



# Análisis estructural por elementos finitos del colapso del puente Arturo Sandez en Girón, Ecuador

## Finite element structural analysis of the Arturo Sandez bridge collapse in Giron, Ecuador

Leonardo Fernández Galarza <sup>1\*</sup>, David Cajamarca Zúñiga<sup>2-3</sup>

<sup>1</sup> Universidad Católica de Cuenca, Ecuador, [leo\\_f32@hotmail.com](mailto:leo_f32@hotmail.com)

\* [leo\\_f32@hotmail.com](mailto:leo_f32@hotmail.com), Cuenca, 010105, Ecuador, +593980540117

<sup>2</sup> Institute of Industrial and Civil Engineering, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Russia

<sup>3</sup> Universidad Católica de Cuenca, Ecuador, [cajamarca.zuniga@gmail.com](mailto:cajamarca.zuniga@gmail.com)

Received: 21/09/2023 | Accepted: 08/10/2023 | Publication date: 30/12/2023  
DOI: 10.20868/abe.2023.3.5202

### TITULARES

- Estudio de las causas del colapso del puente Arturo Sandez.
- Modelización numérica del colapso progresivo.
- Análisis mediante elementos finitos en el programa Midas Civil.

### HIGHLIGHTS

- Study of the causes of the Arturo Sandez bridge collapse.
- Numerical modelling of progressive collapse.
- Finite element analysis in Midas Civil software.

## RESUMEN

---

La socavación de las cimentaciones puede causar fallas estructurales con graves consecuencias. El proceso de socavación tiene un carácter progresivo y, dependiendo de las condiciones en las que se desarrolla, los efectos de este proceso podrían ser controlados oportunamente para evitar el colapso de las estructuras. Este artículo presenta los resultados de la modelización numérica mediante elementos finitos del colapso del puente de la calle Arturo Sandez en el cantón Girón, Ecuador. El análisis se realizó en un modelo de elementos finitos sólidos en el programa Midas Civil. El estudio del estado tenso-deformacional del puente se realizó en diferentes etapas de socavación y los resultados obtenidos demuestran que, si durante una valoración física se detectan daños en una estructura, entonces es necesario realizar una evaluación numérica de su estado tenso-deformacional. Esta acción permitirá pronosticar la evolución del estado tenso-deformacional de la estructura y tomar las medidas correctivas de manera técnica y oportuna para prevenir el colapso. Este estudio muestra que la socavación inicialmente detectada casi un año antes del colapso constituía un 5.86% de la superficie de cimentación, el inicio del fallo del estribo izquierdo se produjo cuando el área de la socavación alcanzó el 25.48%, y el fallo irreversible de la estructura se produjo cuando la socavación alcanzó un 39.41% de la superficie de cimentación. Los resultados expuestos demuestran que una modelización numérica pudo prevenir el colapso del puente y permitir tomar las medidas necesarias de mitigación.

**Palabras clave:** *Colapso progresivo; Modelo numérico; socavación; estribo; comportamiento tenso-deformacional; MIDAS Civil.*

---

## ABSTRACT

---

Foundation scour can cause structural failure with serious consequences. The scour process has a progressive character and, depending on the conditions under which it develops, the effects of this process can be controlled in a timely manner to avoid the collapse of structures. This paper presents the results of the numerical modelling of the collapse of the Arturo Sandez bridge in Girón, Ecuador. The analysis was performed in a solid finite element model in the Midas Civil software. The study of the stress-strain state of the bridge was carried out at different stages of scour and the results obtained show that, if damage to a structure is detected during a physical assessment, it is necessary to carry out a numerical evaluation of its stress-strain state. This action will allow the stress-strain state of the structure to be predicted and corrective measures to be taken in a technical and timely manner to prevent collapse. This study shows that the scour initially detected almost one year before the collapse constituted 5.86% of the foundation area, the onset of failure of the left abutment occurred when the scour area reached 25.48%, and the irreversible failure of the structure occurred when the scour reached an area of 39.41%. The above results demonstrate that numerical modelling was able to prevent the collapse of the bridge and allow the necessary mitigation measures to be implemented.

**Keywords:** *Progressive collapse; Numerical model; scour; abutment; stress-strain behaviour; MIDAS Civil.*

---

## 1 INTRODUCCIÓN

Los puentes son estructuras esenciales en la infraestructura vial del mundo y su colapso causa graves pérdidas económicas y puede tener consecuencias devastadoras (1,2). El estudio sobre el colapso de puentes (3) en Estados Unidos indica que las causas hidráulicas representan el mayor porcentaje de

fallo (52.88%), de las cuales, el colapso por socavación representa un 15.51%. El estudio del colapso de 72 puentes en el Ecuador, indica que el 16.67% de puentes ha colapsado debido a la socavación (4).

Este artículo presenta una primera aproximación del análisis numérico del proceso de colapso progresivo del puente ubicado en la calle Arturo

Sandez sobre el río Chorro en la ciudad de Girón en la provincia del Azuay en Ecuador, que fue construido en el año 1981 y colapsó en febrero del año 2022. El objetivo de este estudio es determinar las causas estructurales que provocaron el colapso y establecer si dicho colapso pudo ser prevenido oportunamente mediante el análisis de un modelo numérico.

El sistema estructural del puente en estudio consta de una superestructura de hormigón armado tipo viga-losa que se apoya sobre estribos masivos de hormigón ciclópeo de 11.5 m de altura y de 8.50 m × 5.40 m en la base.

A inicios del año 2021 la superestructura del puente empezó a presentar asentamientos en una de las esquinas sobre el estribo izquierdo lo que motivó que personal técnico del Municipio de Girón empezara a realizar una serie de inspecciones. En abril del año 2021 se constató una pérdida de suelo de cimentación (socavación) debajo del estribo izquierdo. Las dimensiones de la socavación registrada fueron de 2 m de largo, 2 m de ancho y 1 m de profundidad. Medio año después, el 26 de octubre de 2021, estando el puente todavía en pie y como una medida de prevención, el ayuntamiento local restringió el tráfico vehicular para vehículos pesados en el puente (Figura 1).



**Fig. 1:** Cierre de Puente de la Calle Arturo Sandez el 26 de octubre 2021.

Finalmente, el puente colapsó el 20 de febrero del 2022 a las 19:15, prácticamente al cabo de

un año desde la inspección en la que por primera vez se evidenció la socavación. El colapso ocurrió sin tráfico vehicular ni peatonal y únicamente bajo la acción de las cargas de peso propio y empujes laterales del terreno, lo que evitó la pérdida de vidas humanas (Figura 2).



**Fig. 2:** Colapso de Puente de la Calle Arturo Sandez el 20 de febrero del 2022

En este artículo se presentan los resultados de la modelización numérica mediante elementos finitos del comportamiento tenso-deformacional del puente bajo los efectos de la socavación del estribo izquierdo. Los resultados demuestran que el proceso de socavación afectó gravemente a la estabilidad global de la estructura hasta generar su colapso. Este estudio fue realizado en el programa especializado “MIDAS Civil” para el análisis basado en elementos finitos (FEA – Finite Element Analysis) y diseño de puentes. El modelo numérico de la estructura en estudio está conformado por elementos finitos tipo sólidos discretizados tanto de la infraestructura como de la superestructura (5,6). En la modelización se considera la interacción de la superestructura con la subestructura (7,8) y la interacción suelo-estructura(9). El modelo considera la geometría de la estructura y la pérdida progresiva de suelo por efectos de socavación (10–13).

Los resultados de este estudio confirman la importancia de la modelización numérica de las estructuras en riesgo de colapso, lo que genera la posibilidad de tomar las medidas de mitigación o remediación de manera oportuna y

evitar pérdidas económicas o fatalidades por el colapso de las estructuras. Es así que, los resultados obtenidos evidencian que existió el tiempo suficiente para realizar los trabajos de remediación y recuperación estructural que hubieran evitado el colapso del puente en la calle Arturo Sandez, sobre el río Chorro, en la ciudad de Girón, Azuay, Ecuador.

El análisis realizado de la evolución del estado tenso-deformacional de la estructura por efecto de la socavación progresiva demuestra que el inicio del proceso de colapso se dio cuando hubo una pérdida significativa del suelo de cimentación (> 39.41%). Esto ocasionó que en el cuerpo del estribo izquierdo empiecen a desarrollarse esfuerzos que superaron la resistencia a la tracción del hormigón ciclópeo.

El incremento de la superficie socavada y la acumulación progresiva del daño en el estribo generó una redistribución de esfuerzos. En determinadas zonas del estribo los esfuerzos llegaron a superar la resistencia tanto a tracción como a compresión del hormigón ciclópeo. La concentración de esfuerzos, la acumulación del daño local y la fusión de fisuras en grietas magistrales provocaron el colapso del estribo izquierdo y el colapso general del puente (Figura 3).



**Fig. 3:** Puente colapsado. Vista desde aguas abajo. A mano derecha se observa el estribo izquierdo.

El objetivo de este estudio fue alcanzado y se determinaron las causas estructurales que

provocaron el colapso. Se estableció que el colapso del puente pudo ser prevenido de manera oportuna mediante la modelización numérica por elementos finitos de la evolución del estado tenso-deformacional de la estructura por efectos de la socavación. Los resultados obtenidos son técnicamente válidos como una primera aproximación. Sin embargo, para realizar una modelización más detallada del proceso de colapso, los autores recomiendan disminuir el tamaño del mallado e incluir en el modelo al suelo de cimentación mediante elementos finitos sólidos con sus respectivas propiedades físicas y mecánicas. De esta manera existirá una representación más exacta de la interacción suelo-estructura y de la evolución del daño en los elementos estructurales.

## 2 MÉTODOS

El estudio numérico empieza con la determinación in situ de las características geométricas y de materiales de la estructura y con la recopilación de información adicional sobre el puente, dado que en el Municipio del cantón Girón no existen ni memorias técnicas ni planos de esta obra. La información levantada en campo permitió establecer que el puente consta de una superestructura monolítica tipo viga-losa de hormigón armado apoyada sobre estribos masivos de hormigón ciclópeo. La superestructura consta de 4 vigas de 80 cm de peralte por 40 cm de ancho y una separación de 2.20 m entre ejes; una losa de hormigón armado de 9 m de ancho  $\times$  8 m de largo y 20 cm de espesor, con volados laterales de 1.20 m; una capa de rodadura de hormigón asfáltico de 5 cm de espesor; aceras de 70 cm de ancho  $\times$  20 cm de alto y protecciones laterales. La subestructura consta de estribos masivos de hormigón ciclópeo de 11.5 m de altura y 8.5 m de ancho, con un espesor de 5.4 m en la base y 2 m en la corona (Figura 4).

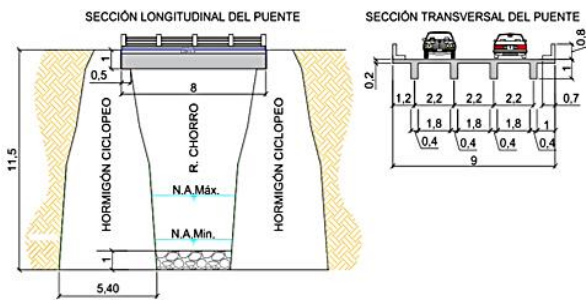


Fig. 4: Características geométricas de la estructura.

La geometría del modelo de cálculo en su conjunto (superestructura y subestructura) fue dibujada inicialmente en el software “Civil 3D” de Autodesk y luego fue exportada al programa de análisis estructural “MIDAS Civil” (14,15). El modelo numérico del puente, elaborado en el programa “MIDAS Civil”, se compone de elementos finitos tipo sólidos (Figura 5a). La modelización del colapso progresivo del puente se realiza para la acción de la combinación de las cargas de peso propio de la estructura y el empuje horizontal del suelo (Figura 5b), ya que en estas condiciones de carga ocurrió el colapso. Cabe recalcar que, a pesar del elevado peligro sísmico del territorio ecuatoriano (16,17), en este estudio no se consideraron las cargas sísmicas dado que cuando ocurrió el colapso no se registraron movimientos telúricos. De acuerdo a la AASHTO LRFD (18) tal combinación de carga corresponde al estado límite “Servicio I”, razón por lo que los factores de carga son iguales a la unidad.

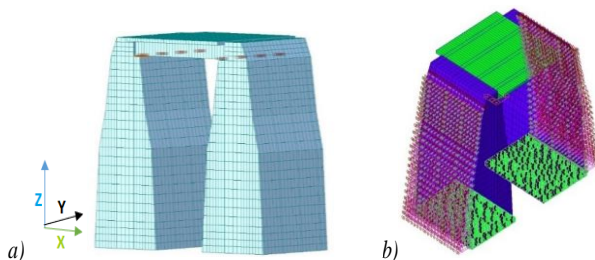


Fig. 5: Modelo numérico del puente en el programa Midas Civil. a) Modelo de elementos finitos; b) Ilustración de cargas y condiciones de borde.

La interacción de la superestructura con la infraestructura se modeliza mediante enlaces entre las vigas y los estribos. En el estribo

derecho se asignaron conectores traslacionales nodales Dz y en el estribo izquierdo conectores traslacionales Dx, Dy, Dz.

La modelización del comportamiento tenso-deformacional de la estructura del puente fue realizada en diferentes etapas, en función del proceso de socavación, mismo que es representado por diferentes estados de pérdida de suelo de cimentación. La variación del estado de la socavación se realizó hasta lograr identificar la etapa correspondiente al inicio del daño en los elementos estructurales. El inicio del daño de los elementos estructurales fue registrado en el estribo izquierdo. Luego se procedió a realizar un análisis estructural no lineal considerando la acumulación del daño y se modelizó el colapso progresivo de la estructura, mediante un análisis multietapa del proceso de socavación y del estado tenso-deformacional de la estructura. En el análisis multietapa se realiza la exclusión de los elementos finitos en los que se superan los criterios de resistencia del material a tracción o compresión del elemento estructural correspondiente. La modelización no lineal multietapa evidenció que la acumulación progresiva del daño en el estribo izquierdo provocó la pérdida de estabilidad global y el colapso del puente.

La primera etapa de la modelización del estado tenso-deformacional corresponde a las condiciones normales (condiciones proyectadas) del puente, es decir con el suelo sin socavación. La segunda etapa corresponde a las dimensiones de la socavación que fueron medidas durante la inspección de abril del año 2021. En dicha inspección se constató que la base en el estribo izquierdo presentaba un asentamiento muy ligero, mientras que en la base del estribo izquierdo existía una socavación de 2 m de longitud (eje x), 2 m de ancho (eje y) y 1 m de profundidad (eje z), lo que

representa aproximadamente un 5.86% del área total de cimentación del estribo (Figura 6).

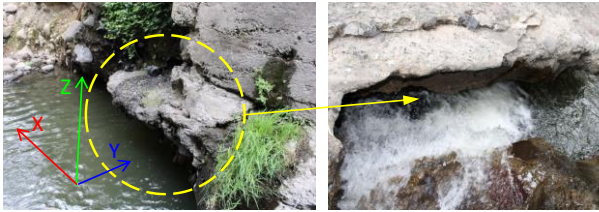


Fig. 6: Socavación estribo izquierdo.

Para la modelización multietapa, en este artículo se resumen en 6 las diferentes etapas de la pérdida de suelo de cimentación (socavación). En la Tabla 1 y en la Figura 7 se presentan las siguientes 6 etapas de socavación del suelo de cimentación del estribo izquierdo, para las cuales se realizó la modelización del estado tenso-deformacional del puente.

Etapas de la pérdida de suelo de cimentación (socavación)					
Etapas	Longitud de socavación (m)		Área socavada (m <sup>2</sup> )	% de socavación	Descripción
	X	Y			
I	0	0	0	0	Normal
II	~2.00	~2.00	~2.34	~5.86%	Normal
III	~3.40	~3.90	~6.51	~16.29%	Normal
IV	~4.00	~4.40	~10.18	~25.48%	Inicio del fallo
V	~5.00	~5.20	~15.75	~39.41%	Fallo irreversible
VI	~5.40	~7.00	~18.82	~47.10%	Colapso

Tabla 1: Etapas de modelización de la estructura en función de la socavación.

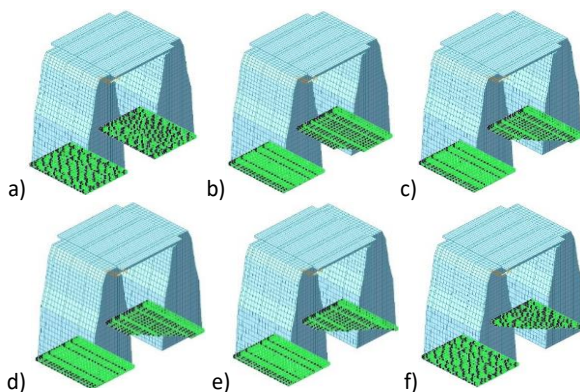


Fig. 7: Etapas de socavación.

### 3 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La influencia de las diferentes fases de pérdida de suelo en el estado tenso-deformacional del puente fueron modelizadas numéricamente para el estado de carga de servicio, compuesto por el peso propio de los elementos estructurales y la presión lateral del suelo sobre los estribos, el cual refleja las condiciones de carga a las que estuvo sometido el puente durante los últimos meses previos al colapso y en el momento mismo del colapso.

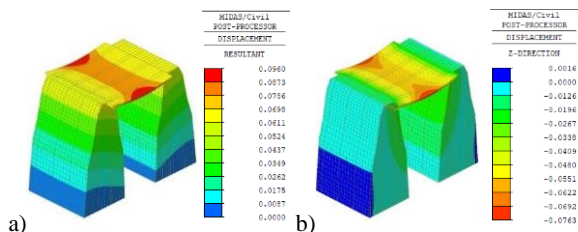
El proceso de modelización progresiva por etapas muestra que los daños del puente se dieron por la pérdida de suelo de cimentación del estribo izquierdo. En este artículo se analizan los resultados de la modelización correspondientes a los desplazamientos y los esfuerzos principales máximos. Los esfuerzos en el modelo se comprueban para los valores de los esfuerzos admisibles del material de uno a otro elemento. En el caso de los estribos, la resistencia asumida del material es de: 280 kgf/cm<sup>2</sup> a compresión y 33.6 kgf/cm<sup>2</sup> a tracción.

#### 3.1 Etapas del estado tenso-deformacional por efectos de la socavación

##### 3.1.1 Etapa I: suelo sin socavación

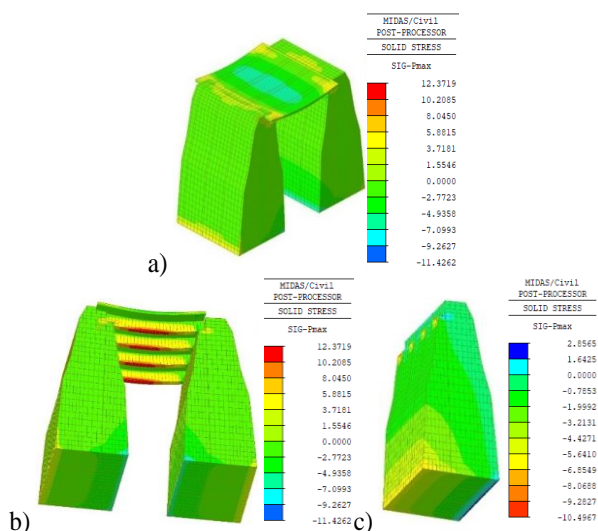
El análisis deformacional muestra que el desplazamiento total máximo en la estructura es  $D_{XYZ} = 0.096$  cm y el desplazamiento vertical máximo  $D_Z = -0.07$  cm, y se registran en el centro del vano del puente (Figura 8). Los valores de los desplazamientos demuestran una elevada rigidez de la superestructura, misma que supera en gran medida los valores admisibles de deformación estipulados en la norma (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications). Además, este comportamiento evidencia que tanto la superestructura como la infraestructura están funcionando de una

manera adecuada en condiciones de sin socavación.



**Fig. 8:** Estado deformacional del puente en la etapa I (suelo sin socavación): a) desplazamientos globales, b) desplazamiento vertical.

El análisis del comportamiento tensional de la estructura en la etapa de modelización I (suelo sin socavación) muestra un comportamiento correspondiente a las condiciones normales de diseño. Se observa la flexión tanto del tablero como de las vigas y en los estribos se aprecia la concentración de esfuerzos locales en los lugares de apoyo de las vigas y la distribución de esfuerzos de compresión y tracción (Figura 9). Las magnitudes de los esfuerzos máximos son inferiores a los valores límites de los esfuerzos admisibles del material (Tabla 2), por lo que la estructura en condiciones normales de suelo sin socavación trabaja de manera idónea.



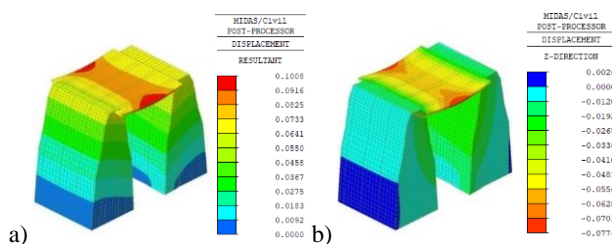
**Fig. 9:** Esfuerzos principales etapa I (suelo sin socavación): a) tablero; b) vigas; c) estribo izquierdo.

I. Suelo sin socavación		
	Compresión kg/cm <sup>2</sup>	Tracción kg/cm <sup>2</sup>
<b>Estribos</b>	-10.50	2.86
<b>Vigas</b>	-2.77	12.37
<b>Losa</b>	-9.26	3.72

**Tabla 2:** Primera etapa del comportamiento de la estructura.

### 3.1.2 Etapa II: suelo socavado (eje X=200 cm; eje Y=200 cm)

Los desplazamientos totales en la estructura son  $D_{XYZ} = 0.10$  cm y los verticales son  $D_Z = -0.08$  cm (Figura 10). Esto demuestra un cambio en el comportamiento deformacional de la estructura como producto de la socavación. Los desplazamientos se incrementan de forma ligera, sin embargo, el comportamiento tenso-deformacional tanto de la superestructura como de la infraestructura sigue estando dentro de los valores admisibles.



**Fig. 10:** Estado deformacional etapa II. Socavación en dirección X 200 cm y en Y 200 cm): a) desplazamientos globales, b) desplazamiento vertical.

El análisis tensional de la infraestructura y de la superestructura en esta segunda etapa (Figura 11) muestra que los esfuerzos principales máximos en la estructura con una socavación menor al 5.86% del área de cimentación se encuentran dentro de los límites permisibles (Tabla 3).

Se observa el incremento de los valores de los esfuerzos de compresión en la base del estribo izquierdo. Sin embargo, las magnitudes de los

esfuerzos no superan los valores admisibles del material del estribo.

la superestructura como de la infraestructura continua dentro de los límites admisibles.

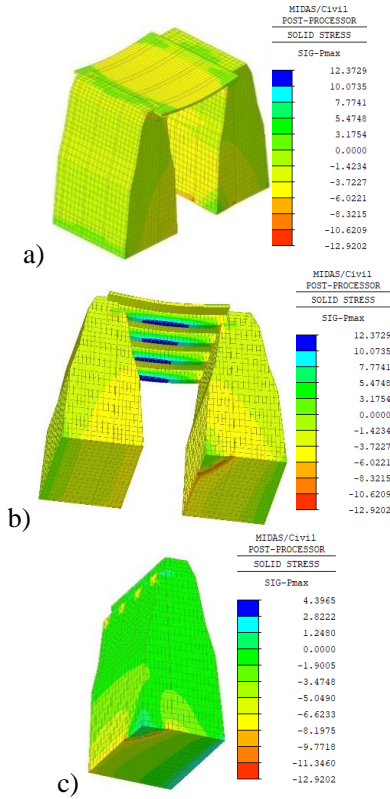


Fig. 11: Esfuerzos principales Etapa II (suelo socavado): a) tablero; b) vigas; c) estribo izquierdo.

Etapa II. Suelo socavado (eje X=200 cm; eje Y=200 cm)		
	Compresión kg/cm <sup>2</sup>	Tracción kg/cm <sup>2</sup>
<b>Estribos</b>	-12.92	4.40
<b>Vigas</b>	-12.92	12.37
<b>Losa</b>	-6.02	3.17

Tabla 3: Segunda etapa del comportamiento de la estructura.

### 3.1.3 Etapa III: suelo socavado (eje X=340 cm; eje Y=390 cm).

Los desplazamientos totales son DXYZ = 0.49 cm y los verticales DZ = -0.40 cm (Figura 12). Esto evidencia que, con el suelo socavado el asentamiento se cuadruplica en comparación con los valores de la fase anterior. En esta etapa se observa que los desplazamientos se incrementan de forma constante. Sin embargo, el comportamiento tenso-deformacional tanto de

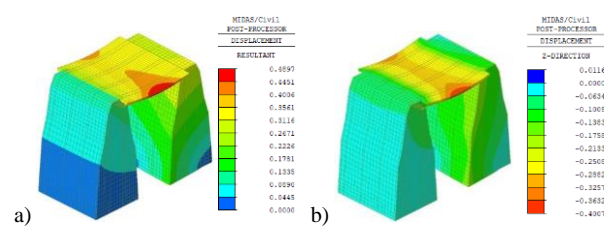


Fig. 12: Estado deformativo etapa III. Socavación en dirección X 340 cm y en Y 390 cm: a) desplazamientos globales, b) desplazamiento vertical.

El análisis tensional (Figura 13) de la infraestructura y de la superestructura en esta etapa muestra que los esfuerzos principales máximos en la estructura con socavación de la etapa III (Tabla 4) se aumentaron de forma constante sin embargo se encuentran dentro de los límites permisibles.

Se evidencia que en la base del estribo izquierdo aumenta los valores de los esfuerzos de compresión y también el área de afectación no solo en la base si no en las paredes laterales del estribo izquierdo. Sin embargo, las magnitudes de los esfuerzos no superan los valores admisibles del material.

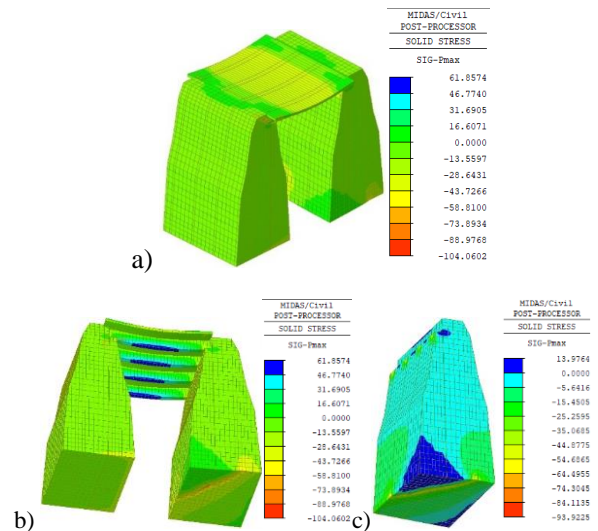


Fig. 13: Esfuerzos principales Etapa III (suelo socavado): a) tablero; b) vigas; c) estribo izquierdo.



Etapa III. Suelo socavado (eje X=340 cm; eje Y=390 cm)		
	Compresión kg/cm <sup>2</sup>	Tracción kg/cm <sup>2</sup>
<b>Estribos</b>	-93.92	13.98
<b>Vigas</b>	-58.81	61.86
<b>Losa</b>	-58.81	16.60

Tabla 4: Tercera etapa del comportamiento de la estructura.

### Etapa IV: suelo socavado (eje X=400 cm; eje Y=440 cm).

Los desplazamientos máximos de la estructura son DXYZ = 0.94 cm y el desplazamiento vertical es DZ = -0.79 cm (Figura 14). Se observa que en esta etapa (socavación del 25.48%), el sistema empieza a mostrar un comportamiento diferente y la estructura se comienza a afectar de forma moderada. Sin embargo, el comportamiento tenso-deformacional tanto de la superestructura como de la infraestructura siguen siendo admisibles.

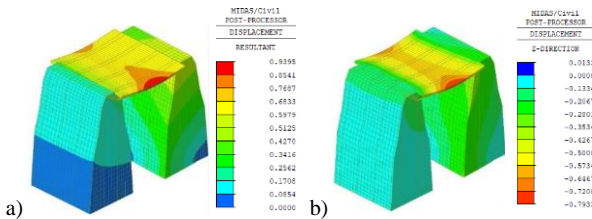


Fig. 14: Estado deformacional etapa IV. Socavación en dirección X 400 cm y en Y 440 cm: a) desplazamientos globales, b) desplazamiento vertical.

El análisis tensional de la infraestructura y de la superestructura en la etapa de socavación IV (Figura 15), muestra que los esfuerzos principales máximos en la estructura se incrementaron de forma drástica y ya bordean los límites permisibles (Tabla 5).

Se evidencia que en la base del estribo izquierdo aumenta los valores de los esfuerzos de compresión y también el área de afección no solo en la base si no en las caras laterales del estribo izquierdo. Se observa una región piramidal en el estribo en cuyos límites existe una concentración de tensiones que bordean los

valores admisibles de resistencia del material del estribo, sin llegar a superarlos.

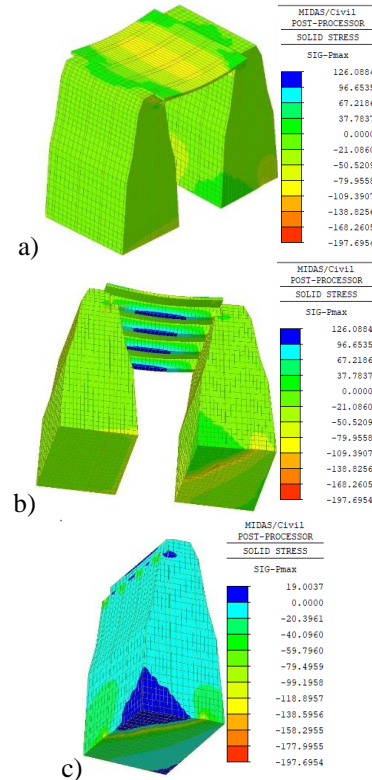


Fig. 15: Esfuerzos principales etapa IV (suelo socavado): a) tablero; b) vigas; c) estribo izquierdo.

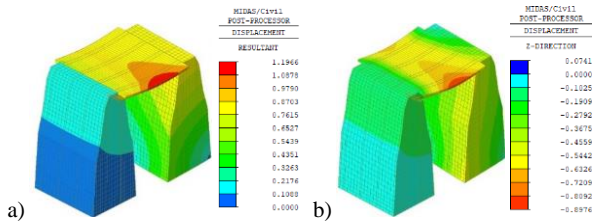
Etapa IV. Suelo socavado (eje X=400 cm; eje Y=440 cm)		
	Compresión kg/cm <sup>2</sup>	Tracción kg/cm <sup>2</sup>
<b>Estribos</b>	-197.70	19.00
<b>Vigas</b>	-109.40	126.09
<b>Losa</b>	-93.75	115.28

Tabla 5: Cuarta etapa del comportamiento de la estructura.

### 3.1.5 Etapa V: suelo socavado (eje X=500 cm; eje Y=520 cm)

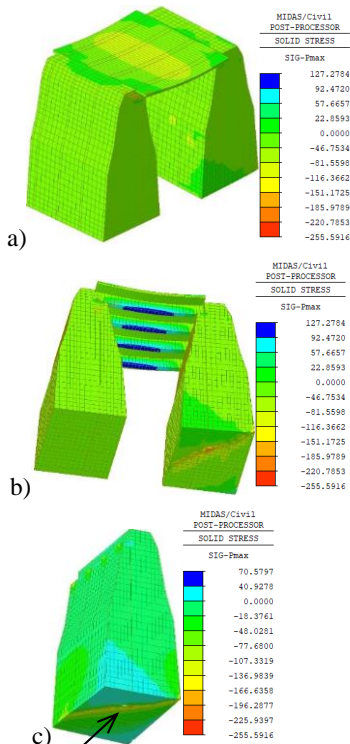
Los desplazamientos máximos en la estructura son DXYZ = 1.20 cm y el desplazamiento vertical máximo es DZ = -0.90 cm (Figura 16). Con el suelo socavado con un área de afección de 39.41% en el estribo empieza el daño con la formación de grietas en la base. La estructura entra a un estado de degradación progresiva,

que afecta no solo al estribo sino también a las vigas y la losa en la esquina donde se observa el hundimiento del estribo izquierdo.



**Fig. 16:** Estado de deformación etapa V. Socavación en dirección X 500 cm y en Y 520 cm: a) desplazamientos globales, b) desplazamiento vertical.

Con la socavación dañina de la etapa V, el análisis tensional (Figura 17) de la estructura muestra que los esfuerzos principales máximos se incrementaron de forma drástica (Tabla 6).



**Fig. 17:** Esfuerzos principales Etapa V (suelo socavado): a) tablero; b) vigas; c) estribo izquierdo.

Los esfuerzos desarrollados en el estribo izquierdo llegan a superar los esfuerzos admisibles del material, lo que da inicio al daño en el estribo (Figura 17c). Se evidencia que en la base del estribo izquierdo se inicia la fisuración. Los valores de los esfuerzos y así como el

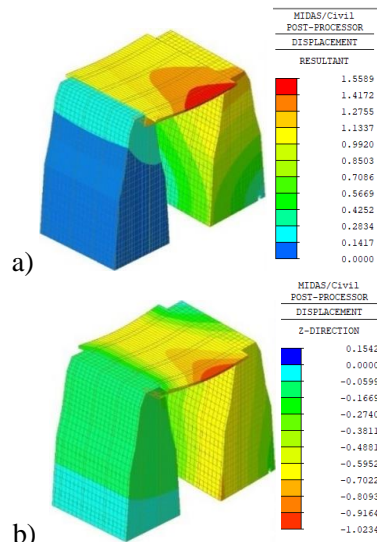
tamaño de la región de concentración de esfuerzos en el estribo izquierdo se incrementan.

Etapa V. Suelo socavado (eje X=500 cm; eje Y=520 cm)		
	Compresión kg/cm <sup>2</sup>	Tracción kg/cm <sup>2</sup>
<b>Estribos</b>	-255.59	70.58
<b>Vigas</b>	-150.49	127.28
<b>Losa</b>	-115.76	92.56

**Tabla 6:** Quinta etapa del comportamiento de la estructura.

### 3.1.6 Etapa VI: suelo socavado (eje X=540 cm; eje Y=700 cm)

Al inicio de esta etapa, los desplazamientos totales en la estructura alcanzan un valor de DXYZ = 1.48 cm y el desplazamiento vertical máximo es de DZ = -1.02 cm (Figura 18). La estructura presenta fisuras en el estribo izquierdo tanto en la zona de la socavación como en la esquina posterior diagonalmente opuesta. La superestructura empieza a perder sustento y se desplaza hacia el estribo asentado.



**Fig. 18:** Estado de deformación Etapa VI (socavación en el eje X 540 cm y en el eje Y 700 cm): a) desplazamientos globales, b) desplazamiento vertical.

El comportamiento tenso-deformacional tanto de la superestructura como de la infraestructura, superan los límites permisibles e inicia el colapso de la estructura.

El análisis tensional en esta etapa (Figura 19) muestra que los esfuerzos principales en la estructura con socavación máxima de la etapa VI se incrementaron de tal forma (Tabla 7), que producen una acumulación de daño y el colapso del estribo izquierdo.

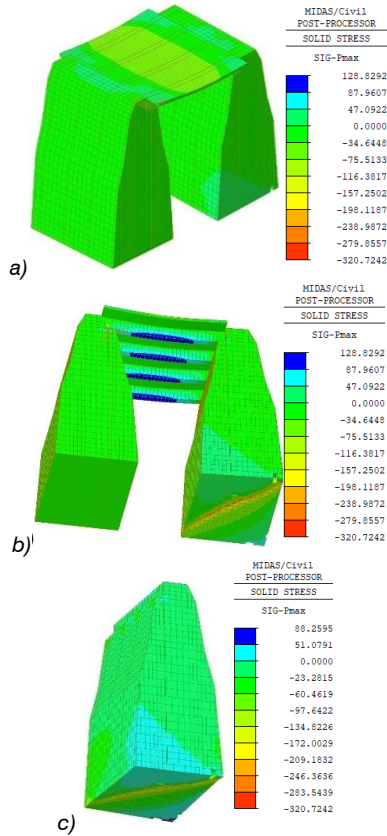


Fig. 19: Esfuerzos principales Etapa VI (suelo socavado): a) tablero; b) vigas; c) estribo izquierdo.

Etapa VI. Suelo socavado (eje X=540 cm; eje Y=700 cm)		
	Compresión kg/cm <sup>2</sup>	Tracción kg/cm <sup>2</sup>
<b>Estribos</b>	-320.72	47.09
<b>Vigas</b>	-157.25	128.93
<b>Losa</b>	-125.76	87.96

Tabla 7: Sexta etapa del comportamiento de la estructura.

Se evidencia que en la base del estribo izquierdo se produce aplastamiento del material por concentración de esfuerzos compresivos, asentamiento severo y crecimiento de grietas hacia la parte superior del estribo. Las magnitudes de los esfuerzos superan los valores

admisibles del material produciendo la propagación de fisuras y fracturas en el estribo y la entrada de la estructura en la fase final de colapso.

### 3.1.7 Etapa final del colapso

En la etapa VI los esfuerzos en el estribo izquierdo del puente ya sobrepasaron la magnitud de resistencia (esfuerzos admisibles) tanto a tracción como a compresión. Se analiza el inicio del daño y el comportamiento no lineal de la estructura. Para este análisis se excluyen del modelo de cálculo los elementos finitos en los cuales se superan los criterios de resistencia del material. El análisis en la etapa VI-1 (Figura 20a) se observa la acumulación del daño y la formación de grietas en las zonas de concentración de esfuerzos de tracción en el estribo izquierdo. Inmediatamente se produce un asentamiento considerable del estribo (Figura 20b) y el consiguiente colapso global del puente (Figura 20c).

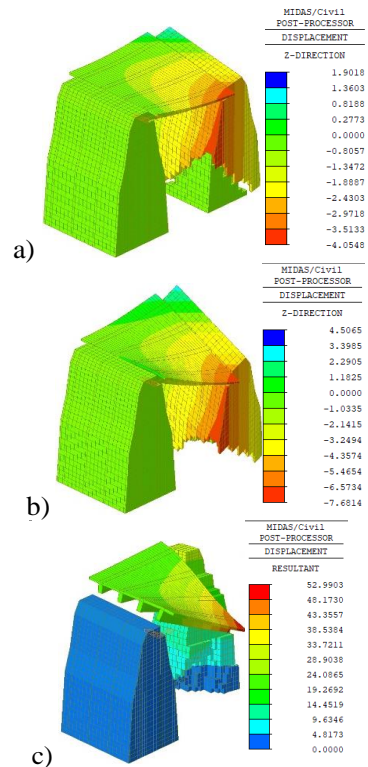


Fig. 20: Etapa de acumulación de daño y colapso de la estructura.

El análisis no lineal del comportamiento tenso-deformacional de la estructura del puente permite observar la redistribución de esfuerzos, el incremento de deformaciones, la evolución del daño y el colapso de la estructura. El análisis del estado tenso-deformacional y de la evolución del daño del puente en la calle Arturo Sanz sobre el río Chorro en la ciudad de Girón (Figura 21, Figura 22) evidencia que el colapso del puente se debe al fallo del estribo izquierdo producto de la socavación del suelo de cimentación, misma que, debido a la configuración masiva del estribo requirió de un área de socavación de por los menos 39.41%.

socavación en el mes de abril del año 2021. Los resultados obtenidos en esta investigación representan una primera aproximación al comportamiento tenso-deformacional y análisis numérico del colapso progresivo del puente, por esta razón se recomienda realizar un análisis con mayor nivel de detalle en el que se considere, entre otros parámetros, la interacción suelo-estructura mediante la inclusión del terreno como elemento del modelo numérico de cálculo.

#### 4 CONCLUSIONES

El análisis estructural no lineal del estado tenso-deformacional y colapso progresivo es crucial en el diseño, construcción y mantenimiento de puentes. Este análisis permite determinar la capacidad de carga de una estructura que presente daños y evaluar la evolución del daño. De este modo se hace posible la predicción del comportamiento de la estructura y la detección oportuna de problemas. Tal análisis permitirá, por una parte, plantear con fundamento técnico las acciones de reparación, y por otro lado justificar técnicamente las razones para una eventual demolición. Todo esto evitará el colapso estructural que acarrea ingentes recursos económicos e incluso puede llegar a tener consecuencias catastróficas.

Un estudio estructural de la evolución del daño y colapso progresivo elaborado oportunamente pudo evitar el colapso del puente Arturo Sanz y pudo haber servido de referencia para tomar las medidas de recuperación estructural.

Los resultados del análisis estructural por elementos finitos del colapso del Puente Arturo Sanz en Girón, Ecuador, evidencian la falla inició con el asentamiento del estribo izquierdo de forma progresiva y terminó con el fracaso del estribo y consiguiente colapso global de la estructura.

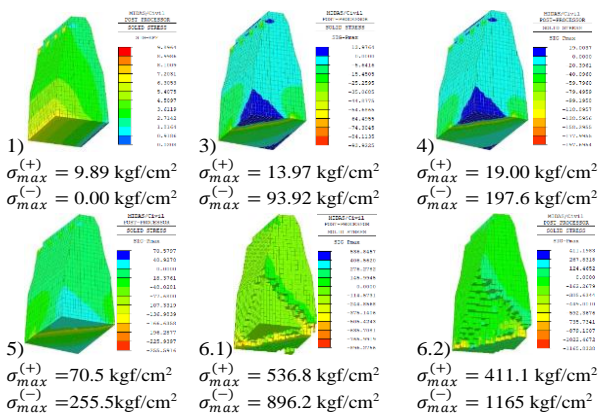


Fig. 21: Etapas de evolución de la socavación y el estado tenso-deformacional del estribo izquierdo.

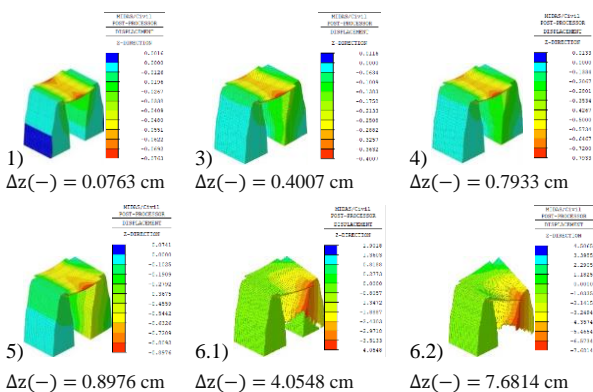


Fig. 22: Etapas de socavación y desplazamiento en el eje Z de la estructura global.

El análisis numérico realizado evidencia que el puente pudo haber sido intervenido de manera oportuna cuando se registró la primera etapa de

La evolución del daño y el consiguiente colapso global requirió una gran área de socavación. El proceso de socavación, desde el primer registro hasta el colapso, requirió de casi un año. Durante este tiempo se pudo intervenir estructuralmente en la cimentación para evitar el colapso, dado que los resultados de la modelización muestran que, en las primeras etapas de socavación, tanto los desplazamientos como los esfuerzos máximos desarrollados en los elementos estructurales, eran inferiores a los valores admisibles.

Los resultados obtenidos en esta investigación representan una primera aproximación al comportamiento tenso-deformacional y análisis del colapso progresivo del puente Arturo Sandez, razón por la que de ser necesario se recomienda realizar un análisis con mayor nivel de detalle en el que se considere, entre otros parámetros, la interacción suelo-estructura mediante la inclusión del terreno como elemento del modelo numérico de cálculo.

## 5 REFERENCIAS

- (1) Rymysza, J. (2020). Causes of the Morandi viaduct disaster in Genoa as a contribution to the design of pre-stressed structures. *Roads and Bridges - Drogi i Mosty*, 19[1], 5–25. <https://doi.org/10.7409//rabdim.020.001>
- (2) Xu, X., Wang, J., Wei, J., Taciroglu, E., Dai, F., and Peng, W. (2018). A forensic investigation of the Taihe arch bridge collapse. *Engineering Structures*, 176[June], 881–891. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.09.011>
- (3) Wardhana, K., and Hadipriono, F. C. (2003). Analysis of Recent Bridge Failures in the United States. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 17[3], 144–150. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0887-3828\(2003\)17:3\(144\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0887-3828(2003)17:3(144))
- (4) Marín Guzmán, C. R., and Maldonado Noboa, J. S. (2022). Estudio de las causas del colapso de puentes en Ecuador (2000-2022). *MQR Investigar*, 6[4], 368–395. <https://doi.org/10.56048/mqr20225.6.4.2022.368-395>
- (5) Huang, Y., Wang, J., and Jin, D. (2011). Performance of a rigid frame arch bridge under near-fault earthquake ground motion. *Advanced Materials Research*, 250–253[May 2008], 1869–1872. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.250-253.1869>
- (6) Sung, Y. C., and Wang, C. Y. (2013). A study on damage assessment of the scoured bridges. *Journal of the Chinese Institute of Engineers, Transactions of the Chinese Institute of Engineers, Series A*, 36[8], 994–1007. <https://doi.org/10.1080/02533839.2012.747066>
- (7) Niu, Y., and Yang, Q. (2020). Analysis of arch bridge collapse based on finite element technology. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 740[1]. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/740/1/012173>
- (8) Xing, S., Ye, J., and Sun, H. (2011). Study on finite element model of bridge multi-pile foundation. *Key Engineering Materials*, 456, 103–114. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.456.103>
- (9) Zakariya, A., Rifa'i, A., Ismanti, S., and Hidayat, M. S. (2023). Axial and lateral bearing capacity assessment of bored piles on medium-dense sand and liquefiable potential based on numerical simulation. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 1184[1], 012007. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1184/1/012007>
- (10) Cardoso, A. H., and Bettess, R. (1999). Effects of time and channel geometry on scour at bridge abutments. *Effects of Time and Channel Geometry on Scour at Bridge Abutments*, April, 388–399.
- (11) Melville, B. W., and Raudkivi, A. J. (1996). Effects of Foundation Geometry on Bridge Pier Scour. *Journal of Hydraulic Engineering*, 122[4], 203–209.

[https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9429\(1996\)122:4\(203\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9429(1996)122:4(203))

- (12) Oliveira, D. V., Lourenço, P. B., and Lemos, C. (2010). Geometric issues and ultimate load capacity of masonry arch bridges from the northwest Iberian Peninsula. *Engineering Structures*, 32[12], 3955–3965.  
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.09.006>
- (13) Simoes, L., and Negro, J. (1994). *Sizing and geometry optimization of cable - stayed Bridges*. 52[2].
- (14) Pandey S., Atul Er, B. Y. (2019). *Planning , designing and proposing a flyover road using autocad Autocad civil 3d software*. August, 3–8.
- (15) Sayyed, G., and Pawar, P. (2023). Optimization of critical factors responsible for prestressed concrete bridge pier collapse. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 1130[1].  
<https://doi.org/10.1088/1755-1315/1130/1/012031>
- (16) Cajamarca-Zuniga, D., Kabantsev, O. V., and Marin, C. (2022). Macro seismic intensity-based catalogue of earthquakes in Ecuador. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 18[2], 161–171.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-2-161-171>
- (17) Cajamarca-Zuniga, D., and Kabantsev, O. (2023). Influence of the Carnegie Ridge on the Development of Seismogenic Sources and Seismicity of Ecuador. *Lecture Notes in Civil Engineering*, 282, 299–310.  
[https://doi.org/https://doi.org/10.1007/978-3-031-10853-2\\_28](https://doi.org/https://doi.org/10.1007/978-3-031-10853-2_28)
- (18) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 1881 (2017).