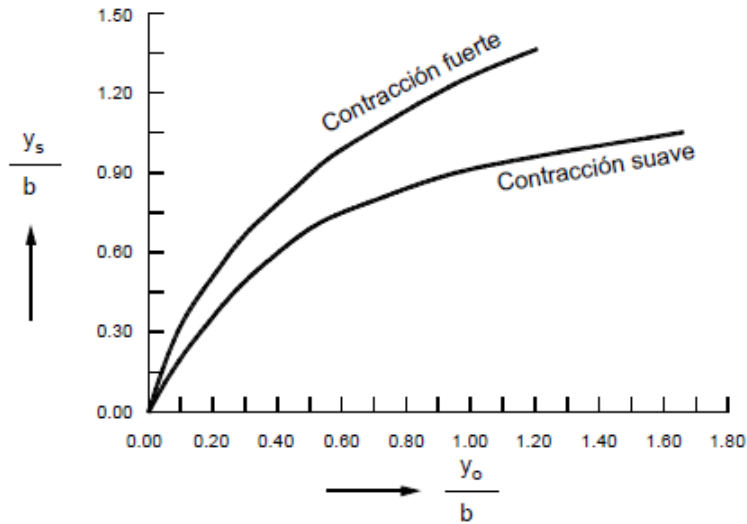


Figura 3.8. Método de Breusers y Raudkivi para determinar la erosión de estribos

- **Método del TRRL**

El TRRL sugiere calcular la socavación junto a los estribos del puente medidos en el río, utilizando un procedimiento de cálculos consecutivos hasta que se obtenga una velocidad estable para el caudal de diseño.

La velocidad se calcula con la fórmula de Manning. Una vez obtenida la velocidad para una socavación supuesta, se la compara con la velocidad competente de acuerdo a la Figura 3.9. Se repiten nuevamente los cálculos de velocidad con nuevos niveles de socavación hasta que las dos velocidades coincidan.

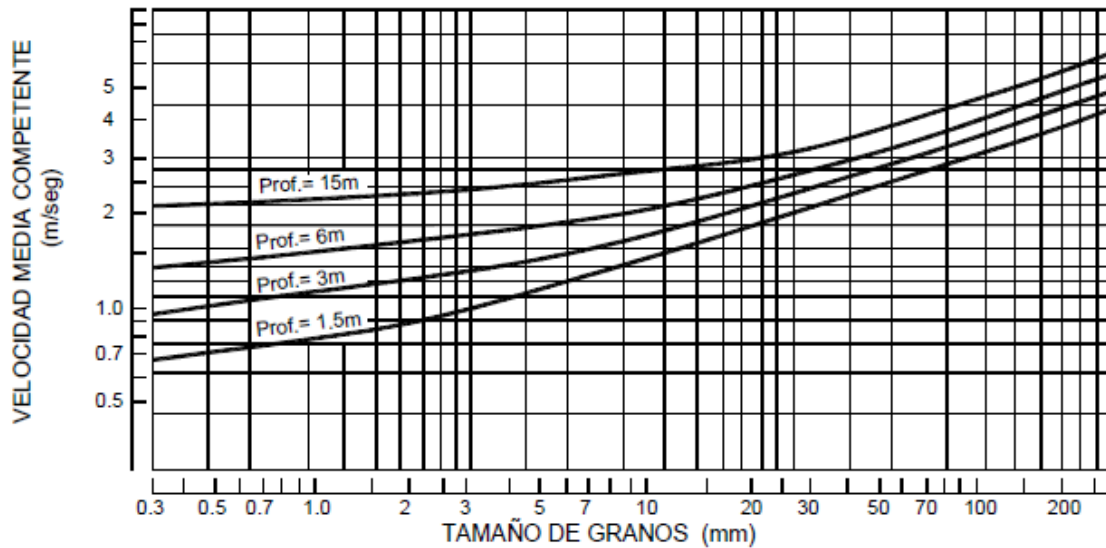


Figura 3.9. Diagrama para el cálculo de velocidad competente de socavación, método TRRL

Tabla 3.2. Velocidades competentes para suelos de diversas erosionabilidades. Método TRRL

Profundidad del flujo [m]	Velocidad competente [m/s]		
	Erosionabilidad alta	Erosionabilidad media	Erosionabilidad baja
1,5	0,6	1,0	1,8
3,0	0,7	1,2	2,0
6,0	0,7	1,3	2,3
15,0	0,8	1,5	2,6

3.1.3.2. Socavación local en las pilas

En las pilas dentro del cauce se producen remolinos de turbulencia, los cuales hacen que el nivel del río descienda especialmente junto a estas estructuras. Alrededor de las pilas se forma una fosa profunda por socavación, producida por un sistema de vórtices generados por la interferencia que la pila causa al flujo.

Los patrones de flujo característicos de la erosión localizada en una pila se pueden observar en la Figura 3.11:

- *Flujo descendente aguas arriba:* Genera erosión al pie.
- *Vórtice en herradura:* Genera erosión al pie.
- *Vórtice en estela aguas abajo:* Arrastra el sedimento erosionado.
- *Sobreelevación de la superficie del agua.*

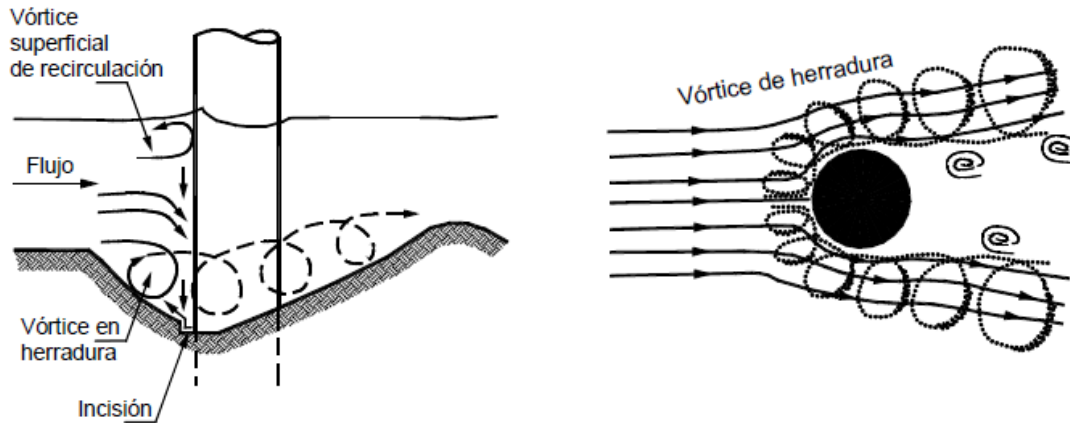


Figura 3.10. Diagrama en sección longitudinal del flujo alrededor de la pila de un puente y esquema en planta de un vórtice de herradura alrededor de una pila

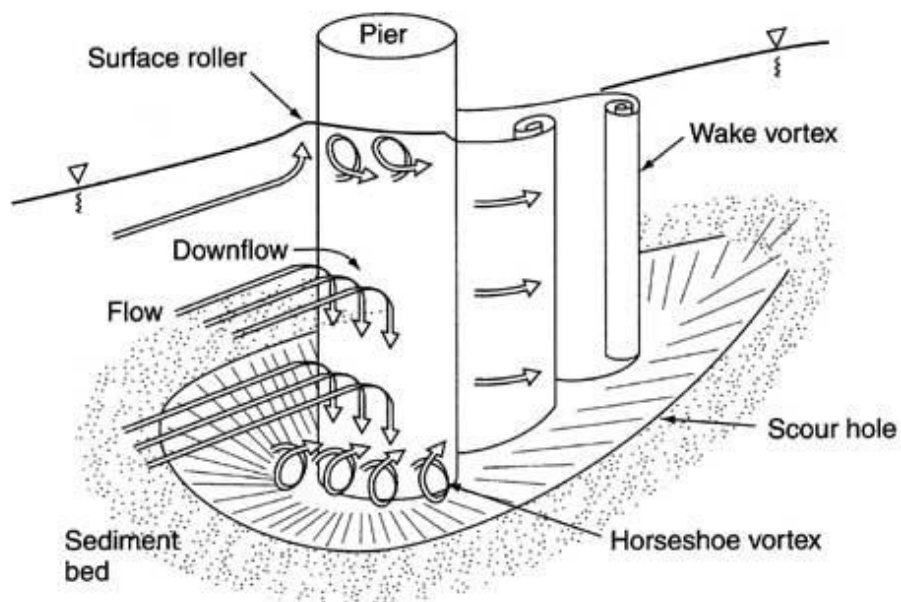


Figura 3.11. Erosión local en pilas de puentes

Los factores principales que afectan las características de la socavación en pilas de puentes son:

- Las propiedades del líquido: Densidad, viscosidad cinemática, aceleración de la gravedad.
- Las propiedades del flujo: Profundidad, velocidad, ángulo de ataque
- Las propiedades del material de fondo del cauce: Densidad y tamaño de las partículas.
- Las características de la pila: Ancho, forma, orientación.

Existe una gran cantidad de fórmulas y modelos para el cálculo de socavación en pilas de puentes, especialmente para los casos de materiales granulares en el cauce. La socavación en pilas de puentes puede ser tan profunda en materiales cohesivos como en materiales no cohesivos, sin embargo, en suelos cohesivos puede tomar más tiempo en lograrse la profundidad máxima de socavación. El ancho de la pila es un factor determinante de la socavación.

A continuación se presenta la fórmula de Laursen empleada para determinar la erosión en pilas de puentes.

- **Fórmula de Laursen**

$$e = 1,5 b_*^{\frac{2}{3}} y^{\frac{1}{3}}$$

e = Máxima profundidad de erosión local (que debe sumarse a la erosión generalizada).

y = calado

b^* = proyección del ancho de pila en la dirección del escurrimiento cuya ecuación es la siguiente:

$$b^* = b \left(\cos\alpha + \frac{L}{b} \operatorname{sen}\alpha \right)$$

CAPITULO 4

Formulación de un modelo de cálculo

4.1. Reglamentos y normativa de aplicación

Los reglamentos utilizados en el presente proyecto, se resumen en la siguiente lista:

- Reglamento Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado de la Dirección Nacional de Vialidad (D.N.V.).
- CIRSOC 201 – 2005. Reglamento argentino de estructuras de hormigón armado.
- AASHTO LRFD. Bridge Design Specifications for Highway Bridges. 2005.
- Norma Antisísmica Argentina (N.A.A.-80 – 1980).

4.2. Análisis de carga

Para la determinación de las solicitaciones que actúan en vigas principales, vigas transversales, losa de tablero, pilas y estribos se consideraron los siguientes estados de carga:

- Estado 1: Peso propio de la pila/estribo.
- Estado 2: Peso propio de la losa de tablero, vigas principales y vigas transversales.
Cargas permanentes: Defensas, carpeta de rodamiento, cordones.
- Estado 3: Sobrecargas móviles.
- Estado 4: Fuerza por movimientos lentos.
- Estado 5: Fuerza de frenado.
- Estado 6: Viento con puente descargado.
- Estado 7: Viento con puente cargado.
- Estado 8: Fuerza por presión hidrodinámica.

- Estado 9: Fuerza por detritos.
- Estado 10: Fuerza debido al sismo en la dirección transversal.
- Estado 11: Fuerza debido al sismo en la dirección longitudinal.

De los cuales, los primeros tres estados corresponden a fuerzas verticales y el resto, a fuerzas horizontales.

La descripción correspondiente a cada estado de carga se detalla en el apartado “Anexos”.

4.3. Combinaciones de carga

Se adopta para el desarrollo de los cálculos estructurales los criterios de seguridad y serviciabilidad del “Reglamento Argentino de Estructuras de hormigón” CIRSOC 201-2005, desarrollados en el Capítulo 9 “Requisitos de resistencia y comportamiento en servicio”.

En la Tabla 4.1 se presentan las combinaciones de carga para Estados Límites de Servicio (E.L.S.).

Tabla 4.1. Combinaciones de carga Estado Límite Servicio

Estado de carga	Combinación de carga								
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
1. Peso propio pila/estribo	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2.3. Peso propio tablero	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
4. Sobrecarga móvil	-	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.25	-	0.5
5. Movimientos lentos	1.0	-	1.0	-	-	-	-	-	-
6. Frenado	-	-	-	1.0	-	-	-	-	-
7. Viento puente descargado	-	-	-	-	1.0	-	-	-	-
8. Viento puente cargado	-	-	-	-	-	1.0	-	-	-
9. Sismo transversal	-	-	-	-	-	-	1.0	-	-
10. Sismo longitudinal	-	-	-	-	-	-	-	1.0	-

CAPITULO 5

Modelación numérica de pilas

5.1. Generalidades

En la modelación de la infraestructura del puente en estudio se ha utilizado un *software* de cálculo estructural muy versátil que además presentó una excelente interfaz gráfica.

La geometría se ha definido mediante elementos lineales tipo “barra”. De esta manera se han representado la viga dintel, las columnas y los pilotes. A cada uno de estos elementos se les ha asignado determinadas propiedades seccionales y de materiales, las que deben ser lo suficientemente representativas ya que el programa basa su análisis en el *Método de la Rigidez*.

En cuanto a la interacción del suelo con la estructura, las resistencias lateral y vertical del suelo, ejercidas sobre los pilotes de fundación, se modelaron mediante resortes elásticos lineales. Las constantes de rigidez de estos resortes fueron estimadas en función de las propiedades mecánicas del suelo existente en el lugar de emplazamiento de la obra. El cálculo de dichas constantes se explicará más adelante.

Para la introducción de las diferentes cargas actuantes sobre la estructura, en el modelo se crearon nodos que representan los apoyos sobre la viga de bancada de las distintas vigas pretensadas que componen el tablero. En estos nodos se introdujeron las acciones verticales y horizontales descritas previamente en el capítulo 4.

A continuación se desarrollan los aspectos relacionados con la modelación y cálculo estructural.

5.2. Modelación geométrica

Como se ha mencionado, en la representación de cada elemento estructural se han utilizado elementos lineales o barras a los que posteriormente se les han asignado distintas propiedades que se describirán en los puntos siguientes.

Si se consideran las secciones transversales de cada elemento, las barras pasan por sus respectivos centros de gravedad, característica que ha sido tomada en cuenta al momento de asignarle la correspondiente longitud.

En la modelación de las columnas y de la viga dintel de pila se ha utilizado un modelo de barras ortogonales, materializando de esta manera una estructura tipo *pórtico*. En la modulación de la viga dintel se tuvo como premisa que los nudos coincidieran con los ejes de las columnas, que a su vez son los ejes de los pilotes, con el propósito de representar la forma de transmisión de las cargas.

Sobre la viga dintel, representada con una barra, se apoyan las cuatro vigas principales del tablero, aplicando las cargas en nudos colocados en la viga dintel en coincidencia con los ejes de las vigas principales

En la Figura 5.1 se presenta la geometría de una de las pilas del puente.

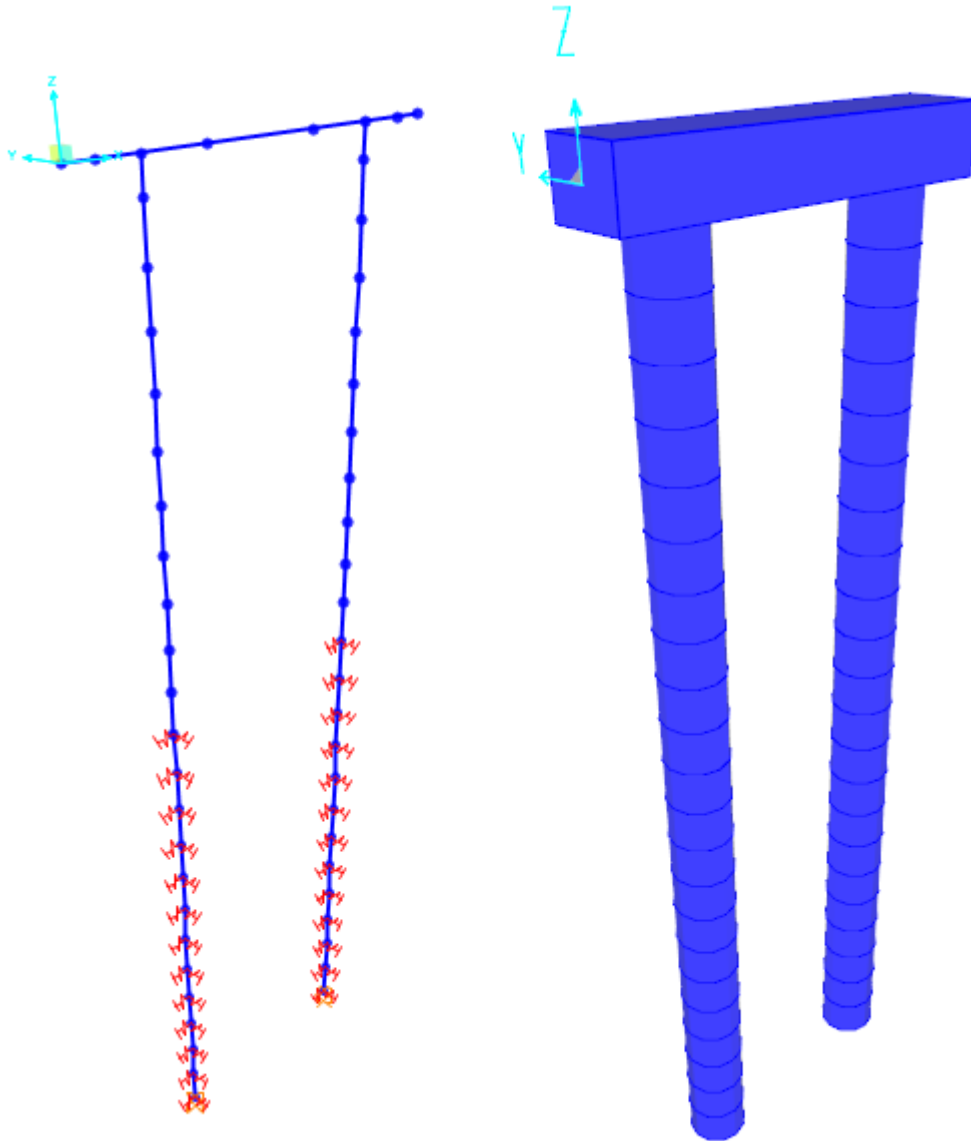


Figura 5.1. Geometría de una pila del puente

5.3. Características de los materiales

En la caracterización de un elemento estructural es necesaria la definición de sus propiedades intrínsecas, que representarán su carácter tenso-deformacional.

El material adoptado para las pilas es hormigón de tipo H-21. En el programa de cálculo utilizado, el hormigón se define a partir de las siguientes propiedades:

- Resistencia característica
- Módulo de elasticidad longitudinal
- Peso específico
- Coeficiente de Poisson.

En la Figura 5.2 se presenta una captura de pantalla correspondiente a la ventana de definición del hormigón en el modelo numérico de la pila.

Section	Property	Value
General Data	Material Name and Display Color	H21
	Material Type	Concrete
	Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	Weight per Unit Volume	2,4028
	Mass per Unit Volume	0,245
Isotropic Property Data	Modulus of Elasticity, E	3000000,
	Poisson	0,2
	Coefficient of Thermal Expansion, A	1,100E-05
	Shear Modulus, G	1250000,
Other Properties for Concrete Materials	Specified Concrete Compressive Strength, f _c	3000,

Figura 5.2. Valores de propiedades introducidas en el programa

5.4. Características de las secciones

En el programa se han definido las siguientes secciones transversales, a las que se les ha asignado el material H-21 descrito en el punto anterior:

- **Columna:** Sección circular de 1.4 m de diámetro.

- **Pilote:** Sección circular de 1.4 m de diámetro. Cabe destacar que, se trata de una única sección para el pilote y la columna de las pilas del puente por presentar las mismas dimensiones, pero se las ha definido en forma separada considerando la interacción suelo-estructura en el pilote mediante resortes que representan la rigidez de cada estrato del suelo circundante.
- **Viga dintel:** Sección rectangular de 1.50 m de ancho y 1.20 m de altura.

5.5. Interacción suelo-estructura

Para la determinación de la rigidez que presenta cada estrato de suelo circundante, se ha utilizado un método simplificado basado en un análisis estático derivado de la teoría del semi-espacio infinito. Según dicho análisis, la rigidez de cada estrato de suelo se puede determinar por la siguiente expresión:

$$k = \frac{G}{(1 - \nu)} \beta_z \sqrt{D \cdot L} \quad [\text{t/m}]$$

Con

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad [\text{t/m}^2]$$

Siendo G el módulo de elasticidad transversal [t/m²]; E el módulo de elasticidad longitudinal, o módulo de Young [t/m²]; ν el coeficiente de Poisson []; D el diámetro del pilote [m] y β_z es un coeficiente que se obtiene del siguiente gráfico en función de la esbeltez del pilote:

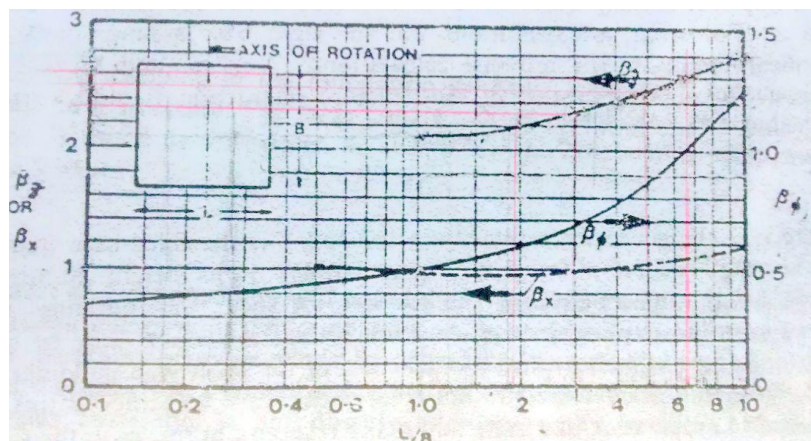


Figura 5.3. Gráfico de coeficientes β para determinación de k

Para el primer estrato de limos se ha considerado $E_1 = 1000$ [t/m²], para el segundo estrato de limos, $E_2 = 1500$ [t/m²] y para el estrato de arenas se tomó $E_3 = 2000$ [t/m²], valores pertenecientes a los rangos recomendados por la bibliografía.

Por su parte, se consideró $\nu = 0.35$ por tratarse de suelos de compacidad media.

Considerando los valores anteriores, se obtuvo una rigidez total de 524 [t/m] para el primer estrato de limos; 785 [t/m] para el segundo estrato de limos y 1047 [t/m] para el estrato de arenas.

Dichas rigideces se introdujeron en el modelo realizando una distribución de las mismas en resortes lineales horizontales de 1 m de longitud de influencia.

5.6. Introducción de acciones

Como se ha adelantado al inicio del capítulo, para la introducción de las acciones verticales y horizontales se han definido nudos en los pilotes y en la viga dintel, que representan los apoyos de las vigas principales del tablero.

Como se ha descrito en el capítulo uno, el puente cruza el río con un ángulo de esviaje del orden de 55°, sin embargo, presenta un diseño de sus tableros de planta recta respecto a las pilas y estribos. Esta característica se ha tenido en cuenta en el modelo considerando el sistema de coordenadas en correspondencia con la geometría del puente, por lo que las cargas distribuidas horizontales, hidrodinámicas y por detritos, han sido descompuestas en las direcciones normal y tangencial a las pilas del puente para lograr mayor representatividad.

A modo ilustrativo, en las siguientes Figuras 5.4 a 5.7 se presentan capturas del software en la que se observa la introducción de las fuerzas.

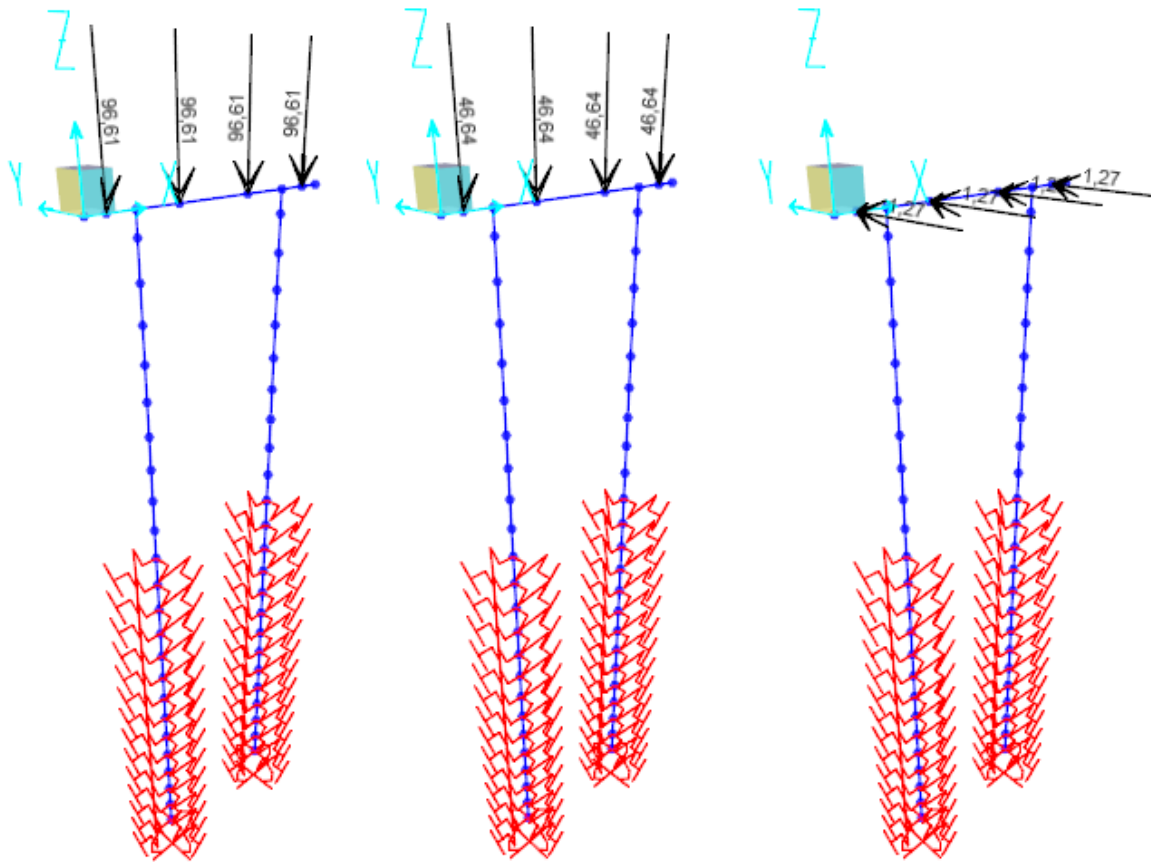


Figura 5.4. Introducción de Cargas Permanentes (CP), Sobrecargas (SOB) y Fuerzas de Frenado (FR)

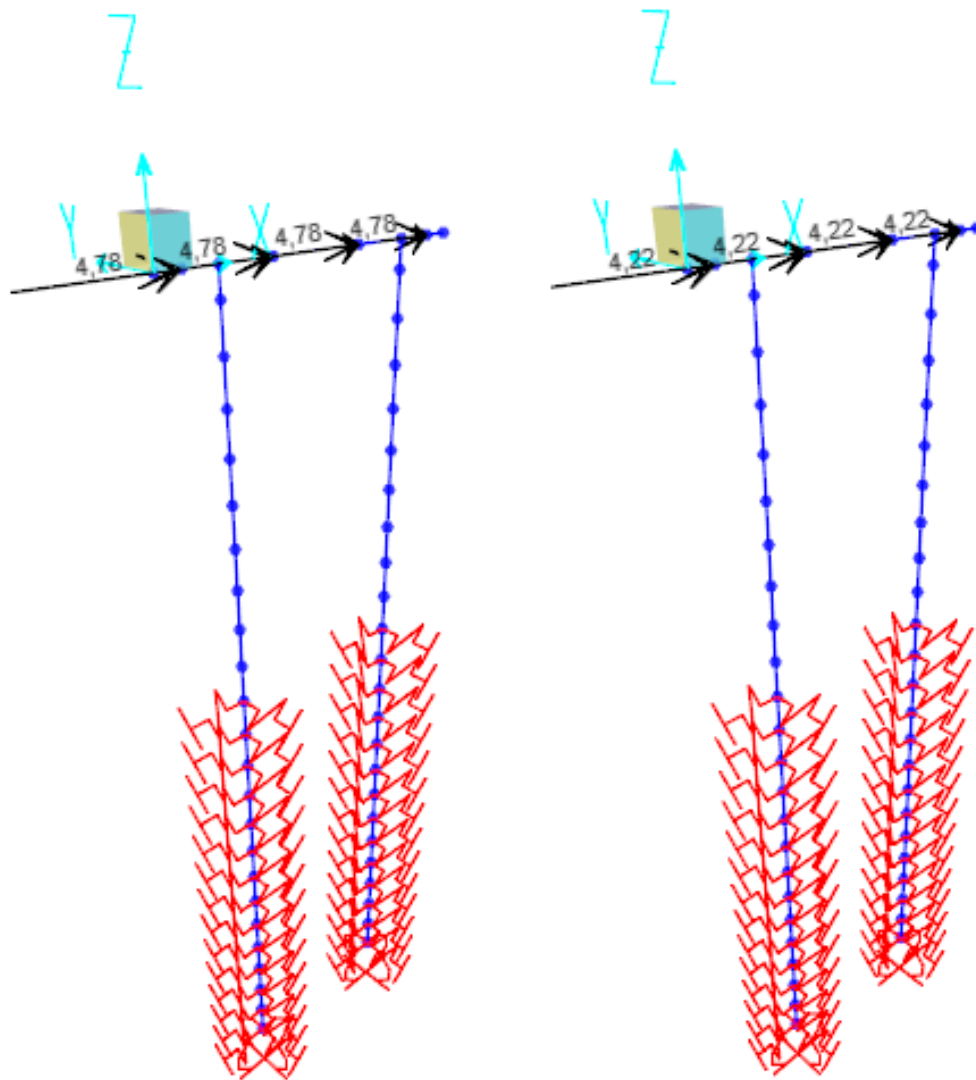


Figura 5.5. Introducción de Cargas de Viento con Puente Descargado (VD) y con Puente Cargado (VC)

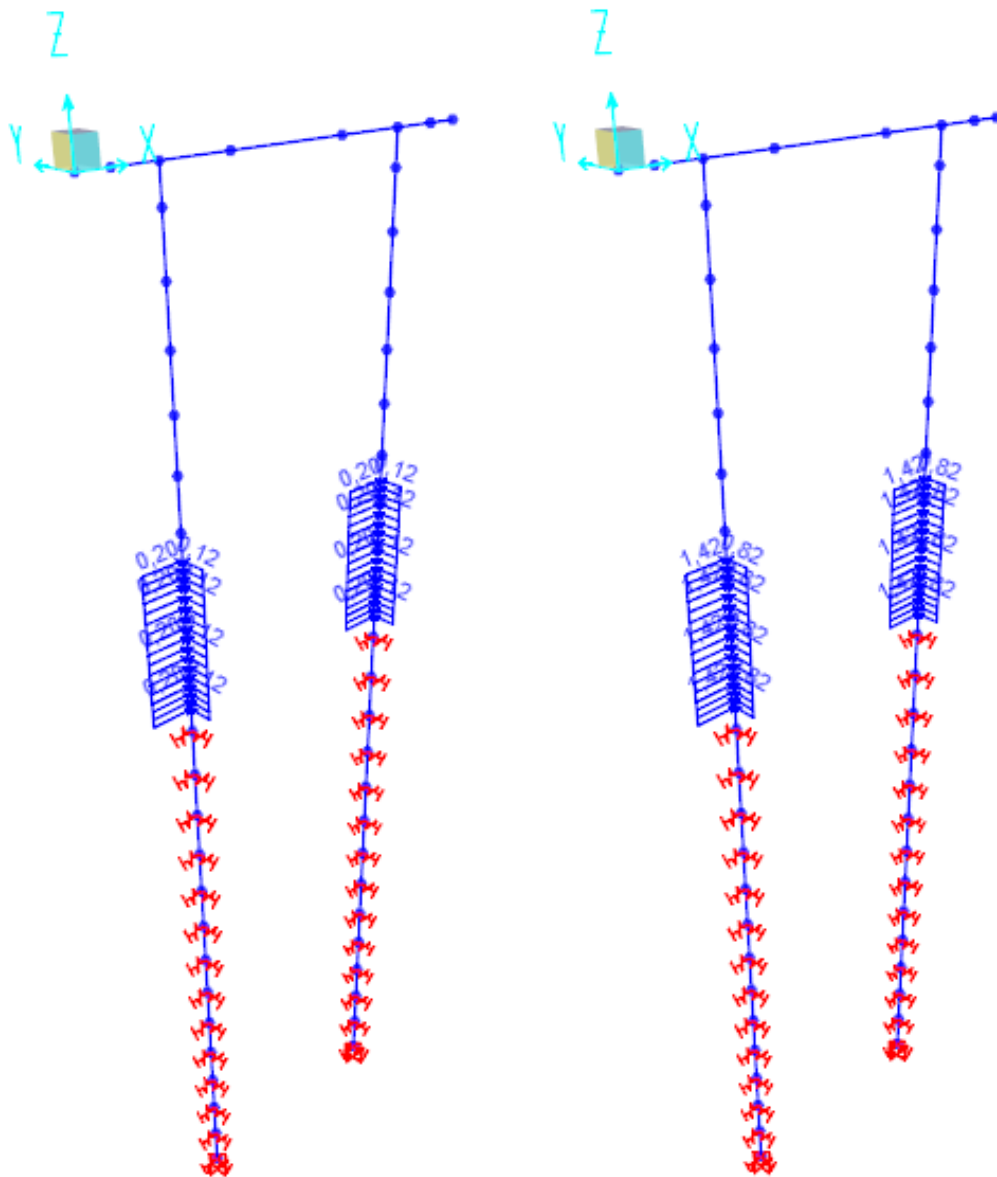


Figura 5.6. Introducción de Cargas Hidrodinámicas (HIDRO) y por Detritos (DET)

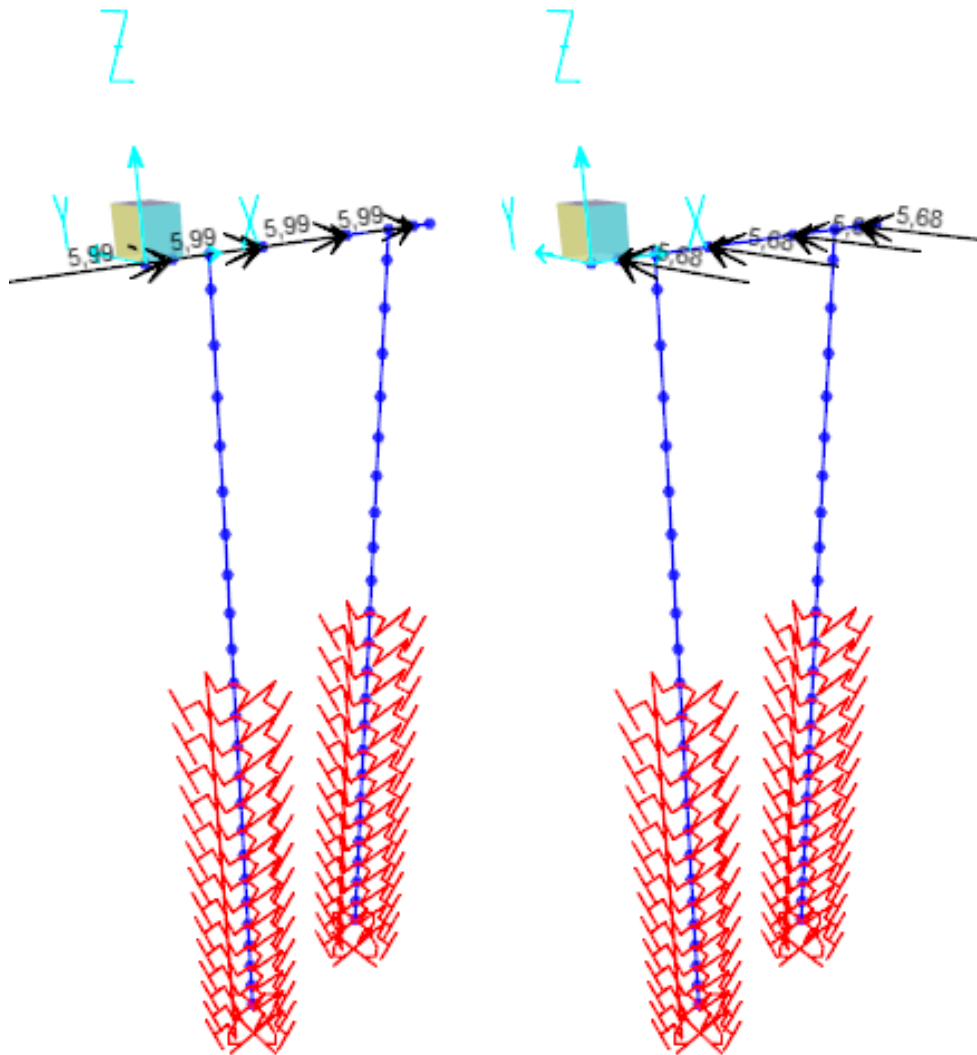


Figura 5.7. Introducción de Cargas por Sismo Transversal (ST) y Longitudinal (SL)

5.7. Incidencia del proceso erosivo

Como se ha explicado en el apartado “Bases del proyecto”, la mayor causa de falla en puentes se debe a la socavación de sus pilas y/o estribos. Es por ello que se consideró, además de la introducción de acciones desarrollada en el punto anterior correspondiente al estado actual del puente, las acciones adicionales durante el proceso de erosión localizada en las pilas.

Con el objetivo de estudiar el comportamiento estructural de la pila y la respuesta geotécnica frente a la reducción de capacidad última del suelo de fundación, se

consideraron tramos de socavación de un metro en profundidad, aprovechando el hecho de que la longitud de influencia de los resortes es la misma. Esto implicó variar el modelo progresivamente, quitando resortes y aplicando en su lugar la carga distribuida correspondiente a presión hidrodinámica del agua que ocupará el lugar del suelo que se ha erosionado.

De esta forma, la única variación en la introducción de cargas será en el Estado 8 correspondiente a fuerzas hidrodinámicas. La evolución del modelo en el avance de erosión, se ilustra en las Figuras 5.8 a 5.11.

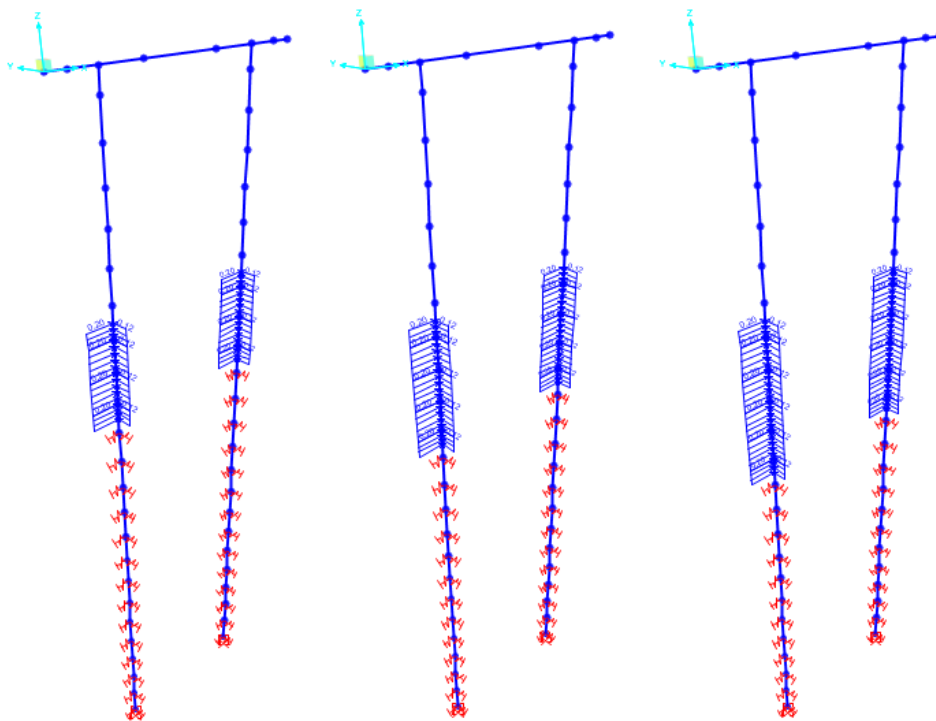


Figura 5.8. Introducción de fuerzas hidrodinámicas para erosiones de 0, -1 y -2 m

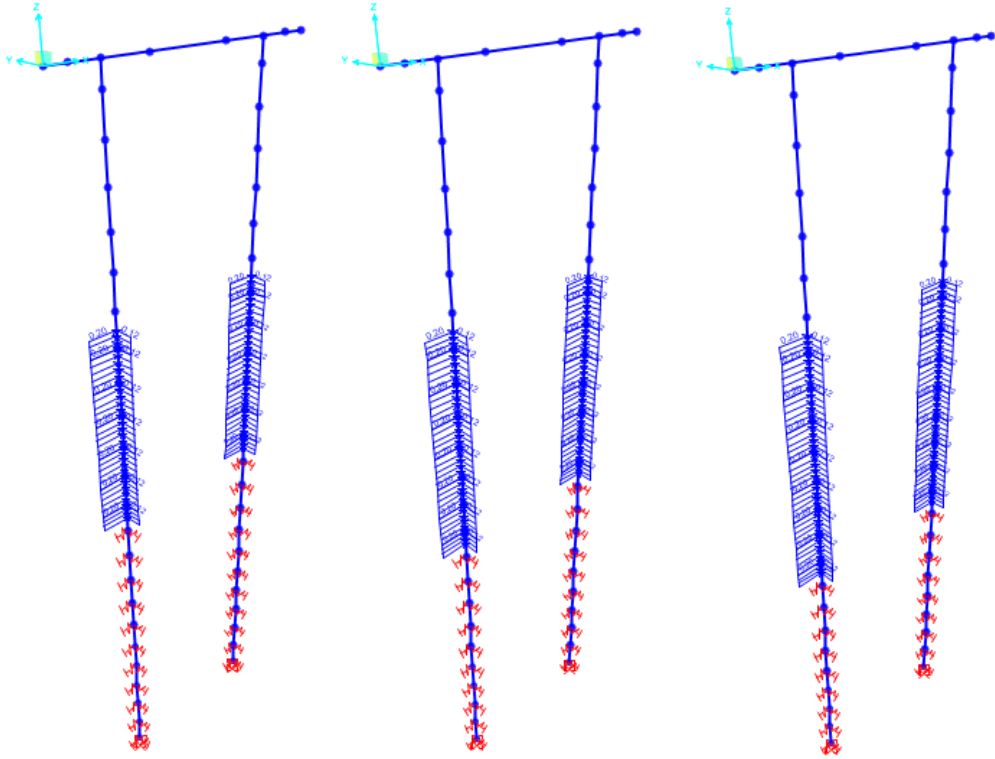


Figura 5.9. Introducción de f. hidrodinámicas para erosiones de -3, -4 y -5 m

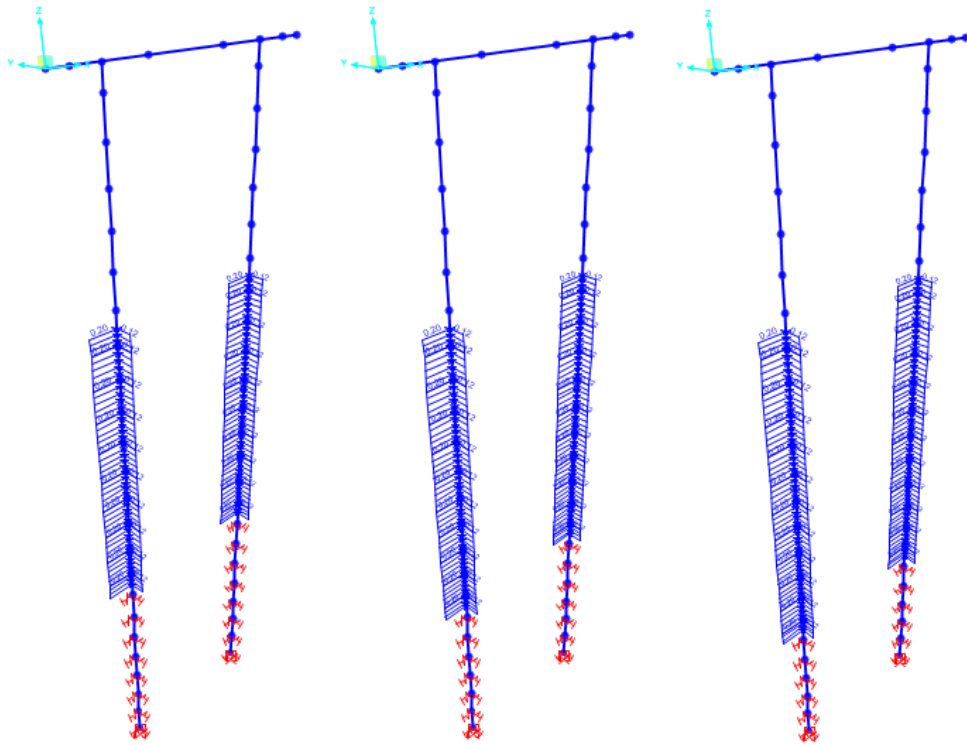


Figura 5.10. Introducción de f. hidrodinámicas para erosiones de -6, -7 y -8 m

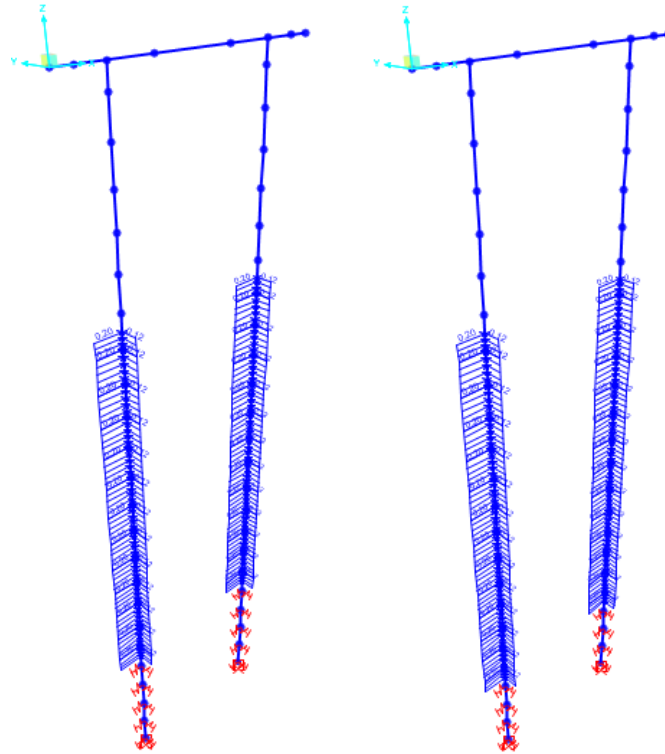


Figura 5.11. Introducción de f. hidrodinámicas para erosiones de -9, y -10 m

CAPITULO 6

Análisis de los resultados obtenidos

Los resultados obtenidos con el modelo numérico de la pila del caso de estudio, ayudaron a comprender el comportamiento de la estructura frente a la erosión localizada en la pilas.

Así, se pudo analizar como varia el factor de seguridad global conforme avanza el proceso de socavación en lo que respecta a la resistencia seccional del pilote. Al mismo tiempo, se estudió como varia el factor de seguridad en referencia a capacidad geotécnica a medida que aumenta la erosión. De esta forma, se pueden establecer límites aceptables de ambos factores que permitan tomar las decisiones concernientes al mantenimiento del puente.

En los puntos siguientes del presente capítulo, se detallará como se realizó este proceso en dos etapas diferenciadas: “*Resistencia seccional del pilote*” y “*Capacidad geotécnica de la fundación*”.

6.1. Coeficiente de seguridad global: Resistencia seccional del pilote-columna

El coeficiente de seguridad se obtiene con la relación entre el momento último resistente de la pila M_{ur} y el máximo momento solicitante $M_{max.sol}$ resultado de las acciones introducidas en el modelo de la pila.

$$v_g = \frac{M_{ur}}{M_{max.sol}}$$

6.1.1. Momento máximo solicitante

Una vez modelada la pila del puente e introducidas las acciones, se obtienen como resultado los esfuerzos para cada estado de carga en la sección crítica del pilote. A modo de ejemplo, se muestra la Tabla 6.1 con estos valores para el caso de 2 m. de erosión respecto al estado actual de erosión del puente.

Tabla 6.1. Esfuerzos para cada estado de carga correspondiente a -2 m. de erosión

	PP	CP	SOB	ML	FR	VD	VC	HIDRO	DET	ST	SL
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	E11
M22	0,00	0,00	0,00	0,00	30,14	0,00	0,00	2,12	6,54	0,00	135,38
M33	0,14	0,41	0,20	0,00	0,00	24,54	21,65	0,46	2,49	30,72	0,00
V22	0,08	0,24	0,12	0,00	0,00	6,40	5,65	0,76	1,54	8,02	0,00
V33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,79	0,00	0,00	0,37	0,69	0,00	3,54
N	63,90	193,21	93,28	0,00	0,00	-36,40	-32,12	-1,31	-3,59	-45,57	0,00

En la tabla anterior, M22 y M33 corresponden a los momentos flectores laterales (alrededor del eje 2-2 o x de la sección) y verticales (alrededor del eje 3-3 o y de la sección), respectivamente; Q22 y Q33 son los esfuerzos de corte en la dirección de los ejes 2-2 y 3-3, respectivamente y P corresponde al esfuerzo axial solicitante.

Posteriormente se realizaron las combinaciones especificadas en el Capítulo 2 del presente informe, obteniéndose de esta manera las solicitaciones últimas M_{u22} , M_{u33} , V_{u22} , V_{u33} y P_u .

Tabla 6.2. Esfuerzos últimos para cada combinación de carga correspondiente a -2 m. de erosión

Esfuerzo	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
M_{22} [tm] =	8,66	8,66	8,66	38,80	8,66	8,66	8,66	144,04	8,66
M_{33} [tm] =	3,50	3,70	3,70	3,70	28,24	25,35	34,27	3,50	3,60
Q_{22} [t] =	2,62	2,74	2,74	2,74	9,14	8,39	10,67	2,62	2,68
Q_{33} [t] =	1,06	1,06	1,06	1,85	1,06	1,06	1,06	4,60	1,06
N [t] =	252,21	345,49	345,49	345,49	309,09	313,37	229,96	252,21	298,85

A las solicitaciones anteriores se les adicionaron momentos que contemplan los efectos de segundo orden. La mayoración se eligió de forma conservadora en un 10% para ambas direcciones ($\psi_x = \psi_y = 1$). Dicha consideración se puede ver en la Tabla 6.3. *Esfuerzos últimos considerando efectos de segundo orden, con -2 m. de erosión.*

Tabla 6.3. *Esfuerzos últimos considerando efectos de segundo orden, con -2 m. de erosión.*

Combinación	N	M ₂₂	ψ_x	M ₂₂ "	M ₃₃	ψ_y	M ₃₃ "	M _t "
	[t]	[t.m]		[t.m]	[t.m]		[t.m]	[t.m]
C1	252,2	35,6	1,10	39,2	17,9	1,10	19,7	43,87
C2	345,5	45,6	1,10	50,2	23,4	1,10	25,7	56,40
C3	345,5	45,6	1,10	50,2	23,4	1,10	25,7	56,40
C4	345,5	75,8	1,10	83,3	23,4	1,10	25,7	87,23
C5	309,1	41,7	1,10	45,9	45,9	1,10	50,4	68,21
C6	313,4	42,2	1,10	46,4	43,2	1,10	47,5	66,43
C7	230,0	33,3	1,10	36,6	47,4	1,10	52,1	63,68
C8	252,2	171,0	1,10	188,1	17,9	1,10	19,7	189,15
C9	298,9	40,6	1,10	44,7	20,6	1,10	22,7	50,13

Finalmente, a modo de resumen se confeccionó la siguiente tabla que resume los momentos solicitantes para cada metro de erosión.

Tabla 6.4. *Tabla resumen de momentos máximos solicitantes para cada metro de erosión*

Comb.	Erosion [m]										
	0	-1	-2	-3	-4	-5	-6	-7	-8	-9	-10
C1	40,57	41,23	43,87	46,62	49,47	49,37	52,35	54,68	57,15	59,93	62,87
C2	53,14	53,80	56,40	59,14	61,95	61,86	64,81	67,10	69,52	72,25	75,14
C3	53,14	53,80	56,40	59,14	61,95	61,86	64,81	67,10	69,52	72,25	75,14
C4	79,30	82,18	87,23	92,38	97,63	100,09	105,90	111,17	116,56	122,20	127,99
C5	60,55	63,86	68,21	72,37	76,39	72,19	72,32	70,48	68,22	66,86	67,15
C6	59,41	62,35	66,43	70,39	74,22	70,58	71,09	69,82	68,24	67,46	68,08
C7	54,20	58,63	63,68	68,43	72,93	67,24	66,35	62,97	59,00	56,28	55,88
C8	163,43	175,12	189,15	203,21	217,38	228,34	243,99	259,23	274,56	290,07	305,72
C9	46,85	47,51	50,13	52,88	55,71	55,62	58,58	60,89	63,32	66,09	68,99

6.1.2. Momento último resistente

El momento último resistente se define en función de la geometría seccional existente del conjunto pilote/columna. Las columnas de las pilas del puente en estudio, poseen una cuantía de armadura longitudinal igual a 1%.

En este caso, que se cuenta con la geometría definida, se realizaron los pasos inversos del proceso de diseño para la obtención de la cuantía necesaria: A partir de la misma, se obtuvo el momento último resistente.

- Cuantía Geométrica $\mu = 1 \%$
- Cuantía Mecánica $\omega = \mu \cdot \frac{\beta_s}{\beta_r}$ con $\beta_r =$ Resistencia del hormigón.
 $\beta_s =$ Resistencia del acero.

$$\omega = 0.01 \cdot \frac{42000 \left[\frac{t}{m^2} \right]}{1750 \left[\frac{t}{m^2} \right]} = 0.24$$

- Esfuerzo normal reducido $n = \frac{N_{max}}{A_b \cdot \beta_r} = 0.11$

Si bien es cierto que este esfuerzo n varía con los metros de erosión, se consideró constante debido a que su variación, en el rango que se manejó de profundidad, es despreciable. Por ejemplo, para un estado sin erosión $n = 0.11$ mientras que para una erosión de 12 m., es de 0.12. Si se observa el diagrama de interacción de flexo-compresión, la cuantía ω no varía de forma apreciable entre ese rango de valores de n (para que esta frase sea válida, en el informe se debería adjuntar el diagrama de interacción correspondiente).

- Momento flector reducido $m = 0.078$

Este valor se obtuvo de ingresar al diagrama de interacción con la cuantía existente ($\omega = 0.24$) y con $n = 0.11$.

De aquí se obtuvo el momento admisible:

$$M_{adm} = m \cdot A_b \cdot D \cdot \beta_r = 294.18 \text{ tm.}$$

Finalmente, se determinó el momento último resistente, considerando que el factor de seguridad según el diagrama es igual a 1,75.

$$M_{ur} = 1.75 M_{adm} = 514.81 \text{ tm.}$$

6.1.3. Calculo del coeficiente de seguridad

En base a la Tabla 6.5 que resume los momentos máximos solicitantes de todas las combinaciones de carga y erosiones, se determina el coeficiente de seguridad para cada metro de erosión considerando el mayor de los valores de momento para el cálculo.

$$v_g = \frac{M_{ur}}{M_{\max.\text{sol.}}}$$

Tabla 6.5. Variación del coeficiente de seguridad con respecto a la erosión

	Erosión [m]										
	0	-1	-2	-3	-4	-5	-6	-7	-8	-9	-10
Mmax [t.m]	163,43	175,12	189,15	203,21	217,38	228,34	243,99	259,23	274,56	290,07	305,72
vg = Mur / Mmax	3,15	2,94	2,72	2,53	2,37	2,25	2,11	1,99	1,88	1,77	1,68

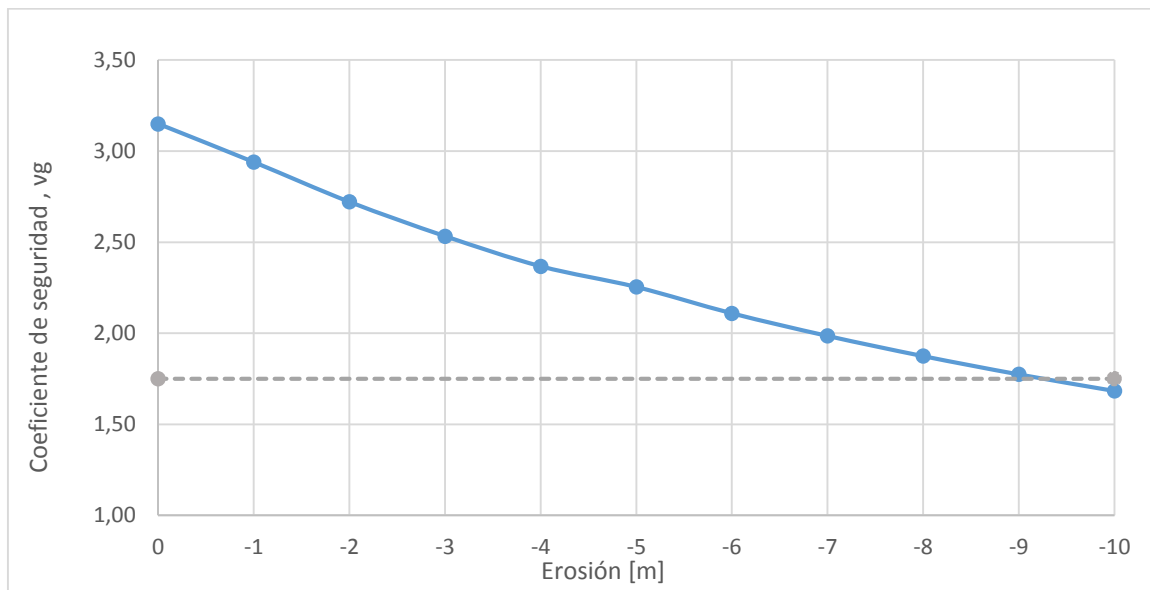


Figura 6.1. Coeficiente de seguridad de la resistencia seccional de la pila en función de la profundidad de erosión del caso de estudio

En la Figura 6.1, producto de la Tabla 6.5, se puede apreciar como el coeficiente de seguridad disminuye a medida que la erosión aumenta. Se requiere un valor mínimo de $v_g = 1.75$ y en este caso de estudio, a partir de 9 m. de erosión deja de cumplirse esta premisa de seguridad respecto a la capacidad seccional del pilote.

6.2. Factor de seguridad: Capacidad geotécnica de la fundación.

6.2.1. Capacidad de carga última

La capacidad última de un pilote se compone de la resistencia total por fricción de la interface suelo-pilote Q_f más la carga tomada en la punta del pilote Q_p .

$$Q_u = Q_f + Q_p$$

3.2.1.1. Resistencia a fricción

La resistencia por fricción se determina de la siguiente forma:

$$Q_f = \sum p \cdot \Delta L \cdot f$$

p = perímetro de la sección de pilote.

ΔL = Longitud incremental del pilote sobre la cual p y f se consideran constantes.

f = Resistencia unitaria por fricción.

La resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad del pilote es:

$$f = K\sigma'_0 \text{tg}(\delta)$$

K = Coeficiente de presión de suelo

σ'_0 = Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad en consideración

δ = Angulo de fricción suelo-pilote

En realidad, la magnitud de K varía con la profundidad. Es aproximadamente igual al coeficiente de presión pasiva de Rankine K_p en la parte superior del pilote y es menor que

el coeficiente de presión de tierra en reposo K_0 en la punta del pilote y también depende de la naturaleza del pilote.

En la

Tabla **6.6** se detalla el cálculo de la resistencia a fricción en cada estrato y total para una erosión de 2 m. de profundidad.

Tabla 6.6. Resistencia a la fricción para erosión de 2 m

Estrato	Prof. [m]	k	$\gamma \cdot h$ [t/m ²]	tg(δ)	Descripción	Sup. [m ²]	Cálculo	Resistencia a fricción
1	3,00	0,7	2,3	0,2	Limo medianamente compacto 89,5 a 86,5	13,2	13 x 0,7 x 2,3 x 0,2 1,5	3 t
2	5,00	0,7	3,8	0,2	Limo medianamente compacto 86,5 a 81,5	22,0	22 x 0,7 x 3,8 x 0,2 1,5	9 t
2	3,00	0,5	3,0	0,4	Arenas gruesas con gravas compactas 81,5 a 78,5	13,2	13 x 0,5 x 3,0 x 0,4 1,5	5 t
Resistencia friccional, Rf =								17

3.2.1.2. Resistencia de punta

La tensión admisible de punta disminuye a medida que progresa la erosión y se hace menor la profundidad de desplante. Existen varios métodos que se pueden utilizar para determinar dicha tensión de forma estática, de los cuales se pueden mencionar Terzaghi, Skempton, Meyerhof y Brinch-Hansen. En este caso se decidió optar por el *Método de Meyerhof* teniendo en cuenta su simplicidad de uso y además, porque su fórmula considera la profundidad de desplante.

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN'_c + \gamma D_f N'_q)$$

A_p = Área de la punta del pilote

c = Cohesión del suelo que soporta la punta del pilote

$q' = \gamma D_f$ = Esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote.

N'_c, N'_q = Factores de capacidad de carga

En este caso particular el pilote apoya en arena, por lo que la cohesión resulta nula, luego la capacidad de punta resulta:

$$Q_p = A_p q_p = A_p (q' N'_q)$$

Los parámetros de los estratos a considerar son los siguientes:

Tabla 6.7 Parámetros característicos de los estratos

Estrato	γ' [t/m ³]	ϕ	c [t/m ²]	N'_q
1	0,8	20	1	
2	0,8	20	1	
3	1,0	30	0	57

De la Figura 6.2 se obtiene el valor de $N'_q = 57$ que corresponde a un ángulo de fricción interna de la arena de 30°.

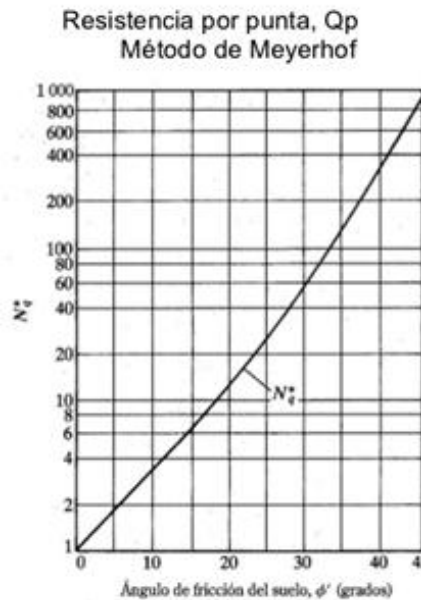


Figura 6.2. Factor N'_q en función de ϕ

$$N'_q = 10^{3.04 \text{tg}(\phi)}$$

Para el ejemplo de erosión de 2 m. que se continúa utilizando en este capítulo, la capacidad por punta, considerando un factor de seguridad $f_s = 4$, resulta:

$$\sigma_{\text{adm.punta}} = \frac{Q_u}{FS} = 114 \text{ t/m}^2$$

Luego la resistencia de punta última es:

$$R_{\text{up}} = \sigma_{\text{adm}} A_p = 175 \text{ t.}$$

6.2.2. Máxima sollicitación normal

Para determinar la máxima sollicitación axial, del modelo computacional se extraen además los valores del esfuerzo normal en la punta del pilote en coincidencia con el suelo de fundación. En la Tabla 6.8 se pueden ver estos valores para ambos pilotes de la pila (P1 y P2) según el estado de carga del que se trate.

Tabla 6.8. Valores del esfuerzo normal en la base del pilote para 2 m. de erosión.

	P1	P2
DEAD	100,9	100,9
PPTablero	193,2	193,2
SobMovil	93,3	93,3
MovLentos	0,0	0,0
FFrenado	0,0	0,0
VientoDesc	-33,8	33,8
VientoCarg	-29,8	29,8
EmpujeHidro	-1,3	1,3
Detritos	-3,6	3,6
SismoTransv	-42,3	42,3
SismoLong	0,0	0,0

En la Tabla 6.9 se presentan las combinaciones de estados carga para las diferentes situaciones. Las combinaciones C1 y C9 corresponden a combinaciones de cargas en situaciones normales; Las combinaciones C2 a C6, son combinaciones que responden a situaciones inusuales; y las combinaciones C7 y C8, representas situaciones extremas. Para la determinación de la máxima sollicitación se ha usado la combinación normal.

Tabla 6.9. Valores del esfuerzo normal en la base del pilote para 2 m. de erosión

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
DEAD	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
PPTablero	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SobMovil	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,25	0,0	0,5
MovLentos	1,0	0,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
FFrenado	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
VientoDesc	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0
VientoCarg	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0	0,0	0,0
EmpujeHidr	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Detritos	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SismoTrans	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0	0,0
SismoLong	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0

A modo de ejemplo, para 2 m. de erosión, el máximo valor de punta obtenido de las combinaciones normales, es de:

$$Q_{\text{max.sol.}} = 346 \text{ t.}$$

6.2.3. Calculo del factor de seguridad

En primer lugar, para determinar la capacidad ultima R_{ur} , se consideró un factor de seguridad de fricción de 1,50 y un factor de seguridad de punta igual a 4,00. Luego, resulta un R_{ur} para cada metro progresivo de erosión.

$$R_{ur} = f_{\text{friccion}} Q_f + f_{\text{punta}} Q_p$$

Finalmente determinamos cada factor de seguridad global

$$f_{s_g} = \frac{R_{ur}}{R_{\text{max.sol.}}}$$

Tabla 6.10. Variación del coeficiente de seguridad con respecto a la erosión

	Erosión [m]										
	0	-1	-2	-3	-4	-5	-6	-7	-8	-9	-10
Rf [t]	128	121	114	108	101	95	84	73	62	51	40
Rp [t]	206	190	175	160	144	129	114	98	83	67	52
Rult [t]	1016	941,5	871	802	727,5	658,5	582	501,5	425	344,5	268
Rmax [t]	346	345	346	347	348	349	350	352	354	357	359
Fs = Radm/Rmax	2,94	2,73	2,52	2,31	2,09	1,89	1,66	1,42	1,20	0,96	0,75

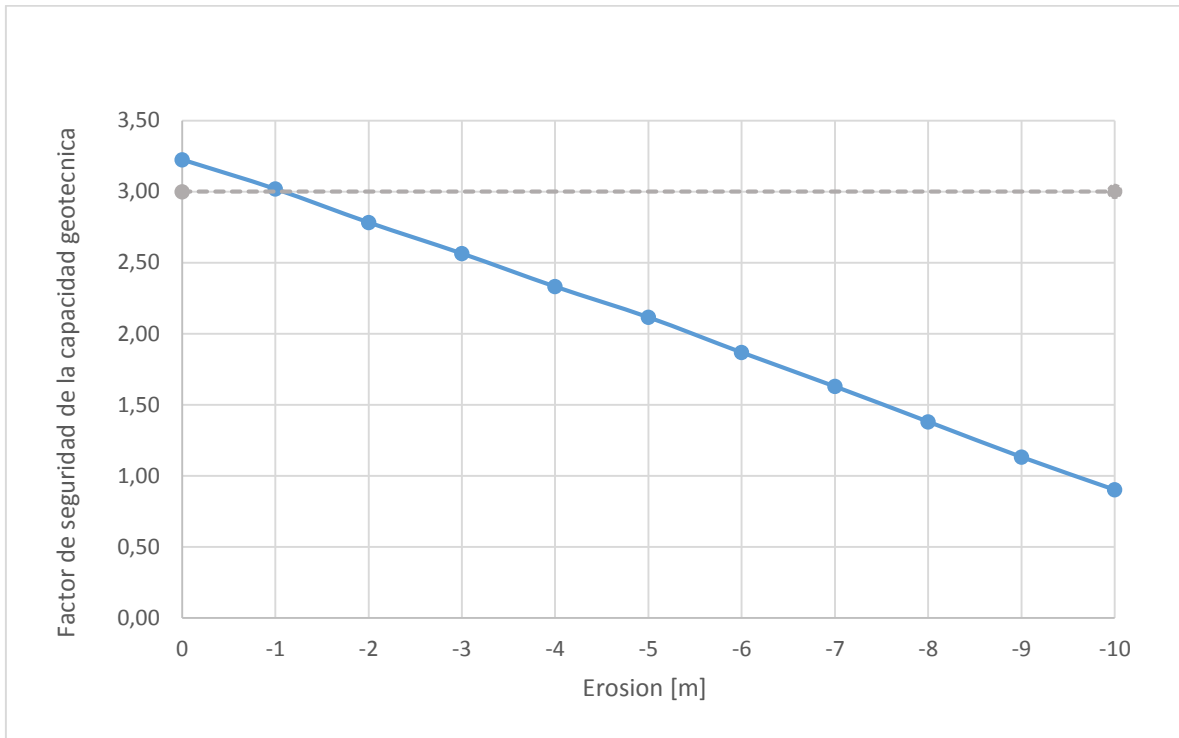


Figura 6.3. Factor de seguridad de la capacidad geotécnica en función de la profundidad de erosión para el caso de estudio

En la Figura 6.3, producto de la Tabla 6.10, se puede apreciar como el factor de seguridad disminuye a medida que la erosión aumenta. Se requiere un valor mínimo de $f_s = 3,00$ para el diseño y en el presente caso de estudio, a partir de 1 m. de erosión deja de cumplirse esta premisa de seguridad respecto a la capacidad geotécnica del pilote.

6.3. Análisis global de los resultados

En base a los gráficos obtenidos de los coeficientes de seguridad de la resistencia seccional del pilote-columna y de la capacidad geotécnica en función de la profundidad de erosión para el puente en estudio, se confecciona el gráfico de la Figura 6.4.

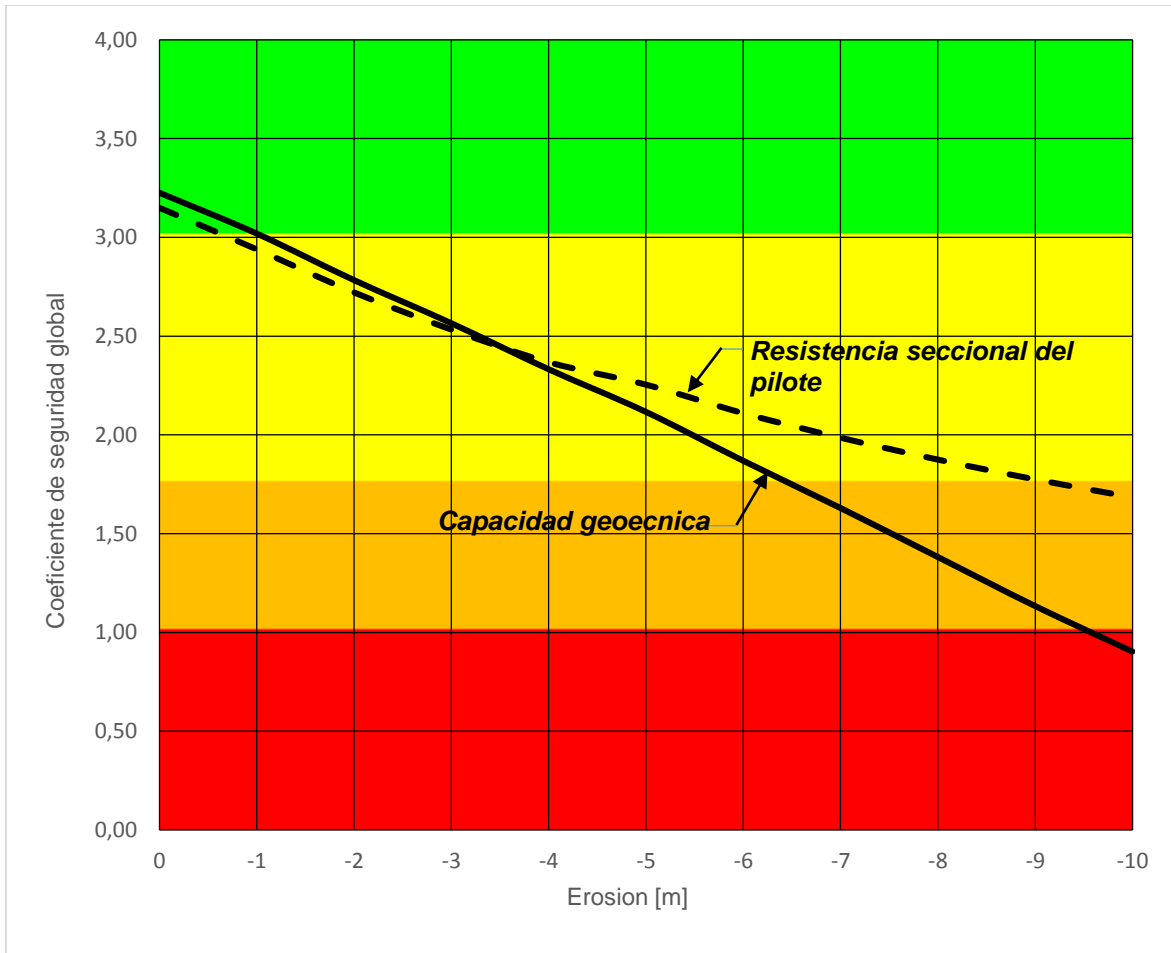


Figura 6.4. Coeficientes de seguridad de la resistencia seccional de la pila y de la capacidad geotécnica en función de la profundidad de socavación

En este gráfico se representan las funciones de ambos coeficientes. Los colores que lo subdividen, representan zonas delimitadas por los valores característicos de cada factor proporcionado por los reglamentos vigentes. A continuación se detallan las características de cada una de las zonas.

Zona Verde

El área coloreada de verde comprende los coeficientes de seguridad que cumplen con los valores reglamentarios tanto para la resistencia seccional como para la capacidad geotécnica. Para la capacidad seccional se adoptó un factor $v_g = 1,75$ y para la capacidad geotécnica un factor global $f_s = 3,00$. De esta forma, el área verde es la comprendida para valores de ordenadas superiores a 3,00.

Un punto de control que se encuentra en la zona verde implica que la erosión que presenta la pila del puente en estudio al momento de la inspección, no representa un riesgo para la estructura y la frecuencia de inspección recomendada será anual.

Zona Amarilla

La zona que comprende los coeficientes de seguridad de esta zona, cumple con los valores reglamentarios para la resistencia seccional pero no para la capacidad geotécnica. Así, el área delimitada por estos valores es la comprendida entre las ordenadas inferiores a 3,00 y superiores a 1,75.

Un punto de control que se encuentra en la zona amarilla implica que la erosión que presenta la pila del puente en estudio al momento de la inspección, constituye una alerta para comenzar a tomar las medidas de acción conducentes a controlar el proceso erosivo, recomendándose incrementar la frecuencia de monitoreo e inspección a un período de 6 meses y luego de cada crecida importante del curso de agua.

Zona Naranja

En esta zona, el proceso erosivo se incrementó al punto de reducir los factores de seguridad a valores inferiores a los reglamentarios, tanto para la resistencia seccional como para la capacidad geotécnica. Así, el área delimitada por estos valores es la comprendida entre las ordenadas 1,75 y 1,00.

Un punto de control que se encuentre en la zona naranja implica que el ingeniero especialista deberá evaluar en forma detallada la seguridad estructural de las pilas del puente, determinando a partir de esta evaluación las medidas de acción a implementar en el corto plazo de manera de alcanzar los coeficientes de seguridad mínimos exigidos por la norma.

Zona Roja

En esta zona el coeficiente de seguridad es inferior a la unidad, con lo cual las acciones que solicitan a la estructura sobrepasan a la resistencia seccional y a la capacidad geotécnica. Por esto, un punto de control en la zona roja implica el riesgo de colapso de la estructura, por lo que se deberá dar urgente participación al ingeniero especialista para definir las medidas de contingencia inmediatas a fin de evitar el colapso estructural.

Tabla 6.11. Tabla resumen de la zonificación del gráfico del coeficiente de seguridad en función de la socavación

Zona	Factor de seguridad		Frecuencia de inspección	Medidas de acción
	Capacidad seccional	Capacidad geotécnica		
Verde	✓	✓	Anual	-
Amarilla	✓	✗	Semestral y posterior a cada crecida	Medidas a mediano plazo. Monitoreo del proceso erosivo
Naranja	✗	✗	Monitoreo permanente hasta implementar una solución	Medidas en el corto plazo. Controles seccionales y geotécnicos
Roja	✗	✗	Monitoreo permanente hasta implementar una solución, posible restricción del uso del puente	Medidas inmediatas. Acciones de contingencia

En la Tabla 6.11 se resumen las zonas explicadas anteriormente, teniendo en cuenta el cumplimiento o incumplimiento reglamentario en cuanto a coeficientes de seguridad, frecuencia de inspección del puente a estudiar y las medidas de acción fundadas en el relevamiento de datos durante la inspección.

De esta forma, se puede obtener para cada puente un gráfico de comportamiento en base al estudio seccional y geotécnico de las pilas, que es de gran utilidad al momento de la

inspección de rutina del mismo y que puede incluirse en un programa de mantenimiento de puentes, determinando a partir de la erosión visualizada en las pilas el grado de intervención necesaria según la zona del gráfico.

6.4. Aplicación al caso de estudio

A continuación, se detallará el procedimiento a utilizar en un caso particular de inspección de un puente en cuanto a socavación de las pilas.

Durante la inspección realizada, el especialista releva la profundidad de erosión en las pilas. El valor visualizado es de 5 m.



Figura 6.5. Erosión relevada durante la inspección de rutina del puente

Como el especialista cuenta con el gráfico de comportamiento de las pilas del puente, ingresa al mismo con la profundidad de erosión relevada y obtiene los coeficientes de seguridad de la resistencia seccional y de la capacidad geotécnica que presenta en ese momento la pila. En la Figura 6.6 se observa que los valores de coeficientes de seguridad obtenidos son 2,10 para la capacidad geotécnica y 2,25 para la resistencia seccional, correspondiendo a la zona amarilla, lo cual significa que se cumple con los valores reglamentarios para la resistencia seccional pero no para la capacidad geotécnica.

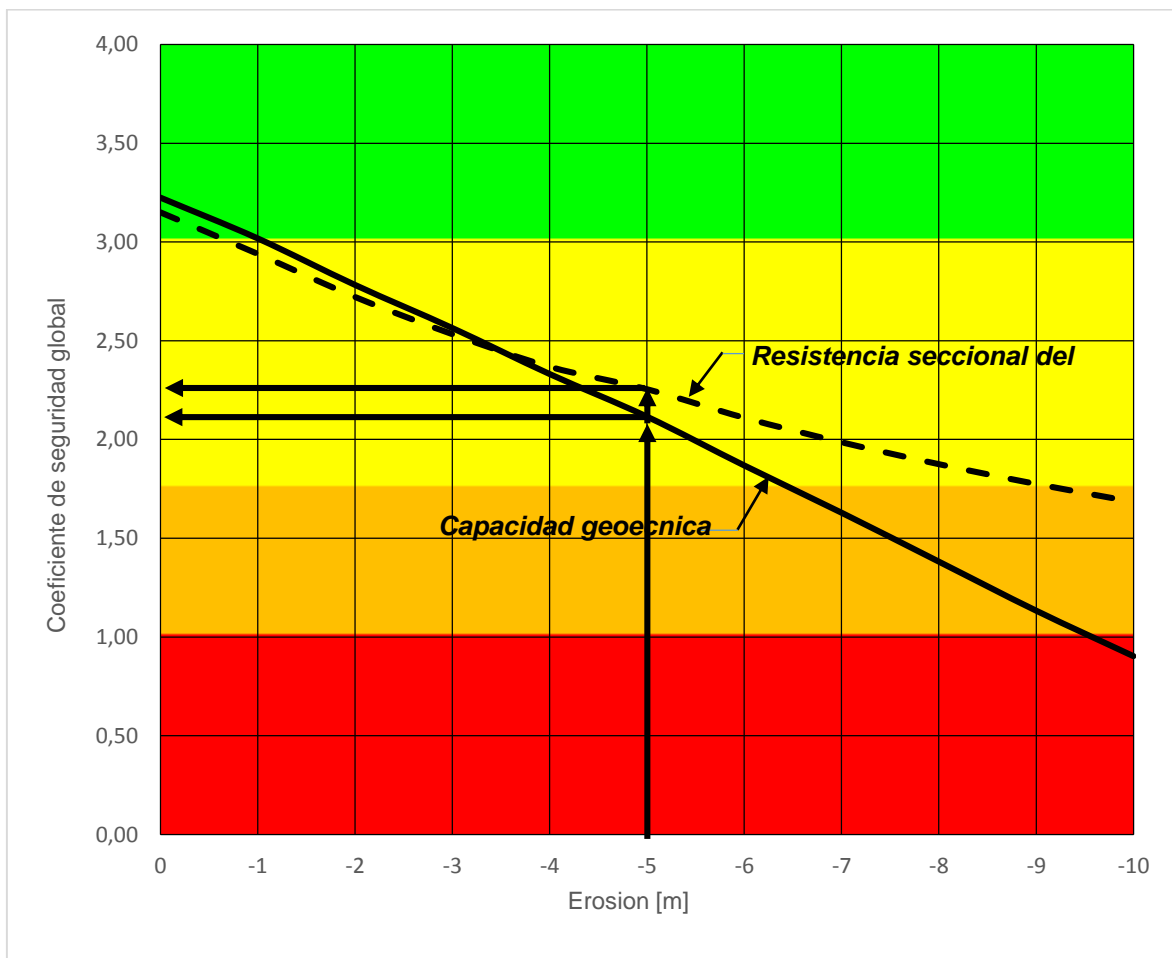


Figura 6.6. Gráfico del comportamiento estructural y geotécnico de la pila del puente inspeccionado para una erosión de 5 m.

CAPITULO 7

Conclusiones

Mediante el trabajo realizado se ha logrado formular un modelo de comportamiento para la evaluación de la seguridad geotécnica y estructural de una pila de puente con fundación de pilotes sometida a un proceso erosivo.

La carta de evaluación propuesta en el presente informe permite a través de la medición del total de la profundidad de erosión, cuantificar un valor de coeficiente de seguridad global, tanto para la capacidad geotécnica como para la resistencia estructural.

Como línea de acciones futuras, este procedimiento podría ser utilizado para incorporar a un programa de inspección y mantenimiento de puentes de una red caminera, debiéndose definir las curvas de comportamiento para cada puente ubicado sobre un curso de agua.

Los estudios realizados presentaron un desafío importante, ya que permitió formular un modelo de comportamiento para la evaluación expeditiva de una fundación de pila de puente sometida a erosión y permitió conocer cuan sensible es el comportamiento de una fundación con pilotes

A título personal, la autora reconoce la relevancia de interactuar con un equipo de trabajo experimentado, superando ampliamente los objetivos personales planteados al inicio de la práctica.

Otro aspecto a destacar es el aprendizaje continuo que se ha podido lograr al tomar contacto y al observar los distintos pasos y tareas que involucran al profesional proyectista. Además, se ha notado una permanente retroalimentación con el objetivo de satisfacer los requerimientos propios de una investigación.

Finalmente, se reconocen los nuevos conocimientos adquiridos durante el ejercicio de la práctica en materia de trabajo sobre de memorias de cálculo, herramientas de modelación numérica y conceptos implementados durante el desarrollo y obtención de los resultados finales.

BIBLIOGRAFÍA

Reglamento Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado - *Dirección Nacional de Vialidad (D.N.V.)*.

Instructivos del Sistema de Gerenciamiento de Puentes (SIGMA-P) - *Dirección Nacional de Vialidad (D.N.V.)*-

CIRSOC 201 – Tomos 1 y 2 (1982 y modificaciones). *Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón Armado*.

NAA 80 – *Normas Antisísmicas Argentinas*. 1980.

AASHTO LRFD - *Bridge Design Specifications for Highway Bridges*. 2005.

Ing. Adolfo Guitelman - Inga. Adriana del Valle Leiva- Ing. Andrés Sergio Bebczuk – *Comparación de métodos de cálculo de erosión de puentes. III Congreso Iberoamericano sobre Control de la Erosión y los Sedimentos*.

Das, B. M., (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*, Cengage Learning.

Hsai – Yang Fang. *Foundation engineering handbook*, 2^a edition.

ANEXOS

1. **Análisis de carga**

1.1. **Estado 1: Peso propio de la pila/estribo.**

Estos pesos se calculan en función de las dimensiones y pesos específicos de cada componente.

- Peso viga cabecera 2.4 t/m³
- Peso columnas 2.4 t/m³
- Peso pilotes 2.4 t/m³
- Peso viga riostra 2.4 t/m³

1.2. **Estado 2: Peso propio de vigas principales y transversales. Cargas permanentes.**

Al igual que el estado anterior, los pesos de las vigas se calculan en función de sus dimensiones y pesos específicos correspondientes.

Las cargas permanentes son las originadas por la carpeta de rodamiento, defensas de hormigón y/o metálicas, cordones, cenefas, columnas de iluminación, etc. Las mismas se determinan en función de las dimensiones y pesos específicos de cada uno de los materiales componentes.

Estas cargas verticales, se analizan en primera instancia según sean cargas distribuidas o cargas concentradas:

- Cargas permanentes distribuidas:
 - Losa
 - Vigas principales
 - Vigueta central
 - Carpeta de rodamiento
 - Cordón, defensa y baranda

- Cargas Permanentes concentradas:
 - Macizado extremos de viga
 - Viguetas extremas

1.3. Estado 3: Sobrecargas móviles

La sobrecarga móvil adoptada corresponde a la “Categoría A-30” del reglamento “Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado” y sus modificaciones complementarias de la D.N.V.

La sobrecarga móvil resulta de la suma de tres tipos de cargas:

- I) Aplanadora Tipo A-30
- II) Multitud compacta sobre la calzada
- III) Sobrecarga en Veredas

A continuación se describen las características de cada tipo de sobrecarga móvil.

I) Aplanadora Tipo A-30

Las características del vehículo de diseño denominado Aplanadora A-30 del Reglamento de la DNV son las que se muestran en la Figura A1.1 y Tabla A1.

Dicho reglamento indica que se consideren tantas aplanadoras como fajas de circulación de 3,00 m. de ancho se tengan, por lo que en este análisis se tuvieron en cuenta dos aplanadoras A-30.

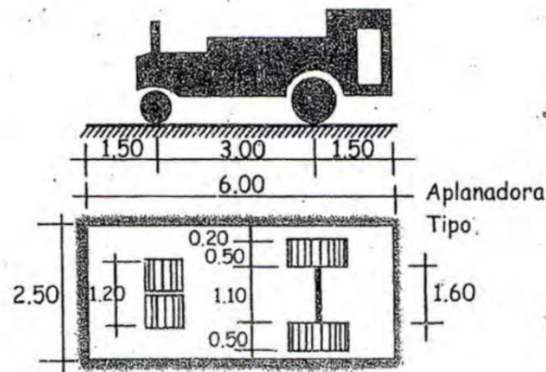


Figura A1.1. Esquema de Aplanadora A-30

Rodillo	Cantidad	Carga	Área de aplicación
Rodillo delantero (Rd)	1	13 t.	1,20 x 0,10
Rodillo trasero (Rt)	2	8,5 t.	0,50 x 0,10
Peso total de aplanadora A-30		30 t.	2,50 x 6,00

Tabla A1. Características de Aplanadora A-30

II) Multitud compacta sobre calzada (MCSC)

Corresponde a la carga uniforme distribuida aplicada fuera de la zona ocupada por las aplanadoras. El valor de esta carga se obtiene con la aplicación de la siguiente formula:

$$p = 0.365 + \frac{80 \times 10^6}{(L^3 + 50L^2 + 334000) \times 10^3} \left[\frac{tn}{m^2} \right]$$

siendo "L" la longitud de la zona cargada.

III) Sobrecarga en las veredas

Se utiliza para la sobrecarga en veredas el valor de 0.4 t/m², según lo estipula el Reglamento de Puentes de la D.N.V. En el caso del proyecto realizado no aplica la sobrecarga en veredas.

1.4. Estado 4: Movimientos lentos

Se consideran las fuerzas de coacción ejercidas sobre las pilas y estribos del puente, resultante de los desplazamientos impuestos por el movimiento lento del tablero, ocasionados por retracción y fluencia del hormigón, y por variación uniforme de temperatura, adoptándose una determinada amplitud térmica.

En este estudio, se decidió no considerar la influencia de movimientos lentos en el modelo, con la resultante ausencia de las fuerzas asociadas en el análisis de carga.

1.5. Estado 5: Frenado

Se adopta el mayor valor entre el 15% del peso del total de las aplanadoras ó 1/25 del peso de la MCSC, según lineamientos del Reglamento de Puentes de la DNV.

1.6. Estados 6 y 7: Vientos

De acuerdo al Reglamento de Puentes de la DNV, se considera una presión de viento de 0.25 t/m² para puente vacío (sin sobrecarga móvil), actuando sobre toda la superficie lateral expuesta al flujo, y una presión de viento de 0.15 t/m² para la situación de puente cargado, adoptando un valor de 2.0 m sobre la carpeta de rodamiento para representar la superficie de los vehículos sobre la calzada del tablero. En la Figura A1.2 y Figura A1.3 se presentan esquemas que ilustran la cuantificación de este estado de carga.

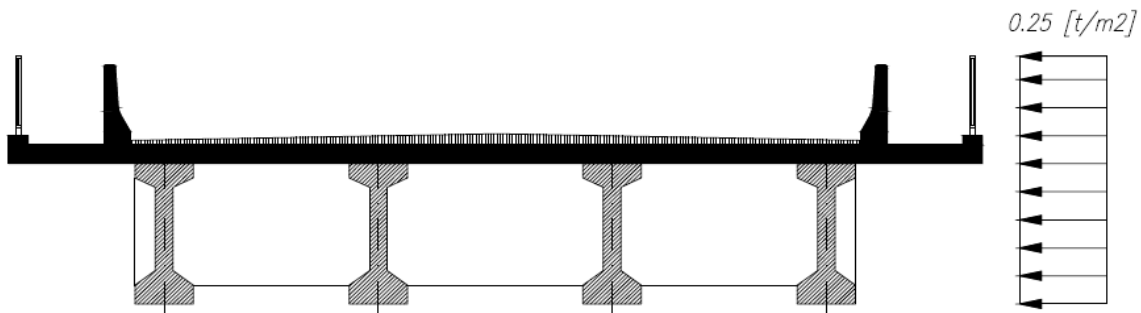


Figura A1.2. Acción del viento en puente descargado

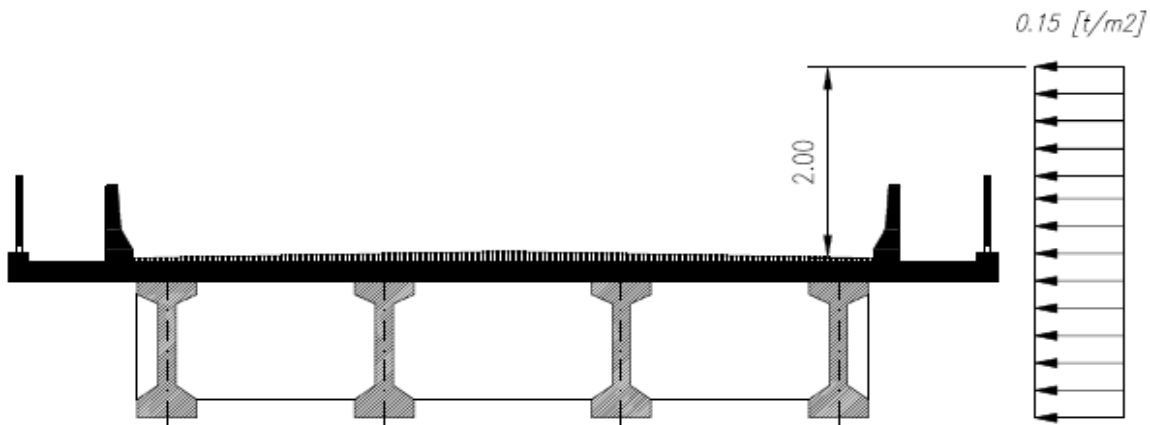


Figura A1.3. Acción del viento en puente cargado

1.7. Estado 8: Fuerza hidrodinámica

Esta determinación se basó en el reglamento AASHTO LRFD. La presión debida a un flujo de agua que actúa en las subestructuras se deberá tomar como:

$$p [MPa] = C_D \cdot \gamma \frac{V^2}{2} \cdot 10^{-6}$$

Donde C_D : Coeficiente de arrastre, función de la forma de la pila.

γ : Densidad del agua

V : Velocidad del agua.

Esta fuerza se modelo como fuerza distribuida y se consideraron las dos direcciones según el sistema de referencia del puente, ya que el puente cruza el rio con un ángulo de esviaje de 55°.

1.8. Estado 9: Fuerza por detritos

Esta determinación también se basó en el reglamento AASHTO LRFD. Si hay transporte de una cantidad significativa de madera flotante, se debe considerar además, la presión hidráulica sobre una maderada de acarreo flotantes atascada contra la pila. A continuación se determina el tamaño de la maderada:

La dimensión A de la Figura A1.4 debe ser igual a la mitad de la profundidad del agua, pero nunca mayor que 3,00 m. La Dimensión B debería ser igual a la semisuma de las longitudes de los tramos adyacentes, pero nunca mayor que 14,00 m. La presión se deberá calcular usando la siguiente ecuación, con $C_D = 0,5$.

$$p \left[\frac{t}{m^2} \right] = C_D \cdot \frac{V^2}{2}$$

Por lo que la fuerza en el pilote resulta:

$$F_D [t] = p \cdot \frac{A \cdot B}{2}$$

Luego esta fuerza, al igual que la hidrodinámica, se la descompone en las direcciones del sistema de referencia del puente ya que la maderada llega a la pila con el ángulo de esviaje del lecho.

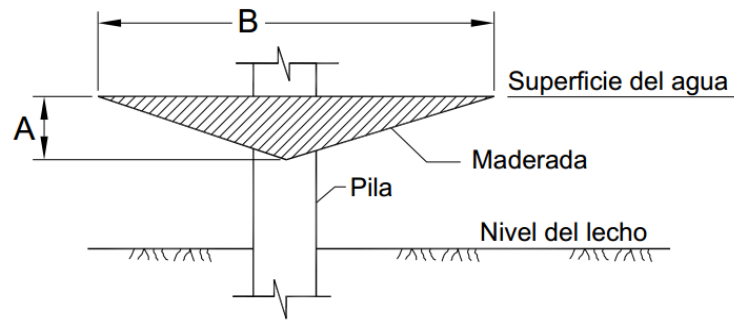


Figura A1.4. Maderada en pila

1.9. Estados 10 y 11: Fuerzas debido a sismo

Se adoptan las acciones sísmicas conforme a la norma N.A.A.-80.

Para la determinación del coeficiente sísmico, se tuvieron en cuenta los siguientes coeficientes:

Zona Sísmica:	1
Coeficiente sísmico zona: C_o =	0,025
Coeficiente de destino: g_d =	1,50
Coeficiente de estructura: g_e =	1,40
Coeficiente de suelo: g_s =	1,00

$$C = C_o \cdot \gamma_d \cdot \gamma_e \cdot \gamma_s = 0.053$$

Obtenido el coeficiente sísmico horizontal, se calculó el peso de la estructura, considerando el peso propio del tablero y el peso propio de la pila; además de la sobrecarga móvil. Con esto, se procedió a la determinación de la fuerza lateral debido al sismo, en las direcciones transversal y longitudinal, aplicadas al tablero y a la pila.