

ANALISIS SISMICO DE UNA ESTACION ELEVADA DEL METRO DE LA CIUDAD DE
MEXICO

Por: Ing. Manuel Díaz Canales¹
Ing. Ricardo Pérez Ruíz.²

R E S U M E N

La Línea 4 del Metro de la Cd. de México está resuelta casi en su totalidad por una estructura elevada constituida por traveses de concreto postensadas que, en tramos independientes, se apoyan libremente sobre columnas de concreto aisladas.

En este trabajo se presenta el análisis sísmico de la estructura para un tramo de Estación, idealizada como un péndulo invertido. El análisis se hizo empleando los métodos estático y dinámico establecidos por las normas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. En ambos métodos se tomó en cuenta el efecto que la inercia rotacional de la masa superior induce a la estructura y, adicionalmente, en el análisis dinámico se estudió la influencia que ejerce la interacción suelo-estructura en la evaluación de los períodos naturales de vibración y, por lo tanto, en la respuesta sísmica. Los resultados obtenidos por cada uno de los métodos, se comparan con los de pruebas de vibración forzada, realizadas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, y se concluye que, el análisis dinámico de un voladizo con inercia rotacional de la masa superior e interacción suelo-estructura, es el más conveniente para fines de diseño.

(1) Vicepresidente del grupo ICA.

(2) Subjefe del Departamento de Estructuras, ISTME, S.A.

INTRODUCCION

Durante la segunda etapa de las ampliaciones del Metro de la Ciudad de México (1978-1982), se realizó la construcción de la Línea 4 con una longitud total de 10.75 km que recorre las Avenidas Inguarán y Fco. Morazán desde la colonia Martín Carrera, en el norte, hasta el barrio de Santa Anita, en el sur.

Una de las características más notables de esta Línea es que casi la totalidad de su estructura es elevada, alojando a las pistas a una altura típica de 8.10 m sobre el nivel de la banqueta.

Incluye a lo largo de su recorrido 10 estaciones, de las cuales 8 son elevadas y 2 superficiales; del mismo modo, comprende 9.12 km de tramo elevado y 1.63 km de tramo superficial.

Con el objeto de conservar el mayor número de carriles para vialidad, se optó por utilizar una sola hilera de columnas de apoyo, ya que esto permite reducir el ancho del camellón. Una vez definido el apoyo en una sola hilera de columnas, se estudiaron varias alternativas posibles para las trabes, tanto desde el punto de vista del material a emplear como desde el punto de vista de la sección transversal más conveniente y de los claros que podrían salvarse. Se analizó también la posibilidad de usar estructuras continuas o simplemente apoyadas.

Las estructuras continuas presentaban ventajas de distribución de elementos mecánicos; sin embargo, para su correcto funcionamiento se debía procurar que los apoyos no permitieran desplazamientos verticales diferenciales que ocasionarían esfuerzos adicionales de importancia. Para lograr esto, se requería que, debido a las condiciones del subsuelo sobre el que se desplanta la estructura, la cimentación se apoyara sobre pilotes de punta, lo que motivaría que se afectara la zona adyacente a la cimentación. Además, las ventajas de la continuidad solo serían en la dirección de la Línea, pues en la dirección perpendicular, la estructura sería isostática. Debido a estas razones se optó por utilizar la solución con tramos libremente apoyados, que tolera hundimientos diferenciales.

La Línea en estudio se clasificó en su totalidad dentro de la zona III (Ref.-1) altamente compresible y, considerando la importancia que reviste el hundimiento regional en el valle de la Ciudad de México, fué necesario adoptar una cimentación tal que "siguiera" dicho hundimiento y se estudiaron varias alternativas, desde el uso de cajones compensados, hasta el de zapatas semicompensadas con pilotes de fricción, que fué la solución finalmente adoptada.

DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA.

En lo que se refiere a las trabes, se decidió utilizar trabes de sección cajón de concreto postensado colado en sitio, libremente apoyadas sobre las columnas, con claros entre ellas de 35 m en los tramos de la Línea y de 25 m. en las estaciones.

En las estaciones (fig. 1), la sección transversal de la trabe es de 2.20 m de peralte. Está formada por 4 nervaduras de 40 cm de espesor cada una, una losa superior de 14.50 m de ancho con el objeto de alojar a dos andenes laterales y, una losa inferior de 8.90 m de ancho. La losa superior se une con la inferior por medio de paredes inclinadas. Para mejorar la rigidez torsio-

nal de la trabe y uniformizar los desplazamientos verticales se colocaron dos diafragmas extremos y 4 intermedios.

Las trabes se apoyaron sobre placas de neopreno, una de ellas rígida horizontalmente para restringir los desplazamientos y la otra flexible, equivalente a un apoyo móvil. Para restringir los movimientos de la trabe en dirección perpendicular a la Línea, se usó una saliente que encaja en un hueco dejado previamente en la columna.

Las dimensiones de la columna en el extremo superior están regidas por los espacios entre las trabes para poder postensarlas y por la separación entre apoyos de neopreno (orientados en dirección perpendicular a la Línea) para tomar el momento de volteo producido por el sismo. En la base de la columna, la sección que resultó por requisitos de resistencia fué de menores dimensiones que en el extremo superior, de tal modo que, la columna quedó de sección variable.

La cimentación está formada por una zapata cuadrada de 14 m x 14 m con espesor de 1.40 m y un dado de repartición de carga de 4 m x 4 m y de 80 cm de espesor. El número de pilotes de fricción varía de 26 a 32 dependiendo de la capacidad de carga de éstos. En las esquinas de las zapatas se dejaron preparaciones para colocar pilotes de control a futuro cuya función será la de enderezar la estructura en caso de que fuera necesario.

La estación así estructurada, resulta altamente sensible a los efectos sísmicos, y es motivo de este trabajo presentar los métodos de análisis sísmico empleados, así como los comentarios por los que se definió el más conveniente para fines de diseño:

MASA, INERCIA ROTACIONAL Y PROPIEDADES ELASTICAS DE LA COLUMNA.

En el análisis de un péndulo invertido, la masa del extremo superior de la columna y su inercia rotacional tienden a producir un desplazamiento y un giro, respectivamente, en ese extremo. Los valores de la masa e inercia rotacional considerados en nuestro caso, fueron estimados tomando en cuenta las cargas muertas y vivas en ambas direcciones de análisis.

La carga muerta está dada por los siguientes elementos: peso propio de la trabe; cargas adicionales sobre la trabe tales como el balasto, durmientes, vía, instalaciones, andenes, cubierta y peso tributario de la columna al extremo superior.

Las cargas vivas que se tomaron en cuenta para el análisis, son las producidas por los trenes de carga tipo y de mantenimiento. Para determinar las combinaciones de los trenes que producen efectos más desfavorables se estudiaron diferentes posiciones de ellos y se seleccionaron las que producen mayor carga vertical y mayor flexión en ambas direcciones de análisis, dando por resultado 4 combinaciones diferentes.

Para la combinación de cargas permanentes (carga muerta y viva), se consideró el peso de los trenes tipo y de mantenimiento incrementado por impacto en 30% y 25% respectivamente. Para valuar la fuerza horizontal transversal, se tomó la producida por el cabeceo de uno de los 2 trenes (el más desfavorable) y la fuerza longitudinal se calculó como la suma de la aceleración de uno de los trenes más la desaceleración (frenaje) del otro tren circulando en sentido --

contrario.

Para la combinación de cargas accidentales (carga muerta, viva y sismo) solamente se consideró el peso de los trenes sin incrementar por impacto, en la dirección transversal el cabeceo de uno de los trenes y en la dirección longitudinal el frenaje o la aceleración también de uno de los 2 trenes (el más desfavorable).

En la tabla T-1 se resumen los valores de masa e inercia rotacional para las cuatro combinaciones de carga muerta y viva en ambas direcciones de análisis.

Las propiedades elásticas de la columna, tales como la rigidez por traslación y por rotación, se obtuvieron integrando las ecuaciones que dan los desplazamientos y giros en el extremo libre de la columna, bajo la acción de una carga horizontal y un momento flexionante, unitarios, aplicados en ese punto. En la figura 2 se explican detalladamente estas rigideces y en la tabla T-2 se resumen los valores obtenidos.

MÉTODOS DE ANÁLISIS SISMICO.

Para la estimación de las fuerzas sísmicas bajo las que se verá sujeta la estructura, se emplearon los métodos Estático y Dinámico modal que presenta el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Ref. 1). En ambos métodos se tomó en cuenta el efecto de la inercia rotacional de la masa en el extremo superior de la columna. Además, en el análisis dinámico, se consideró la interacción suelo-estructura para la evaluación de los períodos naturales de vibración.

Conforme al RCDF, las consideraciones que se hicieron para diseño por sismo son las siguientes:

Según su destino, la estructura para el Metro elevado se clasifica dentro del grupo A, ya que es una construcción cuyo funcionamiento es muy importante bajo la acción de un sismo y que en caso de fallar causaría pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad.

Según su estructuración corresponde al tipo 1, siendo un péndulo invertido ya que más del 50% de su masa se encuentra en el extremo superior y cuenta con un sólo elemento resistente en la dirección de análisis.

De acuerdo con el artículo 234, se tomó el valor del coeficiente sísmico "c" indicado para la zona III (terreno compresible) $c = 0.24 \times 1.3 = 0.312$. Para obtener las fuerzas sísmicas de diseño, tanto por el método estático como por el dinámico, el coeficiente sísmico y las ordenadas de los espectros de diseño se redujeron en función de la ductilidad que puede desarrollar la estructura. Para definir el factor de ductilidad, Q, la estructura corresponde al caso 3 del artículo 235 del citado Reglamento, ya que la resistencia contra fuerzas laterales es suministrada por columnas de concreto, y no se cumple lo especificado en el caso 2, en el que es necesaria la presencia de marcos que, sin la ayuda de muros o contravientos, sean capaces de resistir cuando menos el 25% de la fuerza cortante total. Por tanto, para el caso que nos ocupa se tomó $Q = 2$.

Las deformaciones se calcularon multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas.

La estructura se analizó bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Los efectos correspondientes (desplazamientos y fuerzas internas) se combinaron con los producidos por las fuerzas permanentes. Dicha combinación se hizo sumando vectorialmente los efectos de las fuerzas permanentes, los que resultaron al actuar el sismo en una dirección y el 50% de los de la otra dirección de análisis.

El factor de carga F.C. para diseño por resistencia última se consideró, según el artículo 237 inciso VIII, 20% superior al especificado en el artículo 220 ya que se cuenta con un sólo elemento para resistir los efectos sísmicos; así, $F.C. = 1.1 \times 1.2 = 1.32$.

Para la aplicación de los análisis estático y dinámico se utilizó el espectro de diseño sísmico que presenta el RCDF en su artículo 236 para estructuras -- del Grupo A desplantadas en terreno compresible. En la figura 3 se muestran los valores que lo definen.

ANALISIS ESTATICO.

De acuerdo con el artículo 240 del RCDF, para calcular la fuerza cortante se supuso una fuerza horizontal actuando sobre el punto donde se considera concentrada la masa (extremo superior de la columna o centro de rotación de la masa CR). Dicha fuerza se tomó de tal manera que la relación $V_{\hat{o}}/W$ en la base fuera igual a c/Q pero no menor que a_o , es decir:

$$V_{\hat{o}}/W = c/Q > a_o, \text{ de donde}$$

$$V_{\hat{o}} = cW/Q$$

En las expresiones anteriores $V_{\hat{o}}$ es la fuerza cortante en la base, W el peso de la masa superior, c el coeficiente sísmico ya definido, Q el factor de reducción por ductilidad y a_o es la aceleración del terreno que, por tratarse de una estructura del grupo A desplantada en terreno compresible, se tomó igual a $0.06 \times 1.3 = 0.078$ (ver figura 3).

En el análisis de la estructura, además de la fuerza lateral se tomaron en -- cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas al giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal perpendicular a la dirección de -- análisis. Este efecto fué más importante en la dirección transversal a la Línea y se tomó equivalente a un par aplicado en el extremo superior de la columna cuyo valor es, conforme al artículo 240-III:

$$M_{\hat{o}} = \frac{1.5 V_{\hat{o}} r_o^2 \theta_o}{\delta_o}$$

donde r_o es el radio de giro de la masa y es igual a $\sqrt{J/m}$, $\theta_o = V_{\hat{o}} \gamma$ es el giro del extremo superior de la columna bajo la acción de la fuerza lateral $V_{\hat{o}}$, $\delta_o = V_{\hat{o}}/K$ es el desplazamiento lateral de dicho extremo bajo la acción de $V_{\hat{o}}$.

Conforme el artículo 240- II , los elementos calculados $V_{\hat{o}}$ y $M_{\hat{o}}$ se redujeron -- por efecto de la influencia del período fundamental de vibración de la estructura. En la estimación del período fundamental se tomaron también en cuenta los efectos de la inercia rotacional, modificando la fórmula que propone el -- RCDF en la siguiente forma:

$$T = 6.3 \sqrt{\frac{m\delta_1^2 + J\theta_1^2}{V_0\delta_1 + M_0\theta_1}}$$

siendo δ_1 y θ_1 , los desplazamientos totales al actuar V_0 y M_0 simultáneamente, es decir:

$$\delta_1 = V_0/K + M_0 \gamma$$

$$\theta_1 = V_0 \gamma + M_0/K_r$$

Los términos K , K_r y γ se definen en la figura 2.

Por tratarse de una estructura rígida desplantada en suelo compresible, el período fundamental calculado, T , resultó menor que el primer período dominante del terreno, T_1 , por lo que, la fuerza cortante reducida V , se valuó con la siguiente fórmula:

$$V = \frac{amg}{Q'}$$
, donde

$$a = a_0 + (c-a_0) T/T_1$$

$$Q' = 1 + (Q-1) T/T_1$$

y el momento reducido, M , con:

$$M = \frac{1.5 V r_0^2 \theta}{\delta}$$

donde $\theta = V \gamma$ y $\delta = V/K$.

Las deformaciones finales se calcularon multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas, es decir:

$$\Delta = (V/K + M\gamma) Q$$

En la tabla T-3 se resumen los valores obtenidos de V , M y Δ para las 4 combinaciones de carga viva consideradas.

ANALISIS DINAMICO.

Para el análisis dinámico se consideraron tres casos: voladizo con masa concentrada en el extremo y suelo infinitamente rígido, voladizo con masa con inercia rotacional en el extremo y suelo infinitamente rígido y voladizo con masa con inercia rotacional en el extremo e interacción suelo-estructura. Para este análisis se usaron los modelos propuestos en la ref. 2 suponiendo comportamiento lineal.

El modelo más simple es en el que se considera la masa concentrada en el extremo superior de la columna y la base empotrada. Para este caso habrá un sólo grado de libertad en traslación horizontal y el período de vibración está dado por la expresión

$$T = 2\pi \sqrt{m/K}$$

donde m es la masa concentrada en el extremo superior y K es la rigidez al desplazamiento del extremo superior de la columna. Con el período calculado se obtuvo la ordenada de aceleraciones del espectro de diseño, a , y el factor de ductilidad reducido Q' correspondiente. El valor de la fuerza cortante se de-

determinó con la expresión $V = amg/Q'$, en la que g es la aceleración de la gravedad. En este caso, el momento en el extremo superior fué nulo. Las deformaciones, Δ , se calcularon con la misma expresión que para el análisis estático. En la tabla T-3 se resumen los valores obtenidos de V y Δ para las cuatro combinaciones de carga viva.

En el modelo que considera la inercia rotacional de la masa superior y la base empotrada, se presentan dos grados de libertad: el desplazamiento horizontal y el giro en el extremo superior de la columna; por tanto, habrá dos modos de vibración. En la ref. 3 se demuestra que la frecuencia circular natural de vibración, ω_n , para el modo de vibración n , se puede valuar con la expresión:

$$\omega_n^2 = \frac{\rho^2 + \Omega^2}{2\kappa} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{\rho^2 + \Omega^2}{\kappa}\right)^2 - \frac{4\rho^2\Omega^2}{\kappa}}$$

en la que $\rho^2 = K/m$ es el cuadrado de la frecuencia circular natural por traslación, $\Omega^2 = Kr/J$ es el cuadrado de la frecuencia circular natural por rotación y $\kappa = 1 - \theta\delta$ es un valor constante. Una vez conocida la frecuencia circular natural de vibración, se obtuvieron los períodos naturales, t_n , correspondientes a cada modo de vibración n , con la siguiente expresión:

$$t_n = 2\pi/\omega_n$$

Las configuraciones modales se determinaron con (ref.3):

$$\frac{X_n}{\epsilon_n} = \frac{K\delta}{\kappa\left(\frac{K}{\kappa} - m\omega_n^2\right)}$$

donde X_n y ϵ_n son los desplazamientos y giros totales, respectivamente, para cada modo de vibración.

A partir del período y de las configuraciones modales, se pueden determinar las ordenadas del espectro de aceleraciones, los coeficientes de participación y las respuestas máximas de cada modo de vibración mediante las expresiones:

$$V_n = |C_n| S_{an}^m X_n$$

$$M_n = |C_n| S_{an}^J \epsilon_n$$

donde C_n es el coeficiente de participación para cada modo de vibración n , S_{an} es la ordenada del espectro de aceleraciones reducida por ductilidad, V_n y M_n son, respectivamente, la fuerza cortante y el momento flexionante para el modo n . Finalmente, para el cálculo de la respuesta total, R , considerando la respuesta de cada modo, se usó la expresión:

$$R = (\sum R_i^2)^{\frac{1}{2}}$$

por lo tanto:

$$V = \sqrt{V_1^2 + V_2^2}$$

$$M = \sqrt{M_1^2 + M_2^2}$$

en donde V y M representan la fuerza cortante y el momento flexionante totales,

aplicados en el extremo superior de la columna. Para el cálculo de las deformaciones se utilizó la expresión $\Delta = (V/K + MY) Q$. En la tabla T-3 se resumen los valores obtenidos de V , M y Δ .

Si la estructura estuviera desplantada sobre terreno firme, el modelo descrito sería adecuado; sin embargo, se ha demostrado que en péndulos invertidos - desplantados en terreno compresible, el fenómeno de interacción suelo-estructura puede ser importante en la respuesta (ref.4).

En este caso particular como la estructura resulta bastante rígida, sus períodos de vibración son menores que el primer período dominante del terreno y se cae en la rama ascendente del espectro de diseño, por lo que, como la interacción suelo-estructura alarga los períodos de vibración, las ordenadas espectrales que se obtienen son mayores que cuando este efecto no se considera. En el modelo que considera la interacción suelo-estructura, las restricciones del suelo fueron idealizadas mediante resortes de comportamiento lineal, uno para desplazamientos lineales horizontales y otro para deformaciones angulares de cabeceo de la cimentación (fig. 4).

Para obtener los valores de K_c y R_c , que son las rigideces correspondientes a la traslación y rotación de la base de la cimentación, se utilizó la teoría de Hrennikoff, considerando al grupo de pilotes como barras de longitud infinita en un medio elástico continuo (ref. 5). El coeficiente de reacción de subgrado horizontal se tomó igual a 0.562 Kg/cm^3 para pilotes de $50 \times 50 \text{ cm}$ y la rigidez del pilote a cargas verticales instantáneas igual a 7500 ton/m . Para el caso de 26 pilotes, la rigidez al desplazamiento lateral es del orden de $K_c = 21300 \text{ ton/m}$, y la rigidez de giro es de $R_c = 3\,330\,000 \text{ ton-m/rad}$, para ambas direcciones de análisis.

Las rigideces correspondientes a la traslación y rotación de la cimentación, influyen en la evaluación de la frecuencia circular natural de vibración, ω_n , y en las configuraciones modales X_n/ϵ_n . Las expresiones que se emplearon para su cálculo son:

$$\omega_n^2 = \frac{1}{m\left(\frac{1}{K_c} + \frac{1}{K} + \frac{L'^2}{R_c}\right) + \frac{m\left(\frac{\delta}{Kr} + \frac{L'}{R_c}\right)\left(\frac{L'}{R_c} + \frac{\theta}{K}\right)}{\frac{1}{J\omega_n^2} - \left(\frac{1}{R_c} + \frac{1}{K_r}\right)}$$

$$\frac{X_n}{\epsilon_n} = \frac{J\omega_n^2 \left(\frac{\delta}{Kr} + \frac{L'}{R_c}\right)}{1 - m\omega_n^2 \left(\frac{1}{K_c} + \frac{1}{K} + \frac{L'^2}{R_c}\right)}$$

en donde cada una de las variables se define en la figura 4. Conocidos los valores de la frecuencia, período y configuración modal para cada modo de vibración, la respuesta sísmica se obtuvo con las mismas expresiones que para el caso del voladizo con inercia rotacional y suelo infinitamente rígido. Las deformaciones se calcularon con la ecuación de desplazamiento lineal total afectada por el factor de ductilidad, o sea:

$$\Delta = \left[\frac{V}{K_C} + \frac{V}{K} + \frac{M\delta}{K_r} + \frac{(M+VL')L'}{R_C} \right] Q$$

en el extremo superior, y en la base de la zapata

$$X_o = V/K_C.$$

En la tabla T-3 se resumen los valores obtenidos por este criterio.

COMPARACION DE RESULTADOS.

Como se observa en la tabla T-3 y en la figura 5, la fuerza cortante horizontal, V, para la condición de carga II, se mantiene constante en cualquier nivel, siendo la más desfavorable la que corresponde al análisis considerando la interacción suelo-estructura y aproximadamente 7% y 26% mayor que la obtenida por el método estático en las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente. En la corona de la columna el momento mayor corresponde al análisis estático; sin embargo, se observa que en la base de la zapata en la dirección longitudinal (fig. 6b) el momento mayor pertenece al análisis con interacción debido al incremento producido por la fuerza horizontal que actúa en el extremo superior. En la dirección transversal el momento que rige en todos los niveles es el estático, pero, el método que rige después del estático es el de interacción suelo-estructura. En la figura 6a y 6b se observa que el momento obtenido con el modelo de masa concentrada y suelo rígido nos da resultados similares a los que se obtienen al considerar la inercia rotacional de la trabe; sin embargo, este modelo se analizó únicamente para conocer la magnitud de la fuerza cortante y sus efectos, ya que el RCDF no permite analizar péndulos invertidos sin considerar el efecto de la inercia rotacional.

Si consideramos la superposición de efectos por flexión como lo especifica el RCDF, que consiste en tomar para diseño los efectos de sismo en una dirección más el 50% de los de la otra dirección de análisis, observaremos que, para la condición de carga II, los resultados del sismo en la dirección transversal más el 50% de la dirección longitudinal (fig. 7.a) obtenidos tomando en cuenta la interacción resulta 22% menores que los estáticos en la base de la zapata y 6% menores en la dirección longitudinal (fig. 7.b), por lo que se puede afirmar que el método estático da resultados conservadores, que justifican su empleo como un método simplificado de análisis.

Los desplazamientos finales que se obtuvieron al analizar el modelo con interacción suelo-estructura resultan mucho mayores que los obtenidos con los otros dos modelos dinámicos y que el estático. Esto se debe, principalmente, a la consideración de giros y desplazamientos en la base de la estructura (fig. 8).

Con el objeto de tener un conocimiento adecuado de la respuesta dinámica de la estructura elevada del Metro, el Instituto de Ingeniería de la UNAM realizó pruebas de vibración forzada sobre la columna CC-34 de la Estación "Canal del Norte", y como resultado de esta prueba se obtuvo un período asociado al modo fundamental de vibración de 0.17 seg. (ref.6). Los períodos estimados en los análisis estático y dinámico para la misma columna fueron los siguientes: 0.052 seg. para el modelo de masa concentrada y suelo rígido, 0.045 seg. discretizando a la columna en una serie de masas concentradas y suelo rígido, 0.153 seg. considerando la interacción suelo-estructura, siendo este valor el que más se

aproxima al obtenido por las mediciones del Instituto de Ingeniería.

COMENTARIOS FINALES Y CONCLUSIONES.

Resumiendo los puntos más sobresalientes se tiene:

La estructura del Metro elevado es vulnerable a los sismos por estar apoyada en una sola columna que contiene más del 50% de la masa en el extremo superior y porque basta la formación de una sola articulación plástica para producir el colapso. Además, es una estructura rígida desplantada sobre suelo compresible, por lo que puede presentarse interacción suelo-estructura importante. Este efecto alarga los períodos naturales de vibración, por lo que se obtiene mayor ordenada en el espectro de diseño y, en consecuencia, mayor respuesta sísmica.

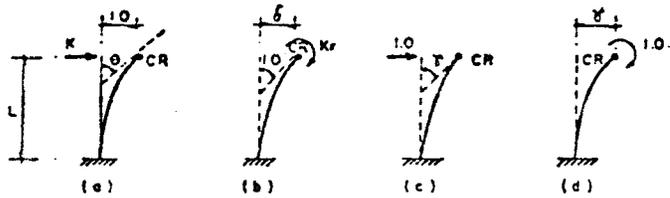
Al actuar el sismo en la dirección transversal, los momentos flexionantes son más críticos por el método estático; sin embargo, por ser un método simplificado es conservador. Los efectos más desfavorables por el método dinámico se obtuvieron al considerar la interacción suelo-estructura (fuerza horizontal, flexión y desplazamientos).

De los tres valores calculados del período de vibración, el más cercano al registrado por el Instituto de Ingeniería corresponde al de interacción suelo-estructura.

Dada la importancia de la estructura y tomando en cuenta los puntos anteriores se concluyó que el efecto de la interacción suelo-estructura debía incluirse en el diseño del Metro elevado.

REFERENCIAS.

- 1.- Manual de diseño por sismo según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Publicación 406 del Instituto de Ingeniería, UNAM, julio 1977.
- 2.- Rascón Chávez O., Efectos sísmicos en estructuras en forma de péndulo invertido. Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A.C. 1965.
- 3.- Cárcamo Velázquez F.R. y Pérez Ruíz R. "Análisis Sísmico de la Línea Elevada del Metropolitano de la Ciudad de México", Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, enero 1981.
- 4.- Newmark y Rosenblueth. "Fundamentos de Ingeniería Sísmica". Ed. Diana.
- 5.- Teng W.C. Foundation Design. Pretice-Hall, Inc. 1962.
- 6.- Mena E. y Sandoval. Frecuencia fundamental del conjunto columna-dado-zapata-pilotes del tramo elevado del Metro. Proyecto 9145, Instituto de Ingeniería, UNAM, marzo 1980.



- a) K = FUERZA HORIZONTAL APLICADA EN EL C.R. NECESARIA PARA QUE ESTE SE DESPLACE LA UNIDAD (RIGIDEZ POR TRASLACION).
- b) K_r = PAR APLICADO EN EL C.R. NECESARIO PARA PRODUCIR UN GIRO UNITARIO A LA ALTURA DEL C.R. (RIGIDEZ POR ROTACION).
- c) y d) γ = ROTACION DE LA COLUMNA AL ACTUAR UNA CARGA HORIZONTAL UNITARIA EN EL C.R. O DESPLAZAMIENTO LATERAL DEL C.R. AL ACTUAR UN MOMENTO UNITARIO EN DICHO PUNTO.
- ϕ = GIRO DEL C.R. PRODUCIDO POR LA FUERZA K .
- δ = DESPLAZAMIENTO LATERAL DEL C.R. PRODUCIDO POR EL PAR K_r .

FIG. 2- DEFINICION DE RIGIDECES DE UNA COLUMNA EN VOLADIZO.

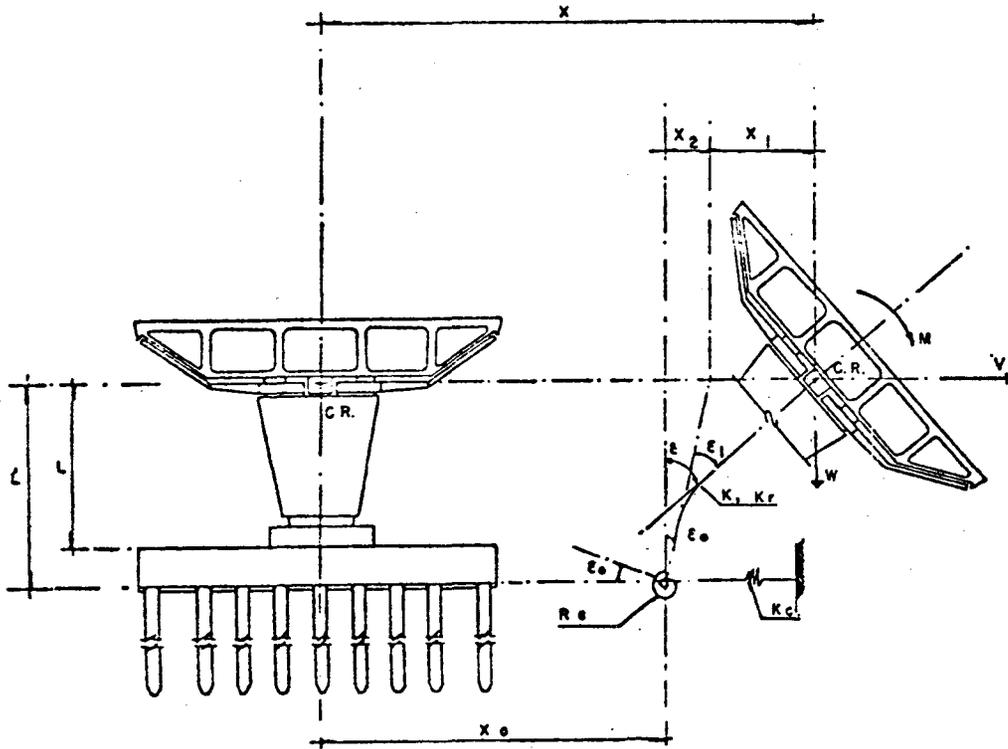
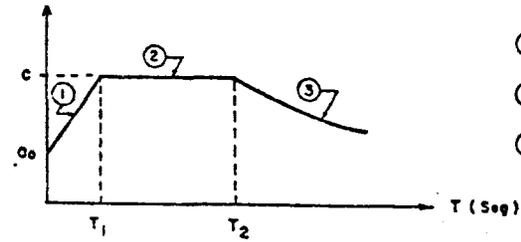


FIG. 4 MODELO DE INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA.



- ① SI $T < T_1$, $a = a_0 + (c - a_0) T/T_1$
- ② SI $T_1 < T < T_2$, $a = c$
- ③ SI $T > T_2$, $a = c(T_2/T)^r$

- a = ORDENADA DE ACELERACIONES PARA DISEÑO SISMICO.
- T = PERIODO NATURAL DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA (SEG.)
- c = 0.312 (COEFICIENTE SISMICO)
- a_0 = $0.05 \times 1.3 = 0.078$ (ACELERACION DEL TERRENO)
- T_1 = 0.8 SEG. (PERIODO CARACTERISTICO DEL ESPECTRO)
- T_2 = 3.3 SEG. (PERIODO CARACTERISTICO DEL ESPECTRO)
- r = 1.0 (EXPONENTE DE LA EXPRESION ③)

FIG. 3- VALORES DEL ESPECTRO DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO A DESPLANTADAS EN ZONA III.

- m = MASA SUPERIOR.
- J = INERCIA ROTACIONAL DE LA MASA.
- K = FUERZA HORIZONTAL APLICADA EN C.R. NECESARIA PARA QUE ESTE SE DESPLACE LA UNIDAD.
- K_r = PAR APLICADO EN EL C.R. NECESARIO PARA PRODUCIR UN GIRO UNITARIO A LA ALTURA DEL C.R.
- K_c = RIGIDEZ DE LA CIMENTACION AL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL.
- R_c = RIGIDEZ DE LA CIMENTACION AL GIRO.
- C.R. = CENTRO DE ROTACION.
- δ = DESPLAZAMIENTO LATERAL DEL C.R. PRODUCIDO POR EL MOMENTO K_r .
- ϕ = GIRO DEL C.R. PRODUCIDO POR LA FUERZA K .
- a_0 = TRASLACION DE LA BASE.
- x_2 = DESPLAZAMIENTO LINEAL DEL C.R. PRODUCIDO POR LA ROTACION DE LA BASE.
- x = DESPLAZAMIENTO LINEAL TOTAL DEL C.R.
- ϵ_0 = ROTACION DE LA BASE.
- ϵ = DESPLAZAMIENTO ANGULAR TOTAL DEL C.R.

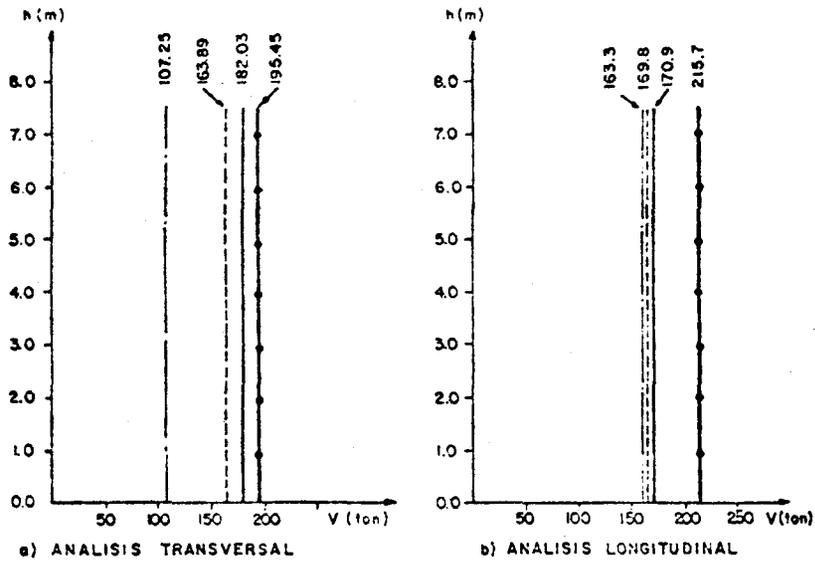


Fig. 5 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES PARA LA CONDICION DE CARGA II

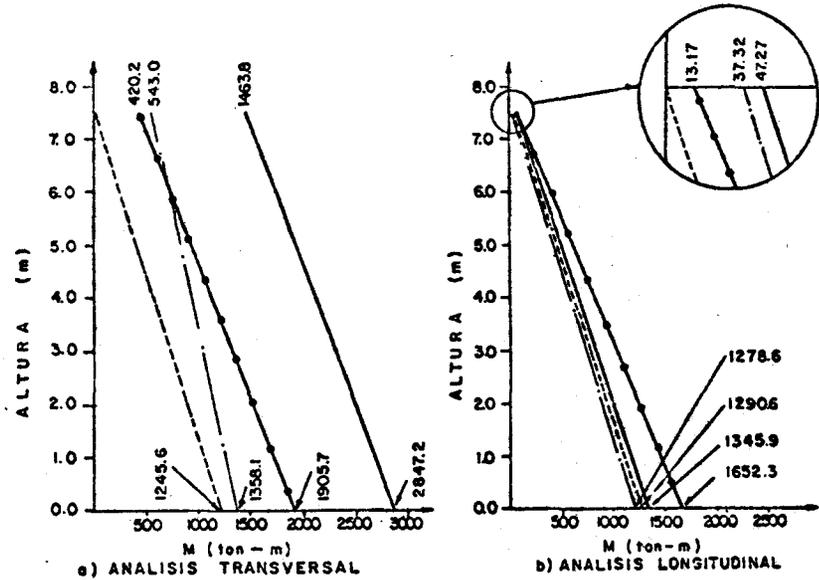


Fig. 6 DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA LA CONDICION DE CARGA II.

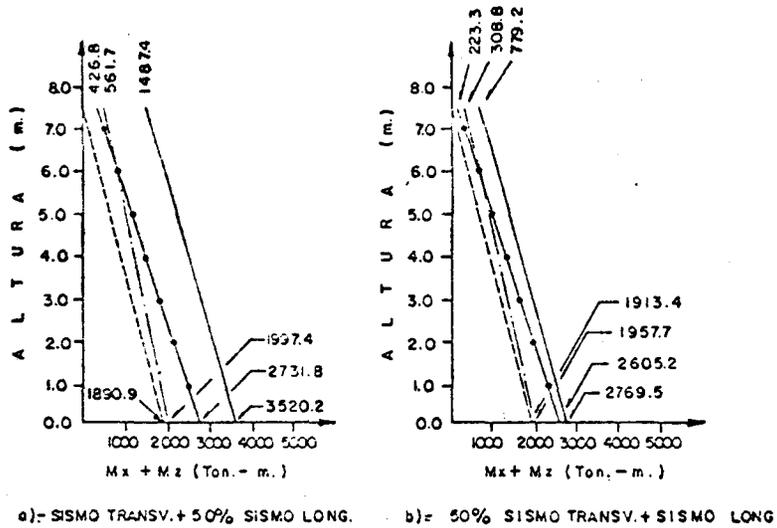


FIG. 7.-DIAGRAMA DE SUPERPOSICION DE MOMENTOS PARA LA CONDICION DE CARGA II.

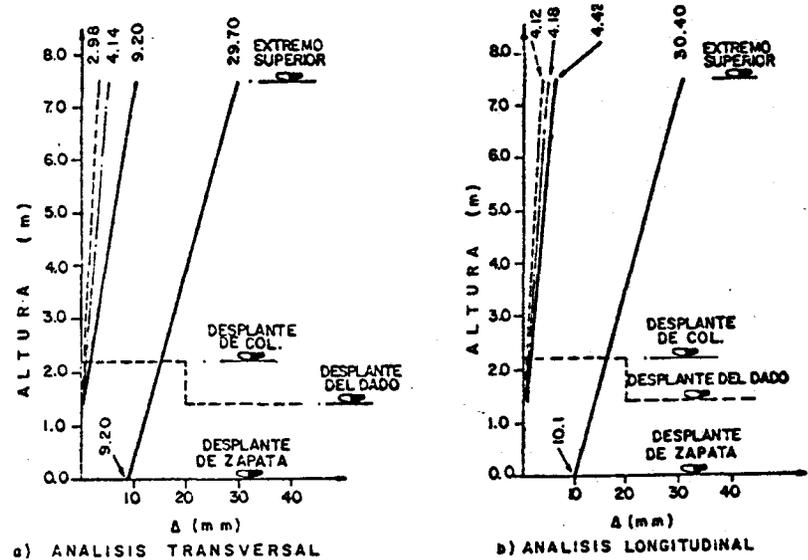


Fig. 8.- DESPLAZAMIENTOS FINALES PARA LA CONDICION DE CARGA II

- ANALISIS ESTATICO
- - - MASA CONCENTRADA Y SUELO INFINITAMENTE RIGIDO
- · - MASA CON INERCIA ROTACIONAL Y SUELO INFINITAMENTE RIGIDO
- ◀ ▶ — MASA CON INERCIA ROTACIONAL E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

TABLA T-1 MASA E INERCIA ROTACIONAL

COMBINACION DE CARGAS	DIRECCION TRANSVERSAL		DIRECCION LONGITUDINAL	
	m	J	m	J
CARGA MUERTA + VIVA I	136.1	3221.3	134.0	102.1
CARGA MUERTA + VIVA II	147.9	3588.3	148.0	111.9
CARGA MUERTA + VIVA III	145.5	3523.7	153.6	109.8
CARGA MUERTA + VIVA IV	143.1	3398.5	153.6	107.8
UNIDADES	ton seg ² /m	ton-m-seg ²	ton seg ² /m	ton-m-seg ²

TABLA T-2 PROPIEDADES DE LA COLUMNA

CONCEPTO	DIRECCION TRANSVERSAL	DIRECCION LONGITUDINAL	UNIDADES
K	1.099 x 10 ⁵	0.825 x 10 ⁵	Ton/m
Kr	19.617 x 10 ³	10.968 x 10 ³	Ton-m/rad
γ	2.011 x 10 ⁶	2.958 x 10 ⁶	—
φ	0.221	0.244	rad/m
δ	3.946	3.244	m/rad

TABLA T-4. SUPERPOSICION DE EFECTOS PARA LA CONDICION DE CARGA II.

NIVEL ANALIZADO	MODELO ANALIZADO	SISMO TRANSV.+50% SISMO LONG.				50% SISMO TRANSV.+SISMO LONG.				
		Mx (Ton-m)	Mz (Ton-m)	Mx+Mz (Ton-m)	%	Mx (Ton-m)	Mz (Ton-m)	Mx+Mz (Ton-m)	%	
EN EL EXTREMO SUPERIOR	ESTATICO	23.6	1463.8	1487.4	100	47.3	731.9	779.2	100	
	DINAMICO	1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	
		2	18.7	543.0	561.7	38	37.3	271.5	308.8	40
	3	6.6	420.2	426.8	29	13.2	210.1	223.3	29	
EN LA BASE DE LA ZAPATA	ESTATICO	673.0	2847.2	3520.2	100	1345.9	1423.6	2769.5	100	
	DINAMICO	1	645.3	1245.6	1890.9	54	1290.6	622.8	1913.4	69
		2	639.3	1358.1	1997.4	57	1278.6	679.1	1957.7	71
	3	826.1	1905.7	2731.8	78	1652.3	952.9	2605.2	94	

TABLA T-3. RESUMEN DE RESULTADOS OBTENIDOS.

CARGA VIVA DIRECCION DE ANALISIS	MODELO ANALIZADO	EN EL EXTREMO SUPERIOR			EN LA BASE DE LA ZAPATA				
		V (Ton.)	M (Ton-m)	A (mm)	V (Ton.)	M (Ton-m)	X ₀ (mm)		
I	TRANSVERSAL	ESTATICO	165.30	1297.33	8.23	165.30	2553.6	0.0	
		DINAMICO	1	149.25	0.0	2.72	149.25	1134.3	0.0
			2	97.96	489.38	3.75	97.96	1233.9	0.0
	LONGITUDINAL	ESTATICO	152.78	42.63	3.96	152.78	1203.8	0.0	
		DINAMICO	1	151.83	0.0	3.68	151.83	1153.9	0.0
			2	145.98	337.6	3.74	145.98	1143.2	0.0
II	TRANSVERSAL	ESTATICO	182.03	1463.75	9.20	182.03	2847.2	0.0	
		DINAMICO	1	163.89	0.0	2.98	163.89	1245.6	0.0
			2	107.25	543.04	4.14	107.25	1358.1	0.0
	LONGITUDINAL	ESTATICO	170.87	47.27	4.42	170.87	1345.9	0.0	
		DINAMICO	1	169.81	0.0	4.12	169.81	1290.6	0.0
			2	163.33	37.32	4.18	163.33	1278.6	0.0
III	TRANSVERSAL	ESTATICO	178.60	1434.05	9.02	178.60	2791.4	0.0	
		DINAMICO	1	160.85	0.0	2.93	160.85	1222.4	0.0
			2	105.31	532.71	4.06	105.31	1333.1	0.0
	LONGITUDINAL	ESTATICO	178.08	46.61	4.59	178.08	1400.0	0.0	
		DINAMICO	1	177.02	0.0	4.29	177.02	1345.3	0.0
			2	170.62	36.81	4.35	170.62	1333.5	0.0
IV	TRANSVERSAL	ESTATICO	174.98	1378.04	8.73	174.98	2707.9	0.0	
		DINAMICO	1	157.86	0.0	2.87	157.86	1199.7	0.0
			2	103.48	518.12	3.97	103.48	1304.6	0.0
	LONGITUDINAL	ESTATICO	178.06	45.75	4.59	178.06	1399.0	0.0	
		DINAMICO	1	177.02	0.0	4.29	177.02	1345.4	0.0
			2	170.73	36.15	4.35	170.73	1333.7	0.0
	3	224.91	12.72	31.90	224.91	1722.0	10.5		

1 MASA CONCENTRADA Y SUELO INFINITAMENTE RIGIDO.
 2 MASA CON INERCIA ROTACIONAL Y SUELO INFINITAMENTE RIGIDO.
 3 MASA CON INERCIA ROTACIONAL E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.