

EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN EDIFICIO DE 21 NIVELES DURANTE EL SISMO DE CARACAS DEL 29-07-1967 Y REVISIÓN DE SU ESTRUCTURA REFORZADA EN EL AÑO 1968

■ Maglione Di Guida, Pedro.

e-mail: pmaglione.11@est.ucab.edu.ve y magmor@cantv.net
Universidad Católica Andrés Bello, Venezuela

■ Grases, José.

e-mail: jgrases@gmail.com
Universidad Central de Venezuela

Fecha de Recepción: 18 de junio de 2010
Fecha de Aceptación: 29 de junio de 2010

RESUMEN

Este artículo es un resumen del Trabajo Especial presentado en la UCAB en abril del año 2010 como un requisito para optar al título de ESPECIALISTA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL [19] y evalúa la respuesta sísmica, bastante anómala y no muy bien entendida con la tecnología de hace 43 años, que tuvo el edificio Petunia II durante el sismo de Caracas del 29 de Julio de 1967. Este edificio forma parte del Conjunto Residencial Las Petunias, ubicado en la 1era. Transversal con 1era. Avenida, Urb. Los Palos Grandes, Municipio Chacao, Caracas y fue construido entre los años 1965 y 1966. Es muy esbelto, de 21 plantas y con una gran densidad de mampostería.

El estudio discute la influencia que pudo haber tenido la mampostería durante el sismo de 1967 y evalúa la respuesta sísmica esperada de la estructura posteriormente reforzada, de acuerdo con la Norma Covenin 1756-2001 [7] [22] [23], cuyo espectro trae implícito un sismo de una magnitud apreciablemente mayor al ocurrido la noche del 29 de julio de 1967.

A los modelos matemáticos del edificio pre-terremoto y del edificio reparado y reforzado post-terremoto se les ha denominado *Modelo Original* y *Modelo Reforzado* respectivamente.

Palabras clave: Respuesta sísmica, sismo de Caracas 1967, mampostería, estructura reforzada, espectro, modelo, Norma Covenin.



Edificio Petunia II (después del sismo de 29-07-67)
Fachadas Oeste y Sur. Falla de la columna A-1⁽¹⁰⁾.

EVALUATION OF THE SEISMIC RESPONSE OF A 21 STORIES BUILDING DURING THE CARACAS EARTHQUAKE IN JULY 29, 1967 AND REVIEW OF ITS REINFORCED STRUCTURE IN THE YEAR 1968

ABSTRACT

This paper is a summary of the Special Work presented at the UCAB on April 2010 as a requirement to achieve the degree of EXPERT IN STRUCTURAL ENGINEERING [19] and values the seismic response, pretty anomalous and not well understood with the technology of 43 years ago, which had the Petunia II building during the Caracas earthquake in July 29, 1967. This building is part of Las Petunias Residential Complex, located on the 1st. Cross with the 1st Avenue, Urb. Los Palos Grandes, Municipality Chacao, Caracas and was built between the years 1965 and 1966. It's very slender; it has 21 stories and a big density of masonry.

The investigation analyzes the influence that could have had the masonry during the 1967's earthquake and values the expected structural seismic response of the later reinforced structure, according to the 1756-2001 Covenin Code [7] [22] [23], which spectrum has implicit an earthquake with a magnitude much bigger than the one which happened in the night of July 29, 1967.

The mathematical models of the building before the earthquake and the building repaired and reinforced after the earthquake have been called *Original Model* and *Reinforced Model* respectively.

Keywords: seismic response, 1967 Caracas earthquake, masonry, reinforced structure, spectrum, model, Covenin Code.



Edificio Petunia II (en la actualidad)
Fachadas Oeste y Norte
(Foto: Pedro Maglione Di Guida ⁽¹²⁾).

1. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO PETUNIA II

En el sentido Este – Oeste tiene cuatro pórticos [28]: dos, los centrales, con vigas altas de 20 cm x 45 cm de sección, mientras los otros dos, los laterales, tienen vigas planas de 35 cm x 25 cm. En el sentido Norte – Sur únicamente se tienen vigas de 45 cm de altura en los ejes “1” y “2” (entre los ejes “B” y “C”), es decir que los nervios de la losa son básicamente los únicos miembros horizontales previstos para resistir la acción del sismo en esa dirección. Las columnas esquineras tienen acero menor que el 1% normativo, así como en los últimos 4 – 5 niveles abundan columnas de sección 25 cm x 25 cm con 4 cabillas N° 4 y 4 N° 5. Si a esto se suma una total ausencia de ligaduras y estribos de confinamiento en las columnas y vigas, respectivamente, en las cuales se hace gran uso de la cabilla N° 2, y el uso de acero de baja resistencia, se tienen todos los ingredientes para una situación peligrosa. Hay dos cosas a favor: luces relativamente pequeñas, en un rango entre 3,55 m y 5,20 m, así como una alta densidad de tabiquería. Los investigadores nombrados por la Comisión Presidencial para el estudio del Sismo del 1967 [9] [10] hallaron que el Petunia II tenía la más alta densidad de tabiquería con-

finada entre los 38 edificios estudiados en el Municipio Sucre, Municipio Libertador y Estado Vargas, apenas superada por el edificio Royal. La fachada del edificio está formada por ladrillos perforados de obra limpia frisados interiormente.

El estudio de suelos del 20-01-65 [17] incluyó 3 perforaciones. Se obtuvo un valor de 100 golpes de rechazo en las perforaciones No. 1 (la misma llegó hasta 19 m. de profundidad), No. 2 y No. 3 a partir de 12, 6 y 4 m. de profundidad respectivamente. No se consiguió nivel freático.

Fundaciones [8] [28] [29]: Las columnas se apoyan sobre 25 pilotes hincados, colados in situ (3 de Ø 60 cm con 5 cabillas N° 7 x 4,50 m y carga útil de 148000 kgf y 22 de Ø 56 cm con 5 cabillas N° 6 x 4,50 m y carga útil de 138000 kgf), aparentemente de 7 metros de profundidad promedio. En la Figura 2 se visualiza la planta de fundaciones, donde, por falta de información, se supusieron las medidas de los cabezales. Se estimó la altura de los mismos en 1 metro.

Quizás hoy en día, a los nuevos profesionales de la ingeniería llame mucho la atención su estructuración, la cual, sin embargo, no difiere de la de los otros edificios construidos en la misma época. Esta era la práctica profesional en Venezuela antes del terremoto de 1967.

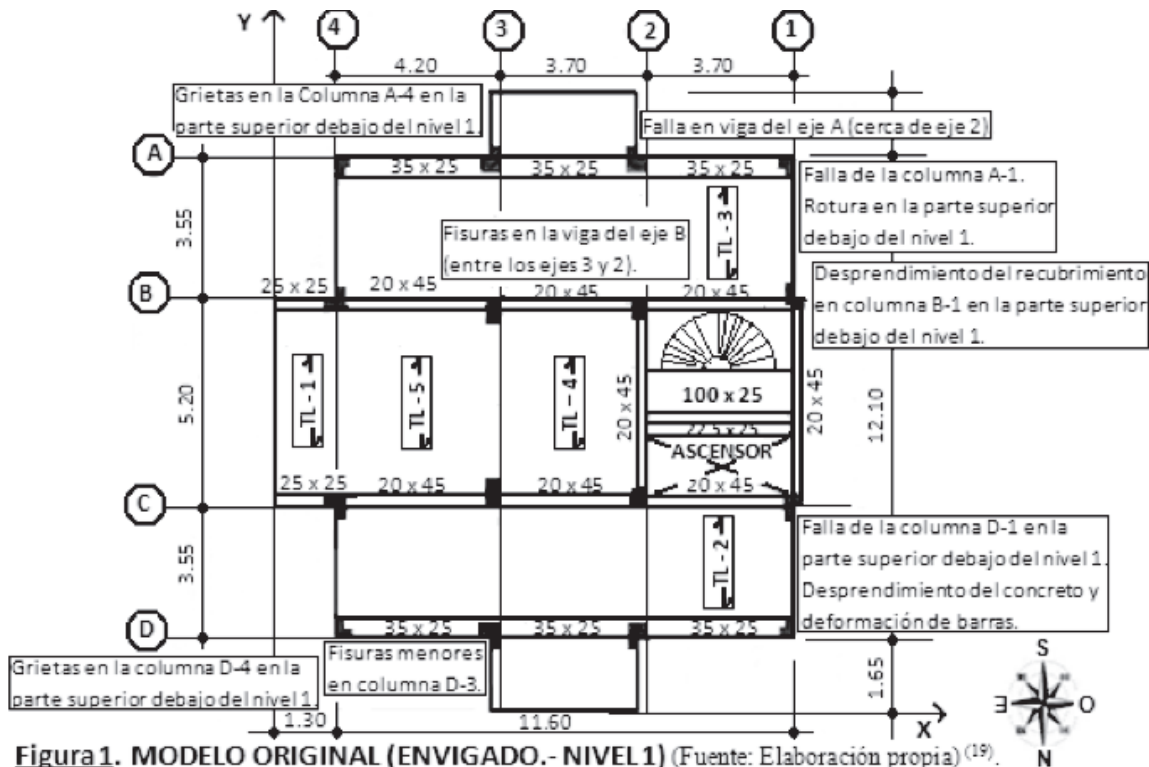


Figura 1. MODELO ORIGINAL (ENVIGADO.- NIVEL 1) (Fuente: Elaboración propia) (19).



Foto A: Columna A2 del 1º piso.
Desprendimiento del concreto.



Foto B: Columna B1. Caras Oeste y Sur.
Desprendimiento del recubrimiento.



Foto C: Columna D1. Caras Este y Norte. Falla total con desprendimiento del concreto y deformación de barras.



Foto D: Columna D1. Cara Oeste. Detalle de la falla en la parte superior.



Foto E: Columna D1. Cara Norte. Falla de la columna de PB.



Foto F: Columna D4, cara Este.
Grietas en la parte superior.

Nota: Las fotografías de esta página están tomadas del libro "Segunda Fase del Estudio del Sismo Ocurrido en Caracas el 29 de Julio de 1967, Volumen B, Caracas". Funvisis. (1978) [10].



Edificio Petunia II (en la actualidad)
 Fachadas Oeste y Norte
 (Foto: Pedro Maglione Di Guida⁽¹²⁾).



Foto tomada de la Figura 149, Failure of Column and Beam Connection, Column A1. "The Venezuela Earthquake", July 29, 1967 by Robert D. Hanson⁽¹⁵⁾

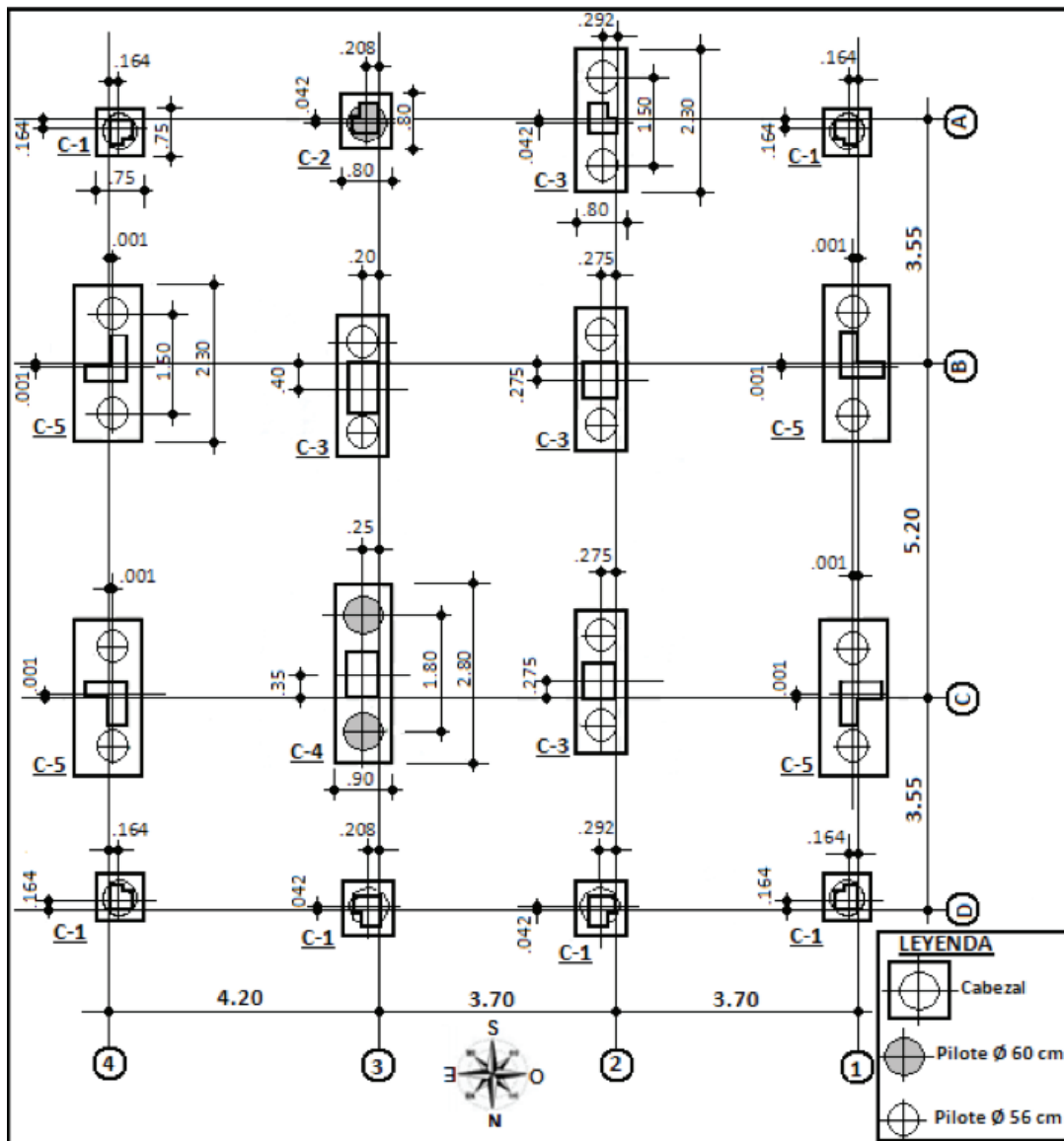


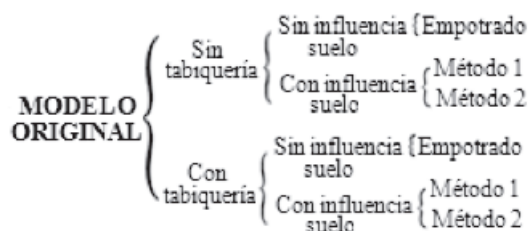
Figura 2. MODELO ORIGINAL (PLANTA FUNDACIONES) (Fuente: Elaboración propia)⁽¹⁹⁾.

2. MODELO ORIGINAL

2.1. Modelos estudiados.

Mediante el programa SAP 2000 Advanced 11.0.4 [31], se construyeron seis modelos, que permitieran incorporar o no la influencia de la tabiquería, así como considerar o no la influencia del suelo.

En el punto 1.6 se explica como se incorporó la tabiquería y en el punto 1.7 se explican los métodos 1 y 2 que toman en cuenta la influencia del suelo, es decir la interacción suelo – estructura.



2.2. Resistencia de materiales.

En ninguno de los planos del Petunia II se menciona la resistencia de los materiales usados. En el libro “Segunda Fase del Estudio del Sismo Ocurrido en Caracas el 29 de Julio de 1967”, Volumen B [10] para el caso particular del Petunia II, en la parte denominada “Estudio del Proyecto Estructural” se dice:

Normas usadas: MOP 1955
 Coeficientes de trabajo:
 Concreto: $R_{cr28} = 250 \text{ kgf/cm}^2$
 Acero: $\left\{ \begin{array}{l} R_{at} = 2000 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (vigas y losas)} \\ R_{at} = 1200 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (columnas)} \\ R_{at} = 1200 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (ligaduras y estribos)} \end{array} \right.$

Investigando el Petunia I, que forma parte del mismo conjunto y construido un año antes del Petunia II, se consiguió la siguiente información [10]:

Normas de proyecto: MOP 1955
 Coeficientes de trabajo:
 Concreto: $R_{cr28} = 250 \text{ kgf/cm}^2$
 Acero: $\left\{ \begin{array}{l} R_{at} = 2000 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (heliacero)} \\ R_{at} = 1200 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (en columnas)} \end{array} \right.$

No se especifica donde fue usado el acero tipo “heliacero”.

Con esta información y el estudio de los materiales usados para la época de construcción del Petunia II [3] [5] [21], se decidió usar en los modelos las siguientes propiedades de los materiales:

Concreto.- $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ considerando que los criterios de aceptación de un concreto para la época son diferentes a los criterios actuales.

Acero.- $f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ para las columnas, correspondiente a un acero A615 Grado 40.

El acero de las vigas y losas no fue verificado en este trabajo.

El acero tipo “Heliacero” [16] era producido mediante un procedimiento de torcido en frío para elevar su resistencia, sacrificando su ductilidad y el porcentaje de alargamiento. Muchos años más tarde la misma compañía que lo elaboraba se dió cuenta de que era contraproducente en zonas sísmicas y lo eliminaron del mercado. Esta es una vulnerabilidad latente en edificios donde este acero haya sido usado.

2.3. Acciones permanentes.

Se usó la norma actual Covenin 2002:1988 [7][20] (Criterios y acciones mínimas). Para la tabiquería se hizo una medición resultando una carga uniforme por tabiquería igual a 298 kgf/m^2 valor bastante alto, lo cual demuestra la alta densidad de tabiquería existente.

Como curiosidad, se dividió el peso total del edificio entre el área de las columnas a nivel de PB, obteniéndose una tensión promedio a compresión para las columnas de PB de $91,73 \text{ kgf/cm}^2$ ($0,44 f'c$), valor bastante alto si se considera que en los predimensionados de las estructuras se recomiendan valores entre $0,20 f'c$, $0,24 f'c$ y $0,28 f'c$, dependiendo si la columna es esquinera, lateral o centrada.

2.4. Combinaciones de carga.

Con las siguientes combinaciones se buscó identificar el modelo que más representara la falla de las columnas señaladas en las fotos post-terremoto, considerando las condiciones de carga en que podría encontrarse el edificio la noche del sismo del 29 de julio de 1.967. Se consideraron únicamente 2 casos de carga (U4 y U5) y se colocó el caso U2, simplemente por verificar el comportamiento de ciertas columnas para cargas gravitacionales, cuyo acero colocado era inferior al 1% normativo:

$U2 = 1 \text{ CP} + 0,05 \text{ CV}$
$U4x = 1 \text{ CP} + 0,05 \text{ CV} + 1 \text{ Sx} + 0,3 \text{ Sy}$
$U4y = 1 \text{ CP} + 0,05 \text{ CV} + 1 \text{ Sy} + 0,3 \text{ Sx}$
$U5x = 0,9 \text{ CP} + 1 \text{ Sx} + 0,3 \text{ Sy}$
$U5y = 0,9 \text{ CP} + 1 \text{ Sy} + 0,3 \text{ Sx}$

2.5. ESPECTRO SISMICO DE 29-07-1967.

Se asimiló la forma espectral estimada para el sismo de Caracas del 29-07-1967 a la correspondiente a la forma espectral S2 de la actual norma Covenin 1756:2001 [2] [7] [22] [23].

Para la forma espectral S2 y Zona 5, los parámetros usados fueron:

$$\beta = 2,6 ; T^* = 0,7 \text{ s} ; p = 1$$

$$T_0 = 0,175 \text{ s} ; c = 1,05737 ; \alpha = 1 \text{ (para grupo B2)} ; \emptyset = 1$$

Quedaban otras incógnitas:

- el coeficiente de aceleración horizontal A_0 .
- el factor de reducción de respuesta, R .

Después de haber analizado varios estudios hechos por especialistas acerca del terremoto de Caracas del 29-07-67 [34], se decidió tantear para cada modelo valores de A_0 entre 0,10 y 0,13, variando el valor de R entre 2 y 4. Cada modelo fue sometido, por lo tanto, a 12 diferentes combinaciones de A_0 y R ($A_0 = 0,10$; $A_0 = 0,11$; $A_0 = 0,12$; $A_0 = 0,13$) ($R = 2$; $R = 3$; $R = 4$), resultando un total de 72 modelos a procesar.

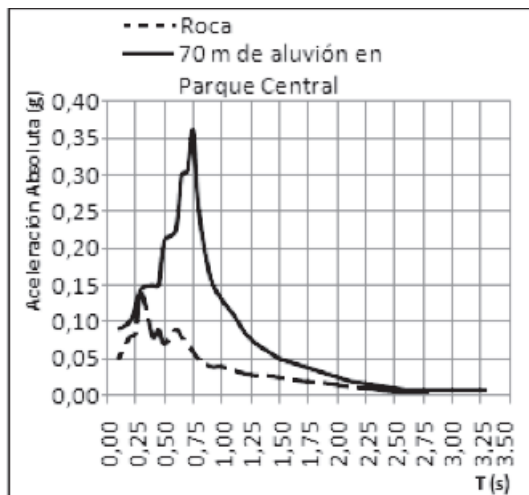
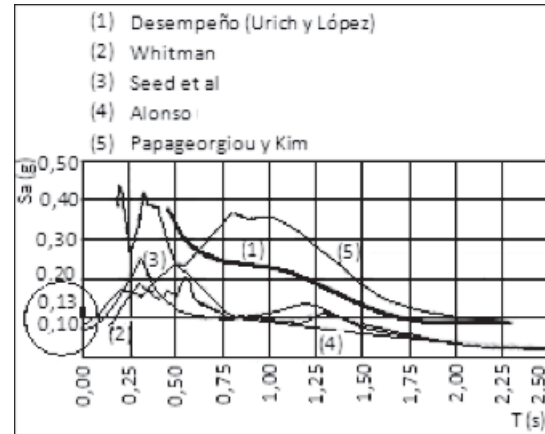


Figura 3⁽²⁷⁾. Espectros (5%) propuestos por LNEC para terremoto de Caracas, 29/07/1967, en el área donde se construyó el Parque Central.

Nota: LNEC = Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa



0,13
0,10 = Rango de valores hallados en este trabajo para A_0 .

Figura 4⁽³⁴⁾. Espectros propuestos por varios autores.

2.6. Influencia de tabiquería.

La tabiquería fue incorporada a través del Método de los elementos finitos, descartándose el método del puntal diagonal equivalente por lo laborioso [4] [32].

Se usaron elementos finitos, tipo "Shell - Thin", es decir de concha delgada, de 25 cm x 25 cm cada uno con 12,5 cm de espesor, descontándose los vacíos de puertas y ventanas de una forma aproximada en múltiplos o submúltiplos de 25 cm. Es decir, si una puerta era de 90 cm x 210 cm, se la tomaba en cuenta como de 100 cm x 200 cm y, si una ventana era de 80 cm x 120 cm, se la tomaba en cuenta como de 75 cm x 125 cm.

De acuerdo con información del Ing. Denis Rodriguez, para los estudios recientes con tabiquería, el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, IMME, de la Universidad Central de Venezuela, recomienda tomar para la tabiquería un módulo de elasticidad igual a 20000 kgf/cm².

En este trabajo, en vista de que la calidad de la tabiquería construída en los años cercanos al terremoto de Caracas es diferente a la actual, se utilizó un módulo de elasticidad igual a 29840 kgf/cm², de acuerdo con los estudios efectuados por los investigadores del sismo de Caracas, los cuales elaboraron el siguiente gráfico (Figura 5) realizado en coordenadas polares y tomado del libro Segunda Fase del Estudio del Sismo Ocurrido en Caracas el 29 de Julio de 1967, Volumen A, CAP. XI, página 20 [9].

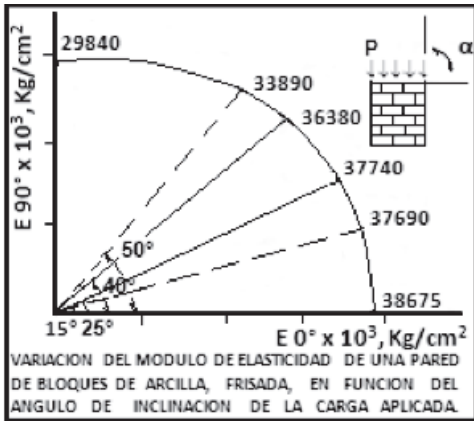


Figura 5.⁽⁰⁹⁾

2.7. Influencia del suelo.

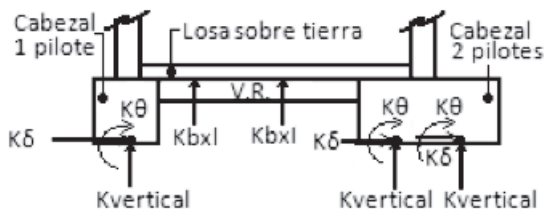
La influencia del suelo fue considerada en dos métodos: Método 1 [6] [11] [19] y Método 2[19].

Método 1: Aplicación de un modelo de sistema de fundaciones a través de resortes, empleando el procedimiento del Dr. Geoffrey R. Martin [6] [11] [19].

En la aplicación de este procedimiento se hace uso de unas tablas tomadas del MCEER (Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research):

<http://mceer.buffalo.edu/research/HighwayPrj/Workshops/Portland/IIId-Martin.pdf>

Se calculan las rigideces laterales y rotacionales de los pilotes y los resortes verticales de cada pilote así como el módulo de reacción vertical del suelo para la losa de planta baja. Se aplican luego los resortes de acuerdo al siguiente esquema:



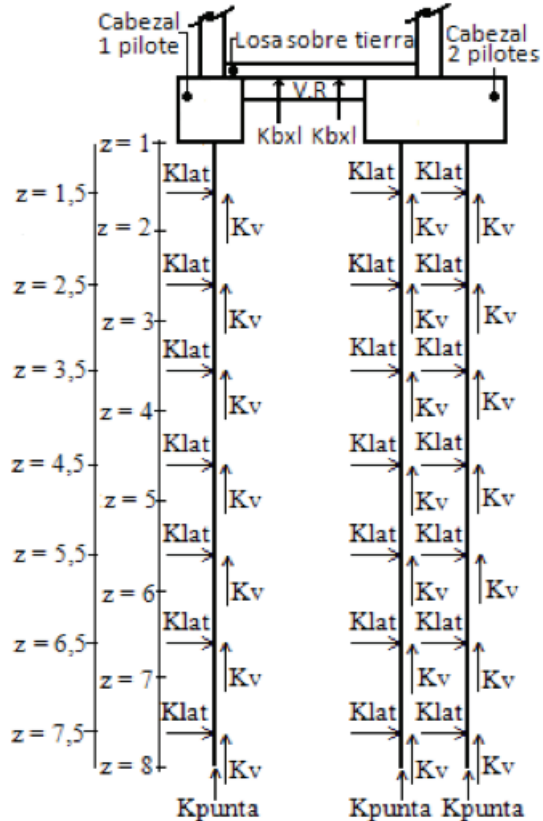
Nota: K_{δ} y K_{θ} se aplican en las 2 direcciones. (Nótese que las flechas $\rightarrow \uparrow$ y el giro \curvearrowright son en realidad resortes).

Figura 6 (Fuente: Elaboración propia)⁽¹⁹⁾.

Método 2: Modelo de suelo de fundación a través de resortes, aplicando el módulo de reacción lateral del suelo.

En la aplicación de este procedimiento se calcula K_v por fricción en el fuste de cada pilote, luego $K_{lateral}$ por reacción lateral del suelo cada metro de profundidad del pilote y K_{punta} por resistencia en la punta del pilote usando finalmente el módulo de reacción vertical del suelo para la

losa de planta baja calculado en el anterior método. Se aplican luego los resortes de acuerdo al siguiente esquema:



Nota: Las flechas $\rightarrow \uparrow$ son en realidad resortes. Figura 7 (Fuente: Elaboración propia)⁽¹⁹⁾.

2.8. Definición de comienzo de falla en las columnas.

Se hizo necesario definir numéricamente el comienzo de la falla en columnas. A tal efecto, se decidió definir como comienzo de falla en las columnas a la siguiente relación $0,95 \leq p \leq 1$, donde "p", o también relación de interacción de columnas P-M-M, es el valor proveniente del diagrama de interacción de las columnas en tres dimensiones mostrado por el programa "SAP"[31] para cada combinación de carga definida en el punto 1.4.

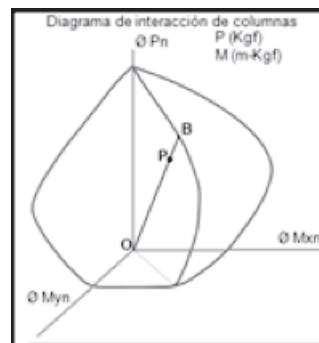


Figura 8 (Fuente: Elaboración propia)⁽¹⁹⁾.

El valor de “p” viene dado por el siguiente cociente:

Para $p \geq 1$, la columna falla, por lo tanto un valor de “p” aproximadamente igual a 1, pero menor que 1, representa el comienzo de la falla de la columna. En vista de que se buscó la falla de las columnas para cargas de servicio, definidas anteriormente, se usó un factor de minoración de la capacidad resistente de $\phi = 1$.

2.9. Identificación del modelo mas representativo de la influencia de la tabiquería.

La metodología usada fue la siguiente:

- Cálculo de “p”, la relación de interacción de columnas P-M-M, en todas las columnas de los 3 modelos con tabiquería del Modelo Original considerando la influencia o no del suelo (esta última a través de los 2 métodos de interacción suelo – estructura). Todo esto se hizo para el par de combinaciones R, Ao, variando la R entre 2 y 4 y el Ao entre 0,10 y 0,13.
- En vista de que los mayores daños ocurrieron en las cuatro columnas esquineras (entre los niveles PB y nivel 1), se calculó la media aritmética de “p”, (\bar{X}), para estas cuatro columnas (entre los niveles PB y nivel 1), para todas las combinaciones de R y Ao antes mencionadas, exigiéndose tres cosas:
 1. “p” columnas de fachada y centrales < “p” columnas esquineras.
 2. En toda la altura de una columna se tienen múltiples valores de “p” e inclusive se pueden tener varias secciones donde $p > 1$. En vista de que el valor de “p” señalado en este estudio es el valor máximo de “p” para toda la altura de las columnas, se exigió que únicamente pueden promediarse los “p” de una misma sección.
 3. No debía haber mucha dispersión para los valores “p” promedio (\bar{X})
- A partir de los valores “p” promedio (\bar{X}), se dibujaron tres gráficos, usando la herramienta de la geometría acotada, donde para cada uno de los 3 modelos del Modelo Original con tabiquería se presentan los valores de “p”.

En la Figura 9, a continuación, se muestra uno de los tres gráficos:

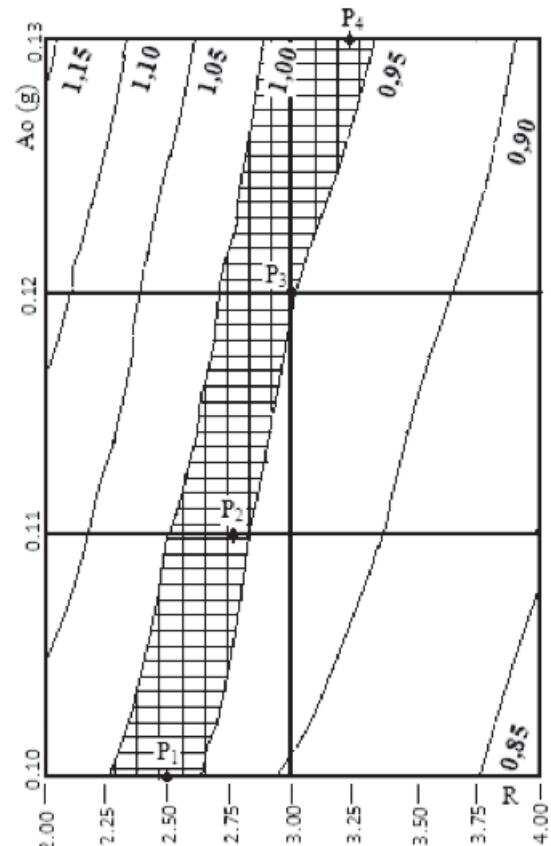


Figura 9 (Fuente: Elaboración propia)⁽¹⁹⁾. Valores de “p” (Relación P-M-M) vs combinaciones de valores de R y Ao, para el Modelo Original, con tabiquería, método 2.

La zona cuadrada, donde están los Puntos P_1, P_2, P_3 y P_4 , corresponde a la definición de “Comienzo de falla en las columnas”. Las coordenadas de los puntos P_1, P_2, P_3 y P_4 son las siguientes:

- P_1 (R = 2,50; Ao = 0,10 g; p ~ 0,97)
- P_2 (R = 2,75; Ao = 0,11 g; p ~ 0,96)
- P_3 (R = 3,00; Ao = 0,12 g; p ~ 0,95)
- P_4 (R = 3,25; Ao = 0,13 g; p ~ 0,96)

En realidad cada gráfico funciona como uno tri-dimensional, donde para cada par de valores R, Ao, corresponde un valor de “p”.

De los tres gráficos mencionados anteriormente (únicamente se mostró el de la Figura 9), es importante señalar como las curvas dibujadas tienen casi una tendencia “vertical”, lo cual quiere decir que los comienzos de falla de las columnas, representados por los puntos P, son más sensibles a los cambios del factor de reducción “R” que a la variación de la aceleración horizontal Ao.

La interacción suelo – estructura tomada en cuenta a través de dos métodos y comparada con el método tradicional de empotrar los edificios a nivel P.B. no fue tan determinante, sin embargo el método 2 presentó menos dispersión para los valores “p” promedio (\bar{X})

Por todas las consideraciones anteriores, se identificó, por lo tanto, como MODELO ORIGINAL más representativo de los daños ocurridos aquel modelo donde se aplicó el método 2 de suelos, es decir el que aplica el módulo de reacción lateral del suelo y como modelo final a cualquiera de los siguientes sub-modelos:

$$R = 2,50; A_0 = 0,10 \text{ g}$$

$$R = 2,75; A_0 = 0,11 \text{ g}$$

$$R = 3,00; A_0 = 0,12 \text{ g}$$

$$R = 3,25; A_0 = 0,13 \text{ g}$$

Todos estos cuatro sub-modelos tienen la particularidad de tener la relación $A_0/R = 0,04 \text{ g}$, por lo tanto la respuesta sísmica del edificio ante cualquier par anterior de valores (R, A_0) es exactamente la misma, ya que la rama descendente del espectro es igual a partir de $T = 0,225 \text{ s}$, que es el valor de T^+ , y el período fundamental de esos modelos ($T = 2,45 \text{ s}$) cae en la rama descendente del mismo. Por supuesto, los desplazamientos inelásticos y las derivas inelásticas son diferentes ya que son directamente proporcionales al factor de reducción R.

Sin embargo, los valores de $R = 3,00$ y $R = 3,25$ parecen ser valores bastante altos si se quiere ser consecuente con la Norma Covenin 1756:2001 [7] [22] donde se recomienda un valor de $R = 2,00$. Al mismo tiempo, un coeficiente de aceleración horizontal A_0 igual a $0,10 \text{ g}$ se aleja un poco del estimado por los ingenieros Alfredo J. Urich B. y Oscar A. López de $0,13 \text{ g}$, basados en el análisis del desempeño de los edificios de Los Palos Grandes el día del sismo [34]. Por lo tanto, se ha considerado como el modelo original más representativo de los daños al modelo con influencia del suelo (Método 2), con un factor de reducción de respuesta $R = 2,75$ y un coeficiente de aceleración horizontal $A_0 = 0,11 \text{ g}$.

En la Figura 10 a continuación pueden visualizarse los cuatro espectros correspondientes a los pares de valores A_0, R , que más se acercaron a la definición de “Comienzo de falla en las columnas”. En la misma es preciso señalar que el orden de numeración de las curvas es de arriba hacia abajo, donde la curva superior es la No. 1.

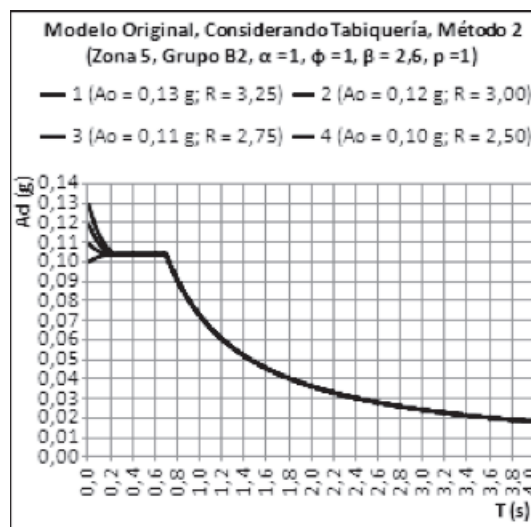
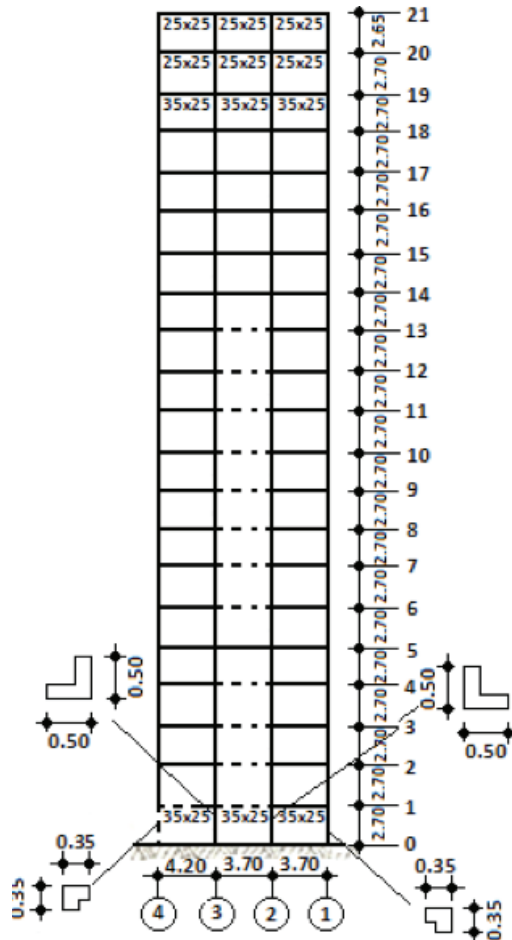


Figura 10 (Fuente: Elaboración propia) ⁽¹⁹⁾.

El modelo con tabiquería que se acercó más a la realidad de los daños señalados en las fotos post-terremoto del Petunia II y esquematizados en la Figura 1 fue el modelo con influencia del suelo (Método 2), con un factor de reducción de respuesta $R = 2,75$ y un coeficiente de aceleración horizontal $A_0 = 0,11$.

2.10. Visualización de los daños en los modelos con influencia de la tabiquería.

Se hizo una verificación adicional, comparando los 3 modelos con tabiquería estudiados anteriormente, a través de la visualización de los daños con líneas discontinuas en los cuatro pórticos de carga, es decir los pórticos “A”, “B”, “C” y “D” en dirección “X” (Este – Oeste). Todo esto se hizo para la combinación $A_0 = 0,11$ y $R = 2,75$. A continuación, como ejemplo, únicamente se presenta el pórtico “A” para el modelo con tabiquería, considerando la interacción suelo – estructura a través del método 2, donde se modela el suelo de fundación a través de resortes, aplicando el módulo de reacción lateral del suelo.



DAÑOS ESTRUCTURALES EN MODELO ORIGINAL
PORTICO "A" (Dirección X)
(CONSIDERANDO TABIQUERIA)
(INFLUENCIA DEL SUELO A TRAVÉS DEL METODO 2)
(R = 2,75; A_o = 0,11 g)

Figura 11 (Fuente: Elaboración propia) ⁽¹⁹⁾.

De la visualización de los daños en el modelo identificado como más representativo en el punto anterior se destaca algunos aspectos de las columnas:

- Falla de la columna esquinera A-4 (entre nivel PB y nivel 1) en la sección superior e inferior para las combinaciones de sismo U4X y U4Y, y en la sección superior para la combinación de sismo U5X para la cual ocurre el valor de "p" máximo.
- Falla de la columna esquinera D-4 (entre nivel PB y nivel 1) en la sección superior e inferior para la combinación de sismo U4X y en la sección superior para la combinación de sismo U4Y para la cual ocurre el valor de "p" máximo.
- Las columnas esquineras A-1 y D-1 (entre nivel PB y nivel 1) no han fallado pero están próximas a fallar, ya que "p" = 0,898 (para la columna A-1)

y "p" = 0,873 (para la columna D-1). El valor de "p" máximo ocurre en las secciones superiores para la combinación de sismo U4Y.

- Las columnas laterales A-2, A-3, D-2 y D-3 (Son de sección "L" de 50 x 50) entre el nivel PB y el nivel 1 tienen una "p" promedio igual a 0,759, y las columnas laterales B-1, B-4, C-1, C-4 (Son de sección "L" de 65 x 65) entre el nivel PB y el nivel 1 tienen una "p" promedio igual a 0,748. Estos son valores altos, sin embargo menores al promedio de las "p" de las 4 columnas esquineras, el cual es igual a 0,951.
- Las 4 columnas centrales de secciones diferentes (80 x 40 en la columna B-3, 55 x 55 en las columnas B-2 y C-2 y 70 x 50 en la columna C-3) tienen una "p" promedio igual a 0,617 entre el nivel PB y el nivel 1.

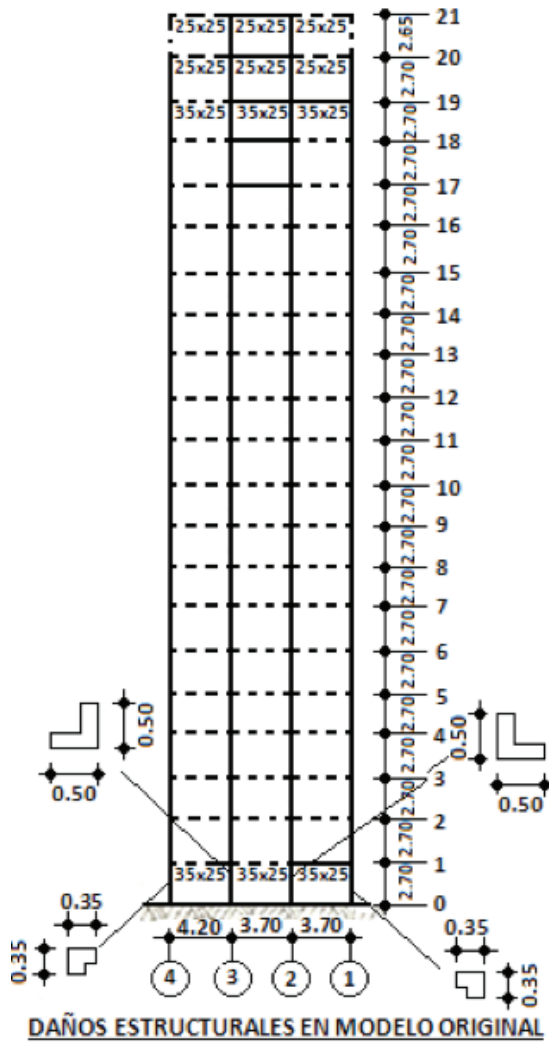
Estos aspectos son muy parecidos a los daños señalados en la Figura 1, por lo tanto se ratificó el modelo identificado en el punto anterior.

El pretender que un modelo sea el fiel reflejo de una verdadera edificación es simplemente una utopía.

2.11. Visualización de los daños en los modelos sin influencia de la tabiquería.

Se procedió entonces a comparar los 3 modelos sin influencia de la tabiquería, a través de la visualización de los daños con con líneas discontinuas en los cuatro pórticos de carga, es decir los pórticos "A", "B", "C" y "D" en dirección "X" (Este - Oeste), para la combinación A_o = 0,11, R = 2,75. A continuación, como ejemplo, únicamente se presenta el pórtico "A" para el modelo sin tabiquería, considerando la interacción suelo - estructura a través del método 2, donde se modela el suelo de fundación a través de resortes, aplicando el módulo de reacción lateral del suelo.

Definitivamente estos modelos no representan el desempeño que tuvo la estructura la noche del 29 de julio de 1967.



DAÑOS ESTRUCTURALES EN MODELO ORIGINAL
PORTICO "A" (Dirección X)
(SIN CONSIDERAR TABIQUERÍA)
(INFLUENCIA DEL SUELO A TRAVÉS DEL METODO 2)
(R = 2,75; A_o = 0,11 g)

Figura 12 (Fuente: Elaboración propia) ⁽¹⁹⁾.

Se nota una falla total de casi todas las vigas, lo cual no ocurrió en la realidad, así como la ausencia de falla en las columnas en los niveles donde realmente ocurrió. (Dígase lo mismo para los pórticos "B", "C" y "D"). Resalta la falla de las columnas A-1 y A-4 entre los niveles 20 y 21, lo cual no ocurrió.

2. 12. Cortantes debidos a sismo.

Se presentan a continuación, para efectos de comparación, dos gráficos [19] relacionados con los cortantes en nivel P.B. (Sentidos "X" e "Y"), debidos a sismo. El primero está relacionado con los modelos que no incorporan la tabiquería y el segundo con los modelos que la incorporan.

CORTANTES DEBIDOS A SISMO EN NIVEL P.B.

Modelos	Sentido "X"	Sentido "Y"
	(Kgf x 10 ³)	(Kgf x 10 ³)
sin tabiquería		
Empotrado	82	62
Método 1	74	59
Método 2	77	60

CORTANTES DEBIDOS A SISMO EN NIVEL P.B.

Modelos	Sentido "X"	Sentido "Y"
	(Kgf x 10 ³)	(Kgf x 10 ³)
con tabiquería		
Empotrado	126	101
Método 1	104	89
Método 2	110	92

Analizando cada tabla por su cuenta, se nota que no hay una gran diferencia en los cortantes si tomamos en cuenta o no la interacción suelo – estructura. Sin embargo, la diferencia en los cortantes es marcada cuando comparamos las dos tablas, siendo mayores en el caso de los modelos que incorporan la tabiquería. Esto es debido a que los períodos de los modelos que no incorporan la tabiquería son mayores a los que la incorporan.

Nótese como los Cortantes en Sentido "X" son mayores a los Cortantes en sentido "Y".

VALORES DE LOS PERIODOS PARA CADA MODO DE VIBRACION [19]

Modo	Modelo Original sin tabique		
	Empotrado	Método 1	Método 2
1	3,2	3,6	3,5
2	2,5	3,0	2,9
3	2,1	2,2	2,2
4	1,1	1,1	1,1
5	0,8	0,9	0,9
6	0,7	0,7	0,7
7	0,6	0,6	0,6
8	0,5	0,5	0,5
9	0,4	0,4	0,4
10	0,4	0,4	0,4
11		0,3	0,3
12		0,3	
13		0,3	
14		0,3	

Modo	Modelo Original con tabique		
	Empotrado	Método 1	Método 2
1	2,0	2,6	2,4
2	1,6	2,3	2,1
3	1,0	1,1	1,1
4	0,6	0,6	0,6
5	0,4	0,5	0,5
6	0,3	0,3	0,4
7	0,3	0,3	0,3
8	0,2	0,2	0,3
9	0,2	0,2	0,2
10	0,2	0,2	0,2

2.13. Verificación de los pilotes

Se ha querido verificar los pilotes, tomando en cuenta las probables condiciones del edificio la noche del 29-07-1967 consideradas en el punto 2.4. Del análisis de los mismos, puede concluirse que todos los pilotes cumplieron satisfactoriamente, no sobrepasándose en ningún caso sus cargas admisibles. Hay que señalar además que ninguno de ellos trabajó a tracción.

2.14. Conclusiones sobre el modelo original

La tabiquería influye de un modo no despreciable, por lo que no puede ser ignorada, particularmente en casos donde está enmarcada por los miembros estructurales, a los cuales se les asignó la función resistente bajo la acción sísmica en los cálculos.

Por su forma, rigidez y resistencia, la tabiquería modifica sensiblemente la respuesta del conjunto. Por una parte modifica la rigidez de la estructura, su ductilidad y su amortiguamiento, y por la otra, dada su relativa fragilidad, su deterioro progresivo por la acción dinámica puede hacer cambiar el tipo de comportamiento de conjunto sin que se pueda ceñirse a uno específico. La presencia de la tabiquería rigidiza grandemente al conjunto y, por lo tanto, modifica sustancialmente la deformabilidad de toda la estructura.

Ante una sacudida violenta una fracción de la tabiquería puede ser destruida rápidamente modificando a su vez las características dinámicas de la edificación en conjunto.

Muy importante es la presencia o no de tabiquería en la planta baja. En ensayos llevados a cabo en prototipos en el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, IMME, de la Universidad Central de Venezuela entre los años 1967 y 1970 [7], se demostró que la eliminación de la tabiquería de la planta baja reduce a un décimo por lo menos la rigidez a ese nivel.

En el presente Trabajo, a través de un proceso bastante laborioso, se ha llegado a identificar al modelo que mejor representa el comportamiento del Petunia II la noche del terremoto del 29 Julio de 1967 como el modelo con tabiquería, aplicando la interacción suelo-estructura a través del método 2.

Esto demuestra definitivamente la influencia de la tabiquería en el comportamiento que tuvo el Petunia II la noche del 29-07-1967. El Petunia II es en la práctica casi un caso extremo de una estructura aporricada, totalmente “rellena” de paredes y tabiques de arcilla, no estructurales, donde la libre deformabilidad de los pórticos es restringida. El Petunia II, sin lugar a dudas, se deformó como lo haría un gran voladizo de sección compuesta constituido por las paredes y por las nervaduras verticales de concreto armado. Se comportó como un gran “tubo” o un gran “cajón”. La tabiquería exigió más a las columnas esquineras ayudando a las vigas próximas.

Sin ser su objetivo principal, este estudio ha permitido también verificar los valores de la aceleración máxima del terreno A_0 ocurrida durante el sismo de Caracas del 29 de julio de 1967 y estimada por algunos profesionales de la ingeniería⁽³⁴⁾, siendo la aproximación bastante buena. El valor de A_0 hallado en este estudio está en un rango entre 0,10 y 0,13, estimándose como más probable el valor de 0,11.

Este valor es en realidad un valor bastante menor al que está exigiendo la norma Covenin 1756:2001 [7][22]. En general se considera al terremoto de Caracas como a un terremoto de poca duración. Es muy probable que si el mismo hubiese durado unos cuantos segundos más, se hubiesen derrumbado muchos más edificios entre los cuales quizás el Petunia II.

3. MODELO REFORZADO

Este trabajo investigó también la actual estructura reforzada del Petunia II con la finalidad de ver si la misma es capaz de resistir un sismo de acuerdo con la norma actual Covenin 1756:2001 [7] [22] [23].

No se consiguieron los planos del refuerzo hecho al edificio en el año 1968. En el Ministerio de Infraestructura Minfra (antiguo MOP), del cual dependía la Comisión Presidencial para el estudio del Sismo [9] [10], después de la destrucción de la planoteca por el incendio de la Torre Este de Parque Central ocurrido el 17 de Octubre de 2004, no existe información alguna.

Se consiguió el plano del pilotaje adicional colocado en el año 1968 [30], después del sismo del 1967, el cual, a pesar de incluir información limitada y no estar acotado, fue de inmensa utilidad, en vista de que aparecen las nuevas pantallas adosadas a la estructura original, así como el engrosamiento de las columnas perimetrales.

Fue necesario, por lo tanto, realizar mediciones en sitio (externas e internas) a fin de obtener la máxima información posible de la estructura reforzada.

La realización de mediciones, junto con el plano de pilotaje adicional antes mencionado y fotografías del edificio actual fueron la base para llegar lo más cercanamente posible a la realidad de cómo había sido reparado el Petunia II.

De acuerdo con la información obtenida anteriormente se determinó que el edificio fue reparado en el año 1968 mediante muros estructurales de concreto armado vaciadas hasta el piso 8, así como la colocación de 52 pilotes adicionales tipo Franki (50 de diámetro 32,5 cm con armadura 12 N° 6 y carga útil de 65000 kgf y 2 de diámetro 27,5 cm con armadura 10 N° 6 y carga útil de 45000 kgf), los cuales fueron del tipo hincado, entubado con forro perdido. Se engrosaron además todas las columnas perimetrales hasta el nivel 21, así como se colocaron desde el nivel 9 hasta el nivel 21 unas vigas externas perimetrales invertidas. Adicionalmente se cerraron con mampostería los estacionamientos de la planta baja del edificio añadiéndole una conserjería, evitando así el efecto de cambio brusco de rigidez.

La idea principal de los profesionales encargados de la reparación fue la de darle mayor rigidez al edificio en los primeros 8 niveles por medio de muros estructurales de concreto, engrosando adicionalmente las columnas perimetrales, para luego pasar a dos niveles de transición (niveles 9 y 10) con la continuación parcial de las muros de concreto, engrosamiento de las columnas perimetrales y unas vigas externas perimetrales invertidas, de tal manera de no crear una zona de cambio brusco de rigidez, para finalmente dejar únicamente estas vigas en los niveles 11 a 21.

Al mismo tiempo, la idea de estos profesionales fue colocar los muros estructurales en sitios estratégicos

afectando lo menos posible la arquitectura. El hecho de colocar las vigas externas perimetrales en forma invertida obedece al criterio de no desmantelar todas las ventanas y aprovechar la sección invertida de las vigas como parte del antepecho de las mismas.

A continuación se presentan dos figuras donde se visualizan los cambios efectuados en la planta de fundaciones (Figura 13) y en el nivel 2 (Figura 14) tomado como muestra. Nótese en la planta de fundaciones la cantidad de pilotes adicionales añadidos.

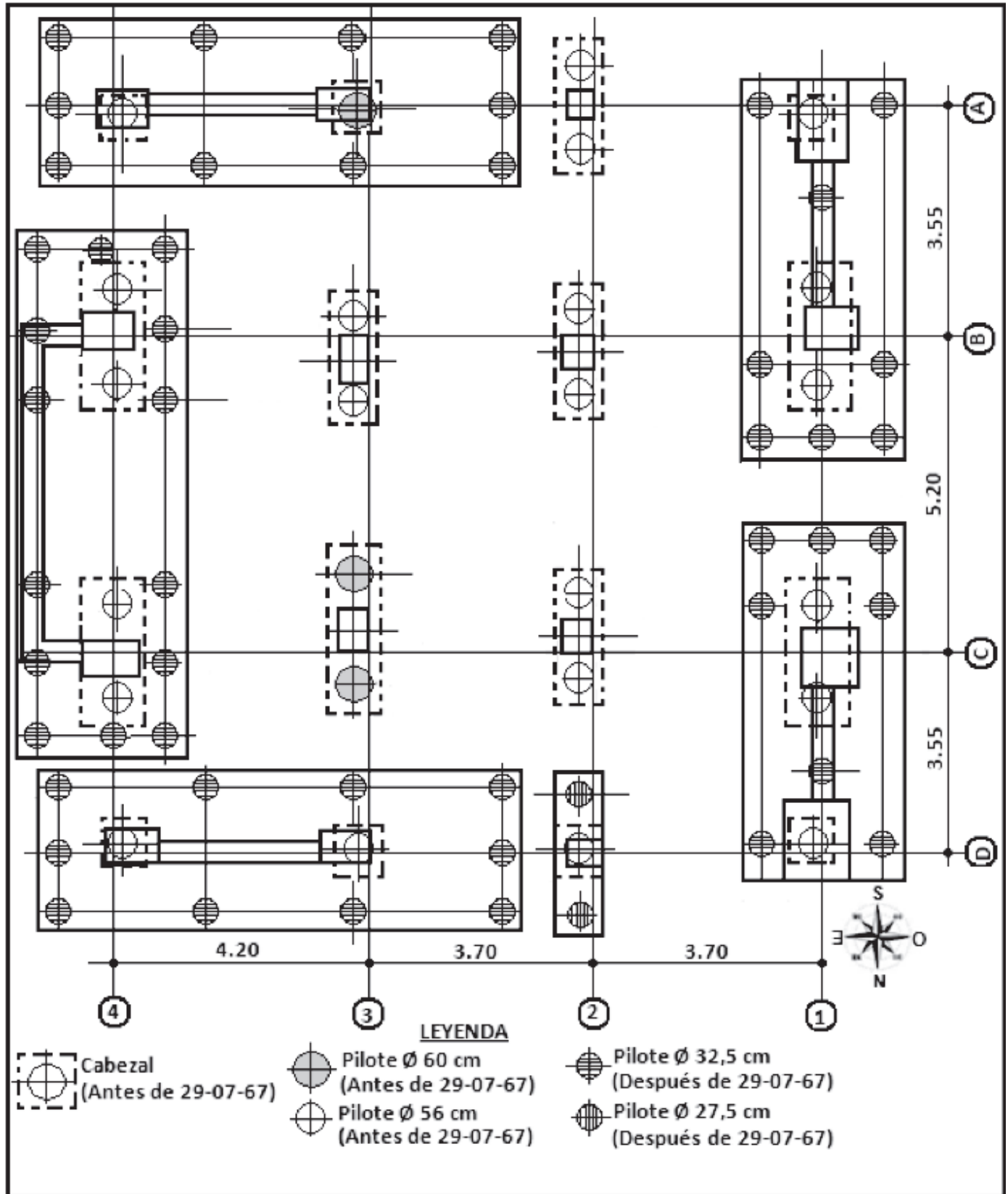


Figura 13 . MODELO REFORZADO (PLANTA FUNDACIONES) (Fuente: Elaboración propia) ⁽¹⁹⁾.

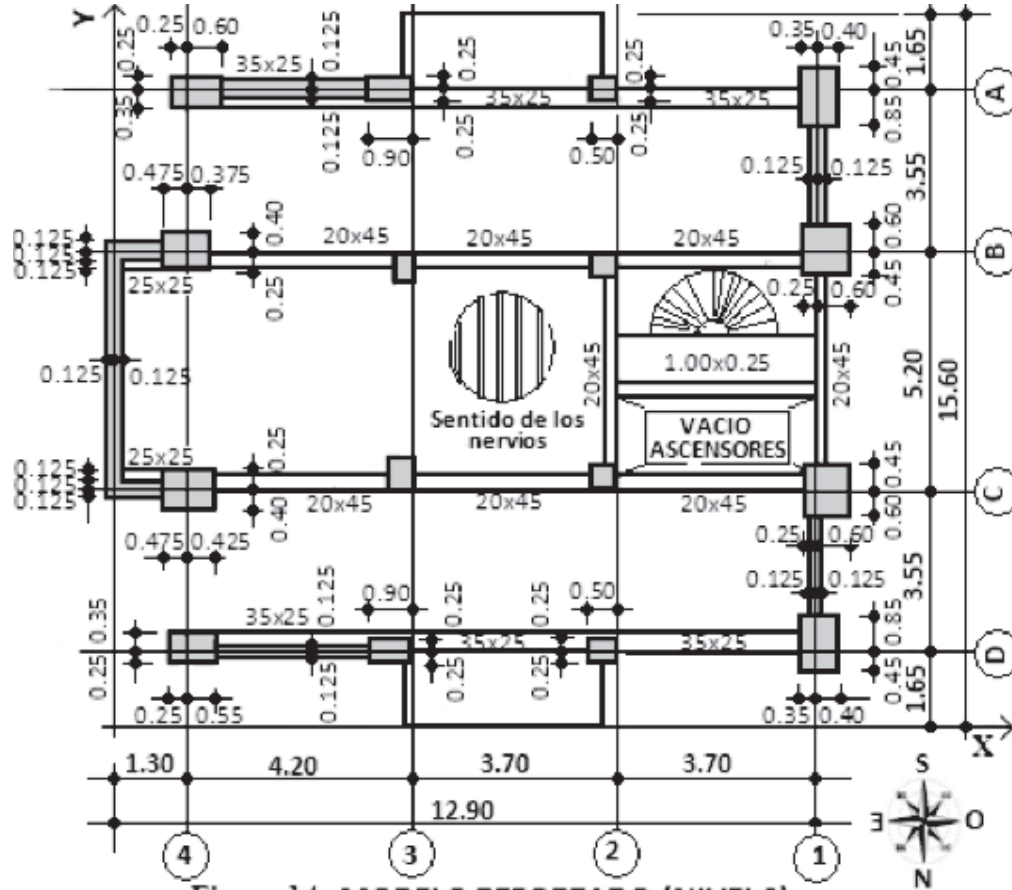


Figura 14 . MODELO REFORZADO (NIVEL 2)
(Fuente: Elaboración propia) ⁽¹⁹⁾.

3.1. Acciones permanentes.

Para las acciones permanentes se hicieron con respecto al Modelo Original los cambios necesarios donde ciertas paredes fueron sustituidas por los engrosamientos de las columnas, tomándose en cuenta los nuevos muros estructurales así como las vigas invertidas.

El recalce de la estructura incrementó notablemente el peso de las plantas en el Modelo Reforzado con respecto al peso de las plantas del Modelo Original. Sin embargo, debido al engrosamiento de las columnas de PB así como a la colocación de nuevos muros estructurales, se obtuvo una tensión promedio a compresión para las columnas y muros estructurales de P.B. de 30,94 kgf/cm² (0,15 f'c), valor bastante bueno.

3.2. Combinaciones de carga.

Se aplicaron las combinaciones de carga a las cuales someter el Modelo Reforzado de acuerdo con la norma Covenin 1753:2006 [24]:

U1 = 1,4 CP
U2 = 1,2 CP + 1,6 CV + 0,5 CVT
U3 = 1,2 CP + 1 CV + 1,6 CVT
U4x = 1,2 CP + 1 CV + 1 Sx + 0,3 Sy
U4y = 1,2 CP + 1 CV + 1 Sy + 0,3 Sx
U5x = 0,9 CP + 1 Sx + 0,3 Sy
U5y = 0,9 CP + 1 Sy + 0,3 Sx

3.3. Espectro sísmico.

De acuerdo con la Norma Covenin 1756-2001 [7] [22] [23], se obtiene para el Modelo Reforzado el siguiente espectro de respuesta (Figura 15), resaltado en línea punteada, el cual ha sido dibujado junto con el espectro escogido para el Modelo Original, resaltado en línea continua, con el objetivo de compararlos.

El Modelo Original seleccionado fue aquél con R = 2,75. En vista de que el edificio fue reforzado, se decidió tomar para el Modelo Reforzado un valor de R = 3,50, considerándose la estructura Tipo I pero con un Nivel de

Diseño mayor que el ND1 recomendado para ese Tipo de estructura ($R = 2.0$) pero inferior al ND2 recomendado también para ese Tipo de estructura ($R = 4.0$).

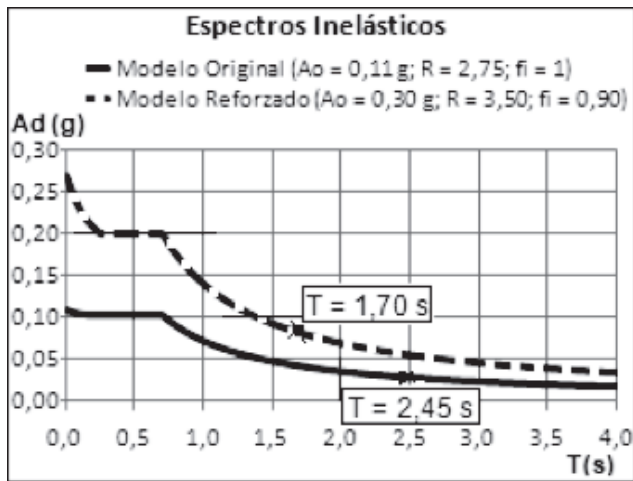
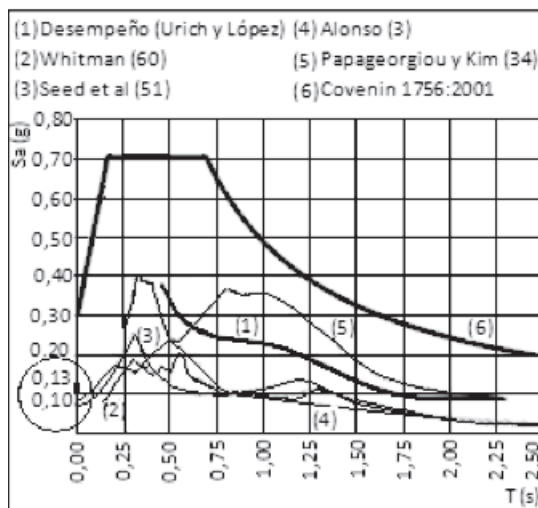


Figura 15. (Fuente: Elaboración propia) ⁽¹⁹⁾.

De la misma forma, en la siguiente figura (Figura 16) se superpone el espectro de la Norma Covenin 1756:2001 [7] [22] [23] a los espectros mostrados en la figura 4. Este espectro cubre a todos los demás.



0,13
0,10 = Rango de valores hallados en este trabajo para A_o .

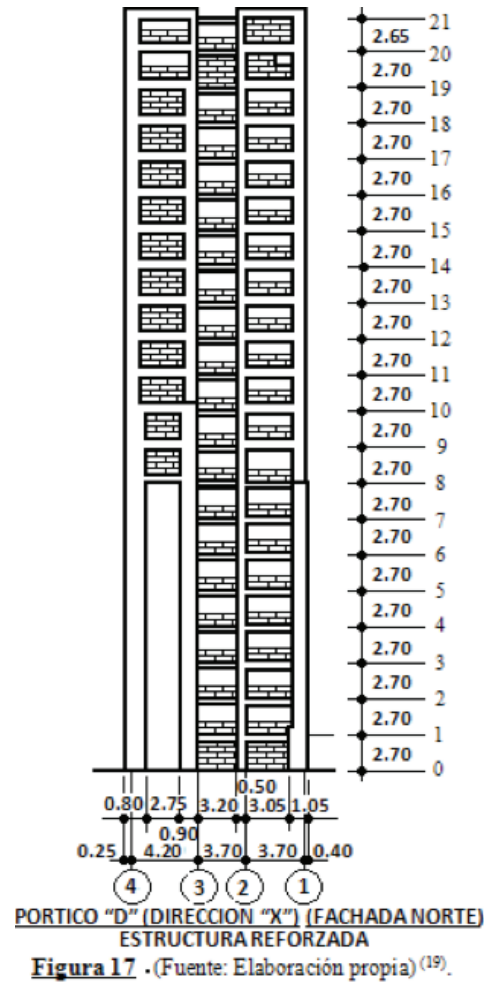
Figura 16. (Fuente: Elaboración propia) ⁽¹⁹⁾.

Superposición de los espectros de la Figura 4 con el espectro de la Norma Covenin 1756:2001.

3.4. Influencia de la tabiquería y del suelo.

En vista de los resultados en el Modelo Original, se decidió, para la revisión del Modelo Reforzado, construir

únicamente el modelo que incorporara la tabiquería, haciendo uso de la interacción suelo – estructura a través del Método 2 (Modelo de suelo de fundación a través de resortes, aplicando el módulo de reacción lateral del suelo). Se hizo uso, por lo tanto, del análisis a través de los elementos finitos usándose el mismo módulo de elasticidad igual a 29840 kgf/cm².



PORTICO "D" (DIRECCION "X") (FACHADA NORTE)
ESTRUCTURA REFORZADA
Figura 17. (Fuente: Elaboración propia) ⁽¹⁹⁾.

3.5. Propiedades dinámicas [19].

MODO DE VIBRACION	PERIODOS DE VIBRACION (s)	
	Modelo Original	Modelo Reforzado
Primero	2,4	1,7
Segundo	2,1	1,6
Tercero	1,1	0,8
Cuarto	0,6	0,5
Quinto	0,5	0,4
Sexto	0,4	0,3
Séptimo	0,3	0,3
Octavo	0,3	0,2
Noveno	0,2	0,2
Décimo	0,2	0,2

3.6 . Cortantes debido a sismo[19].

Niveles	Cortante Resultante en "X"	Cortante Resultante en "Y"
	kgf x 10 ³	kgf x 10 ³
22 a 21	5	4
21 a 20	33	31
20 a 19	66	63
19 a 18	96	91
18 a 17	121	114
17 a 16	141	133
16 a 15	157	148
15 a 14	170	161
14 a 13	182	172
13 a 12	192	181
12 a 11	201	189
11 a 10	211	197
10 a 9	220	207
9 a 8	230	217
8 a 7	240	227
7 a 6	251	239
6 a 5	263	250
5 a 4	274	261
4 a 3	285	272
3 a 2	296	282
2 a 1	305	290
1 a 0	313	297

3.7. Conclusiones sobre el modelo reforzado.

Se revisaron todas las columnas centrales, las cuales no fueron reforzadas. Para las demás columnas, debido al desconocimiento en detalle del recalce, se supuso un acero principal aproximadamente igual al 2% de la sección de concreto. Se revisaron también las vigas que no fueron reforzadas.

En general el edificio reforzado tiene un buen desempeño ante un eventual sismo de acuerdo con la norma actual Covenin 1756-2001 [7] [22] [23], sin embargo unas columnas centrales, de 25 cm x 25 cm de sección en los últimos 5 niveles (17 al 22) y que no fueron reforzadas, están demasiado exigidas y presentan un problema de vulnerabilidad.

Hay algunas columnas centrales donde "ρ" sobrepasa un poco el valor de 1: esto está en un margen de tolerancia.

Las columnas perimetrales engrosadas, donde se ha supuesto un acero principal aproximadamente igual al 2% de la sección de concreto, se comportan bien, hecha excepción de la columna A-2 en la fachada Sur entre el nivel PB y el nivel 2. Esta columna y la columna D-2

en la fachada Norte fueron las menos engrosadas. No obstante, el resultado para estas columnas, así como los resultados para las otras engrosadas, no es concluyente en vista de la incertidumbre acerca del acero de recalce colocado y de la calidad del concreto del mismo.

La gran mayoría de las vigas son de sección plana, es decir de 25 cm de altura, y presentan problemas por corte/torsión para casi todas las combinaciones de sismo. Gran cantidad de ellas fallan en todo el edificio. Las mismas no fueron reforzadas ya que únicamente se trabajó en el perímetro de la fachada.

Muchas de las vigas perimetrales invertidas de 50 cm x 50 cm también fallan por corte/torsión para cualquier combinación de sismo. Para ellas, es válida la incertidumbre expresada anteriormente para las columnas perimetrales engrosadas.

Por lo tanto, el sistema muros – columnas es el que tendrá la responsabilidad de resistir cualquier hipotético sismo. No se formarán mecanismos como los que uno espera en sistemas aporticados.

Con relación a los pilotes, los mismos no tienen problema alguno.

3.8. Comentario final.

Es plausible el trabajo hecho por los profesionales a quienes les fue encomendada la tarea del recalce del Petunia II, si se considera las herramientas técnicas de la época. Lograron una armonía Arquitectura – Estructura, con una muy buena concepción de la Estructura. El trabajo de los muros estructurales está bien estudiado consiguiendo evitar además un cambio brusco de rigideces entre los niveles de transición 8 y 10.

Es hasta cierto punto sorprendente constatar, por ejemplo, como el Cortante de piso a nivel PB (en sentido "X" = Este - Oeste) tiene un valor de 313000 kgf, casi igual al Cortante de piso a nivel PB (en sentido "Y" = Norte - Sur) cuyo valor es de 297000 kgf.

Parte de la planta baja del Petunia II, antes del terremoto, estaba ocupada por el estacionamiento abierto de vehículos y no había mampostería en el eje "4" (Fachada Este) y en el eje "D" (Fachada Norte), entre PB y el nivel 1, presentando el edificio cierta irregularidad vertical.

Acertadamente estos profesionales eliminaron el estacionamiento debajo del edificio (Actualmente el mismo está en una estructura independiente al edificio), colocando paredes en las dos fachadas y construyendo una conserjería. Esto permitió rigidizar el piso entre PB y

el nivel 1, un poco “blando” respecto al nivel inmediato superior.

Se visualiza un poco esta irregularidad vertical en la fotos C, E y F de los daños señalados anteriormente en este artículo así como en la siguiente foto de la “Fachada Este” tomada antes del terremoto.



A continuación se muestran dos fotos de la “Fachada Este” actual. Nótese el cierre con mampostería de esa fachada (eje 4), así como el muro estructural en forma de “C” hasta el nivel 8.



Se han querido incorporar al final de este artículo algunos comentarios del profesor Mario Paparoni acerca de la práctica profesional de la Ingeniería en Venezuela antes del terremoto de 1967, así como del acero tipo “heliacero” de la misma época y de los aceros que se están usando actualmente, alertando finalmente a los profesionales de la Ingeniería acerca del cuidado que hay que tener con las técnicas modernas del Análisis Estructural:

“Respecto al Petunia II, la estructura tiene la debilidad fundamental de su época de tener columnas MISERABLES en sección y aportamientos a través de losas (así se nos enseñó entonces en clase) para un edificio tan alto y esbelto. Muy buenos proyectistas de la época del terremoto de 1967 limitaban el uso de heliacero sólo a las losas. Debemos reconocer la honestidad del fabricante al retirarlo del mercado. Hoy día ocurre algo parecido con los aceros de excesiva resistencia que nos llegan de Brasil, quizás el país más asísmico del mundo. Es posible que el uso en ese entonces de aceros de baja resistencia “casaba” bien con los concretos y los criterios de ensayo de la época; menos mal. Siempre nos decían los viejos profesores que no se debían mezclar aceros resistentes con concretos de baja resistencia. Las cabillas terminan rompiendo el concreto.”

“Los métodos de cálculo de la época del terremoto de 1967, que miraban primero los momentos y luego, si acaso, se sumaban cortantes para estimar axiales, crearon una visión totalmente falsa del comportamiento estructural. Lo mismo puede ocurrir con los cálculos modernos utilizando Matrices ya que las mismas no crean la visión del flujo de las fuerzas. Es necesario en las Universidades enseñar también el método del Portal, falso pero indicativo de qué pasa con las cargas, con sus magnitudes y sus flujos.”

**COMPARACIÓN DE ACCIONES SÍSMICAS RELEVANTES
EN EL ÁREA DE CARACAS (Cortesía del Ing. José Grases).**

AÑO	REFERENCIA	ESPECTRO ELÁSTICO BASE (Sin reducir)		
		Aceleración Máxima (Terreno)	Amplificación Máxima ($\xi = 5\%$)	Período Dominante (p para $T > T^*$)
1940	Ciudad Universitaria (Pardo Stolk, 1963)	0.20 g (no indicado)	5 ($\xi \sim U\%$)	0.2 s
1967 (29 de julio)	Terremoto de Caracas (Urich y López, 2009)	0.13 g (Palos Grandes)	Idem COVENIN 1756-2001	
1967 (29 de julio)	Terremoto de Caracas (Maglione, 2010)	0.10 - 0.13 g (Palos Grandes)	Idem COVENIN 1756-2001	
1967 (Noviembre)	Norma Provisional	Coeficientes sísmicos de diseño función del tipo de subsuelo		
1976	Parque Central (Paparoni y Holoma, 1976)	~ 0.15 g ($M=7.6$; 40 km)	4 a 5 en el pico ($\xi = 5\%$)	1.5 s ($p \sim 1.0$)
1982	COVENIN 1756	0.30 g (aluvión S2)	2.2 ($\xi = 5\%$)	0.15 - 0.6 s ($p=0.7$)
2001	COVENIN 1756	0.27 g (aluvión S2)	2.6 ($\xi = 5\%$)	0.18 - 0.70 s ($p=1.0$)

4. REFERENCIAS.

- [1] Abenante Francisco y Grases José. Contribución al Análisis Sísmico de Estructuras. Asociación Venezolana de Ingeniería Estructural, Caracas (2 de junio de 1970).
- [2] Alonso José Luis G. Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones. Fondo Editorial Sidetur, Caracas (Octubre de 2007).
- [3] Arnal Eduardo. Lecciones de Concreto Armado. Segunda edición, Caracas (Año 1967).
- [4] Carrillo Julián y González Giovanni. Modelación Inelástica de pórticos de concreto con mampostería no reforzada. Universidad Militar "Nueva Granada" de Bogotá, Colombia (23 de Febrero de 2007).
<http://dyna.unalmed.edu.co/ediciones/152/articulos/WC020506/WC020506.pdf>
- [5] Comité Conjunto del Concreto Armado. Ensayos de Laboratorio y Especificaciones, Caracas, Segunda edición (Año 1971).
- [6] Design manual 7.02 (DM-7.02) Foundations and Earth Structures. NAVFAC (Naval facilities engineering command). Revalidated by change 1 September 1986.
http://web.mst.edu/~rogersda/umrcourses/ge441/DM7_02.pdf
- [7] Editores José Grases/Arnaldo Gutiérrez. Normas y Especificaciones para el Análisis, Diseño y Ejecución de Obras Civiles, Tomo I, Estructuras. Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales, Volumen XL/Caracas, (Octubre de 2004).
- [8] Englert Carlos. Material suministrado durante el curso de Ingeniería de Fundaciones (Septiembre – Noviembre 2007), Postgrado en Ingeniería Estructural, Universidad Católica Andrés Bello, Caracas.
- [9] Funvisis. (1978). Segunda Fase del Estudio del Sismo Ocurrido en Caracas el 29 de Julio de 1967, Volumen A, Caracas.
- [10] Funvisis. (1978). Segunda Fase del Estudio del Sismo Ocurrido en Caracas el 29 de Julio de 1967, Volumen B, Caracas.
- [11] Geoffrey R. Martin. Geotechnical Modeling and Capacity Assessment. Seismic Retrofit of Highway Bridges. A Pilot Training Course / Workshop. MCEER (Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research), U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Oregon, Department of Transportation.
<http://mceer.buffalo.edu/research/HighwayPrj/Workshops/Portland/IIId-Martin.pdf>
- [15] Hanson Robert D. and Degenkolb Henry. "The Venezuela Earthquake", July 29, 1967. AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE, 150 East Forty-Second Street, New York, New York.
- [16] Heliacero – Simalla. Manual para el cálculo de elementos de concreto armado (Julio de 1973).
- [17] Leal Rafael María. Informe de estudio de Suelos del Conjunto Residencial Las Petunias realizado en la empresa Suelografalto C.A. el 20 de enero de 1965, suministrado en la empresa Fundaciones Franki C.A. por el Ingeniero Carlos Englert.
- [19] Maglione Di Guida Pedro y Grases José (Tutor). Evaluación de la respuesta sísmica de un edificio de 21 niveles durante el sismo de Caracas del 29-07-1967 y revisión de su estructura reforzada en el año 1968.

Trabajo Especial de Grado presentado en la UCAB en abril del año 2010 como requisito para optar al título de ESPECIALISTA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL.

- [20] Norma venezolana Covenin 2002-1988, Caracas. Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones (Agosto de 1988).
- [21] Norma venezolana Covenin 316:2000, Caracas. Barras y rollos de acero con resaltes para uso como refuerzo estructural, 4ta. Revisión (Diciembre 2000).
- [22] Norma venezolana Covenin 1756-2001, Caracas. Edificaciones Sismorresistentes (Marzo de 2001).
- [23] Norma venezolana Covenin 1756:2001-2. Edificaciones Sismorresistentes Parte 2: Comentarios (Marzo de 2001).
- [24] Norma venezolana Covenin 1753-2006, versión Fondonorma, Caracas. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural (Agosto de 2006).
- [27] Paparoni Mario y Holoma Serhiy. Torres de Oficina del Parque Central. AVPC. Sobre 20 años de actividades (pág. 499 y 541)
- [28] Planos de arquitectura, infraestructura y estructura del edificio Petunia II (Antes del terremoto de 1967), conseguidos en la Alcaldía del Municipio Chacao, Caracas.
- [29] Planos de pilotaje del edificio Petunia II (Antes del terremoto de 1967), suministrados en la empresa Fundaciones Franki C.A., Caracas por el Ingeniero Carlos Englert.
- [30] Plano de pilotaje del edificio Petunia II (Después del terremoto de 1967), suministrado en la empresa Fundaciones Franki C.A., Caracas por el Ingeniero Carlos Englert.
- [31] Programa SAP 2000 Advanced 11.0.4 (Structural Analysis Program) de "COMPUTERS and STRUCTURES, Inc.", Berkeley, California.
- [32] Rivas M. Gustavo, Rivero R. Pedro y Lobo Quintero William. Evaluación del factor de reducción de respuesta dinámica en edificios de concreto armado con tabiquería. Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes, presentado en el IX Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica, Caracas (19 al 24 de mayo de 2009).
- [34] Urich B. Alfredo J. y López Oscar A. Desempeño de edificios y movimiento del terreno en los Palos Grandes durante el terremoto de 1967, presentado en el IX Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica, Caracas (19 al 24 de mayo de 2009).

5. OTRAS REFERENCIAS.

- Grases G. José, López Oscar A., Hernández Julio Javier. Edificaciones Sismorresistentes. Manual de Aplicación de las Normas, Caracas, 1984.
- Grases G. José. Introducción a la Evaluación de la Amenaza Sísmica en Venezuela. Acciones de Mitigación. Fundación Pedro Grases, Conmemoración del terremoto Cuatricentenario de Caracas (2002).
- Grases G. José. Separata del Boletín IMME Año VI. Nos. 23-24 correspondiente a los meses Julio – Diciembre de 1968, Caracas. El sismo de Caracas de 1967. Estudios orientados hacia su interpretación a partir del comportamiento de estructuras.
- Normas MOP 1955. Diseño de fundaciones.
- Notes on ACI 318-02 Building Code Requirements for Structural Concrete (2002 Portland Cement Association).
- Urich B. Alfredo J. y López Oscar A. Importancia de la Orientación de los planos resistentes en el desempeño sísmico de edificios en Los Palos Grandes 1967, Caracas.

