

SOIL-STRUCTURE INTERACTION IN BUILDINGS

Genner Alvarito Villarreal Castro⁽¹⁾

⁽¹⁾Doctor (Ph.D) en Ingeniería Sismorresistente, Profesor Asociado, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad de San Martín de Porres, Av. La Fontana 1250, Urb. Santa Patricia, La Molina, Lima, Perú.
gvillarrealc@usmp.pe

Received: May 2023. Accepted: August 2023
Published: September 2023

ABSTRACT

The present research aims to address one of the current challenges in Structural Mechanics, specifically the calculation methodology for buildings with different types of foundations, considering the flexibility of the foundation base.

This soil-structure construction system is widely used in practice and is considered an open field of research in seismic studies.

The selected dynamic models are based on describing the effects of soil flexibility and inertial properties.

The methodology for modeling buildings with different types of foundations under real conditions in Peru is described, with the application of the SAP2000 program. It is analyzed using various selected dynamic models under seismic action with different angles of inclination, considering energy dissipation at the base. Additionally, the same building was modeled using the LIRA program and calculated according to the Russian Standard SNIP II-7-81*. The comparison of results is of particular interest. The building was also modeled using three-dimensional solid elements through the COSMOS program, and the results closely match the structural damages in columns caused by significant earthquakes.

The comparison of results allows us to conclude that the model with the most significant effect of foundation base flexibility is the V.A. Ilichev dynamic model (without energy dissipation), while the model with the least effect is the dynamic model based on the Russian Standard SNIP 2.02.05-87. The other dynamic models fall between these two.

Based on the spectral analysis using the Peruvian Standard E030-2018, it is concluded that the results serve as a reference only, as they are lower than those obtained from the accelerograms of Lima (1966) and Moyabamba (2005), as well as the Russian Standard SNIP II-7-81*.

Analyzing the first vibration modes, it is evident that the warping effect occurs in the slab of the top floor in the third, fourth, seventh, and eighth modes of free vibration.

Additionally, a structural diagnosis of the causes of the collapse of the "Transval-Park" water park in Moscow is conducted using the ANSYS, LIRA, STADIO, and SCAD programs for modeling. The following types of analyses are performed:

- Static analysis, incorporating the foundation soil based on in-situ soil mechanics tests and topographic studies.

- Dynamic analysis, to determine the modes of free vibration and assess the influence of wind, seismic activity, and hydrodynamic loads on the structure.

To enhance the accuracy of the calculations, physical nonlinearity (stress-strain curve of materials after extracting cores and comparing them with degradation over time) and geometric nonlinearity (displacement-strain curve) were incorporated.

The results obtained demonstrate, using the ANSYS program, that there were construction issues in the upper node of one of the columns, resulting in plastic deformations of approximately 19,8% and the loss of stability in that structural element. Consequently, sub-radial cracks developed in the cover due to significant displacements and concrete relaxation.

In conclusion, it is strongly recommended to employ computer programs responsibly when evaluating structures and to compare the results with experimental in-situ data.

Keywords: Interaction, soil-structure, buildings.

INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES

RESUMEN

La presente investigación está orientada a resolver uno de los problemas actuales de la Mecánica Estructural, específicamente, la metodología de cálculo de edificaciones con diversos tipos de cimentaciones, considerando la flexibilidad de la base de fundación.

Dicho sistema constructivo suelo-estructura se usa con mucha frecuencia en la práctica y se considera un campo abierto en la investigación sísmica.

Se fundamentan los modelos dinámicos elegidos, donde se describen los efectos de flexibilidad y propiedades inerciales de los suelos.

Se describe la metodología de modelación de edificaciones con diversos tipos de cimentación en condiciones reales del Perú y con la aplicación del programa SAP2000, analizándolo por los diversos modelos dinámicos elegidos ante la acción sísmica con diversos ángulos de inclinación y considerando la disipación de energía en la base. Asimismo, se modeló la misma edificación por el programa LIRA y se calculó a través de la Norma Rusa SNIP II-7-81*, cuya comparación de resultados tiene especial interés. También se modeló la edificación con ayuda de elementos sólidos espaciales a través del programa COSMOS, cuyos resultados tienen cercanía con los daños estructurales en columnas ocasionados por sismos importantes.

La comparación de resultados, nos permite indicar que el mayor efecto de flexibilidad de la base de fundación se da en el modelo dinámico V.A. Ilichev (sin disipación de energía) y el menor efecto en el modelo dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87. Los otros modelos dinámicos, se encuentran entre los dos modelos dinámicos anteriores.

Del análisis espectral por la Norma Peruana E030-2018, se concluye que es solo referencial, ya que sus valores están por debajo de los obtenidos

por los acelerogramas de Lima (1966) y Moyabamba (2005) y de la Norma Rusa SNIP II-7-81*.

Analizando las primeras formas de vibración, llegamos a la conclusión que surge el efecto de alabeo en la losa del último piso, en la tercera, cuarta, séptima y octava formas de vibración libre.

También, se realizó el diagnóstico estructural de las causas del colapso del parque de agua de Moscú "Transval – Park", utilizando para su modelación los programas ANSYS, LIRA, STADIO y SCAD, realizando los siguientes tipos de análisis:

- Estático, incorporando al suelo de fundación, de acuerdo a los ensayos in-situ de mecánica de suelos y estudios topográficos.
- Dinámico, para determinar las formas de vibración libre y la influencia del viento, sismo y cargas hidrodinámicas sobre la estructura.

Para que el cálculo sea más real, se incorporó la no-linealidad física (curva esfuerzo-deformación de los materiales, después de la extracción de los núcleos y contrastación con la degradación durante el tiempo) y geométrica (curva desplazamiento-deformación).

De los resultados obtenidos, se demostró por medio del programa ANSYS, que existieron problemas constructivos en el nudo superior de una de las columnas en su conexión, originando deformaciones plásticas por el orden de 19,8% y la pérdida de estabilidad de dicho elemento estructural, lo que ocasionó fisuras subradiales en la cubierta, producto de grandes desplazamientos y relajación del concreto.

Como conclusión final, se recomendó el uso responsable de programas informáticos en la evaluación de estructuras y la contrastación de resultados con los experimentales in-situ.

Palabras clave: Interacción, suelo-estructura, edificaciones.

1. MODELOS DINÁMICOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Como se desprende de la idea principal de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, es la correspondiente asignación de los coeficientes de rigidez, que determinan la condición real de interacción suelo-cimentación:

$$R_{\alpha} = K_{\alpha} u_{\alpha}; \quad R_{\varphi\alpha} = K_{\varphi\alpha} \varphi_{\alpha}; \quad (\alpha = x, y, z) \quad (1)$$

Donde R_{α} , $R_{\varphi\alpha}$ - fuerzas de reacción; K_z - coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme; K_x, K_y - coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme; $K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$ - coeficientes de rigidez de compresión no uniforme; $K_{\varphi z}$ - coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme; u_{α} - desplazamiento lineal; φ_{α} - desplazamiento angular.

En particular, el carácter espacial del trabajo del armazón estructural permite la posibilidad del surgimiento de vibraciones torsionales en las

columnas, quedando el esquema espacial de cálculo el mostrado en la figura 1, donde "0" es el centro de rigidez de la cimentación.

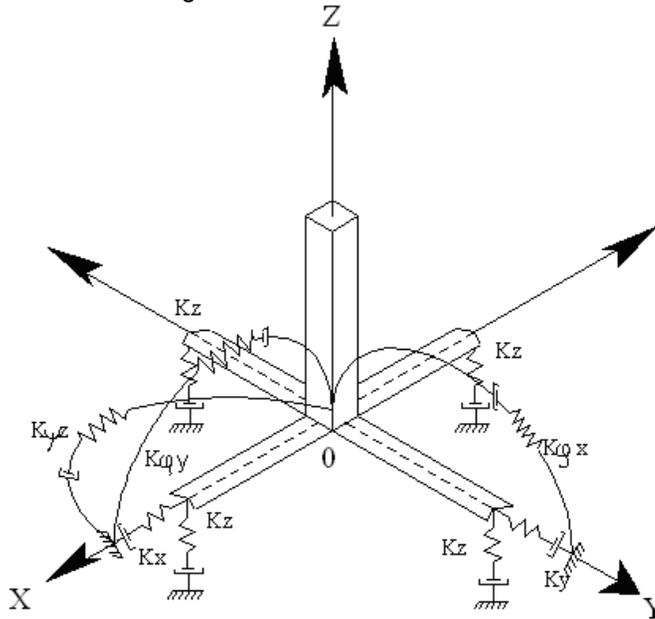


Figura 1 Modelo de interacción suelo-zapata-superestructura

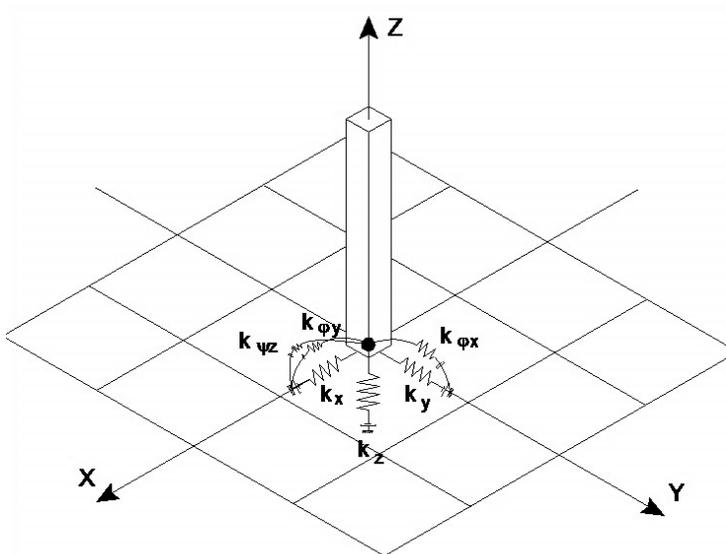


Figura 2 Modelo de interacción suelo-plata-superestructura

En las figuras 1 y 2 se analizan las posibilidades de considerar el amortiguamiento, dado por los parámetros de amortiguación relativa $\xi_z, \xi_x, \xi_\varphi, \xi_\psi$ o por los módulos de amortiguación $\Phi_z, \Phi_x, \Phi_\varphi, \Phi_\psi$.

De esta manera, las vibraciones pueden ser descritas parcialmente por:

- vibraciones verticales;
- vibraciones horizontales;
- vibraciones horizontal-rotacionales;
- vibraciones rotacionales alrededor del eje vertical.

Los modelos de cálculo de las figuras 1 y 2 deben ser corregidos, para el caso de la acción sísmica, bajo los siguientes principios:

- 1) La cimentación debe ser analizado como un cuerpo absolutamente rígido.
- 2) En el sistema dinámico suelo-estructura, la cimentación debe ser descrita como una masa puntual en el centro de gravedad de la cimentación.
- 3) En calidad de acción externa actúa el efecto sísmico. Para hacer más fácil el esquema de cálculo, puede ser descrito en forma de un vector espacial

$\vec{V}(t)$, actuante en el centro de gravedad de la cimentación. Como esta acción es cinemática, se da en forma de un oscilograma de aceleraciones.

En la práctica, mayormente se dan los datos de un componente de desplazamientos o aceleraciones en el plano horizontal. Por ello, en los cálculos sísmicos el componente externo, se da en forma de vector, actuante en el plano horizontal.

Durante el proceso de investigación, se eligieron dos modelos dinámicos de interacción suelo-cimentación-superestructura.

1.1. MODELO DINAMICO D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV (CIMENTACIONES SUPERFICIALES)

Como resultado de muchas investigaciones experimentales para determinar los coeficientes de rigidez de las cimentaciones, el científico ruso D.D. Barkan propuso utilizar las siguientes expresiones:

$$K_z = C_z A; K_x = C_x A; K_\varphi = C_\varphi I \quad (2)$$

Donde C_z, C_φ - coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme; C_x - coeficiente de desplazamiento elástico uniforme; A - área de la base de la cimentación; I - momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje principal, perpendicular al plano de vibración.

La forma final para determinar los coeficientes de compresión y desplazamiento de la base en el modelo D.D. Barkan-O.A. Savinov es:

$$C_z = C_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}; \quad C_x = D_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}};$$

$$C_\varphi = C_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (3)$$

Donde C_0, D_0 - coeficientes determinados a través de experimentos realizados para $\rho = \rho_0$; a, b - dimensiones de la cimentación en el plano;

Δ - coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual a $\Delta = 1\text{m}^{-1}$.

Para cálculos prácticos se recomienda utilizar las siguientes fórmulas:

$$C_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{1 - \mu^2} \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right);$$

$$D_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{(1 + \mu)(1 - 0,5\mu)} \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right) \quad (4)$$

Donde E_0 - módulo de elasticidad, calculado experimentalmente para presión estática del suelo de $0,1-0,2\text{kg/cm}^2$.

1.2. MODELO DINAMICO NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87 (CIMENTACIONES SUPERFICIALES)

Los coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme K_z ; desplazamiento elástico uniforme K_x ; compresión elástica no uniforme K_φ y desplazamiento elástico no uniforme K_ψ ; se calculan por las fórmulas:

$$K_z = C_z A; \quad K_x = C_x A; \quad K_\varphi = C_\varphi I_\varphi; \quad K_\psi = C_\psi I_\psi \quad (5)$$

Donde A - área de la base de la cimentación; I_φ - momento de inercia del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración; I_ψ - momento de inercia del área de la base de la cimentación respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad de la cimentación (momento polar de inercia).

La principal característica elástica de la cimentación, es decir el coeficiente de compresión elástica uniforme C_z , se determina por medio de ensayos experimentales. En caso que no exista dicha información se puede determinar por la siguiente fórmula:

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) \quad (6)$$

Donde b_0 - coeficiente (m^{-1}) asumido para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1,2; para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas igual a 1,5; E - módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación; $A_{10} = 10\text{m}^2$.

Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme C_x ; compresión elástica no uniforme C_φ y desplazamiento elástico no uniforme C_ψ ; se determinan por las siguientes fórmulas:

$$C_x = 0,7C_z; \quad C_\varphi = 2C_z; \quad C_\psi = C_z \quad (7)$$

En las propiedades de amortiguación de la base de la cimentación, se deben de considerar las amortiguaciones relativas ξ , determinado por ensayos de laboratorio.

En el caso que no existan datos experimentales, la amortiguación relativa para las vibraciones verticales ξ_z se puede determinar por las fórmulas:

Para las vibraciones establecidas (armónicas) o conocidas:

$$\xi_z = \frac{2}{\sqrt{P_m}}; \quad \left(\xi_z = \frac{0,7}{\sqrt{P_m}} \right) \quad (8)$$

Para las vibraciones no establecidas (impulsos) o desconocidas:

$$\xi_z = 6\sqrt{\frac{E}{C_z P_m}}; \quad \left(\xi_z = 2\sqrt{\frac{E}{C_z P_m}} \right) \quad (9)$$

Donde E - módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación; C_z - coeficiente de compresión elástica uniforme; p_m - presión estática media en la base de la cimentación.

$$p_m \leq \gamma_{ts} R \quad (10)$$

Siendo γ_{ts} - coeficiente de la condición de trabajo del suelo de fundación, asumido igual a 0,7 para arenas saturadas de grano fino o polvorosa y arcillas de consistencia movediza; y para el resto de suelos es igual a 1; R - resistencia de cálculo del suelo de fundación.

En las fórmulas 8 y 9; lo que está entre paréntesis corresponden a las unidades técnicas de medida.

Las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical, se pueden determinar por las siguientes fórmulas:

$$\xi_x = 0,6\xi_z; \quad \xi_\varphi = 0,5\xi_z; \quad \xi_\psi = 0,3\xi_z \quad (11)$$

1.3. MODELO DINAMICO NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87 (PILOTES)

Para cimentaciones con pilotes, el problema de interacción suelo-estructura resultó ser más complejo que el de cimentaciones superficiales, debido a su poco o escaso estudio.

Durante el proceso de estudio teórico, se eligió el modelo dinámico de interacción suelo-pilote-superestructura descrita en la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 "Cimentaciones de máquinas con cargas dinámicas". Más aun, en el punto 1.24 de dicha norma, existe una indicación directa, que para la construcción en zonas sísmicas de cimentaciones masivas no se debe de considerar la acción sísmica.

En concordancia con la Norma Rusa, el esquema de cálculo de la cimentación se determinó de la siguiente manera (figura 3).

El cimiento se modela como un cuerpo sólido con cargas externas dadas, que surgen del trabajo de instalación. El carácter de las acciones externas (carga periódica, carga de impulso, carga casual y otras) se determinan por la especificación de la instalación.

En la figura 3 se introdujeron las siguientes designaciones, correspondientes a lo indicado en el SNIP: F_x, F_z - componentes horizontal y vertical de la carga dinámica externa; M y M_ψ - componentes del momento perturbador, respecto a los ejes OY y OZ respectivamente; K_x, K_φ, K_ψ - rigidez de la cimentación.

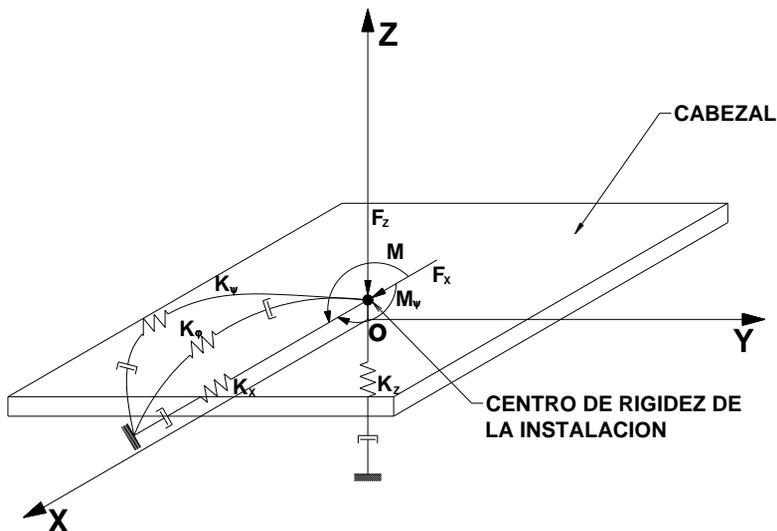


Figura 3 Modelo de interacción suelo-pilote-superestructura

De acuerdo al SNIP se analiza la posibilidad de la consideración del amortiguamiento, dado por los parámetros de amortiguación relativa $\xi_z, \xi_x, \xi_\varphi, \xi_\psi$ o por los módulos de amortiguación $\Phi_z, \Phi_x, \Phi_\varphi, \Phi_\psi$.

De esta manera, las vibraciones pueden ser descritas parcialmente, como vibraciones verticales, vibraciones horizontales, vibraciones horizontal-rotacionales y vibraciones rotacionales alrededor del eje vertical.

Para el caso de la acción sísmica, dicho modelo de cálculo (figura 4) debe ser corregido, por lo menos en los siguientes principios:

- 1) En el sistema dinámico suelo-estructura, el disco rígido de la cimentación debe ser descrito como una masa puntual en el centro de gravedad del cabezal.
- 2) En calidad de acción externa actúa el efecto sísmico. Para hacer más fácil el esquema de cálculo, en una primera aproximación, puede ser descrito en forma de un vector espacial $\bar{V}(t)$, actuante en el centro de gravedad del cabezal. Como esta acción es cinemática, se da en forma de los datos de un oscilograma de aceleraciones.
- 3) Debe ser corregido el esquema de fijación del centro de masas, mediante la introducción de las conexiones elástico-flexibles, que impiden el desplazamiento horizontal, en la dirección del eje OY y el giro alrededor del eje OX.

En lo sucesivo, el modelo dinámico elegido para cimentación con pilotes, se denominará modelo NORMA RUSA.

La idea principal de tal método, es la introducción en el esquema de cálculo de cimentación con pilotes, de los resultados obtenidos analíticamente de los coeficientes de rigidez para el desplazamiento K_x y rotación K_φ .

Se supone, que el cabezal es un cuerpo sólido indeformable, apoyado en los pilotes, cada uno de los cuales trabaja en la dirección horizontal como viga sobre base elástica tipo Winkler con coeficiente de Balasto que crece linealmente por la profundidad del pilote (figura 5). Para ello se distinguen los casos de cabezales bajo y alto, que se diferencian solamente por las condiciones de trabajo del pilote.

En la figura 5, L - longitud del pilote; h - altura del cabezal; k - coeficiente de proporcionalidad, que caracteriza el aumento de la intensidad del coeficiente de Balasto.

Dentro de las suposiciones de este modelo se pueden indicar las siguientes:

- 1) Se desprecia la resistencia del suelo en la base del cabezal, debido a que en las vibraciones, la superficie de contacto entre la base de la cimentación y el suelo se considera perturbada.
- 2) El estado esfuerzo-deformación del sistema "pilote-suelo" bajo la acción de cargas de pequeñas frecuencias en el nivel de la cabeza del pilote, característico para la acción sísmica, se puede determinar por el método estático. Aquí, se tiene que tener en cuenta, que el pilote tiene una frecuencia muy alta de vibraciones libres, sin embargo el sistema "pilote-suelo" actúa bajo cargas de pequeña frecuencia. Por ello, las fuerzas inerciales prácticamente no influyen y por tanto, se los puede despreciar.

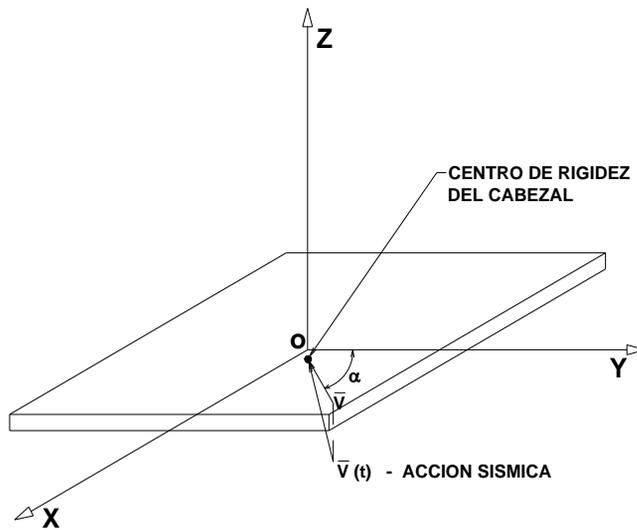


Figura 4. Esquema de cálculo de la cimentación durante la acción sísmica

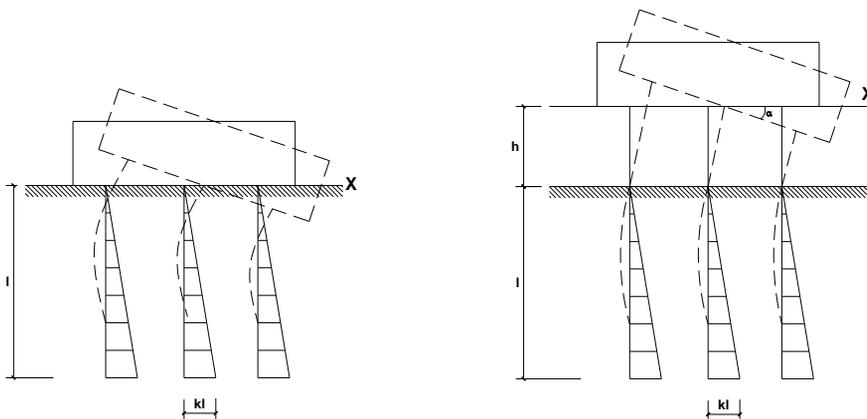


Figura 5. Modelos de cálculo de cimentaciones con pilotes para cabezales bajo y alto

Para las vibraciones verticales del grupo de pilotes:

$$m_{z,red} = m_r + \beta_z^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} + \sum_{i=1}^N m_{i,o} ; \quad K_{z,red} = \frac{K_{z,red}^*}{1 + \frac{K_{z,red}^* L_0}{NE_b A_p}} \quad (12)$$

Donde

$$K_{z,red}^* = NE_b A_p \bar{\beta} \frac{\bar{\beta} \operatorname{th}(\bar{\beta} L) + \alpha}{\bar{\beta} + \alpha \operatorname{th}(\bar{\beta} L)} ; \quad \bar{\beta} = \sqrt{\frac{c_{p,m} u}{E_b A_p}} ; \quad c_{p,m} = \frac{\sum_{k=1}^{k_1} c_{p,k} L_k}{L} ;$$

$$\alpha = \frac{C_z^*}{E_b} ; \quad C_z^* = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) ; \quad \beta_z^* = k^* \frac{\sum_{k=1}^{k_1} c_{p,k} L_k}{c_0 L} \quad (13)$$

Donde $m_{z,red}$ - masa asumida de la cimentación con pilotes; m_r - masa del cabezal; $m_{i,p}$ - masa de la parte i del pilote hincado en el suelo; $m_{i,o}$ - masa de la parte i del pilote, ubicado sobre la superficie del terreno; k^* - coeficiente asumido igual a 2 - para pilotes de concreto armado de alta resistencia; 2,5 - para pilotes de concreto armado de mediana resistencia; 3,5 - para pilotes de madera; k_1 y k_1^* - número del estrato de suelo, contabilizado a partir de la superficie del suelo hasta la profundidad igual a L o $L^* = 0,2[1 + 4\operatorname{th}(10/L)]L$; $c_{p,k}$ - resistencia elástica del suelo en la superficie lateral del pilote en el estrato k ; L_k - espesor del estrato k del suelo; c_0 - coeficiente igual a 10000 kN/m³; L - profundidad de hincado del pilote en el suelo; L_0 - distancia de la base del cabezal hasta la superficie del suelo, para cabezal bajo $L_0 = 0$; N - número de pilotes; E_b - módulo de elasticidad del material del pilote; A_p - área de la sección transversal del pilote; u - perímetro de la sección transversal del pilote; C_z^* - coeficiente de compresión elástica uniforme en el extremo inferior del pilote; b_0 - coeficiente, m⁻¹, asumido para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1,2; para arcillas 1,5; duplicándose el valor de este coeficiente para pilotes hincados; E - módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación; $A_{10} = 10\text{m}^2$; A - área de la base de la cimentación, asumida como el área mayor de la parte inferior de la sección transversal del pilote.

Para las vibraciones horizontales de la cimentación con pilotes:

$$m_{x,\text{red}} = m_r + \beta_x^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} + \sum_{i=1}^N m_{i,0} ; \quad K_{x,\text{red}} = \frac{NE_b I \bar{\alpha}^3}{p} \quad (14)$$

Donde

$$\beta_x^* = 0,25\beta_z^* \quad (15)$$

$m_{x,\text{red}}$ - masa asumida de la cimentación con pilotes; I - momento de inercia de la sección transversal del pilote; $\bar{\alpha}$ - coeficiente de deformación elástica del sistema "pilote-suelo", determinada por la fórmula $\bar{\alpha} = 2\alpha_\epsilon$ cuando $\gamma_c = 3$; p - coeficiente, dependiente de la condición de fijación del pilote en el cabezal.

Para las vibraciones horizontal-rotacionales del grupo de pilotes:

$$m_{\varphi,\text{red}} = m_{x,\text{red}} ; \quad \theta_{\varphi,\text{red}} = \theta_{\varphi,r} + \beta_z^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} r_{h,i}^2 + \sum_{i=1}^N m_{i,0} r_{h,i}^2 ;$$

$$\theta_{\varphi^0,\text{red}} = \theta_{\varphi,\text{red}} + h_2^2 m_r \quad (16)$$

$$K_{\varphi,\text{red}} = \frac{K_{z,\text{red}}}{N} \sum_{i=1}^N r_{h,i}^2 \quad (17)$$

Donde $\theta_{\varphi,r}$ - momento de inercia de la masa del cabezal respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración; h_2 - distancia del centro de gravedad de la masa m_r hasta la base del cabezal; $r_{h,i}$ - distancia desde el eje i del pilote hasta el eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad de la base del cabezal perpendicular al plano de vibración.

Para las vibraciones rotacionales, alrededor del eje vertical:

$$m_{\psi,\text{red}} = m_{x,\text{red}} ; \quad \theta_{\psi,\text{red}} = \theta_{\psi,r} + \beta_x^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} r_{v,i}^2 + \sum_{i=1}^N m_{i,0} r_{v,i}^2 \quad (18)$$

$$K_{\psi,\text{red}} = \frac{K_{x,\text{red}}}{N} \sum_{i=1}^N r_{v,i}^2 \quad (19)$$

Donde $\theta_{\psi,r}$ - momento de inercia de la masa del cabezal, respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad del cabezal; $r_{v,i}$ - distancia del eje i del pilote, hasta el eje vertical, que pasa por el centro de gravedad del cabezal.

Los parámetros de amortiguación relativa se calculan por la fórmula 11, descrita anteriormente.

2. CÁLCULO DE EDIFICACIONES CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Como objetos de investigación se eligieron edificaciones típicas de 5 pisos de sistema estructural apertado para zapatas aisladas y de un edificio de 16 pisos de sistema estructural de muros estructurales para pilotes.

Los cálculos se realizaron por la Norma Peruana de Estructuras y bajo la acción de acelerogramas reales: Lima (17.10.1966), Chimbote (31.05.1970), Lima (03.10.1974) y Moyobamba (25.09.2005).

El cálculo numérico se realizó con ayuda del programa SAP2000 y bajo diversas orientaciones del sismo ($\alpha=0^{\circ}, 45^{\circ}, 90^{\circ}$) con el eje longitudinal del edificio.

En todos los casos se consideró una amortiguación relativa de la edificación de 5% del crítico ($\xi=0,05$).

Los cálculos se realizaron para el edificio sin considerar la flexibilidad de la base de fundación (análisis común) y considerando la flexibilidad por los modelos dinámicos D.D. Barkan – O.A. Savinov y Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

Para la edificación con zapatas aisladas se modeló la misma edificación por medio de barras universales, a través del programa LIRA y la Norma Rusa SNIP II-7-81*, sin considerar la disipación de energía en la base.

Para la modelación de la edificación por elementos sólidos se eligió el programa COSMOS, utilizando para ello el método de elementos finitos, a través del elemento finito "SOLID".

Las columnas fueron divididas en 8 partes por toda su altura y en 2 partes en los sentidos transversales. La losa fue dividida en 4 partes en los ejes OX, OY y en 2 partes en el eje OZ. La cimentación fue modelada en forma análoga al programa LIRA.

Se analizó el efecto de alabeo en losas, llegando a la conclusión, que surge el efecto de alabeo en el edificio alto en la tercera, cuarta, séptima y octava formas de vibración libre y se puede apreciar claramente en la figura 6, correspondiente a la séptima forma de vibración.

En la figura 7 se muestra la distribución de energía: energía inicial del sismo de Chimbote (Input energy), energía cinética (Kinetic energy), energía potencial (Potencial energy), energía modal de amortiguación de la edificación (MDamp energy) y energía de disipación del amortiguador colocado en el centroide del cabezal de la cimentación con pilotes (NDamp energy).

Se observa, que la mayor energía es asumida por la amortiguación de la estructura. La energía de disipación del amortiguador colocado en el centroide del cabezal, tiene un valor pequeño en comparación con la asumida por la amortiguación de la estructura, pero es más importante que las energías potencial y cinética, ya que estas últimas mayormente absorben energía del 2do al 12vo segundo y la otra durante todo el sismo.

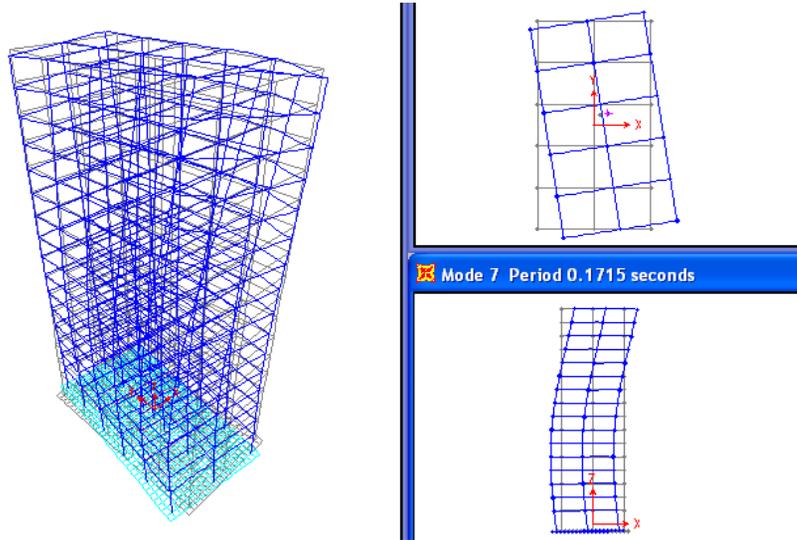


Figura 6. Séptima forma de vibración libre

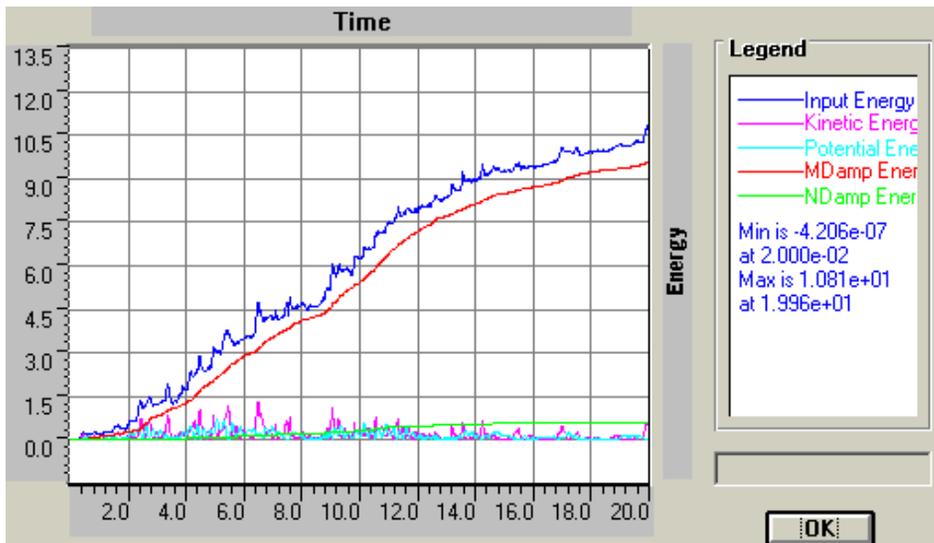


Figura 7. Distribución de energía en la edificación, considerando el amortiguador en el centroide del cabezal de la cimentación con pilotes

3. DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE LAS CAUSAS DEL COLAPSO DEL PARQUE DE AGUA DE MOSCÚ “TRANSVAL-PARK”

El Parque de Agua de Moscú, se cristalizó después de un exhaustivo estudio de marketing, que indicaba que las ciudadanas rusas deseaban disfrutar de un centro de diversiones en la época de invierno, pudiendo broncearse en dicha época y evitar que viajen en sus vacaciones a otras naciones en calidad de turistas.

El desastre ocurrió el 14 de febrero del 2004, en pleno invierno ruso, colapsando la cubierta (figura 8), ocasionando 36 muertos y pérdidas materiales, así como el orgullo de ingenieros y arquitectos de varias naciones, debido a que el proyecto fue conceptualizado y realizado por empresas transnacionales.



Fig. 8 Parque de agua después del colapso

Posterior el colapso, el Alcalde de la ciudad de Moscú pidió a la Universidad Nacional de Ingeniería Civil de Moscú, a la Academia de Ciencias en Ingeniería y Arquitectura y a una Consultora Internacional se hagan cargo de la evaluación y diagnóstico estructural que ocasionó dicho desastre, con la finalidad de sancionar drásticamente a los responsables.

Por parte de la Universidad, se encargó a la cátedra de Mecánica estructural efectuar el análisis estructural, trabajando en el equipo que realizó dicho trabajo.

Antes de iniciar la modelación estructural, se tenía que conocer lo indicado en las Normas Rusas, con la finalidad de diagnosticar claramente las causas del desastre.

Uno de los temas centrales, era lógicamente el tiempo de servicio de las edificaciones y construcciones, indicado en la Norma Rusa SNIP 10-01-94

“Sistema de documentos normativos en la construcción”, en la cual se indica que las normas de construcción deben tener en primer lugar las características de explotación de las construcciones, fundamentándose en las exigencias de los usuarios.

A través de la Norma Rusa SNIP 2.01.07-85 “Influencia y cargas” se consideró un coeficiente de seguridad a través del nivel de responsabilidad de las edificaciones y construcciones. Los niveles de responsabilidad se pueden dividir en:

I - Superior. Edificaciones y construcciones que pueden traer serias consecuencias económicas, sociales y ecológicas (reservorios para petróleo y sus derivados con capacidad mayor a 10000m³, tuberías magistrales, edificaciones industriales con luces mayores a 100m, construcciones con alturas mayores a 100m y edificaciones y construcciones únicas).

II – Normal. Edificaciones y construcciones de uso masivo (viviendas y departamentos, edificios públicos, fábricas y construcciones agrícolas).

III – Bajo. Construcciones sociales (invernaderos, pabellones de verano, depósitos y construcciones auxiliares).

Los niveles de responsabilidad de las edificaciones y construcciones deben de considerarse para determinar su tiempo de servicio, reservándose un tiempo suficiente para las reparaciones hasta el estado límite, posterior al cual la construcción ya no es posible seguir usándola, siendo muy peligrosa por su estado físico de desgaste y su reconstrucción es económicamente inadecuada. Las partes principales de una edificación o construcción deben de conservar su seguridad de funcionamiento durante todo el período de vida útil.

Según NIIZHB GOSSTROYA, el tiempo de servicio para edificaciones y construcciones (T_s) se determina a través de la fórmula:

$$T_s = \frac{100}{P_{a.r.}} \quad (20)$$

Donde $P_{a.r.}$ – porcentaje de amortizaciones anuales para la renovación completa de la edificación o construcción.

En la tabla 1, se muestran los tiempos de servicios para los diversos tipos de estructuras, según la Norma Rusa SNIP 10-01-94

Tabla 1
Tiempo de servicio de las edificaciones y construcciones, considerando el nivel de responsabilidad

N°	Grupos y tipos de edificaciones y construcciones	Tiempo de servicio en años
Edificaciones industriales y no industriales		
1	Edificios altos (más de 25 pisos)	250
2	Edificios públicos (hasta 24 pisos)	200
3	Edificio industrial con luz mayor a 100m	150
4	Edificio industrial de varios pisos (mayor a 2) y de un solo piso con almacén de concreto armado y/o metálico, con cobertura metálica, de concreto armado u otro material de alta resistencia y con un área mayor a 5000m ²	100
5	Igual, pero de 1 o 2 pisos y con un área menor a 5000m ²	80
6	Edificación de 1 piso sin almacén, con columnas metálicas o de concreto armado y con cubierta del mismo u otro material	60
7	Edificio de varios pisos para fines tecnológicos (fábricas y otros)	60
8	Edificación de 1 solo piso sin almacén, con columnas de concreto armado o de madera y con cubierta del mismo u otro material	40
9	Edificaciones de madera, con almacén, con paneles y con construcciones exteriores de concreto, hojas metálicas u otros	20
10	Edificaciones diversas como pabellones de verano, kioscos, invernaderos, depósitos y otros	10
Viviendas		
11	Edificaciones con almacén metálico o de concreto armado, entresijos de concreto armado, paredes de paneles o ladrillo (ancho 2,5 - 3,5 ladrillos)	140
12	Edificaciones públicas con paredes de bloques prefabricados o ladrillos con espesor 1,5 – 2,5 ladrillos, entresijos de concreto armado, concreto o madera	125
13	Edificaciones con paredes de bloques prefabricados, monolíticas de concreto ligero, con entresijos de concreto armado, concreto o madera	100
14	Edificaciones con paredes mixtas	50
15	Edificaciones con materiales pobres	30
16	Edificaciones con almacén ligera	15
Construcciones		
17	Central atómica eléctrica	150
18	Central hidroeléctrica con potencia mayor a 25000 kWt	100
19	Túneles y estaciones de tren metropolitano (metro), túneles ferroviarios	500
20	Puentes de concreto armado, concreto o piedra	100
21	Puentes metálicos	50

22	Reservorios para petróleo y sus derivados con capacidad mayor a 10000m ³	100
23	Igual, pero con capacidad menor a 10000m ³	60
24	Tuberías magistrales	50
25	Torres de radiotelevisión con alturas mayor a 100m de:	
	- concreto armado	140
	- metal	100

Observaciones:

1. Las edificaciones 1-3, 11 corresponden al I nivel de responsabilidad; 4-8, 12-14 al II nivel de responsabilidad y 9-10, 15-16 al III nivel de responsabilidad.
2. Acerca de los otros tipos de edificaciones y construcciones, la consideración del nivel de responsabilidad deben estar dados en los documentos normativos como, por ejemplo, obras hidrotécnicas, de transporte y otras.

Los tiempos de servicio que se muestran en la tabla 1 tienen carácter de recomendación para los proyectistas y contratistas.

En todos los casos para edificaciones y construcciones de concreto armado los tiempos de servicio se recomienda no menor a 50 años. Los tiempos de servicio para viviendas y departamentos pueden corregirse de acuerdo con las exigencias de mejores condiciones de vida y solución de problemas sociales.

La cubierta del parque de agua, tenía una configuración estructural con cobertura tipo Gauss positiva en la parte superior y Gauss negativa en la parte inferior, siendo muy complicada su modelación estructural.

Para la modelación se utilizaron los programas ANSYS, LIRA, STADIO y SCAD, realizando los siguientes tipos de análisis:

- Estático, incorporando al suelo de fundación, de acuerdo a los ensayos in-situ de mecánica de suelos y estudios topográficos.
- Dinámico, para determinar las formas de vibración libre y la influencia del viento, sismo y cargas hidrodinámicas sobre la estructura.

Para que el cálculo sea más real, se incorporó la no-linealidad física (curva esfuerzo-deformación de los materiales, después de la extracción de los núcleos y contrastación con la degradación durante el tiempo) y geométrica (curva desplazamiento-deformación).

Especial cuidado se tuvo en las uniones de los elementos, ya que podría ser una de las causas del desastre, modelando dichos extremos por elementos sólidos y teniendo en cuenta la variación de temperatura, concentración de esfuerzos, uniones soldadas en algunos puntos y propiedades de los materiales, por ser estructura mixta de concreto y acero.

En el modelo final se tuvieron 40 tipos de secciones, cerca de 50000 nudos y 60000 barras curvas y lineales.

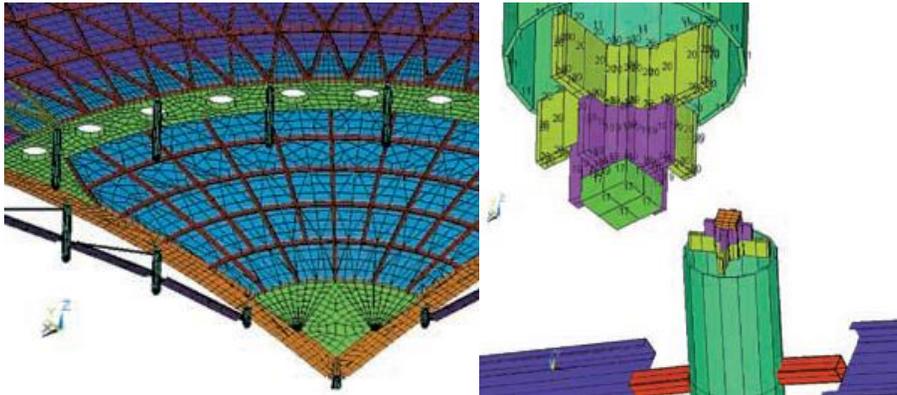


Fig. 9 Parte de la cubierta (izquierda) y nudos superior e inferior de las columnas (derecha) modelado por el programa ANSYS

Se tuvo especial cuidado en la interacción suelo-estructura, debido a los desniveles arquitectónicos y relieve del terreno, utilizando el modelo elasto-plástico de Draker – Prager e incorporando el módulo de Young, coeficiente de Poisson, ángulo de fricción interna y cohesión.

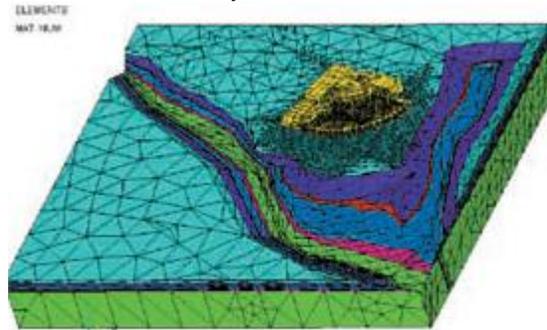


Fig. 10 Modelo espacial de elementos finitos del sistema suelo-estructura

De los resultados obtenidos, se puede indicar que prácticamente fueron iguales en los 4 programas y comparando el modelo matemático con la calibración in-situ, podemos indicar que por el programa ANSYS se obtuvo 125mm como deflexión en la cubierta y por la medición natural 134mm, otorgando una confiabilidad en el resto de resultados obtenidos.

En relación a las formas de vibración libre, podemos indicar que la primera forma fue de desplazamiento lateral de la cubierta, en la segunda y tercera forma rotacional alrededor de su eje vertical y a partir de la cuarta forma empieza a deformarse en la dirección vertical, lo cual concuerda con el trabajo de tal tipo de cubiertas.

La no-linealidad física permite trabajar con la degradación de los materiales, coincidiendo con los resultados experimentales de laboratorio después de 40 y 50 días del colapso.

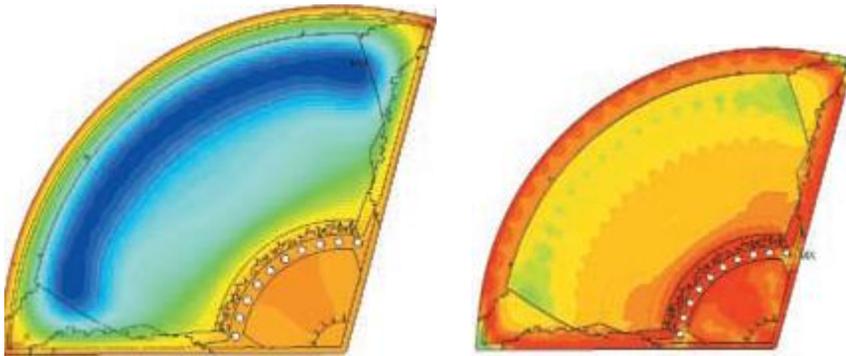


Fig. 10 Deflexión (izquierda) y esfuerzos de compresión (derecha) de una parte de la cubierta después de 40 días del desastre

Mediante el modelo de interacción suelo-estructura se pudo comprobar el asentamiento tolerable (después de haberlo edificado), concordando con las mediciones topográficas indicadas en el expediente que indicaba 20mm una vez construida y llenadas las piscinas.

Finalmente, se procedió al análisis de las columnas, sus uniones, demostrándose por medio del programa ANSYS, que existieron problemas constructivos en el nudo superior de una de las columnas en su conexión, originando deformaciones plásticas por el orden de 19,8% y la pérdida de estabilidad de dicho elemento estructural, lo que ocasionó fisuras subradiales en la cubierta, producto de grandes desplazamientos y relajación del concreto.

Las tres comisiones coincidimos con los mismos resultados y como conclusión final, se recomendó el uso responsable de programas informáticos en la evaluación de estructuras y la contrastación de resultados con los experimentales in-situ.

CONCLUSIONES

EDIFICIO CON ZAPATAS AISLADAS

1. El cálculo sísmico con ayuda de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, nos muestra que la flexibilidad de la base de fundación influye directamente en la determinación de los parámetros de cálculo. La flexibilidad de la base de fundación por la Norma Peruana E030-2018, cuando $\alpha=0^0$, permite el incremento del período de la primera forma de vibración hasta 30,1%; disminución de la frecuencia correspondiente a la primera forma de vibración hasta 30,1%; incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 28,3% y en el eje OY hasta 24,1%; disminución de las fuerzas axiales máximas hasta 24,8%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 17,0% y disminución de los momentos flectores máximos hasta 5,1%. Los momentos torsores no varían.
2. La flexibilidad de la base de fundación por la Norma Rusa SNIP II-7-81* "Construcción en zonas sísmicas", cuando $\alpha=0^0$, permite el incremento

del período de la primera forma de vibración libre hasta 30,1%; disminución de la frecuencia correspondiente a la primera forma de vibración hasta 30,1%; incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 54,1% y en el eje OY hasta 44,6%; disminución de las fuerzas axiales máximas hasta 17,0%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 33,1% y disminución de los momentos flectores máximos hasta 29,7%. Los momentos torsores no varían.

3. La flexibilidad de la base de fundación bajo la acción de los acelerogramas de Lima (17.10.1966) y Moyobamba (25.09.2005), permiten el incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 46,1% y en el eje OY hasta 37,7%; disminución de las fuerzas axiales máximas hasta 27,0%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 37,7%; disminución de los momentos flectores máximos hasta 41,2% y disminución de los momentos torsores máximos hasta 8,3%.
4. El cálculo sísmico por la Norma Peruana E030-2018, cuando $\alpha=45^\circ$, permite el incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 34,8% y en el eje OY hasta 23,3%; disminución de las fuerzas axiales máximas hasta 15,4%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 13,4% y disminución de los momentos flectores máximos hasta 25,7%. Los momentos torsores no varían.
5. Por la Norma Peruana E030-2018, la flexibilidad de la base de fundación, cuando $\alpha=90^\circ$ permite el incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 32,7% y en el eje OY hasta 32,5%; disminución de las fuerzas axiales máximas hasta 18,2%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 17,5% y disminución de los momentos flectores máximos hasta 28,9%. Los momentos torsores no varían.
6. Del análisis espectral por la Norma Peruana E030-2018, se concluye que es solo referencial para el caso de edificaciones aporticadas con zapatas aisladas sobre suelos rígidos, ya que sus valores están por debajo de los obtenidos por los acelerogramas de Lima y Moyabamba y de la Norma Rusa SNIP II-7-81* "Construcción en zonas sísmicas".
7. Se recomienda el uso y aplicación de los modelos dinámicos Barkan y Norma Rusa (sin disipación y con disipación de energía) por no superar los valores admisibles de la comprobación de desplazamientos según la Norma Peruana E030-2018, ni tampoco permite la concentración de esfuerzos en columnas.

EDIFICIO CON PILOTES

8. El cálculo sísmico con ayuda del modelo dinámico de interacción suelo-estructura, nos muestra que la flexibilidad de la base de fundación influye directamente en la determinación de los parámetros de cálculo. La flexibilidad de la base de fundación por la Norma Peruana E030-2018, cuando $\alpha=0^{\circ}$, permite el incremento del período de la primera forma de vibración hasta 4,1%; disminución de la frecuencia correspondiente a la primera forma de vibración hasta 4,1%; incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 46,2% y en el eje OY hasta 7,1%; incremento de las fuerzas axiales máximas hasta 3,4%; incremento de las fuerzas cortantes máximas hasta 14,7%; incremento de los momentos flectores máximos hasta 6,1% e incremento de los momentos torsores máximos hasta 16,7%.
La flexibilidad de la base de fundación bajo los acelerogramas de Chimbote (31.05.1970) y Lima (03.10.1974), permiten el incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 10,0% y en el eje OY hasta 14,3%; incremento de las fuerzas axiales máximas hasta 29,2%; incremento de las fuerzas cortantes máximas hasta 17,1%; incremento de los momentos flectores máximos hasta 11,5% e incremento de los momentos torsores máximos hasta 20,0%.
9. Por la Norma Peruana E030-2018, la flexibilidad de la base de fundación, cuando $\alpha=45^{\circ}, 90^{\circ}$ permite el incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 50,7% y en el eje OY hasta 90,9%; disminución de las fuerzas axiales máximas hasta 11,1%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 15,7%; disminución de los momentos flectores máximos hasta 28,3% y disminución de los momentos torsores máximos hasta 30,3%.
10. La disipación de energía del amortiguador en el centroide del cabezal de la cimentación con pilotes absorbe el 7,5% de la energía inicial del sismo y en relación al modelo dinámico Norma Rusa sin disipación de energía, permite la disminución del desplazamiento máximo del centro de masas hasta el 2,8%; disminución de las fuerzas axiales máximas hasta el 3,6%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 3,2% y disminución de los momentos flectores máximos hasta el 1,0%.
11. Analizando las formas de vibración espacial del edificio, llegamos a la conclusión que surge el efecto de alabeo en la losa del 16vo piso en la tercera, cuarta, séptima y octava formas de vibración libre.

DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DEL COLAPSO DEL PARQUE DE AGUA DE MOSCÚ

12. Pérdida de estabilidad de la cubierta, ocasionado por problemas constructivos, que originó deformación plástica del 19,8% y fisuras subradiales en la cubierta producto de grandes desplazamientos y relajación del concreto.

13. Se recomienda el uso responsable de programas informáticos en la evaluación de estructuras y la contrastación con ensayos experimentales in-situ.

REFERENCIAS

1. Amosov A.A. (2001). Edificaciones sismo-resistentes. Universidad Nacional de Ingeniería Civil de Moscú, Rusia.
2. Cosmos/m finite element program by structural analysis and research company (2022). California, USA.
3. LIRA SAPR (2022). NIIASS. Kiev, Ucrania.
4. SAP2000 (2022). Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. Structural and Earthquake Engineering Software. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA.
5. Sargsian A.E. (2004). Mecánica estructural. Universidad Nacional de Ingeniería de Transporte de Moscú, Rusia.
6. Villarreal G. (2007). Interacción suelo-estructura en edificios altos. Lima: Asamblea Nacional de Rectores.
7. Villarreal G. (2017). Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con plateas de cimentación. Trujillo: GVC.
8. Villarreal G. (2020). Interacción suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 25 (3), 311-332.
9. Villarreal G., Cerna M., Espinoza C. (2021). Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con muros de ductilidad limitada sobre plateas de cimentación. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 26 (1), 153-178.
10. Villarreal G., Ávila C. (2021). Interacción suelo-estructura y su influencia en la respuesta sísmica de edificios de concreto armado. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 26 (3), 426-471.