

## ANÁLISIS DINÁMICO NUMÉRICO Y EXPERIMENTAL DE EDIFICIO EN ALTURA

### NUMERICAL AND EXPERIMENTAL DYNAMIC ANALYSIS OF BUILDING

**Gabriel Aráoz<sup>a</sup>, Martín Domizio<sup>b</sup> y Daniel Ambrosini<sup>b</sup>**

<sup>a</sup>*Instituto de Estructuras, Universidad Nacional de Tucumán y CONICET  
Av. Roca 1800 (CP4000), San Miguel de Tucumán, Argentina  
garaoz@herrera.unt.edu.ar, <http://www.herrera.unt.edu.ar/ies>*

<sup>b</sup>*Instituto de Mecánica Estructural y Riesgo Sísmico, Universidad Nacional de Cuyo y CONICET  
Facultad de Ingeniería, Centro Universitario (CP5502), Mendoza, Argentina  
mndomizio@gmail.com, dambrosini@uncu.edu.ar, <http://ingenieria.uncuyo.edu.ar>*

**Palabras clave:** Análisis Dinámico, Hormigón, Estructuras Sismorresistentes.

**Resumen.** El diseño y análisis de estructuras sismorresistentes requiere la determinación inicial de sus propiedades dinámicas. A partir de estas propiedades es posible evaluar la respuesta estructural ante acciones sísmicas, cualquiera sea la metodología adoptada. Las distintas hipótesis simplificadoras comúnmente adoptadas en modelos numéricos afectan sensiblemente los resultados de este tipo de análisis. Por otro lado, a nivel material, el comportamiento del hormigón es altamente dependiente del nivel de fisuración o degradación. La consideración de este fenómeno en la modelación afecta en forma directa la rigidez global de la estructura y, en consecuencia, las propiedades dinámicas obtenidas. En este trabajo se estudia numéricamente el comportamiento dinámico de un edificio existente de la ciudad de Mendoza, y se comparan los resultados obtenidos con datos experimentales medidos *in situ* a partir de vibraciones ambientales.

**Keywords:** Dynamic analysis, concrete, earthquake-resistant structures.

**Abstract.** Design and analysis of earthquake-resistant structures requires initial determination of its dynamic properties. Regardless of the methodology adopted the structural response to seismic actions can be evaluated from these properties. Simplifying hypothesis commonly used in numerical models notably affect the results of this type of analysis. On the other hand, at a material level, concrete behavior is highly dependent on degree of cracking and degradation. Consideration of this phenomenon in the model directly affects the global stiffness of the structure and, at consequence, dynamic properties obtained. In this work, the dynamic behavior of an existing building from Mendoza city is numerically studied, and obtained results are compared with experimental values measured *in situ* from ambient vibrations.

## 1 INTRODUCCIÓN

El presente artículo constituye un resumen de las tareas realizadas como etapa inicial del trabajo de investigación, actualmente en desarrollo, titulado “Diseño de amortiguadores de masa sintonizados para sismos de falla cercana”. El objetivo general de dicha investigación consiste en disminuir la vulnerabilidad de estructuras civiles existentes frente a la acción sísmica, mediante la incorporación de dispositivos pasivos de control de vibraciones. Con esta premisa, se propone el estudio numérico y experimental de un edificio existente de la ciudad de Mendoza. A fin de lograr una modelación realista de su estructura, se estudia el edificio de la Delegación Mendoza de la Cámara Argentina de la Construcción (CAC), cuyas propiedades geométricas, físicas y mecánicas se encuentran ampliamente documentadas. Por otro lado, dadas sus características, es posible la realización de ensayos de vibración ambiental en el nivel superior (azotea). En los capítulos a continuación se describe el edificio en estudio, sus características y los antecedentes técnicos disponibles. Luego se presentan los ensayos experimentales llevados a cabo in situ, a fin de determinar sus propiedades dinámicas. Posteriormente se describe el modelo computacional desarrollado en el programa LS-DYNA (Hallquist, 2006), sus características y las hipótesis simplificativas adoptadas, así como estudios preliminares relacionados a la discretización de malla y costo computacional. Finalmente, se comparan los resultados obtenidos numéricamente con las mediciones experimentales.

## 2 EDIFICIO CAC MENDOZA

El edificio está ubicado en la calle Patricias Mendocinas N°617, de la ciudad de Mendoza. En el mismo se encuentra la Delegación Mendoza de la Cámara Argentina de la Construcción (CAC) así como también oficinas de empresas asociadas. La construcción, de 7000 m<sup>2</sup> cubiertos, fue inaugurada en el año 2013, y consta de 12 niveles, azotea y dos subsuelos. En la [Figura 1](#) se muestra una imagen de la fachada, la planta tipo y cortes de arquitectura.



Figura 1: Edificio CAC Mendoza: Fachada, Planta y Cortes de arquitectura

## 2.1 Antecedentes técnicos

Las propiedades de la estructura, así como los criterios de diseño considerados, se encuentran ampliamente documentados por la consultora de ingeniería ABAX S.R.L. que desarrolló el proyecto. La documentación comprende una detallada memoria de cálculo, planos de estructura (proyecto y conforme a obra), planillas de cálculo, planos de despiece, detalles de armado, y modelos desarrollados en programas de cálculo de uso profesional.

## 2.2 Descripción general de la estructura

La estructura del edificio, de hormigón armado, está compuesta principalmente por tabiques sismorresistentes, vinculados a través de vigas que sirven de apoyo a las losas de entrepiso. Las fundaciones de los tabiques se realizan por medio de pares de pozos romanos que se considera trabajan a tracción – compresión. En algunos casos, los pozos están vinculados a través de cabezales de hormigón armado. Puede observarse la ubicación de pozos y cabezales de fundación en la Figura 2. En la Figura 3 se muestra la planta de estructura del nivel 1. En la misma se puede observar la ubicación y dimensiones de tabiques en la zona central (ejes 7 a 12). Estos elementos continúan en toda la altura del edificio, constituyendo la estructura resistente principal.

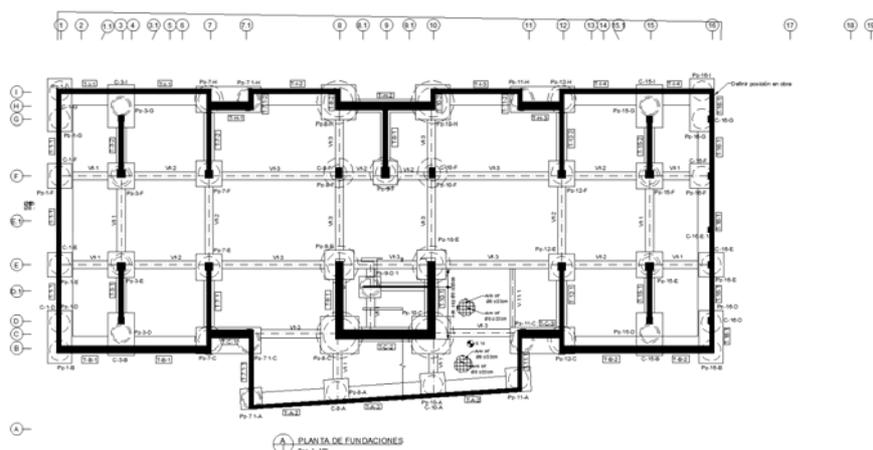


Figura 2: Edificio CAC Mendoza: Planta Estructural Nivel Fundaciones

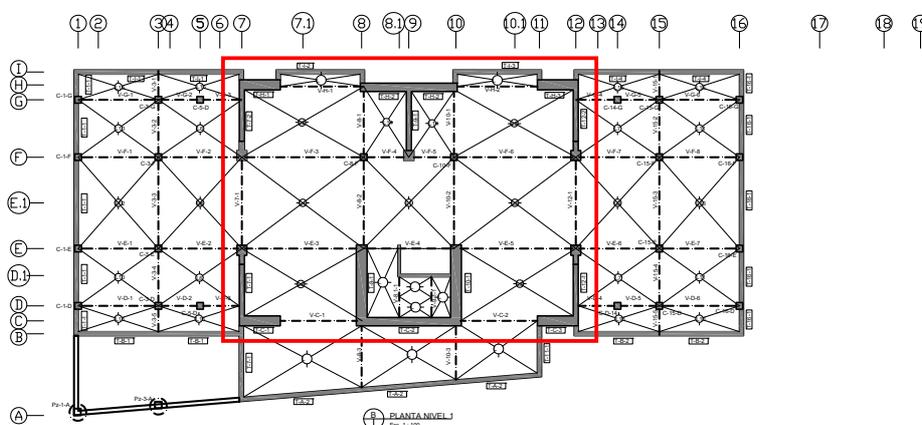


Figura 3: Edificio CAC Mendoza: Planta Estructural Nivel 1

### 3 ENSAYOS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

#### 3.1 Descripción general del ensayo

A los efectos de determinar las frecuencias fundamentales de oscilación del edificio, se realizaron ensayos de vibración ambiental. Las mediciones se llevaron a cabo en marzo de 2018, mediante acelerómetros ubicados en dos puntos de la terraza del edificio (ver Figura 9). En la Figura 4 se puede observar una imagen de la disposición general del ensayo y el instrumental de medición.



Figura 4: Ensayo de vibración ambiental: Ubicación de acelerómetros

Para la medición de la respuesta a nivel de aceleraciones se emplearon acelerómetros piezoeléctricos PCB Piezotronics ultra sensibles, modelo 393B05, con rangos de medición de  $\pm 0.5g$  y sensibilidad de  $10V/g$ . Los acelerómetros fueron conectados a acondicionadores de señal de marca PCB Piezotronics modelo 478A01. Finalmente, la señal fue digitalizada mediante una placa adquisidora de datos modelo PC-CARD-DAS16/16, y se empleó el software VEE para el registro de la señal en el tiempo. Se registraron las aceleraciones horizontales en dos canales, según las ubicaciones definidas inicialmente, correspondiendo el canal 0 a la dirección Norte-Sur y el canal 1 a la dirección Este-Oeste. Se realizaron 7 ensayos para cada canal. En todos los ensayos, la digitalización se realizó tomando 500 muestras por segundo y por canal, con duraciones de 100 y 300 segundos.

#### 3.2 Resultados

Las mediciones en término de aceleraciones fueron registradas y procesadas posteriormente a fin de obtener las frecuencias predominantes en cada uno de los canales de medición. A modo de ejemplo, en la Figura 5 se puede observar el registro de aceleraciones y la Amplitud de la Transformada de Fourier de la señal, correspondientes al canal 0 (Dirección Norte-Sur) del ensayo E2.

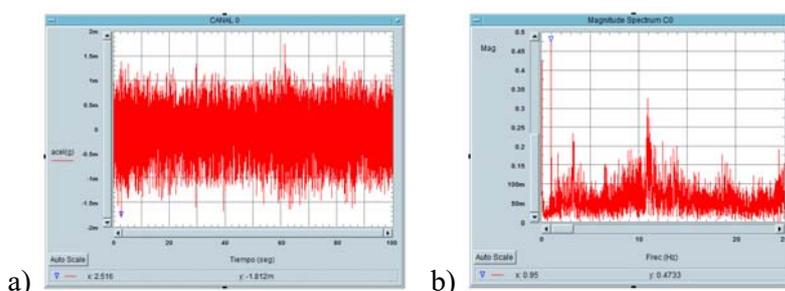


Figura 5: Ensayo E2 (Canal 0): a) Aceleración vs tiempo, b) Amplitud de Transformada de Fourier vs frecuencia

Los registros y resultados obtenidos a partir de los ensayos se resumen en las [Tablas 1 y 4](#).

Ensayo	Tiempo Total [seg]	Rango Placa [ $\pm V$ ]	Canal 0 (Norte-Sur)		Canal 1 (Este-Oeste)	
			Acel. Máx. [mg]	Frecuencias [Hz]	Acel. Máx. [mg]	Frecuencias [Hz]
E1	100	5	3.813	0.95, 1.69, 3.22, 6.54, 9.53-10.23, 10.86-11.63	1.647	1.23, 1.69, 3.97, 6.54, 8.76-9.21, 10.16
E2	100	5	1.812	0.95, 1.68, 3.22, 6.58, 10.88	6.800	1.21, 1.68, 4.03, 6.54, 8.85-9.22, 10.40
E3	100	5	2.062	0.95, 1.68, 2.35, 3.21, 11.01	1.426	1.23, 1.68, 4.01, 5.02, 8.38-9.26, 10.31
E4	300	5	10.570	0.95, 1.657, 3.27, 5.14, 6.723, 8.47, 9.94, 10.82-11.38	7.255	1.22, 1.687, 3.97, 5.14, 7.647, 8.92, 10.36
E5	300	5	2.041	0.95, 1.663, 3.24, 6.57, 9.987, 10.94	1.967	1.22, 1.69, 3.96, 5.073, 8.827, 10.39
E6	100	1.25	1.328	0.95, 1.69, 3.24, 5.09, 6.66, 9.89, 10.98	5.431	1.22, 1.69, 3.98, 5.09, 7.61, 8.48-8.81, 10.33
E7	100	1.25	1.294	0.95, 1.69, 3.24, 6.47-6.65, 10.04, 10.95	1.365	1.23, 1.69, 3.96, 5.12, 8.87-9.04, 10.47

Tabla 1: Aceleraciones Horizontales máximas y frecuencias.

#### 4 MODELACIÓN NUMÉRICA

Para el análisis numérico del edificio se utiliza el programa LS-DYNA (Hallquist, 2006), actualmente incorporado dentro del programa ANSYS (2010). Las propiedades materiales, tipos de elemento y constantes/parámetros a utilizar para cada parte de la estructura, el mallado de la misma y la definición de condiciones de borde se definen a través del módulo APDL (ANSYS Parametric Design Language). Asimismo, se genera la geometría de cada parte a través de volúmenes o bloques (en caso de columnas, tabiques y vigas) y líneas (armaduras verticales en bordes extremos de tabiques, columnas y armaduras longitudinales en vigas). En tabiques se consideran separadamente los bordes extremos o esquinas y el alma. Finalmente, se exporta el modelo generado al formato de LS-DYNA para la realización del análisis dinámico. La metodología de modelación utilizada en este caso fue contrastada con un ensayo experimental en mesa vibratoria por Domizio et al (2017).

##### 4.1 Estudios preliminares

Previamente al análisis numérico del edificio se realizan distintos estudios con el fin de evaluar la discretización de malla necesaria, así como el costo computacional según los distintos tipos de elemento considerados para la modelación de armaduras.

En primer lugar, se realiza la simulación del ensayo push-over en un tabique de 0.45m de ancho, 2.40m de largo y 5.10m de altura, con tres mallas de diferente tamaño. Se consideran elementos cúbicos de 5cm, 7.5cm y 15cm de lado, resultando recomendable adoptar valores entre 7.5 y 15cm. A los fines prácticos, se adoptan para el edificio elementos de 10cm de lado.

Asimismo, se compararon las respuestas del tabique utilizando distintos tipos de elemento para definir los estribos en bordes de tabiques. A partir de estos estudios se recomienda utilizar planos de armadura difusa embebidos debido a la significativa reducción de tiempo computacional, alrededor del 50% respecto de la modelación a través de barras discretas.

## 4.2 Modelo simplificado

Dada la gran cantidad de elementos que forman la estructura, se considera oportuno, para el análisis numérico, la utilización de un modelo simplificado. A tal efecto se adopta como estructura resistente principal a la zona central, entre los ejes 7 y 12, según planta de estructura (ver Figura 3), limitada por tabiques sismorresistentes. Estos tabiques tienen continuidad en toda la altura del edificio y constituyen la estructura resistente principal ante acciones sísmicas. Por otro lado, se consideran simplificaciones en la geometría, tanto en planta como en altura, con el objeto de uniformizar dimensiones de tabiques, vigas y columnas, a fin de simplificar el proceso de generación de elementos y garantizar la coincidencia de nodos en los encuentros de los mismos una vez definida la malla. En las Figura 6 y 7 se muestran la planta tipo de la estructura principal y la planta estructural del modelo simplificado, respectivamente.

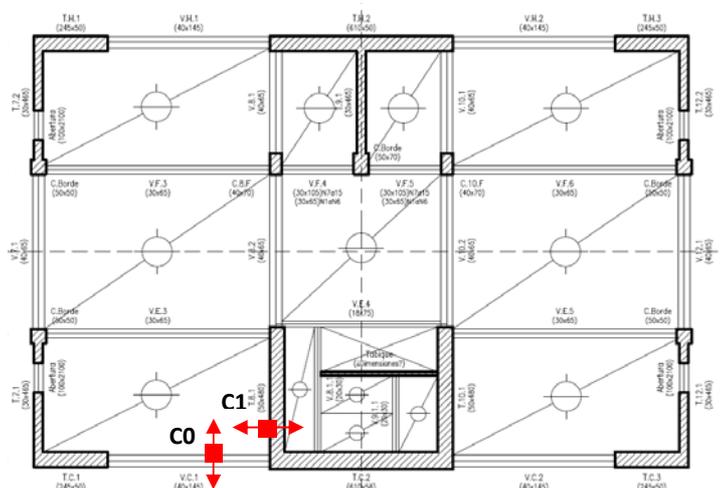


Figura 6: Planta tipo estructura principal

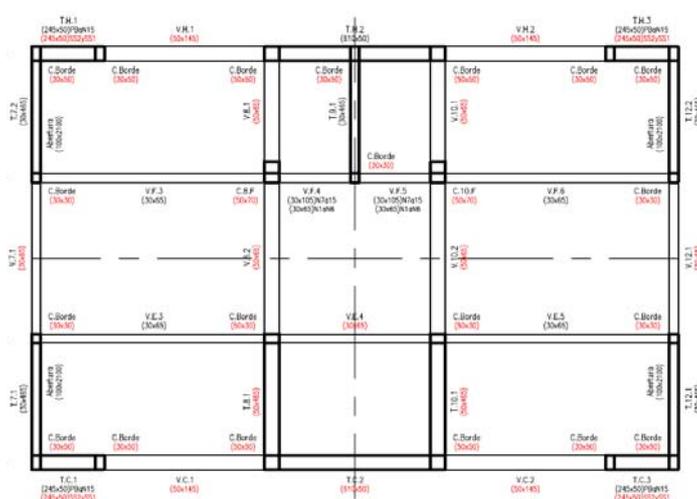


Figura 7: Planta tipo modelo simplificado

Se considera como nivel basal del modelo (Nivel 0) al nivel inferior de los cabezales de fundación. Asimismo, se definen tres zonas en la altura del edificio, en las cuales se agrupan vigas, columnas y tabiques de igual armadura, según planillas de cálculo y planos de despiece disponibles. En cuanto a las condiciones de borde en la base del modelo, se consideran apoyos elásticos ubicados según lo indicado en la planta de fundación (ver [Figura 2](#)).

### 4.3 Tipos de elemento

En tabiques, columnas y vigas, modelados como volúmenes, se adopta un elemento sólido (SOLID164). Para armaduras en bordes de tabiques, armaduras de columnas y armaduras longitudinales de vigas, modeladas a través de líneas, se adoptan elementos tipo biela o “truss” (LINK160). Finalmente, para los apoyos elásticos se consideran elementos tipo barra discreta (DISCRETE).

### 4.4 Parámetros / Constantes

En función del tipo de elemento utilizado, es necesario definir distintos parámetros o constantes, principalmente geométricas o mecánicas. En el caso particular del elemento sólido (solid) no requiere la definición de constantes adicionales. Para elementos tipo biela (truss) sólo se requiere definir el área de la sección transversal de la barra. Estas constantes se definen para cada zona (en altura) según las armaduras indicadas en planillas de cálculo y planos de despiece disponibles. En el caso de elementos “Discrete” para definir los apoyos elásticos, se requiere únicamente la definición de la rigidez axial elástica, definida a partir de los valores indicados en la memoria de cálculo.

### 4.5 Propiedades materiales

Para modelar estribos de columnas y armaduras verticales en caras de tabiques se utiliza el material WINFRITH CONCRETE (y WINFRITH CONCRETE REINFORCEMENT) que permite modelar estas armaduras como planos de armadura difusa. En las armaduras modeladas en forma discreta (líneas) se define al acero como un material elasto-plástico. Respecto a las losas, se considera que las mismas se comportan como diafragmas rígidos en cada nivel. Éstas se definen a través de restricciones en los nodos de cada piso (\*CONSTRAINED\_RIGID\_BODY), teniendo en cuenta las masas correspondientes a las mismas a través de la asignación de masas adicionales en dichos nodos (\*ELEMENT\_MASS). Esta simplificación, a su vez, conlleva a un ahorro significativo en el tiempo de cálculo.

Las propiedades materiales utilizadas en cada caso se describen en las [Tablas 2 y 3](#).

Material property / Parameter		Adopted value
Mass density	RO [kg/m <sup>3</sup> ]	0.785E+04
Young's modulus	E [Pa]	0.210E+12
Poisson's ratio	PR	0.30
Yield stress	SIGY [Pa]	0.420E+09
Tangent modulus	ETAN [Pa]	0.105E+10
Hardening parameter ( $0 \leq \text{BETA} \leq 1$ )	BETA	0.00

Tabla 2: Propiedades materiales del acero (armadura discreta) (\*MAT\_PLASTIC\_KINEMATIC)

Material property / Parameter		Adopted value
Mass density	RO [kg/m <sup>3</sup> ]	0.230E+04
Initial tangent modulus of concrete	TM [Pa]	1.763E+10
Poisson's ratio	PR	0.18
Uniaxial compressive strength	UCS [Pa]	4.360E+07
Uniaxial tensile strength	UTS [Pa]	3.715E+06
Crack width	FE	0.00
Aggregate size (radius)	ASIZE	1.905E-02
Young's modulus of rebar	E [Pa]	0.210E+12
Yield stress of rebar	YS [Pa]	0.420E+09
Hardening modulus of rebar	EH [Pa]	0.105E+10
Ultimate elongation before rebar fails	UELONG	2.040E-01

Tabla 3: Propiedades materiales del hormigón (con armadura difusa) (\*MAT\_WINFRITH\_CONCRETE)

En la Figura 8 se muestra la geometría general del modelo computacional.

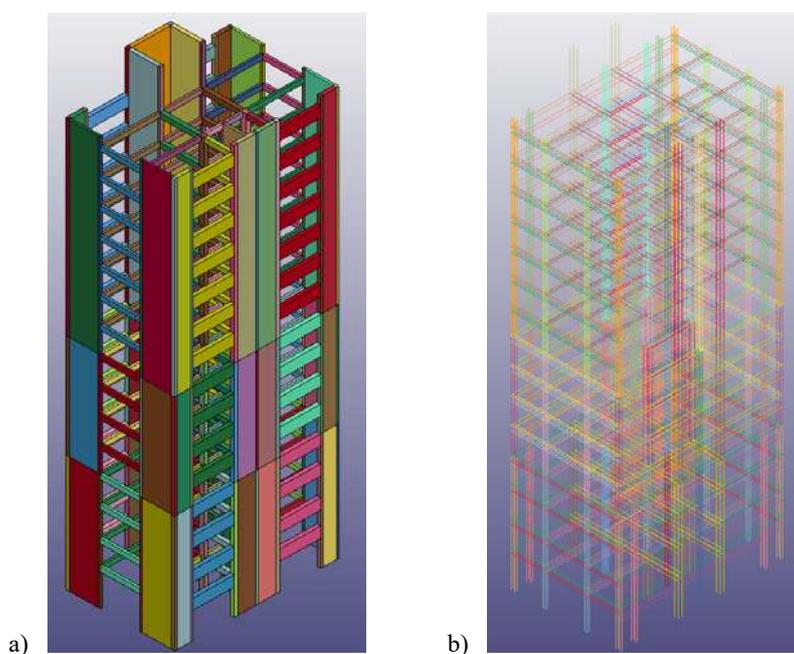


Figura 8: Geometría general de modelo computacional (LS-PREPOST)  
a) Volúmenes: Hormigón de tabiques, columnas y vigas (Mat\_Winfrith\_Concrete)  
b) Líneas: Armaduras bordes de tabiques, columnas y vigas (Mat\_Plastic\_Kinematic)

En la Figura 9 se puede observar la ubicación de los apoyos elásticos, tanto verticales como horizontales, en extremos de tabiques y en base de columnas.

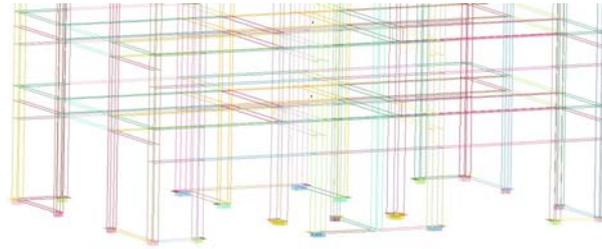


Figura 9: Apoyos elásticos horizontales y verticales

#### 4.6 Análisis modal

Una vez completado el modelo se realiza un análisis dinámico a fin de obtener las frecuencias y modos fundamentales de vibración. En la Figura 10 se muestran los primeros 3 modos obtenidos y sus respectivos valores de frecuencia.

*Modo 1 Flexional N-S (0.95 Hz)**Modo 1 Flexional E-O (1.22 Hz)**Modo 1 Torsional (2.36 Hz)*

Figura 10: Modos de vibración

## 5 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Se resumen en la Tabla 4 los resultados obtenidos a partir del ensayo y del modelo computacional para cada modo de vibración. Se indica, además, la diferencia porcentual entre los mismos.

Modo	Tipo	Frecuencia Ensayo [Hz]	Frecuencia Modelo [Hz]	Diferencia %
1	Modo 1 Flexional N-S	0.95	0.95	0.0
2	Modo 1 Flexional E-O	1.22	1.22	0.0
3	Modo 1 Torsional	1.68	2.36	40.5
4	Modo 2 Flexional N-S	3.23	2.75	14.9
5	Modo 2 Flexional E-O	3.98	4.00	0.5
6	Modo 1 Elongación vertical	No relevada	5.41	-
7	Modo 2 Torsional	6.59	7.15	8.5

Tabla 4: Comparación de resultados

Como se puede observar, existe una excelente correlación entre las frecuencias obtenidas en forma experimental y numérica, para ambas direcciones. Se observa una mejor aproximación en las frecuencias flexionales para la dirección Este-Oeste (Modos 2 y 5), mientras que la mayor diferencia se presenta en el primer modo torsional (Modo 3).

## 6 CONCLUSIONES

De la campaña experimental se concluye que es posible distinguir claramente los distintos modos y frecuencias naturales del edificio a partir de ensayos de vibración ambiental. En este sentido, es importante destacar que pueden existir diferencias considerables entre los valores medidos y los valores utilizados inicialmente para el diseño y cálculo de la estructura.

En cuanto al proceso de modelación, se destaca la posibilidad de utilizar distintas hipótesis simplificativas que permiten la reducción de la cantidad de elementos y del costo computacional. En particular, se destaca la posibilidad de definir los estribos de columnas y armaduras verticales en caras de tabiques, a través de planos de armadura difusa; así como la definición de las losas de entepiso a través de masas nodales y restricciones nodales de tipo “diafragma rígido”.

Finalmente, en virtud de la comparación de resultados obtenidos de manera experimental y numérica, se concluye que el modelo desarrollado es adecuado para analizar la respuesta dinámica de la estructura.

## AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al CONICET y al CIUNT por el apoyo económico brindado para la realización de este trabajo. Asimismo, agradecen al Dr. Alejandro Carosio (ABAX S.R.L.) por su colaboración y disposición.

## REFERENCIAS

- ANSYS, I., Theory reference. Canonsburg: ANSYS, Inc, 2010.
- Domizio, M., Ambrosini, D., and Curadelli, O., Nonlinear dynamic numerical analysis of a RC frame subjected to seismic loading. *Engineering Structures*, 138:410–424, 2017.
- Hallquist, J.O., LS-DYNA Theory manual, Livermore software Technology Corporation, 2006.