

# RESPUESTA SÍSMICA DEL SISTEMA ACOPLADO EDIFICIO –RIELES - CONTRAPESO DE UN ASCENSOR

*Luis E. Suárez, Orlando Cundumi S. <sup>(1)</sup>*

## RESUMEN

Los ascensores son componentes no estructurales de edificios que pueden tener funciones de vital importancia como en los hospitales. Recién luego del terremoto de 1971 en San Fernando, California, se incorporaron por primera vez en los códigos de ascensores medidas para tener en cuenta los efectos sísmicos. Si bien los daños reportados en terremotos subsiguientes en California disminuyeron, todavía se observaron numerosas fallas, siendo la más común el descarrilamiento del contrapeso. Este estudio pretende contribuir a explicar el comportamiento de los contrapesos en un terremoto fuerte mediante una simulación numérica. El objetivo es calcular la respuesta de los rieles y del contrapeso de un ascensor en un edificio, cuando este último es sometido a un sismo en la base. Para esto se desarrolló un modelo que incluye un edificio multipiso con los dos rieles y el contrapeso. Este modelo tiene la ventaja de que considera en forma precisa la aceleración que experimenta el contrapeso luego de ser filtrada y amplificada por el edificio. El edificio se sometió a un registro de un terremoto histórico. Los resultados demuestran que debido a la gran masa del contrapeso se inducen deformaciones en los rieles más que suficientes para producir su falla.

## SUMMARY

The elevators are nonstructural components of buildings that can have critical functions, such as those installed in hospitals. It was not until the 1971 San Fernando earthquake in California that measures to take into account the seismic effects were included in the elevator codes. Although the damages reported during subsequent earthquakes in California did diminish, there were still numerous elevator failures. By far, the most common failure was the derailing of the counterweight. This study intends to shed some light on the behavior of the counterweights during strong earthquakes by means of a numerical simulation. The goal is to calculate the response of the rails and counterweight of an elevator in a building when the structure is subjected to a base ground motion. In order to achieve this, an analytical model that includes a multistory building with two rails and the counterweight was developed. This model has the advantage that it can consider in an accurate way the actual acceleration induced in the counterweight after the signal is filtered and amplified by the building. A building was subjected to the accelerogram of a historical earthquake. The numerical results show that due to the large lumped mass of the counterweight the rails experience large deformations, more than enough to produce its failure.

---

<sup>(1)</sup> Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Puerto Rico, P. O. Box 9041 Mayagüez, PR 00681-9041, [lsuarez@ce.uprm.edu](mailto:lsuarez@ce.uprm.edu), [ocundumi@ce.uprm.edu](mailto:ocundumi@ce.uprm.edu).

## INTRODUCCIÓN

Debido a que muchos ascensores cumplen funciones críticas como es el caso de aquellos ubicados en hospitales y clínicas, es lógico preguntarse cuán seguro es este medio de transportación cuando el edificio es sometido a un terremoto fuerte. En el terremoto de San Fernando, California, del año 1971, se pudo observar daños muy intensos en los ascensores en el área de Los Ángeles. Los mayores daños se presentaron en los contrapesos, muchos de los cuales se salieron de sus guías. Para mitigar futuros daños se adoptó en California en 1975 el primer código nacional para elevadores, y en 1981 el código nacional para elevadores y escaleras mecánicas como un Apéndice en el código ASME A17.1.

El terremoto de Whittier Narrows, California, en 1987, fue el primer sismo en afectar considerablemente un significativo número de ascensores que habían sido modificados o construidos de acuerdo al código de California. Un reporte más completo del comportamiento de los ascensores durante terremotos en los Estados Unidos y otros lugares del mundo se puede encontrar en el estudio de Suárez y Singh (2000).

Con posterioridad a estos terremotos se realizó una recopilación de datos de los diversos daños sufridos por los ascensores. El siguiente es un breve resumen de los daños reportados:

- Daños en el sistema de contrapeso: este fue el daño más común. Aquí se incluyen la distorsión inelástica de los rieles, falla de los brazos de unión de los rieles a la caja de ascensores, descarrilamiento de los contrapesos y colisión con la cabida de pasajeros.
- Daños en el salón de máquinas: falla de sistemas de anclaje y vuelco de gabinetes.
- Daños en las cabinas de pasajeros: este tipo de falla no fue, sin embargo, muy frecuente.

Con el fin de minimizar las fallas, se propusieron una serie de medidas, dispositivos y otras recomendaciones en el código para el diseño e instalación de ascensores usado en los Estados Unidos, el código ASME A-17 (American Society of Mechanical Engineers 1993). Sin embargo, aunque demostraron ser parcialmente efectivas, las medidas recomendadas no lograron cumplir cabalmente su objetivo. Los daños experimentados durante los terremotos pasados (Schiff 1988, Swerrie 1990, Suárez y Singh 2000) demostraron la necesidad de mejorar el procedimiento de análisis y diseño usado para los ascensores. Con este fin, y con el auspicio del Centro Multidisciplinario para Investigaciones en Ingeniería Sísmica (Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research) localizado en la Universidad de Búfalo, en el estado de Nueva York, se han realizado una serie de investigaciones sobre el comportamiento de elevadores durante sismos intensos (Suárez y Singh 2000, Singh et al 2002).

El objetivo principal de la investigación reportada en este artículo, la cual es una continuación de las antes señaladas, es calcular la respuesta de los rieles y el contrapeso de un ascensor en un edificio modelado en forma tridimensional cuando este último es sometido a un sismo en la base, usando un modelo combinado que incluye el edificio, los rieles y el contrapeso. Para obtener la respuesta sísmica se modelan los rieles como vigas tridimensionales mediante elementos finitos. Se considera que cada riel se encuentra en contacto con la losa del edificio mediante unos resortes que representan los brazos de apoyo y que tienen una rigidez apropiada

definida de acuerdo al tipo de deformación (axial o flexión). A su vez, los rieles se unen al pórtico del contrapeso mediante unos resortes con rigidez constante. Estos resortes representan la flexibilidad los rodillos del contrapeso. Para obtener las matrices de rigidez y de masa del sistema acoplado (edificio-riel-contrapeso) para los dos modelos a estudiarse se usa la energía potencial y cinética y en algunos casos las ecuaciones de Lagrange. Para resolver las ecuaciones de movimiento se usa el método de superposición modal implementado numéricamente en programas en MATLAB.

### Componentes de un ascensor.

Debido a que los ingenieros estructurales pueden no estar familiarizados con los componentes de un ascensor de tracción, se muestra en la Figura 1 un esquema básico de este sistema. Luego se describen los componentes más importantes en lo que respecta a la respuesta sísmica.

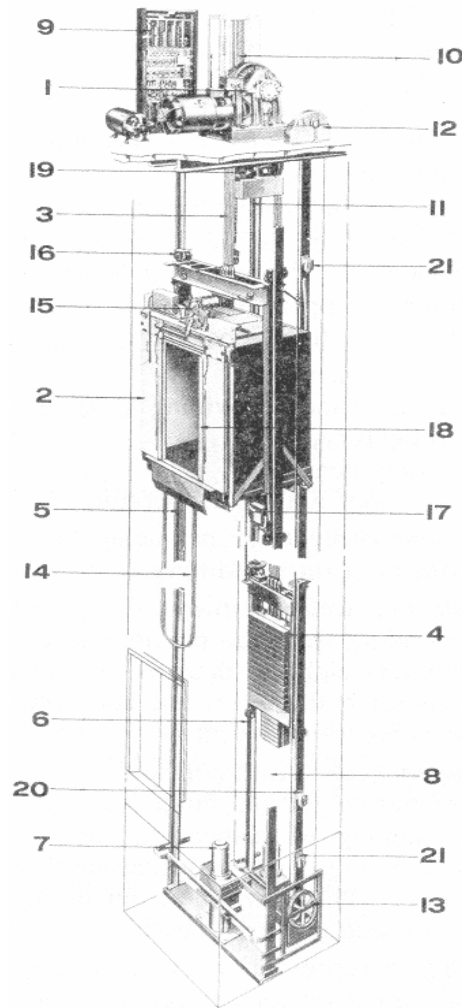


Fig. 1. Componentes de un ascensor de tracción

Los componentes principales de este tipo de ascensores son:

1. Máquina de tracción.
2. Carro o cabina de pasajeros.
3. Cables de suspensión.
4. Contrapeso.
5. Riel del carro.
6. Riel del contrapeso.
7. Amortiguador del carro.
8. Amortiguador del contrapeso.
9. Controlador.
10. Selector.
11. Selector de cinta.
12. Gobernador
13. Gobernador de la polea de tensión.
14. Cables móviles.
15. Operador de la puerta.
16. Rodillo de los rieles.
17. Equipo de seguridad del carro.
18. Seguridad de la puerta del carro.
19. Polea de desviación.
20. Interruptor de límite de seguridad.
21. Interruptor de límite final.

El carro es el componente principal de un ascensor. Está construido con un marco de acero con las guías del riel localizadas sobre los lados opuestos del plano del pórtico. El carro está fijado a una viga superior sujeta por los cables de suspensión y a una viga inferior encargada de soportar el peso del carro. Cada una de estas vigas tiene solidamente anclados en los extremos los rodillos que guían en forma suave el carro verticalmente. Las vigas superior e inferior están unidas a dos columnas verticales formando un marco que rigidiza el carro.

Otro componente importante de un sistema de ascensor es el contrapeso. Éste tiene por el objetivo balancear el peso del carro y una porción adicional (de 40 a 50%) de la carga transportada más el peso de los cables. El contrapeso es por consiguiente el componente con mayor masa en el ascensor, y por lo tanto es que más se va a afectar durante un evento sísmico. El contrapeso está constituido por un pórtico plano y varias placas de acero como se observa en la Figura 2.

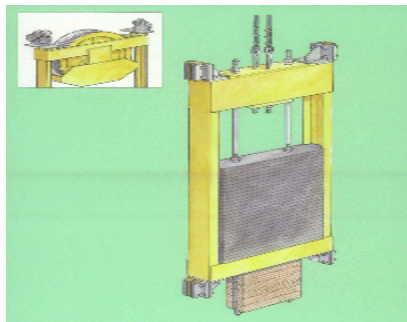


Fig. 2. El contrapeso de un ascensor

Las guías van colocadas en los extremos superior e inferior de las vigas del armazón del carro y el contrapeso, y permiten que éstos se muevan a lo largo de los rieles. Hay dos tipos de guías: guías de zapatillas que son de acero o hierro fundido protegidas con un material de nylon o teflón. Éstas son utilizadas comúnmente en ascensores con bajas y medianas velocidades, y en edificaciones de poca altura. Las otras guías son del tipo de rodillos, como las que se muestran en la Figura 3. Este tipo de guía es el que se usa para ascensores con mediana y altas velocidades, ubicados en edificaciones de mediana a gran altura. Consta de tres ruedas de acero recubiertas con un material sintético como goma o neopreno, lo cual le garantiza una mejor corrida de las ruedas del rodillo por el riel. Cada rueda del rodillo hace contacto con una cara del riel. Unos resortes ubicados entre brazos articulados que sostienen las ruedas y el marco del dispositivo permiten ajustar el contacto entre las ruedas y el riel.

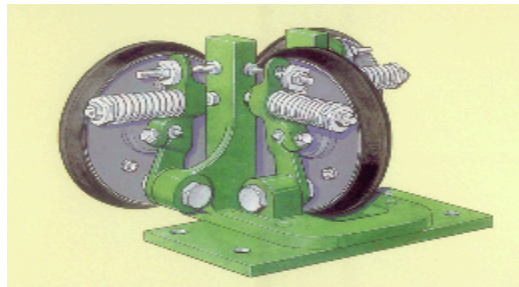


Fig. 3. Guías de rodillo

Los rieles son unas barras ancladas sólidamente a las paredes del pozo del ascensor como se muestra en la Figura 4. Hay dos rieles que cumplen la misión de permitir que el carro o el contrapeso se traslade verticalmente, y otros dos hacen lo mismo con el contrapeso. Los rieles son vigas con una sección “T” transversal (ver figura 5) y se construyen en acero. Los rieles deben estar perfectamente alineados, y se construyen uniendo barras cuyas longitudes varían entre 8 y 20 pies.

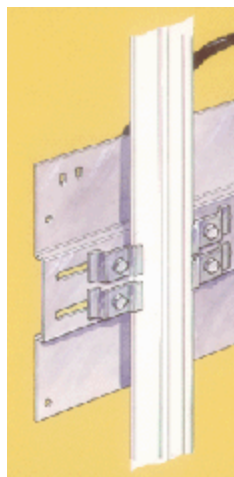


Fig. 4. Riel con sus brazos de apoyo

En la Tabla 1 se muestran los datos geométricos de los diferentes tipos de riel utilizados comúnmente en los Estados Unidos.

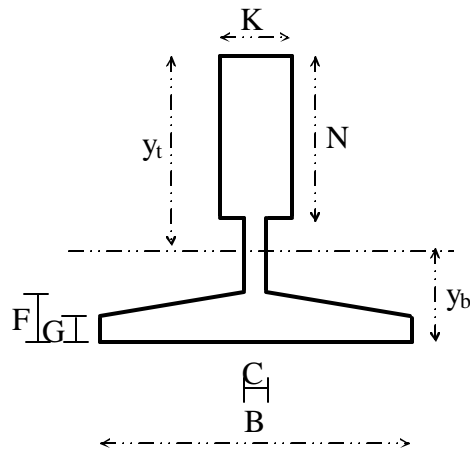


Fig. 5. Sección transversal del riel

**Tabla 1. Dimensiones de las secciones “T” de los rieles**

**Distancias nominales (Pulgadas)**

Peso lb/pie	H pulg	B pulg	K pulg	N pulg	G pulg	F pulg	C pulg	Y <sub>b</sub> pulg	Área Pulg <sup>2</sup>	I <sub>rx</sub> Pulg <sup>4</sup>	I <sub>ry</sub> Pulg <sup>4</sup>
8	2 7/16	3 1/2	5/8	1 1/4	5/16	7/16	3/8	0.78	2.38	0.13	1.37
11	3 1/2	4 1/2	5/8	1 1/2	5/16	7/16	3/8	1.08	3.21	0.31	2.89
12	3 1/2	4 1/2	5/8	1 3/4	5/16	7/16	3/8	1.06	3.46	0.37	3.95
15	3 1/2	5	5/8	1	1/2	5/8	3/8	0.96	4.38	0.49	5.90
18.5	4 1/4	5 1/2	3/4	1 31/32	1/2	5/8	1/2	1.24	5.40	0.75	7.89
22.5	4	5 1/2	1 1/8	2	9/16	2/3	3/4	1.34	6.63	1.00	8.81
30	5	5 1/2	1 1/4	2 1/4	11/16	1	1	1.70	9.20	1.91	12.21

## FORMULACIÓN DEL MODELO ANALÍTICO

La formulación presentada se basa en que el comportamiento del sistema estructural y mecánico bajo estudio es lineal. Además se supone que el contrapeso no está en movimiento cuando el edificio está experimentando el terremoto. Considerar el movimiento del contrapeso complicaría demasiado el análisis, dado que se llevaría a un sistema con matrices variables en el tiempo.

Además, el código ASME A17.1 recomienda que se coloquen sensores en los edificios que al detectar la llegada de las primeras ondas sísmicas detengan el ascensor en el piso más próximo. Aún si los ascensores no tienen estos dispositivos, la velocidad del contrapeso no es lo suficientemente grande como para ameritar que se considere su movimiento. Además, en otras ocasiones también puede ocurrir que se interrumpa el suministro eléctrico que alimenta el ascensor, en especial si el sismo es intenso. Bajo estas hipótesis, cuando el sistema combinado compuesto por el edificio completo más el contrapeso con sus dos rieles y brazo de apoyo es sometido a un sismo con dos componentes horizontales la ecuación de movimiento es:

$$[M]\ddot{U}(t) + [K]U(t) = -[M]r_x\ddot{X}(t) - [M]r_y\ddot{Y}(t) \quad (1)$$

donde  $r_x$  y  $r_y$  son los vectores de coeficientes de influencia. El vector  $r_x$  tiene 1 en los grados de libertad del vector  $U$  que son desplazamientos en la dirección X. En el vector  $r_y$  los términos con 1 son los desplazamientos en la dirección Y. Las matrices  $[K]$  y  $[M]$  son las matrices de rigidez y masa del sistema combinado. El objetivo del estudio es precisamente obtener estas matrices. Para esto se deben obtener las respectivas matrices de los componentes, o sea del edificio, de los rieles con sus brazos de apoyo y del contrapeso con sus guías de rodillo. El efecto del amortiguamiento se tendrá en cuenta mediante razones de amortiguamiento modal.

### Modelo del Edificio, Rieles y Brazos de Apoyo Sin el Contrapeso

El edificio en el cual se encuentra el ascensor se va a modelar mediante el conocido modelo de tres grados de libertad por piso, llamado a veces “edificio torsional”. En este modelo, el que se muestra en la Figura 6, se supone que las losas son rígidas en su plano y fuera del mismo y que toda la masa está concentrada a nivel de las mismas. La Figura 6 muestra los ejes coordenados usados durante el análisis. En el estudio se considera que puede existir excentricidad en las dos direcciones X, Y. Se supone también que las losas están acopladas a los rieles del contrapeso a nivel de los pisos como se muestra en la figura 6.

Para formular el modelo combinado es necesario considerar dos casos por separado. En aquellos pisos en donde **no** está ubicado el contrapeso, las matrices de rigidez y masa son las que se obtienen de acoplar dos losas consecutivas con sus columnas, y los dos rieles con sus apoyos. El otro caso que se debe considerar por separado es el de los pisos en donde está el contrapeso. Aquí pueden darse dos situaciones: **a)** el contrapeso puede estar entre dos pisos consecutivos, o **b)** el contrapeso puede estar ubicado en un cierto piso. En esta sección se va a desarrollar el modelo que se debe usar para todos los pisos en donde no está estacionado el contrapeso.

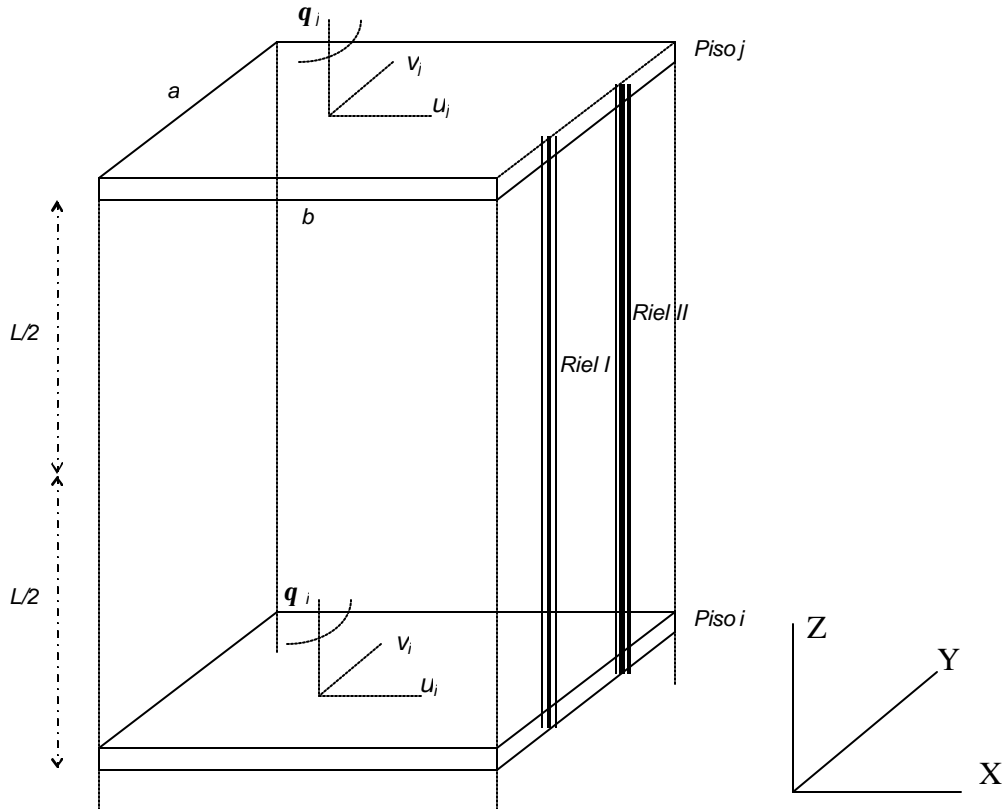


Fig. 6. Modelo del edificio y rieles sin contrapeso

### Modelo del riel

Para modelar el riel se usó el elemento de viga tridimensional de tres nudos que se muestra en la Figura 7. El nudo 1 está en la losa superior (o piso  $j$ ), el nudo 3 está a nivel de la losa inferior (o piso  $i$ ), y el nudo 2 es central.

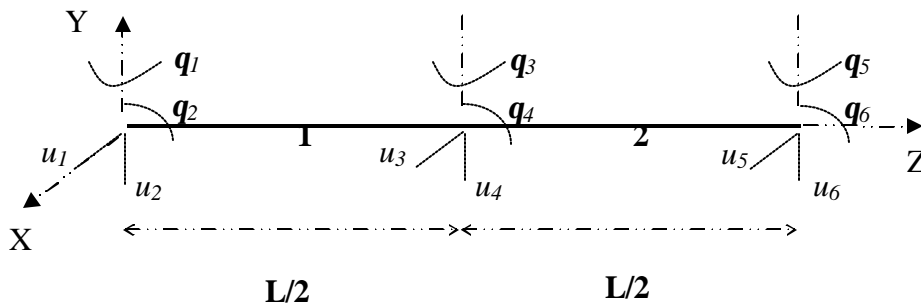


Fig. 7. Elemento de viga tridimensional de tres nudos

Como se demuestra en la formulación de elementos finitos para vigas, los campos desplazamientos en una dirección se puede expresar como el producto de funciones de forma  $N_i(z)$  por los desplazamientos y giros de los extremos de cada elemento en esa misma dirección.

Por ejemplo, para los desplazamientos  $w_I(z,t)$  en la dirección  $X$  del tramo 1 se puede escribir

$$w_I(z,t) = [N_1(z), N_2(z), N_3(z), N_4(z)] \begin{Bmatrix} u_2(t) \\ \mathbf{q}_2(t) \\ u_4(t) \\ \mathbf{q}_4(t) \end{Bmatrix} \quad (2)$$

donde las funciones de forma son

$$\begin{aligned} N_1(z) &= 1 - 12\left(\frac{z}{L}\right)^2 + 16\left(\frac{z}{L}\right)^3 + \left(\frac{z}{L}\right)^2 & ; & \quad N_2(z) = \left[ \left(\frac{z}{L}\right) - 8\left(\frac{z}{L}\right)^2 + 8\left(\frac{z}{L}\right)^3 \right] L \\ N_3(z) &= 12\left(\frac{z}{L}\right)^2 - 16\left(\frac{z}{L}\right)^3 & ; & \quad N_4(z) = \left[ -4\left(\frac{z}{L}\right)^2 + 8\left(\frac{z}{L}\right)^3 \right] L \end{aligned} \quad (3)$$

Para obtener las matrices de masas y de rigidez del elemento de riel completo conviene introducir un vector con los 12 desplazamientos y giros del elemento de viga con tres nodos:

$$\underline{q}^T(t) = [u_1, u_2, \mathbf{q}_1, \mathbf{q}_2, u_3, u_4, \mathbf{q}_3, \mathbf{q}_4, u_5, u_6, \mathbf{q}_5, \mathbf{q}_6] \quad (4)$$

Estas coordenadas se muestran en la Figura 7. En términos de las coordenadas  $q_i(t)$ , la ecuación (2) puede escribirse como

$$w_I(z,t) = [\mathbf{h}(z)] \underline{q}(t) = [0, N_1, 0, N_2, 0, N_3, 0, N_4, 0, 0, 0, 0] \underline{q}(t) \quad (5)$$

donde la matriz  $1 \times 12$   $[\eta(z)]$  contiene las funciones de forma en las columnas apropiadas

Usando este procedimiento, los campos de desplazamiento en la dirección  $Y$  y para el tramo 2 se pueden escribir como

$$\begin{aligned} u_1(z,t) &= [\mathbf{n}(z)] \underline{q}(t) = [N_1, 0, N_2, 0, N_3, 0, N_4, 0, 0, 0, 0, 0] \underline{q}(t) \\ w_2(z,t) &= [\mathbf{y}(z)] \underline{q}(t) = [0, 0, 0, 0, 0, N_1, 0, N_2, 0, N_3, 0, N_4] \underline{q}(t) \\ u_2(z,t) &= [\mathbf{a}(z)] \underline{q}(t) = [0, 0, 0, 0, N_1, 0, N_2, 0, N_3, 0, N_4, 0] \underline{q}(t) \end{aligned} \quad (6)$$

Para determinar la matriz de masa (consistente), consideremos la energía cinética de un elemento de viga uniforme con dos tramos y con área transversal  $A_r$  y densidad  $\rho$ :

$$T = \frac{1}{2} \rho A_r \int_0^{L/2} \left\{ [\dot{w}_1(z,t)]^2 + [\dot{u}_1(z,t)]^2 + [\dot{w}_2(z,t)]^2 + [\dot{u}_2(z,t)]^2 \right\} dz \quad (7)$$

Reemplazando las derivadas respecto al tiempo de las ecuaciones (4), (5) y (6), la energía cinética se puede expresar en forma compacta como

$$T_r = \frac{1}{2} \dot{\underline{q}}^T(t) [M_{riel}]_{12 \times 12} \dot{\underline{q}}(t) \quad (8)$$

donde  $\dot{\underline{q}}(t)$  es el vector de velocidades, o sea la derivada del vector  $\underline{q}(t)$  de la ecuación (4). Por definición, la matriz en la ecuación (8) es la matriz de masa del riel:

$$[M_{riel}] = \mathbf{r} A_r \int_{z=0}^{z=L/2} \left( \begin{aligned} & [\mathbf{h}(z)]^T [\mathbf{h}(z)] + [\mathbf{n}(z)]^T [\mathbf{n}(z)] \\ & + [\mathbf{y}(z)]^T [\mathbf{y}(z)] + [\mathbf{a}(z)]^T [\mathbf{a}(z)] \end{aligned} \right) dz \quad (9)$$

Por razones de espacio, las formas explícitas de las matrices no se incluyen en este artículo. La tesis en la que se basa este trabajo (Cundumi 2002) contiene estas matrices.

Para determinar la matriz de rigidez de un riel típico se usa la energía potencial (o sea la energía de deformación por flexión en este caso) de una viga uniforme con dos tramos con rigidez flexional  $EI_x$  y  $EI_y$ :

$$V = \frac{1}{2} EI_x \int_0^{L/2} \{ [w''_1(z,t)]^2 + [u''_1(z,t)]^2 \} dz + \frac{1}{2} EI_y \int_0^{L/2} \{ [w''_2(z,t)]^2 + [u''_2(z,t)]^2 \} dz \quad (10)$$

Reemplazando las segundas derivadas respecto a  $z$  de las ecuaciones (5) y (6) se tiene que la energía potencial se puede escribir como una forma cuadrática con la siguiente forma matricial:

$$V_r = \frac{1}{2} \underline{q}^T(t) [K_{riel}]_{12 \times 12} \underline{q}(t) \quad (11)$$

y la matriz de rigidez del riel es:

$$\begin{aligned} [K_{riel}] = & EI_{rx} \int_{z=0}^{z=L/2} \left( [\mathbf{h}''(z)]^T [\mathbf{h}''(z)] + [\mathbf{n}''(z)]^T [\mathbf{n}''(z)] \right) dz \\ & + EI_{ry} \int_{z=0}^{z=L/2} \left( [\mathbf{y}''(z)]^T [\mathbf{y}''(z)] + [\mathbf{a}''(z)]^T [\mathbf{a}''(z)] \right) dz \end{aligned} \quad (12)$$

Nuevamente, la forma explícita de  $[K_{riel}]$  no se muestra por razones de espacio (ver Cundumi 2002).

## Modelo del edificio

A continuación se va a definir el modelo de un piso cualquiera formado por dos losas, las columnas y los brazos de apoyo de los dos rieles. Si se usan como grados de libertad los desplazamientos del centro de masa de cada losa, la ecuación de la energía cinética para un piso asume una forma muy simple:

$$T_e = \frac{1}{2} \dot{\underline{q}}^T(t) [M_{\text{edificio}}]_{6 \times 6} \dot{\underline{q}}(t) \quad (13)$$

donde:

$$\dot{\underline{q}}(t)^T = [\dot{u}_i, \dot{v}_i, \dot{\mathbf{q}}_i, \dot{u}_j, \dot{v}_j, \dot{\mathbf{q}}_j]$$

Si  $m_k$  es la masa asignada a la losa “ $k$ ”, y  $R_k$  es el radio de giro de la misma losa definido en términos del momento de inercia polar  $I_c$  respecto al eje vertical  $Z$ , la matriz de masa  $[M_{\text{edificio}}]$  de los pisos consecutivos “ $i$ ” y “ $j$ ” del edificio es una matriz diagonal de 6 x 6 con los elementos  $[m_i, m_i, m_i R_i^2, m_j, m_j, m_j R_j^2]$  en su diagonal principal.

La matriz de rigidez se obtiene de la energía potencial asociada a la flexión de las columnas. Supongamos que entre las losas “ $i$ ” y “ $j$ ” hay  $m$  columnas, y que la rigidez de las columnas en las direcciones  $X$  y  $Y$  son  $K_{xn}$  y  $K_{yn}$ . Las coordenadas de la columna genérica “ $n$ ” son  $(x_n, y_n)$ . Las coordenadas de los centros de masa de las losas “ $i$ ” y “ $j$ ”, son respectivamente  $(x_{cm_i}, y_{cm_i})$  y  $(x_{cm_j}, y_{cm_j})$ . Con estos valores se obtiene primero los desplazamientos de las columnas: los términos entre corchetes en la siguiente ecuación (15). Con éstos se puede demostrar que la ecuación de la energía potencial para el edificio resulta:

$$\begin{aligned} V_e = & \frac{1}{2} \sum_{n=1}^m K_{x_n} \left\{ [u_j - (y_n - y_{cm_j}) \mathbf{q}_j] - [u_i - (y_n - y_{cm_i}) \mathbf{q}_i] \right\}^2 \\ & + \frac{1}{2} \sum_{n=1}^m K_{y_n} \left\{ [v_j + (x_n - x_{cm_j}) \mathbf{q}_j] - [v_i + (x_n - x_{cm_i}) \mathbf{q}_i] \right\}^2 \\ & + \frac{1}{2} \sum_{n=1}^m \left\{ [K_{x_n} (y_n - y_{cm_j})^2 + K_{y_n} (x_n - x_{cm_j})^2] (\mathbf{q}_j - \mathbf{q}_i)^2 \right\} \end{aligned} \quad (14)$$

Debido a que los rieles están unidos a las losas por brazos de acero que se representan como resortes lineales, se debe considerar además la energía de deformación de estos resortes. La rigidez de los resortes en el sentido  $Y$  es flexional, en el sentido  $X$  es axial, y vienen dadas por las expresiones siguientes:

$$k_{ry} = 3 \frac{EI_b}{L_b^3} \quad ; \quad k_{rx} = \frac{EA_b}{L_b} \quad (15)$$

donde  $I_b$  y  $A_b$  son respectivamente, el momento de inercia respecto al eje neutro y el área transversal, y  $L_b$  es la longitud del brazo.

La energía potencial de los resortes de los brazos es

$$V_b = \frac{1}{2} K_{ry} \left\{ \begin{aligned} & \left[ v_j + (x_{r_1} - x_{cm_j}) \mathbf{q}_j - q_{r1y_j} \right]^2 + \left[ v_j + (x_{r_2} - x_{cm_j}) \mathbf{q}_j - q_{r2y_j} \right]^2 \\ & + \left[ v_i + (x_{r_1} - x_{cm_i}) \mathbf{q}_i - q_{r1y_i} \right]^2 + \left[ v_i + (x_{r_2} - x_{cm_i}) \mathbf{q}_i - q_{r2y_i} \right]^2 \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

$$+ \frac{1}{2} K_{rx} \left\{ \begin{aligned} & \left[ u_j - (y_{r_1} - y_{cm_j}) \mathbf{q}_j - q_{r1x_j} \right]^2 + \left[ u_j - (y_{r_2} - y_{cm_j}) \mathbf{q}_j - q_{r2x_j} \right]^2 \\ & + \left[ u_i - (y_{r_1} - y_{cm_i}) \mathbf{q}_i - q_{r1x_i} \right]^2 + \left[ u_i - (y_{r_2} - y_{cm_i}) \mathbf{q}_i - q_{r2x_i} \right]^2 \end{aligned} \right\}$$

donde  $(x_{r_1}, y_{r_1})$  y  $(x_{r_2}, y_{r_2})$  son, respectivamente, las coordenadas en donde los brazos de apoyo de los rieles *I* y *II* están adheridos a la losa. Las coordenadas  $q_{r1x}, q_{r1y}$  son los desplazamientos en las direcciones *X* y *Y* del extremo del brazo del riel *I* unido a la losa “*i*”. Las otras coordenadas deben interpretarse de manera similar.

La energía potencial debido a la deformación de las columnas y de los brazos de apoyo es:

$$V_{e/b} = V_e + V_b \quad (17)$$

La matriz de rigidez de un piso del edificio con los cuatro resortes que representan los brazos de apoyo de los rieles es la matriz en la expresión matricial de la forma cuadrática en la ecuación (17), o sea:

$$V_{e/b} = \frac{1}{2} \mathbf{q}_{e/b}^T [K_{e/b}]_{14 \times 14} \mathbf{q}_{e/b} \quad (18)$$

donde  $\mathbf{q}_{e/b}$  es un vector con las catorce coordenadas que aparecen en la definición de  $V_{e/b}$ , o sea

$$\mathbf{q}_{e/b}^T = \left[ q_{r1x_i} \quad q_{r1y_i} \quad q_{r1x_j} \quad q_{r1y_j} \quad u_i \quad v_i \quad \mathbf{q}_i \quad u_j \quad v_j \quad \mathbf{q}_j \quad q_{r2x_i} \quad q_{r2y_i} \quad q_{r2x_j} \quad q_{r2y_j} \right] \quad (19)$$

La matriz  $[K_{e/b}]$  de 14 x 14 es la matriz de rigidez asociada a las columnas de un piso genérico del edificio y a los brazos de apoyo de los dos rieles. Tiene la forma:

$$[K_{e/b}] = \begin{bmatrix} [K_{brazoI}] & [K_{acopriellIedif}] & [0] \\ [K_{acopedifriellI}] & [K_{edif}] & [K_{acopedifriellII}] \\ [0] & [K_{acopriellIIedif}] & [K_{brazoII}] \end{bmatrix} \quad (20)$$

donde  $[K_{edif}]$  es una matriz de rigidez de 6 x 6 asociada a un piso genérico del edificio entre las losas “*i*” y “*j*”. Las matrices  $[K_{acop.edif/riellI}]$  y  $[K_{acop.edif/riellII}]$  de dimensión 6 x 4 acoplan los grados de libertad del edificio con los desplazamientos del extremo del riel *I* y *II*, respectivamente. Las matrices  $[K_{acop.riellI/edif}]$  y  $[K_{acop.riellII/edif}]$  son las transpuestas de  $[K_{acop.edif/riellI}]$  y  $[K_{acop.edif/riellII}]$ . Las matrices de 4 x 4  $[K_{brazoI}]$  y  $[K_{brazoII}]$  están asociadas a los resortes que representan los brazos de apoyo del riel *I* y *II*.



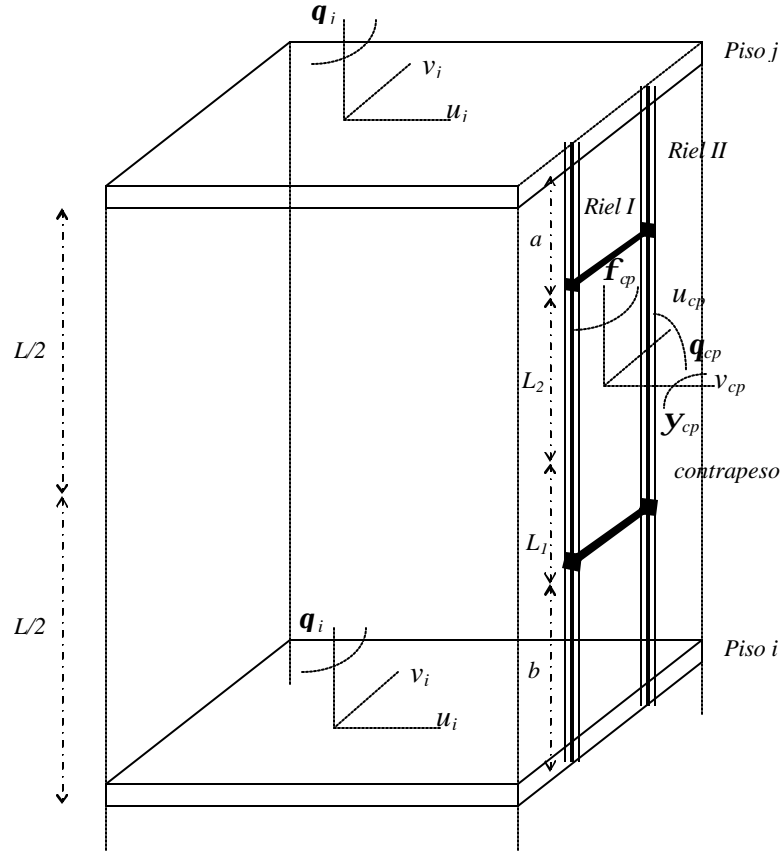


Fig. 8. Modelo para un contrapeso ubicado entre dos niveles (entre dos losas consecutivas)

Remplazando los 8 campos de velocidades en la expresión de la energía cinética de una viga con cuatro tramos, la ecuación de la energía cinética del riel resulta:

$$T_r = \frac{1}{2} \dot{q}^T(t) \left[ \mathbf{r} \mathbf{A}_r \left( \int_{z=0}^{z=b} [\mathbf{h}(z)]^T [\mathbf{h}(z)] + [\mathbf{y}(z)]^T [\mathbf{y}(z)] dz + \int_{z=0}^{z=L1} [\mathbf{n}(z)]^T [\mathbf{n}(z)] + [\mathbf{a}(z)]^T [\mathbf{a}(z)] dz \right) \right. \\ \left. + \int_{z=0}^{z=L2} [\mathbf{J}(z)]^T [\mathbf{J}(z)] + [\mathbf{d}(z)]^T [\mathbf{d}(z)] dz + \int_{z=0}^{z=d} [\mathbf{e}(z)]^T [\mathbf{e}(z)] + [\mathbf{w}(z)]^T [\mathbf{w}(z)] dz \right] \dot{q}(t) \quad (22)$$

$$T_r = \frac{1}{2} \dot{q}^T(t) [\mathbf{M}_{riel}]_{20 \times 20} \dot{q}(t)$$

El vector  $\{q(t)\}$  contiene los desplazamientos en dirección X, Y y los giros alrededor de estos ejes de los 5 nodos del elemento de riel. La matriz de masa del riel  $[\mathbf{M}_{riel}]$  se obtiene efectuando las integraciones en la ecuación (22). Esta matriz está definida explícitamente en Cundumi (2002).

La energía potencial del riel es la suma de las energías de deformación por flexión de cada tramo en las dos direcciones X y Y. Se va a sumar a ésta la energía potencial de los resortes

equivalentes que unen el riel al contrapeso. Usando las funciones de forma de la viga con tres nodos se obtiene:

$$V_r = \frac{1}{2} \dot{\underline{q}}^T(t) \left[ \begin{array}{l} \left\{ E I_y \left( \int_{z=0}^{z=L_1} [\mathbf{h}'(z)]^T [\mathbf{h}'(z)] dz + \int_{z=0}^{z=L_1} [\mathbf{m}'(z)]^T [\mathbf{m}'(z)] dz + \int_{z=0}^{z=L_2} [\mathbf{J}'(z)]^T [\mathbf{J}'(z)] dz + \int_{z=0}^{z=L_2} [\mathbf{e}'(z)]^T [\mathbf{e}'(z)] dz \right\} \\ + \left\{ E I_x \left( \int_{z=0}^{z=L_1} [\mathbf{y}'(z)]^T [\mathbf{y}'(z)] dz + \int_{z=0}^{z=L_1} [\mathbf{a}'(z)]^T [\mathbf{a}'(z)] dz + \int_{z=0}^{z=L_2} [\mathbf{d}'(z)]^T [\mathbf{d}'(z)] dz + \int_{z=0}^{z=L_2} [\mathbf{w}'(z)]^T [\mathbf{w}'(z)] dz \right\} \\ + C_r \{ [\mathbf{n}(0)]^T [\mathbf{n}(0)] + [\mathbf{e}(0)]^T [\mathbf{e}(0)] + [\mathbf{a}(0)]^T [\mathbf{a}(0)] + [\mathbf{w}(0)]^T [\mathbf{w}(0)] \} \end{array} \right] \dot{\underline{q}}(t) \quad (23)$$

donde  $C_r$  es el coeficiente de rigidez del resorte que representa la flexibilidad de las guías del contrapeso. Se puede demostrar que para un rodillo con un material con módulo de elasticidad  $E_r$  y espesor  $W_r$ , este coeficiente es aproximadamente

$$C_r = 2E_r W_r \quad (24)$$

La ecuación de la energía potencial en forma compacta del riel se puede escribir como:

$$V_r = \frac{1}{2} \dot{\underline{q}}^T(t) [K_{riel}]_{20 \times 20} \dot{\underline{q}}(t) \quad (25)$$

y por lo tanto la matriz de rigidez del riel con cinco nodos es la definida en la ecuación (24) (ver Cundumi 2002)

## Modelo del contrapeso

El contrapeso se modeló como una placa rígida con espesor  $e$ , altura  $L_c$  y ancho  $B_c$ , y con un centro de masa que coincide con el de rigidez. El modelo del contrapeso tiene tres grados de libertad: dos desplazamientos horizontales del centro de masa ( $u$ ,  $v$ ) y tres giros ( $\mathbf{f}$ ,  $\mathbf{q}$ ,  $\mathbf{y}$ ). La masa del contrapeso es  $m_{cp}$ .

La ecuación de la energía cinética para el contrapeso está dada por la expresión:

$$T_{cp} = \frac{1}{2} \dot{\underline{q}}_c^T(t) [M_{cp}]_{5 \times 5} \dot{\underline{q}}_c(t) \quad (26)$$

donde  $\dot{\underline{q}}_c(t)$  es la derivada del vector  $\underline{q}_c(t)$  que contiene los dos desplazamientos del contrapeso en las direcciones X, Y y sus las rotaciones alrededor de los tres ejes coordenados:

$$\underline{q}_c^T = [u_{cp}, v_{cp}, \mathbf{q}_{cp}, \mathbf{y}_{cp}, \mathbf{f}_{cp}] \quad (27)$$

La matriz de masa  $[M_{cp}]$  es diagonal con elementos  $[m_{cp} \ m_{cp} \ J_x \ J_y \ J_z]$  en su diagonal y  $J_x$ ,  $J_y$  y  $J_z$  son los momentos de inercia polar de masa respecto a los tres ejes del contrapeso, los cuales están definidos por las siguientes expresiones:

$$J_q = \frac{m_{cp}}{12}(L_c^2 + e^2) \quad ; \quad J_f = \frac{m_{cp}}{12}(B_c^2 + e^2) \quad ; \quad J_y = \frac{m_{cp}}{12}(L_c^2 + B_c^2) \quad (28)$$

Para determinar la energía potencial del contrapeso apoyado en cuatro resortes con rigidez  $C_r$  en el plano y fuera del plano, se deben determinar las deformaciones de los resortes en los cuatro extremos del contrapeso en las dos direcciones horizontales  $X$  y  $Y$ . Éstas se muestran entre paréntesis en la siguiente expresión. La ecuación de energía potencial se puede entonces escribir como:

$$\begin{aligned} V_{cp} = & \frac{1}{2}C_r \left( u_{cp} + q_5 + f_{cp} \frac{B_c}{2} + q_{cp} \frac{L_c}{2} \right)^2 + \frac{1}{2}C_r \left( u_{cp} + q_{13} + f_{cp} \frac{B_c}{2} - q_{cp} \frac{L_c}{2} \right)^2 \\ & + \frac{1}{2}C_r \left( u_{cp} + q_{44} - f_{cp} \frac{B_c}{2} - q_{cp} \frac{L_c}{2} \right)^2 + \frac{1}{2}C_r \left( u_{cp} + q_{36} - f_{cp} \frac{B_c}{2} + q_{cp} \frac{L_c}{2} \right)^2 \\ & + \frac{1}{2}C_r \left( v_{cp} + q_6 + y_{cp} \frac{L_c}{2} \right)^2 + \frac{1}{2}C_r \left( v_{cp} + q_{14} - y_{cp} \frac{L_c}{2} \right)^2 \\ & + \frac{1}{2}C_r \left( v_{cp} + q_{45} - y_{cp} \frac{L_c}{2} \right)^2 + \frac{1}{2}C_r \left( v_{cp} + q_{37} + y_{cp} \frac{L_c}{2} \right)^2 \end{aligned} \quad (29)$$

La energía potencial  $V_{cp}$  es función de las cinco coordenadas que describen el movimiento del bloque del contrapeso, de las cuatro coordenadas asociadas al riel  $I$  y de las correspondientes al riel  $II$ . Por lo tanto,  $V_{cp}$  va a generar una matriz de rigidez de  $13 \times 13$ .

Partiendo de la forma cuadrática (29) se puede demostrar que la matriz de rigidez del contrapeso montado en cuatro resortes que representan los rodillos es

$$[K_{cpr}] = \begin{bmatrix} [K_{riell}] & [K_{acopriellcp}] & [0] \\ [K_{acopcprriell}] & [K_{cp}] & [K_{acopcprriell}] \\ [0] & [K_{acopriellcpc}] & [K_{riell}] \end{bmatrix} \quad (30)$$

donde  $[K_{cp}]$  es una matriz  $5 \times 5$  asociada a los grados de libertad del contrapeso,  $[K_{riell}]$  y  $[K_{riell}]$  son matrices  $4 \times 4$  asociadas a las coordenadas del riel en los nodos en contacto con los rodillos,  $[K_{acopcprriell}]$  y  $[K_{acopriellcpc}]$  son matrices  $5 \times 4$  que acoplan el contrapeso al riel I y II, respectivamente.

### Matriz de rigidez y de masa de los pisos $i$ y $j$

Con el ordenamiento anterior, la matriz de rigidez del piso  $[K_{i,j}]$  que incluye el edificio, los dos rieles, sus brazos de apoyo y el contrapeso con sus guías de rodillos se forma ensamblando las submatrices en las ecuaciones (25) y (30). La matriz resultante es de dimensiones  $51 \times 51$ :



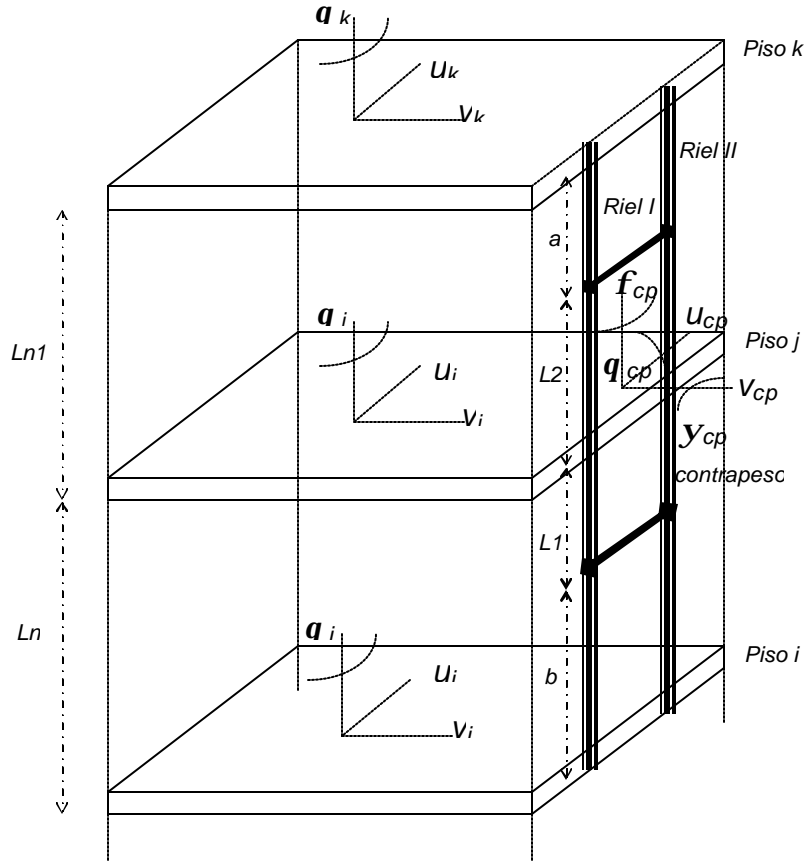


Fig. 9. Modelo para un contrapeso ubicado entre dos pisos

La matriz  $[M_{edificio}]$  es diagonal con los elementos  $[m_i \ m_i \ m_i \ R_i^2 \ m_j \ m_j \ m_j \ R_j^2]$  en su diagonal.

La energía potencial para dos pisos consecutivos se puede obtener simplemente sumando los términos respectivos de cada piso  $i, j$  y  $k$ :

$$\begin{aligned}
 V_e = & \frac{1}{2} \sum_{n=1}^m K_{x_{nb}} \left\{ [u_j - (y_{nb} - y_{cn_j})q_j] - [u_i - (y_{nb} - y_{cn_i})q_i] \right\}^2 + \frac{1}{2} \sum_{n=1}^m K_{y_{nb}} \left\{ [v_j + (x_{nb} - x_{cn_j})q_j] - [v_i + (x_{nb} - x_{cn_i})q_i] \right\}^2 \\
 & + \frac{1}{2} \sum_{n=1}^m \left\{ [K_{x_{nb}}(y_{nb} - y_{cn_j})^2 + K_{y_{nb}}(x_{nb} - x_{cn_j})^2] (q_j - q_i)^2 \right\} + \frac{1}{2} \sum_{n=1}^m K_{x_{nk}} \left\{ [u_k - (y_{nk} - y_{cn_k})q_k] - [u_i - (y_{nk} - y_{cn_i})q_i] \right\}^2 \\
 & + \frac{1}{2} \sum_{n=1}^m K_{y_{nk}} \left\{ [v_k + (x_{nk} - x_{cn_k})q_k] - [v_i + (x_{nk} - x_{cn_i})q_i] \right\}^2 + \frac{1}{2} \sum_{n=1}^m \left\{ [K_{x_{nk}}(y_{nk} - y_{cn_k})^2 + K_{y_{nk}}(x_{nk} - x_{cn_k})^2] (q_k - q_i)^2 \right\}
 \end{aligned} \tag{34}$$

A la energía de deformación de los resortes en la ecuación (17) se le debe agregar la contribución del brazo en la losa "k". De esta manera se obtiene:



## Matrices de rigidez y masa de los pisos $i, j$ y $k$

Para completar la matriz de rigidez de los pisos  $i-j-k$  con los dos rieles, brazos y contrapeso, se requiera la matriz de rigidez del contrapeso  $[K_{cp}]$ . Tanto la matriz de rigidez y como la de masa del contrapeso son iguales que para el modelo anterior. Antes de ensamblarse con la matriz  $[K_{piso}]$  anterior, la matriz de rigidez del contrapeso  $[K_{cp}]$  debe expandirse.

La matriz de rigidez del piso  $[K_{i-j-k}]$  de  $54 \times 54$  está constituida por las siguientes submatrices:

$$[K_{i-j-k}] = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} \text{matriz} \\ \text{del riel II} \end{bmatrix}_{20 \times 20} & & & & \\ \begin{bmatrix} \text{mat. acop} \\ \text{edif - riel I} \end{bmatrix}_{9 \times 20} & \begin{bmatrix} \text{matriz del} \\ \text{edificio} \end{bmatrix}_{9 \times 9} & & & \\ \begin{bmatrix} \text{mat. acop} \\ \text{cont - riel II} \end{bmatrix}_{5 \times 20} & [0] & \begin{bmatrix} \text{matriz del} \\ \text{contrapeso} \end{bmatrix}_{5 \times 5} & & \\ [0] & \begin{bmatrix} \text{mat. acop} \\ \text{edif - riel II} \end{bmatrix}_{2 \times 9} & \begin{bmatrix} \text{mat. acop} \\ \text{cont - riel II} \end{bmatrix}_{2 \times 5} & \begin{bmatrix} \text{matriz} \\ \text{del riel II} \end{bmatrix}_{20 \times 20} & \end{bmatrix}_{54 \times 54} \quad (41)$$

Luego se deben ensamblar las matrices de masa del riel  $I$ , edificio, contrapeso y riel  $II$  para obtener la matriz  $[M_{i-j-k}]$  de los pisos  $i, j$  y  $k$  donde está el contrapeso. La estructura de la matriz  $[M_{i-j-k}]$  es similar a la de  $[K_{i-j-k}]$ , excepto que las matrices de acoplamiento entre el edificio y el riel  $I$ , el edificio y el riel  $II$ , el contrapeso y el riel  $I$ , el contrapeso y el riel  $II$  son nulas.

## Cálculo de la Respuesta

La matriz de rigidez para el edificio completo se obtiene ensamblando dos tipos: para los pisos en donde está el contrapeso se debe usar la matriz en la ecuación (31) o (41), dependiendo de la posición del contrapeso. Para todos los otros pisos se debe usar la ecuación (21). El mismo proceso debe seguirse para obtener la matriz de masa total. Una vez que se ensamblan las matrices de rigidez y masas para cualquiera de los modelos presentados, el siguiente paso es obtener la respuesta resolviendo la ecuación (1). Como el sistema se supone lineal, los desplazamientos se calculan usando análisis u superposición modal. El procedimiento es el estándar: se calculan primero las frecuencias naturales y modos de vibración, los que se usan luego para resolver las ecuaciones de movimiento desacopladas mediante la solución recursiva de la integral de Duhamel. Al sumar los desplazamientos modales multiplicados por los respectivos modos de vibración se obtiene el vector de desplazamiento completo del sistema edificio-rieles-contrapeso. Una vez conocidos los desplazamientos y giros como función del tiempo, interesa calcular los momentos en los rieles y la deformación de sus brazos de apoyo como así también la deformación de las guías de rodillos del contrapeso. Para calcular los momentos se usan las matrices de rigidez individuales de los elementos y se recuperan del vector de desplazamientos total aquellos grados de libertad que corresponden al elemento en cuestión. Con los momentos flectores se pueden calcular los esfuerzos de flexión en el alma y en el flanco de los rieles.

## EJEMPLOS NUMÉRICOS

### Descripción del terremoto

El sistema edificio-rieles-contrapeso será sometido a la aceleración en la base registrada durante el terremoto ocurrido el 18 de mayo de 1940 en Imperial Valley, California, comúnmente conocido como el terremoto de El Centro. El terremoto original no fue escalado y se aplica en una sola dirección: la del eje *Y*, o sea en el plano del contrapeso.

### Descripción del edificio

Para el cálculo de la respuesta del sistema combinado se utilizó el mismo edificio para los diferentes modelos. Como sistema estructural para el edificio se usa un sistema aporticado de diez pisos de hormigón armado. En la Tabla No 2 se presentan las dimensiones de las columnas y vigas de cada piso, las que se tomarán de un reporte técnico (BSSC 1987).

**Tabla 2. Tamaño de columnas y vigas en cada piso del edificio**

Piso	Vigas (pulgadas)	Columnas (pulgadas)
1	24 x 48	27 x 36
2-4	24 x 42	27 x 30
5-7	21 x 36	24 x 30
8-10	18 x 36	21 x 30

En la Figura 10 se presenta la planta típica de un piso, cuyas dimensiones son 150 pies en el sentido *X*, y 100 pies con 3 pulgadas en el sentido *Y*. La Figura 11 muestra la variación en altura del edificio.

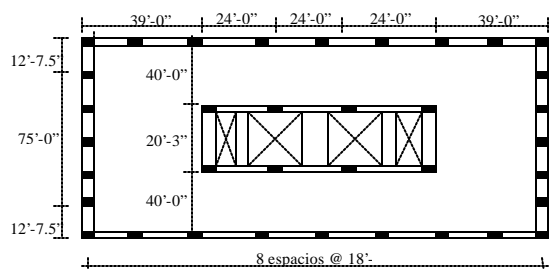


Fig. 10. Vista en planta del edificio

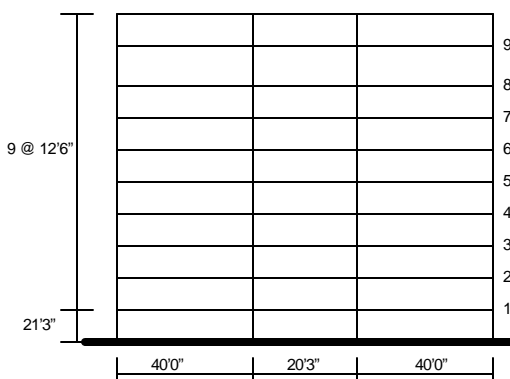


Fig. 11. Vista en altura del edificio de diez pisos

## Descripción del ascensor

Para los ejemplos numéricos se utilizará un modelo de ascensor de pasajeros con una capacidad de 2100 libras. El peso del contrapeso es de 4700 libras con una longitud  $L_c$  de 138 pulgadas y un ancho  $B_c$  de 48 pulgadas. Los rieles se encuentran amarrados a los muros del edificio mediante soportes angulares de acero L3 x 3 x 3/8, con una área de  $2.11 \text{ pulg}^2$  y un momento de inercia de  $1.76 \text{ pulg}^4$ . El largo de cada soporte es de 5 pulg. Cada rodillo tiene un recubrimiento de polietileno de  $\frac{1}{2}$  pulg y un ancho de  $\frac{5}{8}$  pulg.

## Resultados numéricos

Usando las propiedades geométricas de un riel de 8 libras, se calcularon las respuestas de los elementos del ascensor para el caso en que el contrapeso está ubicado entre dos pisos del edificio (el primer modelo presentado). Si bien también se estudió la respuesta del segundo modelo, ésta no se incluye en el presente trabajo. Para considerar el caso más crítico, se colocó el contrapeso al nivel más alto del edificio.

La Figura 12 muestra el desplazamiento del contrapeso en la dirección  $Y$ , o sea en su plano. El contrapeso está ubicado en el último nivel del edificio entre los pisos 9 y 10, a una distancia  $a = b = 6$  pulgadas de los dos pisos. El desplazamiento máximo del contrapeso fue de 2.37 pulgadas.

En la Figura 13 se grafica la deflexión del nodo superior (o sea a nivel de la losa) de uno de los rieles a nivel del piso 10 en la dirección  $Y$  (en el plano del contrapeso). La máxima deformación encontrada fue de 10.1 pulgadas. El contrapeso está ubicado en la misma posición que en el caso anterior.

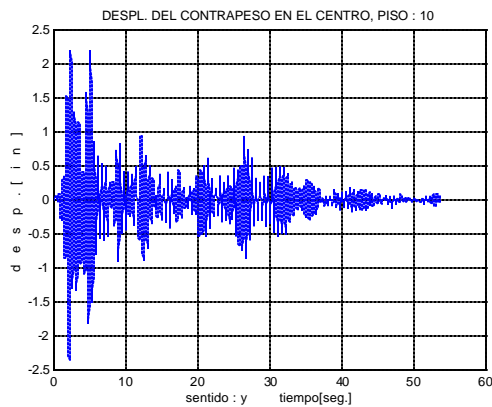


Fig. 12. Desplazam. del contrapeso

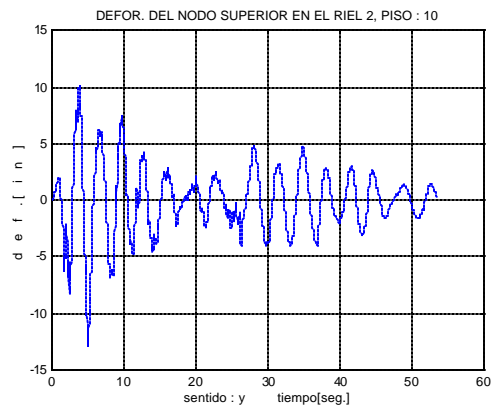


Fig. 13. Deflexión del riel II en el nodo superior

A continuación se considera la deformación del brazo de apoyo para el mismo riel de la Figura 14. La Figura 12 muestra la deformación en la dirección horizontal en el plano del contrapeso (eje  $Y$ ). La máxima deformación es aproximadamente 2.2 pulgadas.

La variación en el tiempo de la deflexión del riel en el nodo interior ubicado a una distancia  $a = 6$  pulgadas de la losa del último piso se muestra en la Figura 15. La respuesta en este caso es muy similar al del nodo de la Figura 13.

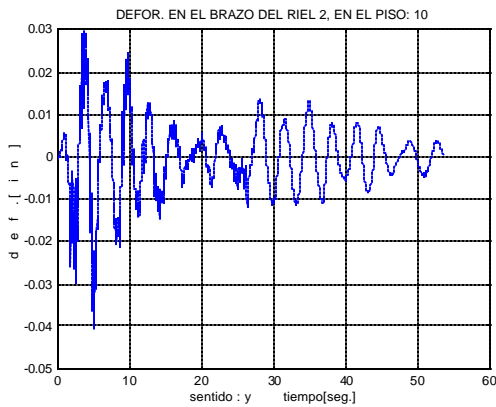


Fig. 14. Deformación del brazo de apoyo

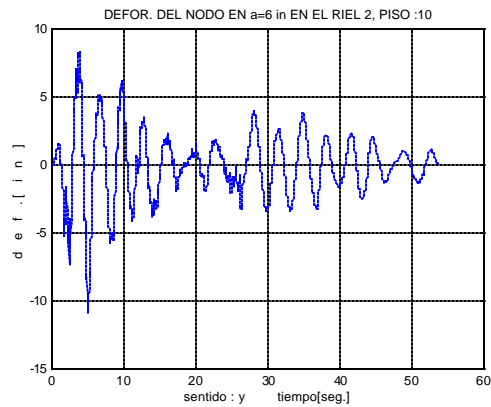


Fig. 15. Deflexión del riel II para  $a = 6$ "

Se presentan a continuación los máximos esfuerzos de flexión en los extremos del ala y del alma del riel, como función de la posición del contrapeso comenzando con el caso en el cual su borde superior coincide con la losa 10, hasta que el borde inferior llega a la losa inferior 9. En estos gráficos, los que se llamamos “espectros de esfuerzo máximos”, la posición del contrapeso se presenta en forma adimensional como  $a/L$  donde  $L$  es la longitud del riel entre apoyos. Nótese que los esfuerzos máximos son muy superiores al esfuerzo de cedencia o fluencia  $\sigma_y$  del acero usado para los rieles. Para averiguar si los esfuerzos se pueden reducir a niveles razonables colocando rieles más grandes, se usaron otros modelos con rieles de 11 lb. y de 15 lb. Los resultados para este último caso se presentan en las Figuras 18 y 19. Si bien los valores de los esfuerzo máximos se redujeron, aún están por encima de los esfuerzos de cedencia del material. Es necesario mencionar que el código ASME 17.1-1993 no permite usar rieles de 18 libras en lugares en los cuales se espera actividad sísmica fuerte (zonas 3 y 4). No obstante, los resultados muestran que si no se toman otras precauciones, aún los rieles más fuertes fallan debido a un terremoto fuerte.

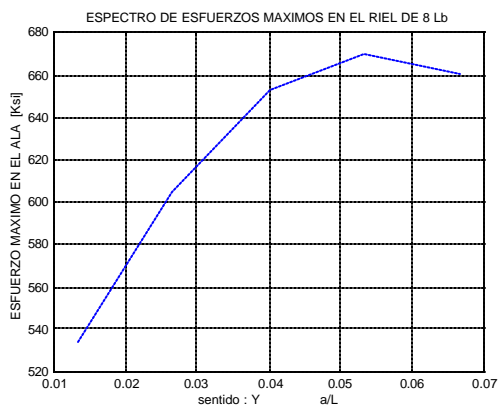


Fig. 16. Esfuerzos en el ala del riel de 8 lb

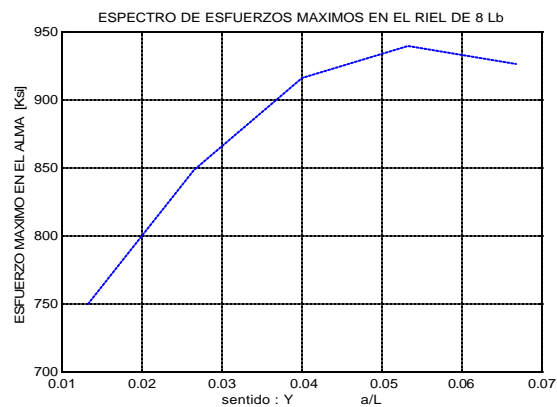


Fig. 17. Esfuerzos en el alma del riel de 8 lb

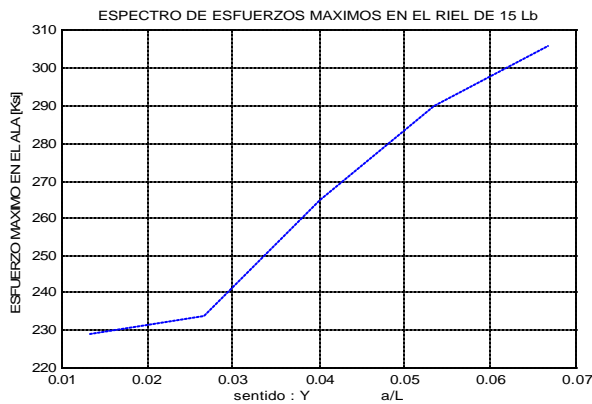


Fig. 18. Esfuerzos en el ala del riel de 15 lb

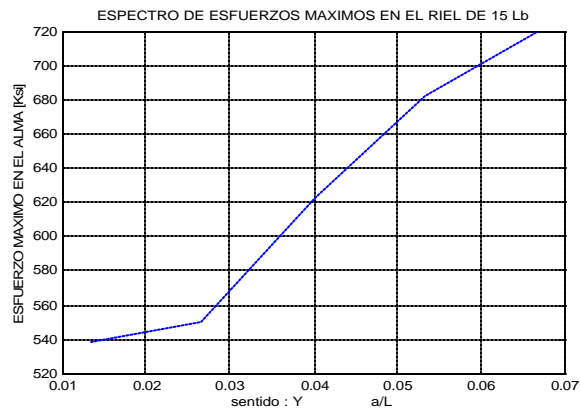


Fig. 19. Esfuerzos en el alma del riel de 15 lb

Todos los resultados anteriores confirman lo que los relevamientos de daños en los ascensores luego de terremotos fuertes habían encontrado: los rieles del contrapeso son muy susceptibles a sufrir daños debido a un sismo. Si no se toman medidas adicionales, los contrapesos descarrilarán debido a la falla de los rieles. Por supuesto, como los resultados reportados en este estudio fueron obtenidos usando un análisis lineal, la conclusión a la que se puede llegar debe limitarse a que los rieles entrarán en cedencia o fluencia. Se debe destacar que para evitar el descarrilamiento el código para diseño de ascensores ASME A17.1 recomienda instalar en los extremos del marco del contrapeso unas placas de acero con forma de U que rodean los rieles sin tocarlos. Además, si la distancia entre apoyos de los rieles supera un cierto valor, el código recomienda unir los rieles con un marco en forma de U invertida que rodea al contrapeso. Ninguno de estos elementos ha sido considerado en el presente análisis. Por otro lado, sólo se ha considerado uno de los componentes de la aceleración de un determinado terremoto. Es posible que al superponer componentes en dos direcciones los resultados sean más severos. Lo mismo puede ocurrir en edificios con una excentricidad más grande que la de la estructura considerada en el ejemplo numérico, o en edificios de mayor altura.

## CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos mostraron claramente que al ser sometido a las cargas sísmicas debido a un terremoto fuerte, los componentes del sistema rieles – contrapeso van a entrar en el rango inelástico, sufriendo deformaciones que pueden hacer descarrilar el contrapeso. Esto se demostró en los resultados numéricos dado que los esfuerzos  $\sigma$  obtenidos siempre superan los esfuerzos de cedencia del acero de los rieles, y por supuesto, sobrepasan por un amplio margen los esfuerzos máximos recomendados por el código ASME A17.1-1993 para el diseño de ascensores. Es posible, no obstante, que los dispositivos recomendados en el código A17.1 (placas en U, marcos de refuerzo de los rieles) y no incluidos en el modelo desarrollado puedan evitar el descarrilamiento del contrapeso. Sin embargo, éstos no van a evitar totalmente la gran deformación que experimentan los rieles. El modelo presentado tiene la ventaja de que considera de manera rigurosa la excitación que va a recibir el contrapeso y sus rieles. Los otros modelos

usados anteriormente para estudiar la respuesta sísmica consideraban excitaciones armónicas, o no consideraban la amplificación y filtrado de la señal del terremoto por el edificio, o la interacción entre los rieles y el contrapeso con la estructura, o las aceleraciones extras causadas por la excentricidad del edificio. En este sentido, el modelo propuesto es mucho más riguroso que los presentados en la literatura (por ejemplo, Schiff et al 1980, Yang et al 1983, Tzou y Schiff 1987, 1988, 1989, Singh et al 2002). El modelo podría modificarse para estudiar la respuesta de la cabina de pasajeros, pero la experiencia ha demostrado que ésta no sufre tantos daños como el contrapeso.

## REFERENCIAS

American Society of Mechanical Engineers (1993), “Safety Code for Elevators and Escalators ASME A17.1”, New York, NY.

Building Seismic Safety Council (1994), “Guide to Application of the NEHRP Recommended Provisions in Earthquake-Resistant Building Design” – FEMA 140. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

Cundumi, O. (2002), “Simulación Numérica de la Respuesta Sísmica del Sistema Tridimensional Acoplado Edificio-Rieles-Contrapeso”. *Tesis de Maestría en Ciencias*, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, PR.

Janovsky, L. (1993), “*Elevator Mechanical Design*”. Second Edition, Ellis Horwood Series in Mechanical Engineering. West Sussex, Great Britain.

Schiff, A. J. (1988), “The Whittier Narrows, California Earthquake of October 1, 1987-Response of Elevators”. *Earthquake Spectra*, Vol. 4, No 2, pp. 367-375.

Schiff, A. J. Tzou, H. S., y Chu, Y. H. (1980), “Earthquake Response of Elevator Counterweights”. *Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering*. Istanbul, Turkey. 8: pp.483-486.

Singh, M. P., Suárez, L. E., y Ridolva (2002), “Seismic Response of Rail-Counterweight System in Elevators”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 281-303.

Suárez, L.E. y Singh, M.P. (2000), “Review of Earthquake Performance, Seismic Codes and Dynamic Analysis of Elevators”, *Earthquake Spectra*, Vol. 16, No. 4, pp. 853-878.

Swerrie, D. A. (1990), “The San Francisco Earthquake of 1989 and an Inspector’s Reflections”. *Elevator World*, Vol. 5, No 5, pp.14-22.

Swerrie, D. A. (1990), “The Elevator Code Doesn’t Cover Everything”. *Elevator World*, Vol. 10, No 4, pp. 34-38

Swerrie, D. A. (1991), "Enhancing Elevator Passenger Safety and Mitigating Elevator Damage During Earthquakes". Proceedings of the Second Conference on Tall Buildings in Seismic Regions, 55th Regional Conference, May 16-17, Los Angeles, California, pp. 393-402.

Tzou, H. S., y Schiff, A. J. (1987), "Development and Evaluation of a Pseudo-Force Aproximation Applied To Nonlinear Dynamic Contacts and Viscoelastic Damping". Computer and Structures, Vol. 26, No 3, pp. 481-493.

Tzou, H. S., y Schiff, A. J. (1988), "Structural Dynamics of Elevator Counterweight Systems and Evaluation of Passive Constraint". Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No 4, pp. 783-803.

Tzou, H. S., y Schiff, A. J. (1989), "Dynamics and Control of Elevators with Large Gaps and Rubber Dampers". Journal of Structural Enginnering, Vol. 115, No 11, pp. 2753-2771.

Yang, T. Y., Kullegowda, H., Rakesh, K. Kaspania, y Schiff, A. J. (1983), "Dynamic Response Analysis of Elevator Model". Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No 105, pp. 1194-1210.