

MODELAGEM COM TECNOLOGIAS DIGITAIS DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM MONUMENTO HISTÓRICO URUGUAIO.

O caso do Urnario del Cementerio del Norte em Montevideo,
pelo Arq. Nelson Bayardo.

*MODELING WITH DIGITAL TECHNOLOGIES OF THE STRUCTURAL BEHAVIOR OF A
URUGUAYAN HISTORICAL MONUMENT.*

*The case of the Colombarium of the North Cemetery in Montevideo, by Architect Nelson
Bayardo.*

*MODELIZACIÓN CON TECNOLOGÍAS DIGITALES DEL COMPORTAMIENTO
ESTRUCTURAL DE UN MONUMENTO HISTÓRICO URUGUAYO.*

El caso del Urnario del Cementerio del Norte en Montevideo, del Arq. Nelson Bayardo.

Juan José Fontana

Facultad de Arquitectura, Diseño y Urbanismo – Udelar, juanjosefontana@fadu.edu.uy

Carola Romay

Facultad de Arquitectura, Diseño y Urbanismo – Udelar, Facultad de Ingeniería –
Udelar, cromay@fadu.edu.uy

RESUMEN

El Urnario del Cementerio del Norte, del Arq. Nelson Bayardo, es una obra paradigmática de la modernidad uruguaya con una expresiva estructura de hormigón armado visto, diseñada y construida a mediados del siglo XX. En el marco de una investigación desarrollada a efectos de conocer integralmente el edificio, analizar su estado de conservación y establecer pautas para su recuperación, se confeccionó un modelo informático para analizar su desempeño estructural. Este permitió conocer profundamente el comportamiento del edificio a través de un análisis numérico de sus descargas, deformaciones, tensiones, cuantías necesarias de acero y fisuraciones teóricas. Permitted evaluar la distribución de las tensiones que el edificio transmite al terreno, el impacto de las acciones gravitatorias y horizontales en sus deformaciones, las tensiones de compresión que se producen en el hormigón y las cuantías de acero que son necesarias para su refuerzo, así como realizar una interpretación de cuales de las lesiones que en la actualidad lo afectan, podrían explicarse a partir del comportamiento de estructural. Además de resultar una herramienta de gran utilidad para la comprensión del desempeño actual del edificio, el modelo podría también utilizarse para diseñar acciones de conservación curativa y preventiva, a efectos de salvaguardar los valores patrimoniales del bien.

PALABRAS CLAVE: patrimonio arquitectónico; hormigón visto; análisis estructural; modelado digital

ABSTRACT

Nelson Bayardo's Colombarium in the North Cemetery is a paradigmatic work of Uruguayan modernity with an expressive structure of exposed reinforced concrete, designed and built in the mid-twentieth century. Within the framework of a research carried out in order to get to know the building as a whole, analyze its state of preservation and establish guidelines for its recovery, a computer model was created to analyze its structural performance. This allowed a deep understanding of the building's behavior through a numerical analysis of its discharges, deformations, stresses, required amounts of steel and theoretical cracking. It allowed to evaluate the distribution of stresses that the building transmits to the ground, the impact of gravity and horizontal actions on its deformations, the compressive stresses that occur in the concrete and the amounts of steel that are necessary for its reinforcement, as well as to make an interpretation of which of the injuries that currently affect it, could be explained from the structural behavior. In addition to being a very useful tool for understanding the current performance of the building, the model could also be used to design curative and preventive conservation actions, in order to safeguard the heritage values of the property.

KEY WORDS: *architectural heritage; exposed concrete; structural analysis; digital modeling*

RESUMO

O Urnario del Cementerio del Norte, de Nelson Bayardo, é uma obra paradigmática da modernidade uruguaia, com uma expressiva estrutura de betão armado aparente, projetada e construída em meados do século XX. No âmbito de um projeto de investigação desenvolvido com o objetivo de conhecer o edifício na sua totalidade, analisar o seu estado de conservação e estabelecer directrizes para a sua recuperação, foi criado um modelo informático para analisar o seu comportamento estrutural. Este permitiu conhecer em profundidade o comportamento do edifício através de uma análise numérica das suas descargas, deformações, tensões, quantidades necessárias de aço e fissuração teórica. Permitiu avaliar a distribuição de tensões que o edifício transmite ao solo, o impacto da gravidade e das acções horizontais nas suas deformações, as tensões de compressão que ocorrem no betão e as quantidades de aço necessárias para o seu reforço, bem como interpretar quais as lesões que o afectam atualmente que podem ser explicadas com base no comportamento estrutural. Para além de ser uma ferramenta muito útil para compreender o comportamento atual do edifício, o modelo pode também ser utilizado para conceber acções de conservação curativa e preventiva, a fim de salvaguardar os valores patrimoniais do bem.

PALAVRAS-CHAVE: *património arquitetónico; betão à vista; análise estrutural; modelagem digital*

INTRODUCCIÓN

En 1959, desde la Intendencia Municipal de Montevideo, el Arq. Nelson Bayardo con la colaboración del calculista J.P Tizze proyectó un edificio elevado de grandes luces destinado a albergar urnas funerarias en el Cementerio del Norte con una arriesgada estructura de hormigón armado expuesto. El proyecto, inserto en el entorno natural del parque del cementerio, responde a la forma de un anillo de planta cuadrada de 36,65 m de lado, con un patio central de 20,3 m de lado. Se despliega en cuatro niveles que abarcan el patio, planta baja, entrepiso y primer piso, quedando la planta baja libre con vistas abiertas al parque. Las fachadas externas son vigas altas y las losas de entrepiso y cubierta constituyen losas nervadas de doble carpeta. El acceso al primer piso se da a través de una *gradonata*, que constituye una pieza estructural particular. La fachada interior orientada al norte incluye un mural en hormigón visto del artista Edwin Studer (figura 1).

La obra, que se convertiría en una de las más reconocidas de la modernidad uruguaya de la segunda mitad del siglo XX (MÉNDEZ, 2022), fue inaugurada en 1961 al tiempo que era publicada en revistas especializadas de la época, tanto locales como extranjeras (BULLRICH, 1964 y L'ARCHITECTURE D'AUJOURD'HUI, 1966), así como citada por historiadores y críticos tales como Leopoldo Artucio (1971), Francisco Bullrich (1969) o Enrique Browne (1988). Sus notables valores artísticos determinaron su designación como Monumento Histórico Nacional en 2014, así como su incorporación en la muestra La Aldea feliz, realizada para la Bienal de Arquitectura de Venecia en el mismo año (NISIVOCCIA et al., 2014) y en la exhibición *Latin America in Construction*, realizada en el Museo de Arte Moderno de Nueva York en 2015 (BERGDOLL et al., 2015).

Figura 1. Vista de la fachada norte del Urnario del Cementerio del Norte.



Fuente: Fotografía de los autores.

A pesar de su relevancia, el edificio ha sufrido un paulatino e ininterrumpido proceso de deterioro debido, principalmente, a su escaso mantenimiento. Ante el riesgo de pérdida de una de las principales obras del acervo patrimonial moderno, se firmó en 2019 un convenio entre la Facultad de Arquitectura, Diseño y Urbanismo (FADU) de la Universidad de la República y la Intendencia de Montevideo (IM) a efectos de desarrollar un plan de recuperación y manejo del edificio. Sus principales objetivos eran conocer exhaustivamente el edificio e integrar ese conocimiento a la enseñanza e investigación académica, relevar su estado actual de conservación y establecer pautas para su recuperación y mantenimiento. El informe final del trabajo fue presentado en 2022.

La metodología desarrollada incluyó la indagación documental, la contextualización histórica, el registro físico, la descripción y el análisis formal, el registro y el análisis de lesiones, la realización de cateos y ensayos, el estudio del comportamiento estructural, la

evaluación y el diagnóstico del edificio, y el desarrollo de lineamientos para orientar la elaboración de un proyecto de reparación y de recuperación.

Actualmente, los beneficios de aplicar modelos digitales a la puesta en valor de bienes de carácter patrimonial son ampliamente reconocidos. Su alcance abarca tanto los cometidos de dar difusión a partir de modelos de información, basados en el registro integral del bien, como aquellos vinculados al monitoreo del comportamiento y seguimiento de las acciones de intervención. Así, por ejemplo, se puede observar el desarrollo de variados programas HBIM (heritage building information modelling) basados en la adaptación del modelado BIM a las condiciones singulares de edificios de valor patrimonial (ANGULO FORNOS, 2020 y QUINTILLA- CASTÁN, 2021).

Considerando estos avances, se elaboró un modelo tridimensional de análisis de la estructura del Urnario del Cementerio del Norte con el programa RFEM de la compañía Dlubal, a efectos de comprender integralmente el complejo comportamiento espacial del conjunto, que difícilmente puede deducirse a partir de la suma del funcionamiento de cada una de sus partes.

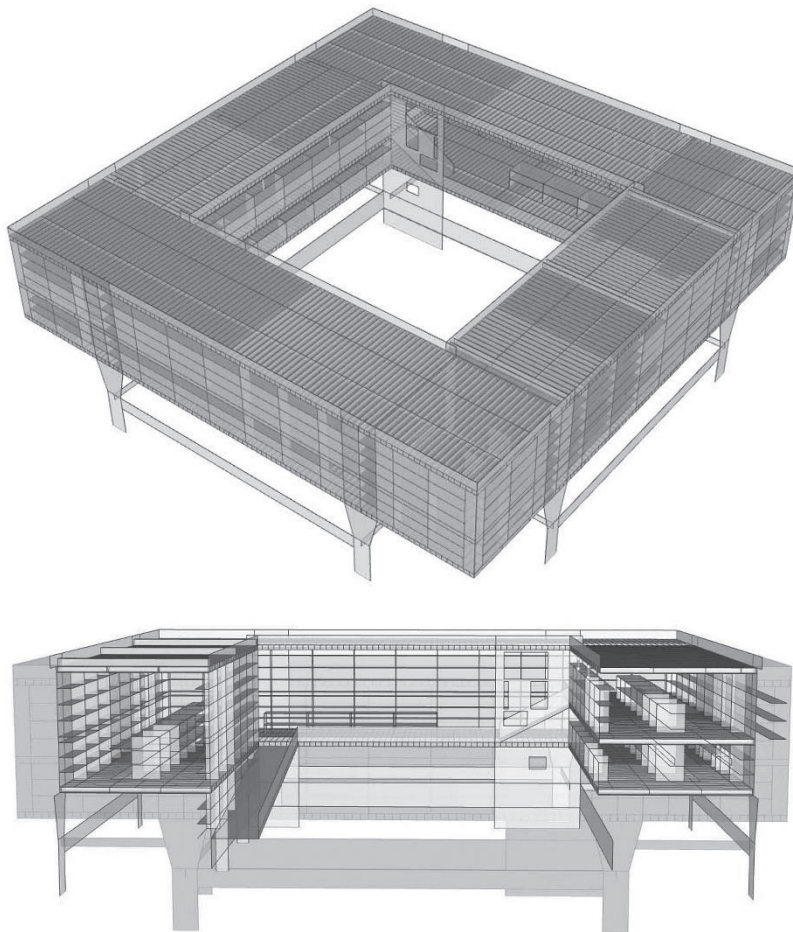
DESCRIPCIÓN DEL MODELO

La geometría del modelo estructural se basó en la planimetría original y en el relevamiento tridimensional realizado, que actualizó la geometría documentada a la de la obra ejecutada. Este proceso puso en evidencia algunos ajustes menores ocurridos durante el proceso de materialización de la obra.

La mayoría de los elementos estructurales fueron modelados como superficies planas de hormigón con espesores constantes (figura 2). Las excepciones comprendieron la losa de piso de la *gradonata* de acceso al primer nivel, que fue modelada como una superficie plana de espesor variable, y los dos pilares circulares que soportan la viga de cubierta en la fachada interior del sector norte, que fueron modelados como barras de sección circular.

Las losas nervadas del primer nivel y del entrepiso fueron creadas a través del enlace de superficies horizontales y verticales. Las primeras representan las carpetas superior e inferior, de 7 y 4 cm de espesor, respectivamente, separadas 30 cm. Las segundas representan los nervios principales de 10 cm de espesor, separados 38 cm, y los transversales de rigidización, ubicados según los recaudos gráficos de la obra y cuya ubicación fue corroborada a través de termografías. Los mismos criterios se utilizaron para el modelado de las losas nervadas de la cubierta, pero con superficies de 5 cm de espesor para las carpetas superiores y separaciones de 29 cm entre los planos medios de las carpetas.

Figura 2. Axonometrías de la geometría del modelo realizado con el programa RFEM 5.



Fuente: Imágenes de los autores.

Los pilares y las vigas se conformaron a partir de superficies verticales con espesores que varían entre los 25 y los 15 cm. Los tabiques y las losas que configuran las paredes y repisas de las estanterías se modelaron a partir de superficies de 5 cm de espesor y las losas de las escaleras de acceso al entresuelo superior como superficies inclinadas de 10 cm de espesor.

La *gradonata* de acceso al primer nivel, por su parte, se modeló a partir de una superficie inclinada con un espesor que varía entre los 18 y los 10 cm.

Los dos pilares circulares que soportan la viga de cubierta en el sector norte, por último, fueron modelados como barras rectas de sección circular de 15 cm de diámetro.

Los arranques de pilares y pantallas sobre la cimentación fueron definidos como apoyos en línea con restricción total de desplazamientos.

La malla de elementos finitos se generó a partir de elementos bidimensionales cuadrangulares, con nudos en las esquinas y en los puntos medios de sus lados.

De acuerdo a los resultados obtenidos en los ensayos a la compresión de testigos extraídos del edificio, el tipo de hormigón elegido para el modelo fue el C30/37 del Eurocódigo 2 (ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN, 2016) con una resistencia característica a la compresión de 30 N/mm². Para la armadura pasiva se eligió un acero B 420 s, con un límite elástico característico de 420 N/mm².

Los casos de carga considerados fueron el peso propio, las cargas muertas, los empujes del suelo, las sobrecargas (sobrecarga de uso y sobrecarga de urnas funerarias) y las acciones producidas por el viento.

El peso propio, las cargas muertas y los empujes del suelo se incluyeron en la categoría de acciones permanentes.

Las sobrecargas de uso se estimaron de acuerdo a los criterios de la normativa uruguaya (INSTITUTO URUGUAYO DE NORMAS TÉCNICAS, 1991). Se consideró una sobrecarga de 3,00 KN/m², actuando tanto sobre las losas de los niveles 1 y 2 como sobre las circulaciones. Sobre la cubierta se aplicó una sobrecarga de uso de 1,50 KN/m².

Sobre las estanterías se consideró una sobrecarga de 0,70 KN/m² para los estantes altos y de 0,23 KN/m² para los estantes bajos, a efectos de considerar el peso de las urnas funerarias. Estos valores surgieron de una estimación del peso de una serie de urnas apiladas de acuerdo a la distribución observada en el edificio.

Por último, la acción del viento fue estimada según la norma uruguaya (INSTITUTO URUGUAYO DE NORMAS TÉCNICAS, 1994) considerando una velocidad característica de 43,9 m/s y una rugosidad del terreno tipo II, correspondiente a un terreno plano o poco ondulado con obstrucciones bajas.

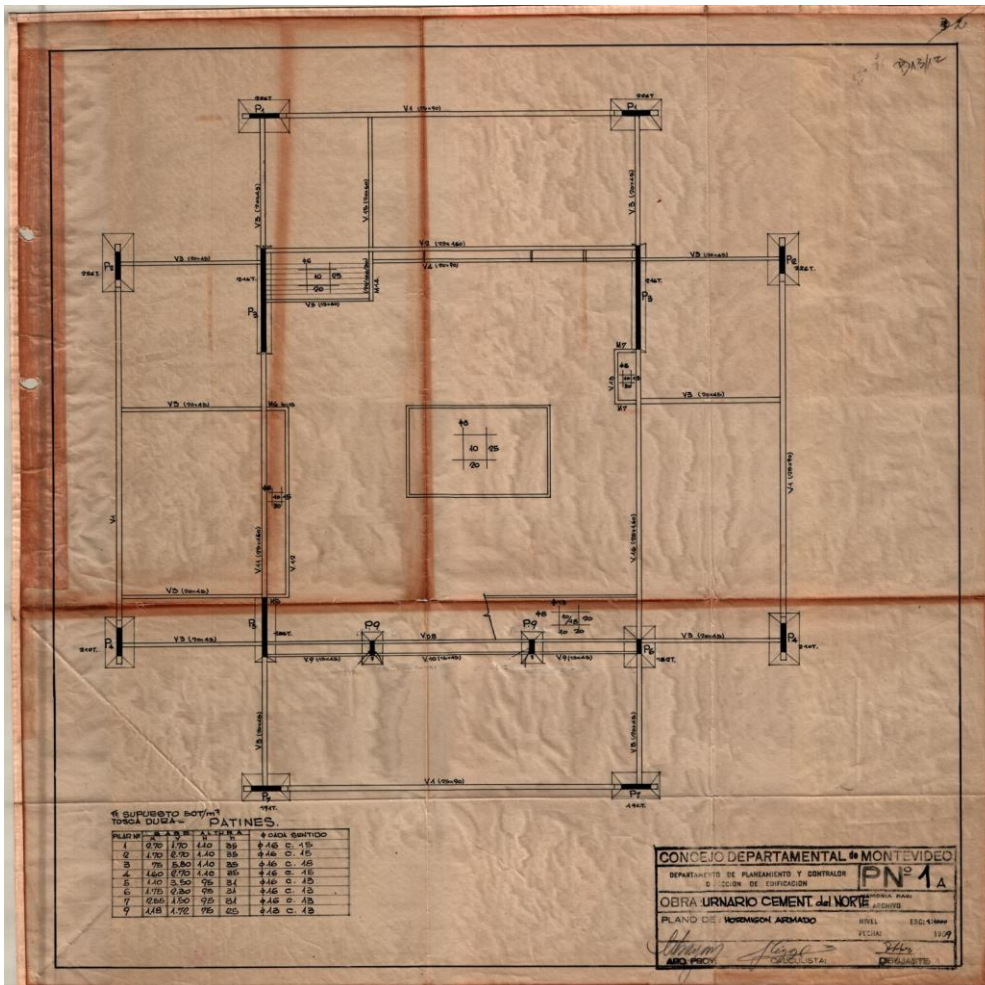
Para la combinación de acciones y de resultados se siguieron las reglas definidas en Eurocódigo 0 (ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN, 2019). El cálculo estructural de los estados límite últimos y de servicio fue realizado siguiendo los procedimientos del Eurocódigo 2 (ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN, 2016).

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Reacciones y descargas

La comparación de las descargas de los pilares a la cimentación estimadas por el modelo, para la combinación de cargas y sobrecargas sin mayorar, muestra diferencias respecto de lo indicado en el plano original «PN°1A» (figura 3). El edificio, según el modelo, genera una descarga total 5,26% superior a la indicada en el cálculo original. Asimismo, la distribución de estas cargas en los pilares de planta baja no coincide con la del cálculo original de manera que los pilares de fachada norte superan un 15% la carga prevista, los ubicados en fachada este lo hacen en un 1% y los pilares de fachada oeste y sur descargan valores menores que los indicados en los planos originales (6% y 1% respectivamente).

Figura 3: Plano original de cimentación «PN°1A» con indicaciones de descargas en las bases.



Fuente: Centro de Documentación del Instituto de Historia, FADU - Udelar.

La descarga total del modelo en los pilares exteriores resulta 2,05% superior a la suma de las descargas indicadas para dichos pilares en el plano de la obra.

Las mayores diferencias se dan en los pilares calados, en las fachadas al patio de los sectores este y oeste. Las descargas de los mismos resultan 44% superiores en el modelo.

Por último, la diferencia en las descargas de los pilares que soportan la fachada al patio del sector sur en los extremos, es de aproximadamente 28,2%.

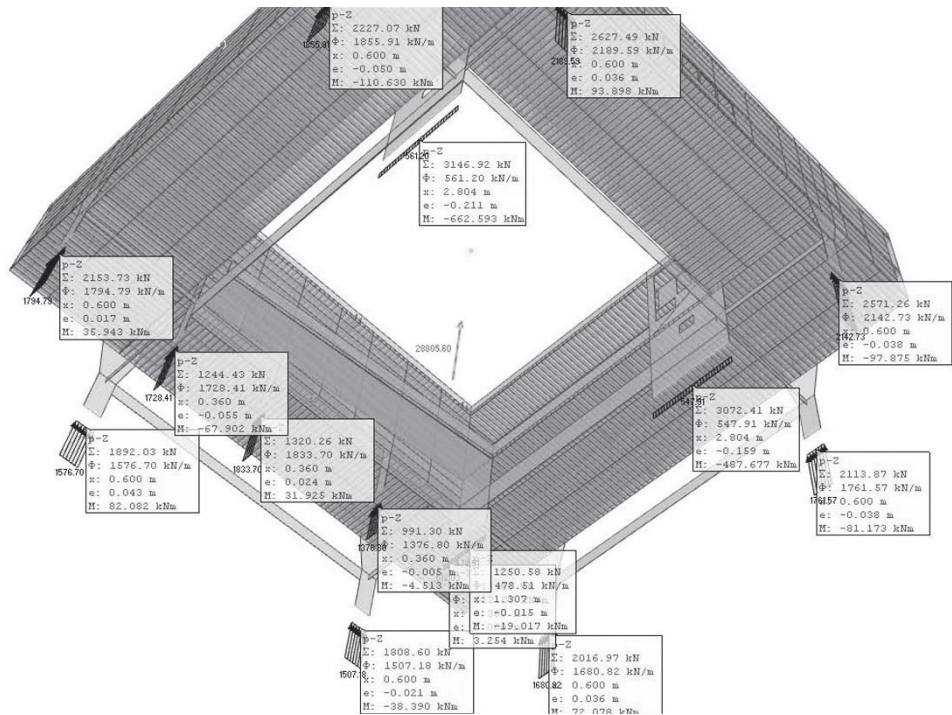
Se calcularon las tensiones transmitidas por el edificio al suelo a partir de las descargas del modelo, para la combinación de cargas permanentes y sobrecargas sin mayorar (figura 4), y las dimensiones de las bases indicadas en el plano de cimentación «PN°1A».

Existen tres tipos de base que transmiten tensiones al suelo que superan la tensión admisible de 50 t/m² indicada en el plano de cimentación, las de los pilares de la fachada norte, las de los pilares calados al patio y las de los pilares intermedios que soportan la fachada interior del sector sur, que son 17 %, 48 % y 33 % mayores, respectivamente.

Los mayores valores resultaron los transmitidos al suelo por los pilares calados. Los menores, que representan aproximadamente un 43 % de los anteriores, son aquellos transmitidos por el pilar que soporta la viga de la fachada al patio del sector sur en el extremo este.

En cuanto a las descargas de los pilares exteriores, las de aquellos de la fachada norte son las máximas, aproximadamente un 18 % mayores que aquellos de las fachadas este y oeste volcados hacia el norte, que resultan las mínimas.

Figura 4. Valores de las descargas del modelo para una combinación de cargas permanentes y sobrecargas.



Fuente: Imagen de los autores.

Deformaciones globales y flechas iniciales

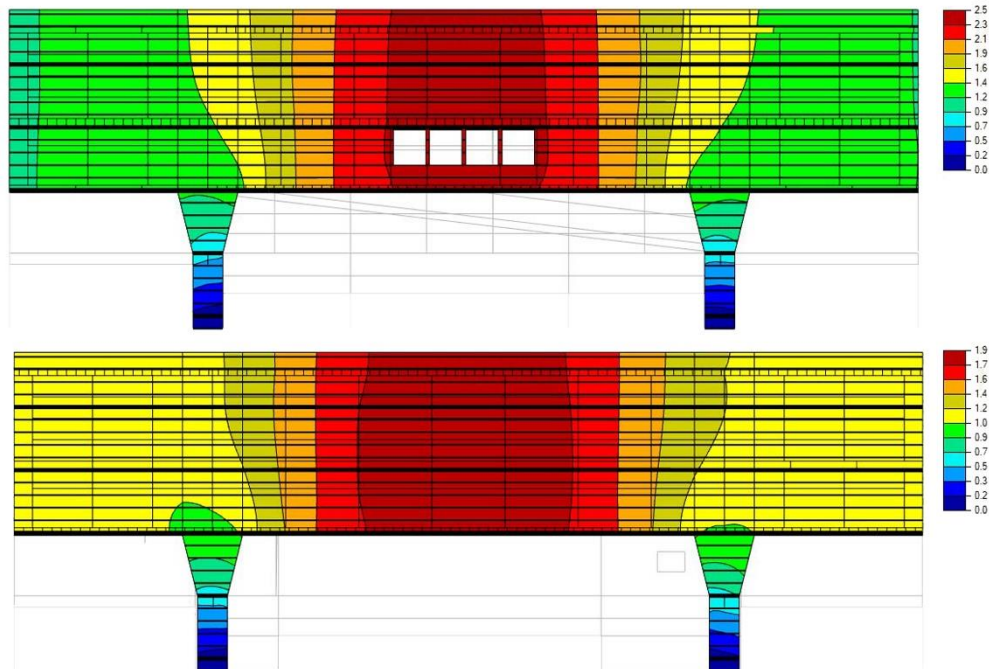
La combinación crítica de estados límite de servicio para las deformaciones globales resultó ser la combinación característica.

Las vigas altas de las fachadas, con tres tramos continuos de aproximadamente 7,3 metros de altura, acusan deformaciones muy pequeñas. El modelo ha permitido observar que todos ellos se comportan como tramos apoyados en sus extremos, dado que los laterales de dos fachadas contiguas se apoyan mutuamente en las esquinas.

La viga de la fachada norte, perforada por cuatro ventanas en el primer nivel, presenta una deformación máxima de 2,9 mm en el tramo central, en tanto que las otras vigas de fachada, sin perforaciones, presentan deformaciones en sus tramos centrales que no superan los 1,9 mm (figura 5). Se estima una flecha máxima de 1,6 mm para la viga de la fachada norte y de 0,8 mm para la de la fachada sur.

En los tramos laterales, apoyados en las esquinas, la máxima deformación de 1,3 mm se produce en la zona central. En los extremos de las vigas del sector norte, que constituyen las esquinas más cargadas, las deformaciones no superan los 1,2 mm.

Figura 5. Deformaciones globales iniciales (mm) de las fachadas norte y oeste, para Estados Límite de Servicio en combinación característica de resultados.



Fuente: Imágenes de los autores.

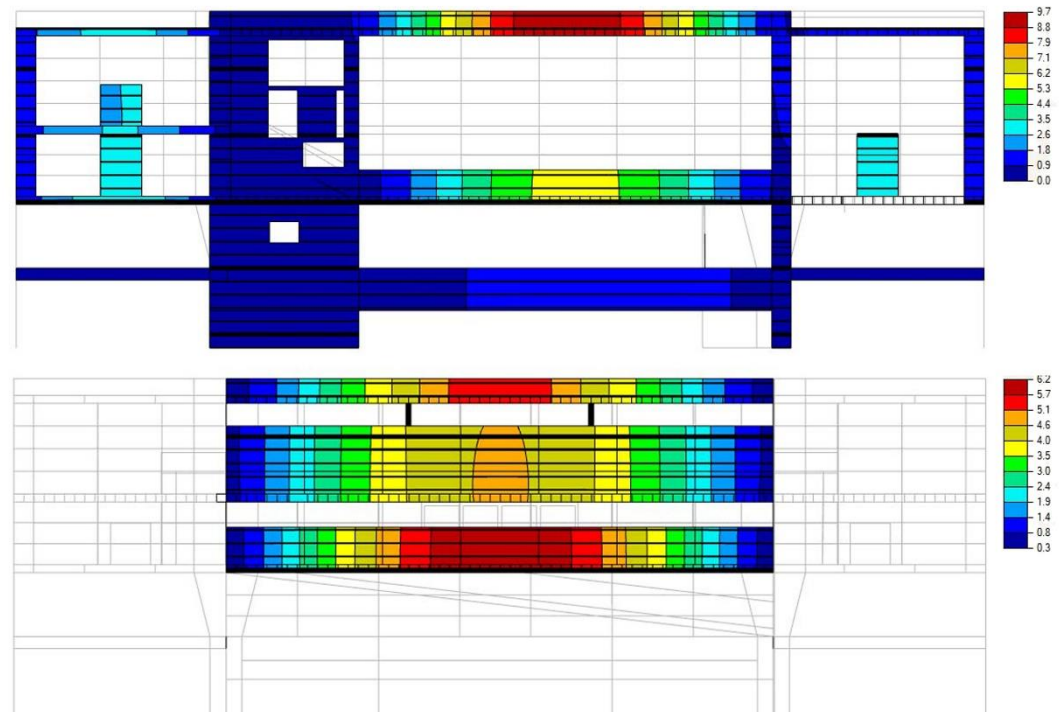
Las máximas deformaciones globales iniciales en el modelo estructural fueron observadas en las vigas de 15,3 m de luz de las fachadas interiores de los sectores este y oeste que soportan la cubierta, con valores de 9,7 y 9,8 mm (ver figura 7). Se estiman flechas máximas de 8,9 mm para estas vigas de 92 cm de altura.

La viga baranda de la fachada al patio del sector este, con 1,33 m de altura y 15,46 m de luz, alcanza una deformación máxima de 6,1 mm y una flecha de 5,2 mm, en tanto que la correspondiente al sector oeste, con la misma altura y una luz libre de 12,92 m, se deforma hasta 3,6 mm con una flecha de 3,5 mm.

En la viga de tres tramos continuos de la fachada interior del sector norte que soporta la cubierta, se observa una deformación máxima de 5,6 mm en el punto medio del tramo central, correspondiente a una flecha de aproximadamente 1,7 mm, ya que los apoyos sobre los pilares de sección cilíndrica descienden unos 3,9 mm. Esta flecha sería de 4,9 mm, considerada con respecto a los apoyos externos sobre las fachadas al patio.

La viga de la fachada interior del sector norte que recibe la descarga de los dos pilares de sección circular, tiene 2,85 m de altura y salva una luz de 20,2 m. La máxima deformación observada en el centro de esta viga es de 5,1 mm, correspondiente a una flecha de unos 4,5 mm. La viga de esta misma fachada que soporta la losa nervada del primer nivel, con 1,70 m de altura e idéntica luz, presenta una deformación de 6,2 mm, correspondiente a una flecha de unos 5,6 mm (figura 6).

Figura 6. Deformaciones globales iniciales (mm) de las fachadas interiores de los sectores este y norte, para Estados límite de Servicio en combinación característica de resultados.



Fuente: Imágenes de los autores.

Las vigas que arriostran los pilares de las fachadas principales, por otra parte, llegan a deformarse 5,1 mm en la zona central, con flechas de 4,7 mm.

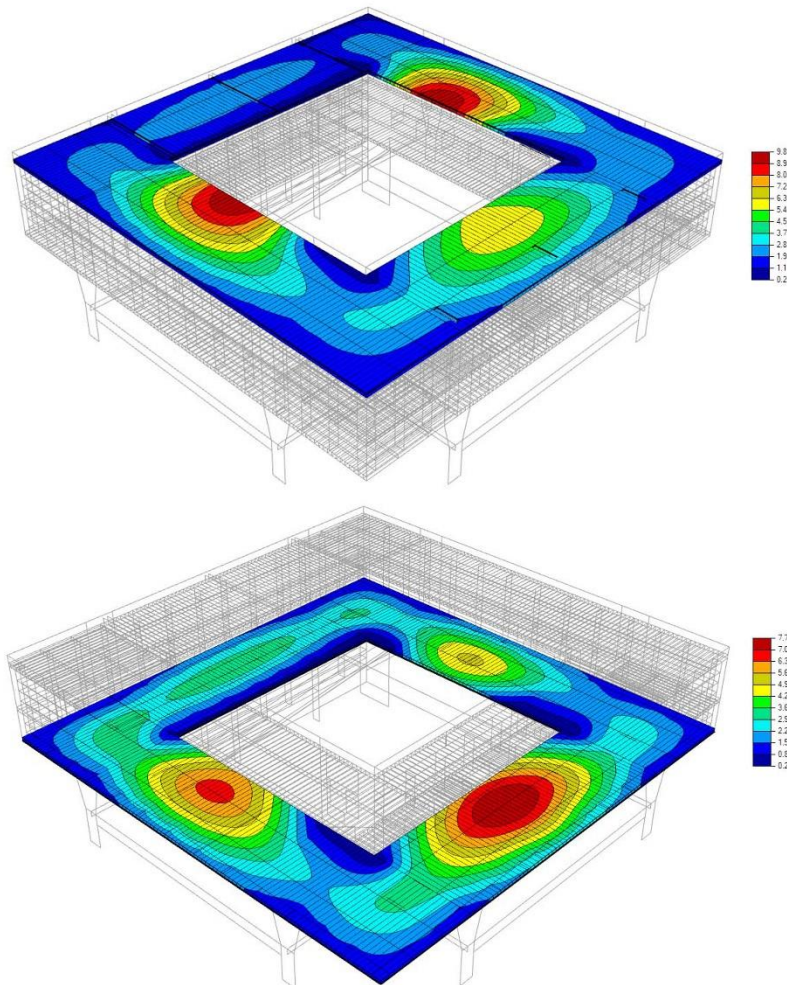
Las máximas deformaciones en las losas nervadas de la cubierta ocurren en los sectores este y oeste al ser arrastradas por la deformación de las vigas de las fachadas al patio. La deformación máxima alcanza 9,8 mm en las losas del sector oeste y 9,7 mm en las del sector este.

En la losa de cubierta del sector norte la deformación máxima ocurre en la zona central, aunque más próxima a la fachada interior que a la exterior debido a la diferencia de rigideces de las vigas que la sustentan. El máximo valor es de 6,2 mm, correspondiente a una flecha de unos 5,7 mm. En el sector sur, por el contrario, la máxima deformación ocurre en la zona central, pero ligeramente desplazada hacia la fachada exterior, ya que en la interior descarga sobre el muro que sirve de soporte del mural, que, prácticamente, no se flexa. La deformación máxima en esta losa alcanza 2,5 mm, correspondiente a una flecha de unos 2,1 mm.

En la losa nervada del entrepiso, en el sector norte, la deformación máxima ocurre en la zona central, aunque desplazada hacia la fachada interior tal como ocurre en la cubierta. El máximo valor es de 6,2 mm, correspondiente a una flecha de 5,8 mm.

En las losas nervadas del primer nivel las máximas deformaciones ocurren en las zonas centrales, desplazadas hacia las fachadas interiores en los sectores norte, este y oeste y hacia la exterior en el sector sur. Los valores máximos son de 7,7 mm en el sector norte, 6,9 mm en el sector oeste, 5,1 mm en el sector este y 3,2 mm en el sector sur y los de flechas de 7,5 mm, 6,7 mm, 4,9 mm y 2,8 mm, respectivamente (figura 7).

Figura 7. Deformaciones globales iniciales (mm) de las losas de la cubierta y del primer piso, para Estados límite de Servicio en combinación característica de resultados.



Fuente: Imágenes de los autores.

Las deformaciones horizontales producidas por la carga de viento en el edificio son despreciables en relación a aquellas provocadas por las cargas gravitatorias.

Tensiones de compresión en las direcciones de los ejes principales

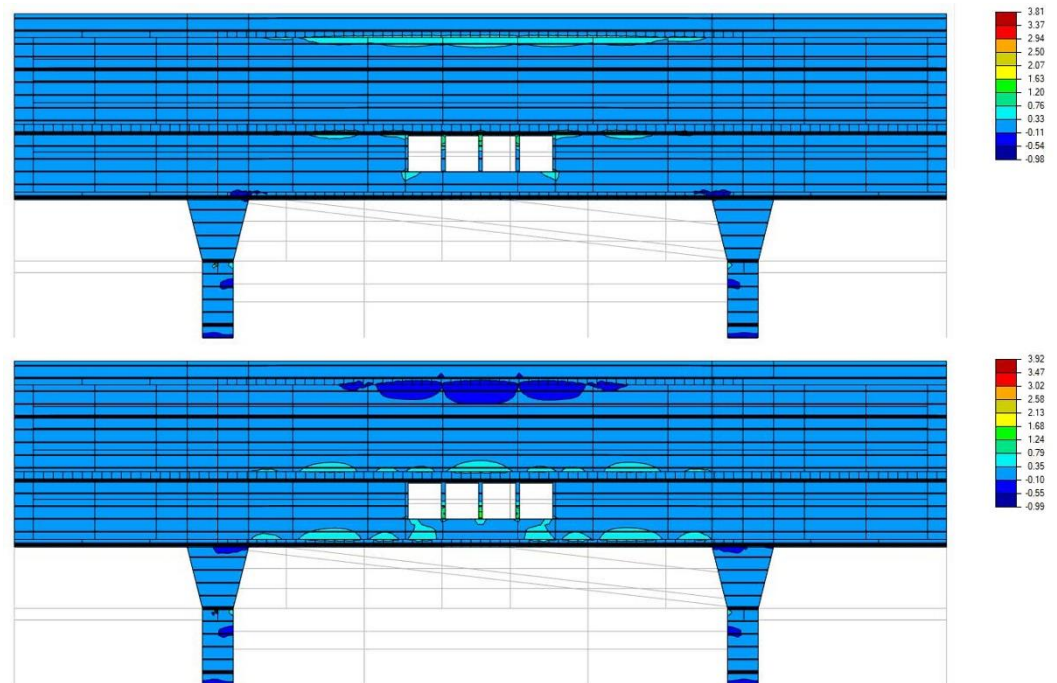
Se comentan, a continuación, los valores de tensiones normales de compresión máximos observados en las piezas de hormigón armado del modelo, para los ejes principales, para estados límite últimos en situaciones permanentes y transitorias.

La máxima tensión de compresión en los pilares de las fachadas es de $0,99 \text{ KN/cm}^2$. Se registra en el tramo inferior de un pilar del sector norte que va desde la cimentación hasta el nivel de planta baja.

En la fachada norte, en la zona superior central del tramo entre pilares, se observa una tensión de $0,57 \text{ KN/cm}^2$ que se produce por debajo de la descarga de la losa nervada de la cubierta (ver figura 8).

En las fachadas sin perforaciones, por otra parte, la máxima tensión normal de compresión alcanza los $0,17 \text{ KN/cm}^2$ en la zona de apoyo sobre los pilares del tramo central, en tanto que por debajo de la descarga de la losa nervada de la cubierta se observan valores de hasta $0,29 \text{ KN/cm}^2$.

Figura 8. Diagramas de tensiones normales (KN/cm²) en la dirección del eje principal donde se producen los valores máximos, en ambas caras de la fachada norte, para estados límite últimos en situaciones permanentes y transitorias.



Fuente: Imágenes de los autores.

En el pilar calado de la fachada al patio del sector oeste ocurren tensiones de hasta 0,45 KN/cm². En la misma fachada, en la zona de apoyo de la viga que soporta la losa de la cubierta, se observan tensiones de compresión de hasta 0,97 KN/cm². En la zona central superior de esta viga la compresión alcanza 0,44 KN/cm².

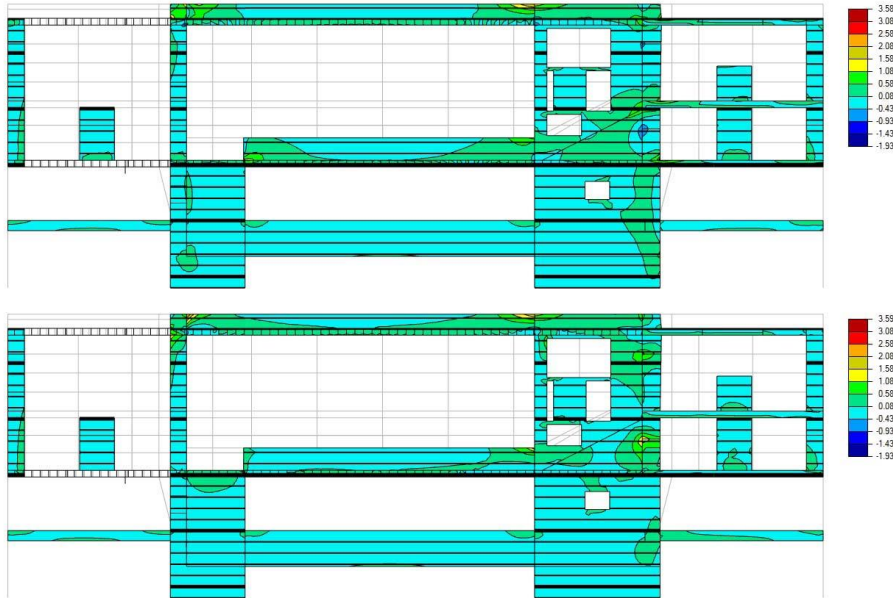
En la viga que soporta la losa del primer nivel en esta fachada y que oficia de baranda, por su parte, aparecen tensiones de hasta 1,03 KN/cm² en las zonas de apoyo (figura 9).

En las vigas que conforman la fachada al patio del sector norte, las máximas tensiones se observan en las zonas de apoyo del primer y tercer tramo de aquellas que soportan las losas de cubierta, con valores de hasta 1,12 KN/cm². En la zona superior del segundo tramo y en los apoyos centrales, sobre los pilares de sección circular, se observan valores de 0,17 KN/cm².

En la viga que soporta la descarga del entepiso, hacia los apoyos, se observan valores de 1,07 KN/cm². En la zona central superior, por otra parte, las tensiones son de 0,16 KN/cm² y, bajo las descargas de los pilares de sección circular, de 0,81 KN/cm².

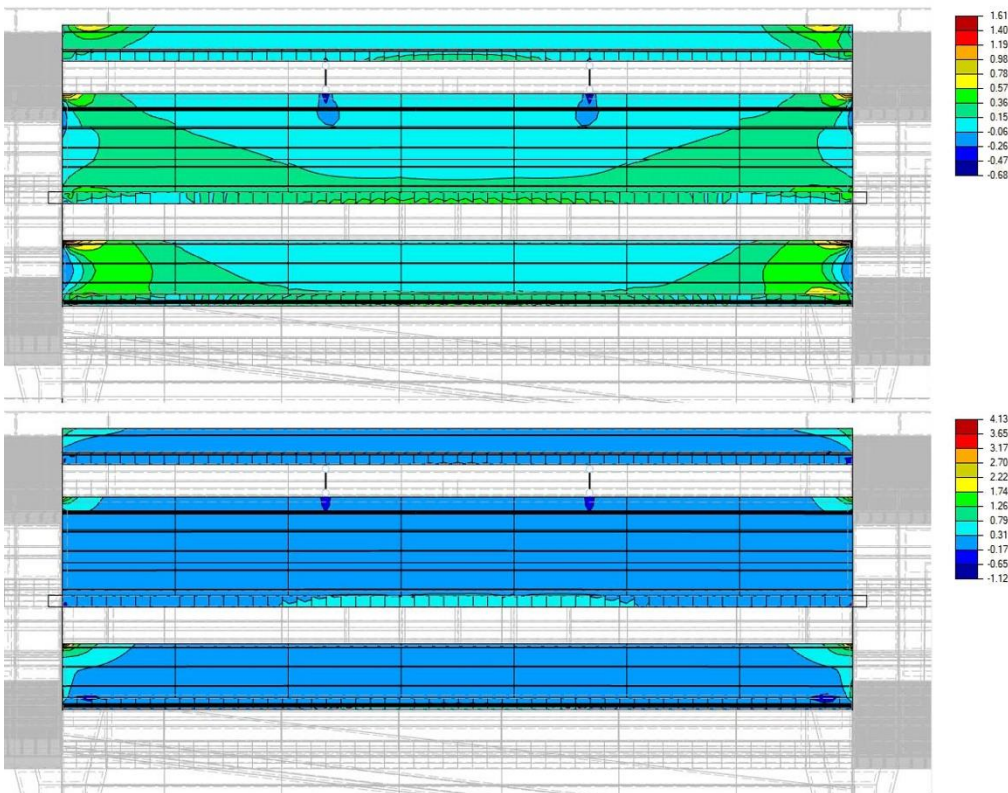
En la viga que soporta la losa del primer nivel, por último, se observan, próximas a las zonas de los apoyos, tensiones de 0,65 KN/cm² (figura 10).

Figura 9. Diagramas de tensões normais (KN/cm²) na direção do eixo principal onde se produzem os valores máximos, em ambas caras de la fachada interior del ala oeste, para estados límite últimos en situaciones permanentes y transitorias.



Fuente: Imágenes de los autores.

Figura 10. Diagramas de tensões normais (KN/cm²) na direção do eixo principal onde se produzem los valores máximos, en ambas caras de la fachada interior del ala norte, para estados límite últimos en situaciones permanentes y transitorias.



Fuente: Imágenes de los autores.

Anchos de fisuración resultantes

Se comentan, a continuación, los valores máximos resultantes de anchos de fisuración en las piezas de hormigón del modelo, para las combinaciones pésimas.

En la cara exterior de la fachada norte aparecen fisuras de hasta 0,28 mm de ancho en la parte superior de los parantes verticales entre ventanas y de 0,19 mm de ancho bajo el apoyo de la cubierta, en el tramo central.

En la cara interior de dicha fachada se detectan fisuras de hasta 0,29 mm de ancho en la parte inferior de los parantes verticales entre ventanas, zonas con fisuras de hasta 0,22 mm sobre el apoyo de la losa del primer piso, en el tramo central, y zonas con fisuras de hasta 0,18 mm sobre el apoyo del entrepiso, por encima del parante central entre ventanas (figura 11A).

En la fachada este se visualizan fisuras de hasta 0,27 mm de ancho bajo el apoyo de la cubierta, en la cara interior del tramo central, y fisuras de hasta 0,21 mm por encima de la losa del primer piso en la cara exterior del mismo tramo.

La viga de cubierta de la fachada al patio en el sector norte acusa anchos de fisuras de hasta 0,30 mm en las zonas superiores próximas a sus apoyos.

El mismo valor máximo se observa en la viga que soporta el entrepiso, también en las zonas superiores próximas a los apoyos.

En la viga que soporta la losa del primer piso, por último, también aparecen fisuras en las zonas superiores de hasta 0,27 mm. Se observan, además, fisuras de hasta 0,24 mm en las zonas inferiores de las caras exteriores, en las proximidades de los apoyos (figura 11B).

La viga de la fachada al patio que soporta la cubierta en el sector oeste presenta fisuras de hasta 0,32 mm en la zona superior próxima a los apoyos y de hasta 0,10 mm en la zona inferior, en el tramo.

En la viga baranda de esta misma fachada, aquella que soporta la losa del primer piso, se distinguen fisuras de hasta 0,30 mm tanto en la zona superior próxima al apoyo sobre el pilar calado como en la zona inferior próxima al apoyo sobre el pilar que recibe la *gradonata*.

En el pilar calado, por otra parte, los mayores anchos de fisura se observan en la zona de descarga de la viga del nivel de la cubierta, alcanzando los 0,48 mm. En el tramo macizo próximo al sector norte, además, se detectan tres zonas localizadas con fisuras de hasta 0,31 mm (figura 11C).

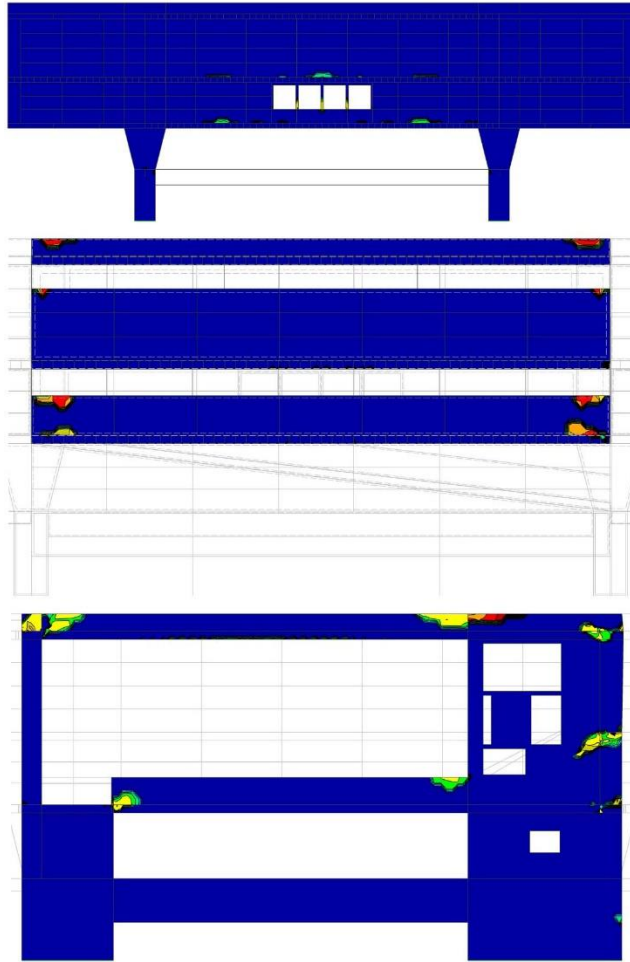
En la viga de la fachada al patio que soporta la cubierta en el sector este, análogamente, se observan fisuras de hasta 0,32 mm en la zona superior próxima a los apoyos y de hasta 0,10 mm en la zona inferior, en el tramo.

En la viga baranda de esta fachada, por otra parte, se observan fisuras de hasta 0,32 mm en la zona superior próxima a ambos apoyos.

En el pilar calado, por último, fisuras de hasta 0,42 mm se observan en la zona de descarga de la viga del nivel de la cubierta, en tanto que tres zonas localizadas con fisuras de hasta 0,37 mm se detectan en el tramo macizo próximo al sector norte, por ambas caras.

En la viga que soporta el mural se advierten fisuras de hasta 0,25 mm por encima de la *gradonata*, en la zona media. En el área próxima al sector este, por encima de la losa del primer nivel, finalmente, se detecta una pequeña zona con fisuras de hasta 0,23 mm.

Figura 11. Diagramas de anchos de fisuración (mm) para combinaciones pésimas: A- de la fachada norte. B- de la fachada al patio del sector norte. B- de la fachada al patio del sector oeste.



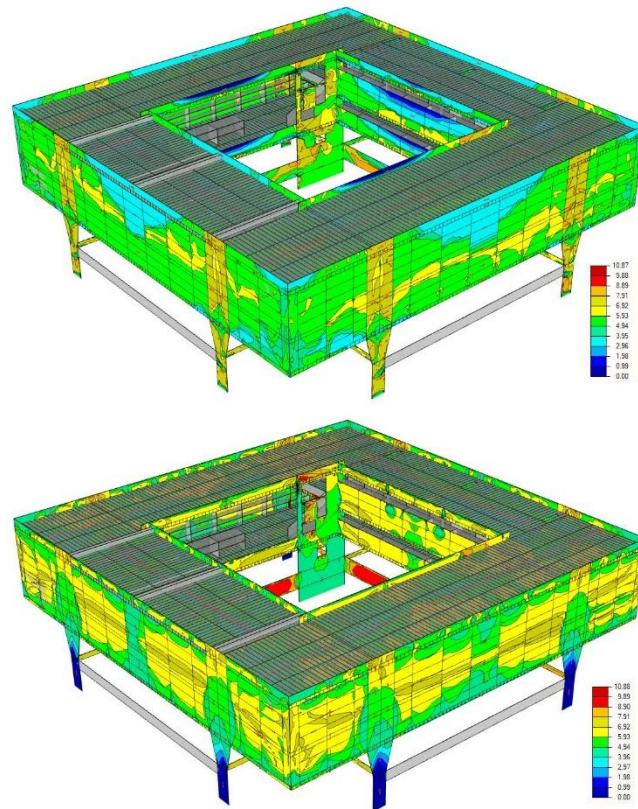
Fuente: Imágenes de los autores.

Armadura mínima necesaria

Los valores de armadura mínima necesaria en las piezas de hormigón del modelo fueron analizados para las combinaciones determinantes de los distintos estados límite último y de servicio (figura 12).

Para las fachadas se consideró la presencia de refuerzos con varillas de acero común torsionadas en frío con un límite elástico característico de 420 N/mm^2 de acuerdo a las indicaciones del plano original «PN°5A», que especifica el uso de acero tipo SIMA (Sistema Industrial para Mejorar Acero) aprobado en Montevideo en 1952 (figura 13). En los otros elementos estructurales, de acuerdo a las especificaciones, se consideraron refuerzos con varillas de acero común con un límite elástico característico de 240 N/mm^2 , por lo que debieron ajustarse los valores obtenidos del modelo que supone todos los refuerzos con acero B 420 s.

Figura 12. Armadura mínima necesaria (cm^2/m), en acero común torsionado en frío con un límite elástico característico de 420 N/mm^2 , en las direcciones de los ejes principales 1 y 2.



Fuente: Imágenes de los autores.

La armadura horizontal necesaria en cada cara de las fachadas este, oeste y sur alcanza los $8,06 \text{ cm}^2/\text{m}$ en la zona de los pilares, los $6,15 \text{ cm}^2/\text{m}$ en la zona de los tramos de los extremos y la parte inferior del tramo central y los $4,25 \text{ cm}^2/\text{m}$ en la parte superior del tramo central (figura 14). La armadura vertical necesaria alcanza los $7,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ en la zona de los pilares, los $5,87 \text{ cm}^2/\text{m}$ en las zonas superior e inferior de los tramos de vigas y los $7,55 \text{ cm}^2/\text{m}$ en la zona central de dichos tramos de vigas.

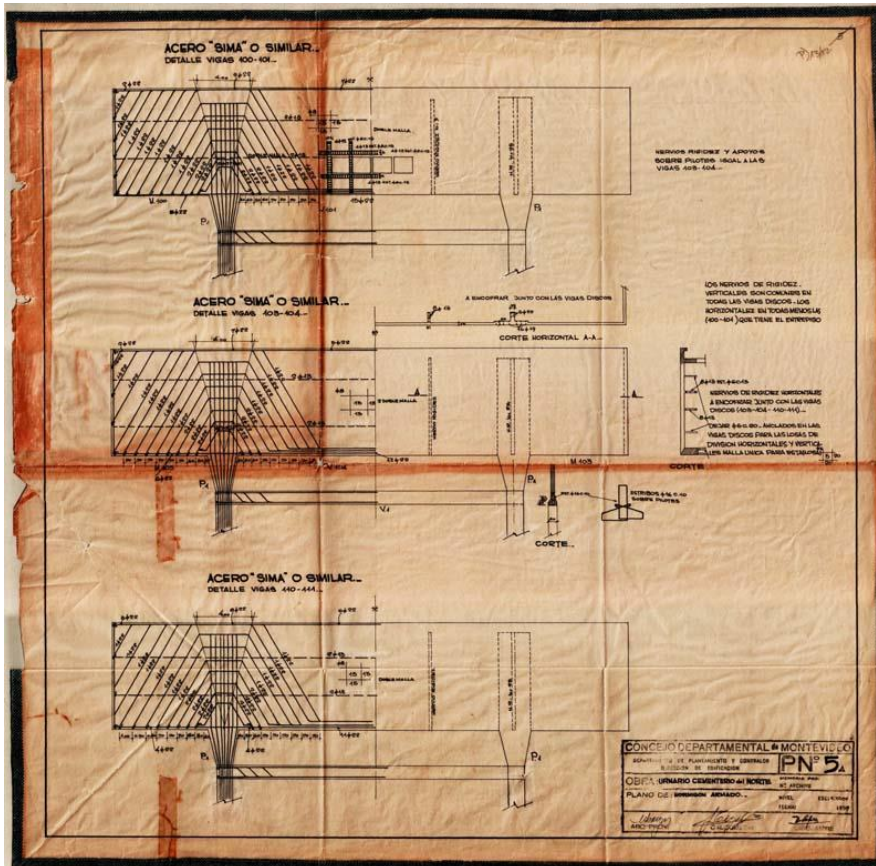
Por otra parte, la armadura horizontal necesaria en cada cara de la fachada norte alcanza los $8,06 \text{ cm}^2/\text{m}$ en la zona de los pilares, los $6,59 \text{ cm}^2/\text{m}$ en la zona de los tramos de los extremos y la parte inferior del tramo central y los $4,39 \text{ cm}^2/\text{m}$ en la parte superior del tramo central. La armadura necesaria vertical alcanza los $7,55 \text{ cm}^2/\text{m}$ en la zona de los pilares, los $5,60 \text{ cm}^2/\text{m}$ en las zonas superior e inferior de los tramos de vigas y los $7,55 \text{ cm}^2/\text{m}$ en la zona central de dichos tramos de vigas (figura 15).

En las vigas de las fachadas al patio que soportan la cubierta en los sectores este y oeste la máxima cuantía de acero necesaria en la zona de los apoyos sobre los pilares calados alcanza los $61 \text{ cm}^2/\text{m}$ y, en los apoyos opuestos, los $67 \text{ cm}^2/\text{m}$. En el centro de los tramos, alcanza los $22 \text{ cm}^2/\text{m}$.

En los pilares calados, exceptuando las zonas de apoyo de las vigas que soportan las losas de cubierta, la máxima armadura vertical necesaria en acero común es de $21 \text{ cm}^2/\text{m}$ mientras que la máxima horizontal es de $19 \text{ cm}^2/\text{m}$.

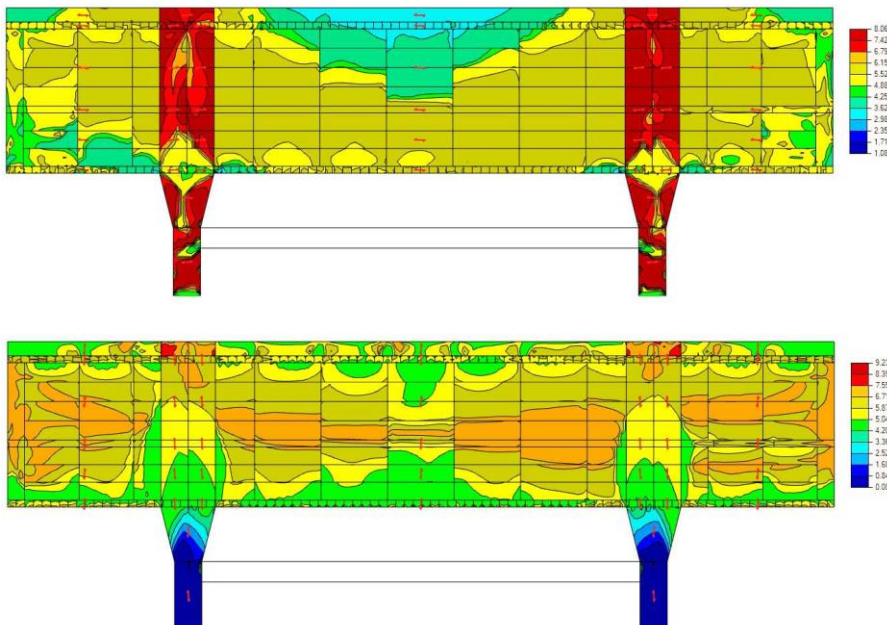
Los nervios de las losas de doble carpeta, de 10 cm de espesor, requieren de hasta $11,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ de acero común en sus tramos.

Figura 13: Plano original de fachadas «PN°5A».



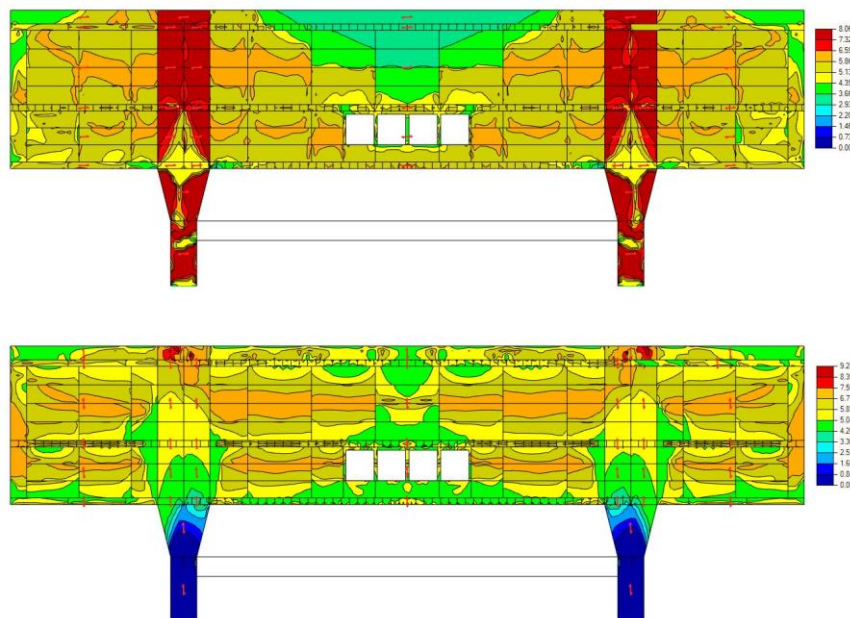
Fuente: Centro de Documentación del Instituto de Historia, FADU.

Figura 14. Armadura mínima necesaria (cm²/m) en las direcciones de los ejes principales 1 y 2 en la fachada este.



Fuente: Imágenes de los autores.

Figura 15. Armadura mínima necesaria (cm^2/m) en las direcciones de los ejes principales 1 y 2 en la fachada norte.



Fuente: Imágenes de los autores.

Análisis comparativo

El estudio detallado realizado a través del modelo estructural permite concluir que la estructura podría haber sufrido asentamientos diferenciales a lo largo de su vida, ya que las mínimas tensiones transmitidas al suelo son del orden del 43 % de las máximas.

Las flechas medidas en el edificio para las vigas baranda del primer piso y las vigas de cubierta, en las fachadas al patio de los sectores norte, este y oeste, son entre cuatro y seis veces mayores que las flechas iniciales obtenidas en el modelo. Estimando la flecha a largo plazo como dos veces y media la flecha inicial, los valores medidos resultarían del orden del doble de los teóricamente calculados. Esta diferencia podría explicarse por deformaciones ocurridas en períodos en los que la sobrecarga de urnas fue mayor. Fotografías tomadas en las décadas de 1980 y 1990 muestran acumulaciones no previstas de urnas en los pasillos y en las estanterías centrales, en una época en que todas ellas eran de fibrocemento, más pesadas que las actualmente utilizadas de fibra de vidrio.

Las cargas de viento no producen deformaciones relevantes en las vigas de las fachadas. Las deformaciones horizontales del edificio, por otra parte, son muy bajas, del orden de 1/3650 de su altura.

Los valores de tensión de compresión en el hormigón no superan, en ningún caso, los valores de resistencia obtenidos en los ensayos realizados a testigos extraídos del edificio.

Las fisuras y grietas de mayor extensión y apertura fueron detectadas en los tramos centrales de los cielorrasos sobre planta baja, sobre entepiso y bajo cubierta. Las mismas conciden con las deformaciones arrojadas por el modelo estructural.

El apoyo de la viga baranda que soporta las losas del primer nivel del sector oeste sobre el pilar que también recibe la descarga de la gradonata, ocurre en un área muy reducida de su cara inferior. En esta zona se detectaron fisuras verticales que coinciden con picos de hasta 0,30 mm de ancho en la fisuración teórica del modelo.

Las fisuras observadas en el modelo en las zonas de apoyos de las vigas de las fachadas al patio que soportan las losas de cubierta en los sectores este y oeste, así como aquellas en el tramo horizontal superior de remate de los pilares calados con anchos que alcanzan los 0,48 mm, también coinciden con la ubicación de algunas fisuras relevadas. En los tramos macizos próximos al sector norte de estos pilares, se relevaron algunas fisuras horizontales e inclinadas que coinciden con zonas en que el modelo de cálculo indica anchos de fisuración de hasta 0,37 mm.

En la fachada este se relevaron fisuras verticales, en la zona inferior del tramo central, que coinciden con las previstas en el modelo por encima de la descarga de las losas del primer nivel, con anchos de hasta 0,21 mm. Fisuras análogas a estas se observaron en la fachada sur.

El estudio comparado del modelo y los datos de los recaudos gráficos originales, en relación a la cuantía de acero necesaria, muestra que la armadura inferior en los nervios de las losas del primer piso, así como en los del entrepiso del sector norte, tiene una holgura de aproximadamente 3%.

En las fachadas exteriores la malla de acero es insuficiente, en algunas zonas, para cubrir la armadura necesaria según el modelo. Esta última alcanza los 4,39 cm²/m en las zonas superiores de los tramos centrales, entre los refuerzos horizontales. De esta manera, la armadura existente alcanza para cubrir aproximadamente el 76% de la armadura necesaria. Es también insuficiente para cubrir la armadura vertical necesaria en las zonas superior e inferior de los tramos centrales de las vigas, de hasta 5,87 cm²/m. Los refuerzos a ambos lados de los pilares, con varillas de acero de 22 mm de diámetro, cubren holgadamente la armadura necesaria. Presentan un 60% más de acero que el mínimo necesario.

Sobre el resto de las piezas estructurales no es posible realizar apreciaciones, pues no se dispone de datos precisos sobre sus refuerzos de acero.

CONCLUSIONES

El modelo de cálculo realizado ha permitido obtener un conocimiento profundo del comportamiento del edificio en sus condiciones actuales.

A partir del cálculo de las descargas a los dispositivos de fundación, fue posible evaluar la distribución de las tensiones que se transmiten al suelo, así como el riesgo de ocurrencia de asentamientos diferenciales.

Ha permitido, igualmente, evaluar el impacto de las acciones gravitatorias y horizontales en las deformaciones globales. El cálculo teórico de flechas y de fisuraciones permitió interpretar cuales de las lesiones relevadas en el edificio, particularmente grietas y fisuras, han sido provocadas por el comportamiento de la estructura y cuales deben ser explicadas por otras causas.

El modelo ha permitido, asimismo, comparar las tensiones de compresión que se producen en las distintas piezas con los valores de resistencia obtenidos en los ensayos de testigos extraídos del edificio.

Finalmente, se han podido estimar las cuantías necesarias de acero de refuerzo con criterios actuales y compararlas con las cuantías de las armaduras existentes, cuando son conocidas. Esta comparación permitió evaluar el grado de ajuste del diseño estructural de las distintas piezas con los requerimientos de normas vigentes. Permitirá evaluar, además, la necesidad de reposición de acero en aquellas lesiones en las que se detectan pérdidas debido a procesos de corrosión.

Se estima, asimismo, que el modelo podría utilizarse para investigar situaciones ocurridas en el pasado que se presume habrían conducido a situaciones críticas. Por ejemplo, podrían ajustarse los valores de sobrecarga para simular la acumulación excesiva de urnas funerarias ocurrida en las décadas de 1980 y 1990. De este modo, podría cuantificarse el impacto que esta situación tuvo en las deformaciones del edificio, en su estado tensional, en las fisuraciones de los distintos componentes y en las descargas, permitiendo evaluar su incidencia en el actual estado de conservación. Podría ajustarse, igualmente, para evaluar el impacto que el incremento de carga debido a factores tales como la acumulación de agua en los huecos de las losas nervadas o posibles cambios en las pendientes a efectos de corregir problemas de desagüe, han tenido, tienen o tendrían en el edificio.

Cabe señalar, por último, que los resultados obtenidos a partir de este trabajo han sido presentados y discutidos en diversos ámbitos académicos, tales como grupos de investigación y cursos de posgrado de la Fadu – Udelar, así como en seminarios, encuentros, foros y congresos organizados por distintas instituciones académicas nacionales y regionales. Estas instancias han permitido fortalecer el proceso de valoración del patrimonio moderno nacional entre los profesionales y técnicos así como visibilizar el rol protagónico de las instituciones y la comunidad en la temática.

En síntesis, se entiende que la modelización estructural representa una herramienta de gran utilidad, no solo para la comprensión del desempeño actual del edificio, sino también como instrumento de gestión para la implementación de acciones de conservación curativa y preventiva, a efectos de salvaguardar los valores culturales del bien, en tanto monumento representativo del patrimonio moderno del Uruguay. Consideramos que constituye, por otra parte, un valioso antecedente sobre la aplicación de tecnologías digitales actuales a la documentación y conservación de bienes arquitectónicos patrimoniales, así como de trabajo colaborativo entre el ámbito académico y el de gobierno municipal.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece a la Intendencia de Montevideo por la financiación de los trabajos realizados a través del Convenio “Urnario Municipal, Cementerio del Norte. Plan de Manejo” firmado en 2019.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANGULO FORNOS, Roque. **Desarrollo de modelos digitales de información como base para el conocimiento, la intervención y la gestión en el patrimonio arquitectónico: de la captura digital al modelo HBIM**. 2020. Tesis (Doctorado) – Departamento de expresión gráfica arquitectónica, Universidad de Sevilla, 2020. Disponible en: <https://idus.us.es/handle/11441/98088>.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. **UNE-EN 1992-1-1: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1. Reglas generales y reglas para edificación**. Madrid, 2015. 8 p.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. **UNE – EN 1990: Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras**. Madrid, 2019. 143 p.

ARTUCIO, L. **Montevideo y la arquitectura moderna**. Montevideo: Nuestra tierra, 1971. 60 p.

- BERGDOLL, B.; COMAS, C.; LIERNUR, J. y DEL REAL, P. (eds.). 2015. **Latin America in Construction: Architecture 1955–1980**. Nueva York: The Museum of Modern Art, 2015. 320 p.
- BROWNE, E. **Otra arquitectura en América Latina**. México: Gustavo Gili, 1988. 170 p.
- BULLRICH, F. Cinco obras de Uruguay. **Revista Summa**, Buenos Aires, n, p. 40-47, 1964
- BULLRICH, F. **Nuevos caminos de la arquitectura latinoamericana**. Barcelona: Blume. 1969. 128 p.
- INSTITUTO URUGUAYO DE NORMAS TÉCNICAS. **UNIT 33**: Cargas a utilizar en el proyecto de edificios. Montevideo, 1991. 12 p.
- INSTITUTO URUGUAYO DE NORMAS TÉCNICAS. **UNIT 50**: Acción del viento sobre construcciones. Segunda revisión, edición corregida. Montevideo, 2016. 118 p.
- L'ARCHITECTURE D'AUJOURD'HUI**. Architecture sacrée. París, v. 37, n. 125, Abril – mayo 1966.
- MÉNDEZ, M. El Urnario Municipal de Montevideo: Narrativas, argumentos y representaciones historiográficas. **Anales de Investigación en Arquitectura**. Montevideo: v. 12, n. 2, julio - diciembre 2022. <https://doi.org/10.18861/ania.2022.12.2.3306>.
- NISIVOCCIA, E.; CRACIUN, M.; GAMBINI, J.; MEDERO, S.; MÉNDEZ, M. y NUDELMAN, J. **La aldea feliz. Episodios de la modernización en Uruguay**. Montevideo: Facultad de Arquitectura, Ministerio de Relaciones Exteriores y Ministerio de Educación y Cultura. 2014. 346 p.
- QUINTILLA-CASTÁN, M. **HBIM para el inventario del patrimonio arquitectónico**. En: EUBIM 2021 - BIM International Conference, 10º ENCUENTRO DE USUARIOS BIM, 2021. Valencia, España. Disponible en: https://www.researchgate.net/publication/355041607_HBIM_PARA_EL_INVENTARIO_DEL_PATRIMONIO_ARQUITECTONICO#fullTextFileContent. DOI: 10.4995/EUBIM2021.2021.13968.