

ANÁLISIS Y REFORZAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA AFECTADA POR EL TERREMOTO DEL 16 DE ABRIL DE 2016

**Roberto Aguiar^(1,2), Lincoln García⁽³⁾, Edgar Menéndez⁽³⁾,
Marcos Zevallos⁽³⁾, Jorge Palacios⁽³⁾**

**⁽¹⁾Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción
Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE Av.
Gral. Rumiñahui s/n rraguiar@espe.edu.ec**

**⁽²⁾Centro de Investigaciones en Ingeniería Sísmica
Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí.**

**⁽³⁾Escuela de Ingeniería Civil.
Facultad de Ciencias Matemáticas
Universidad Técnica de Manabí**

RESUMEN

La estructura que se analiza en este artículo y que tuvo un mal comportamiento durante el terremoto del 16 de abril de 2016, que se denominará 16 A, representa de alguna forma a las edificaciones de Manabí que fueron afectadas por el Terremoto.

La estructura corresponde al edificio donde funciona el Municipio de Flavio Alfaro; es una edificación compuesta por vigas y columnas, proyectada para 3 pisos en hormigón armado y luego se realizó una ampliación con una cubierta de lámina delgada, muy mal construida y colapsó parcialmente.

Se realiza un análisis espectral empleando los espectros obtenidos en Chone del terremoto del 16 A; en la estructura original con el objeto de evaluar en forma cualitativa el desempeño sísmico de la edificación. Posteriormente se plantean dos opciones de reforzamiento la primera en que se derroque la ampliación realizada y se le confiera amortiguamiento a la estructura mediante la colocación de disipadores de energía TADAS y la segunda en que se deja la estructura de cuatro pisos pero estructurando en forma adecuada la cubierta y de igual manera se coloquen los disipadores de energía.

Palabras Clave: Reforzamiento con Disipadores de Energía TADAS. Terremoto del 16 A. Municipio de Flavio Alfaro.

1. INTRODUCCIÓN

Antes de reforzar una estructura es importante hacer un levantamiento del grado de daño que tienen sus elementos estructurales, siguiendo la metodología de FEMA 306. En la figura 1 se ilustra en forma simplificada y rápida la filosofía de cálculo en un elemento estructural, llámese viga, columna o muro de corte.

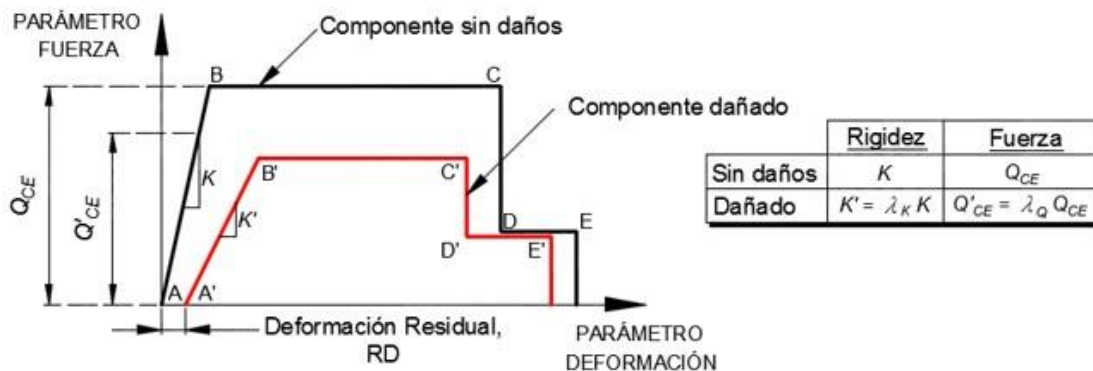


Figura 1 Reducción de la rigidez y resistencia por efecto del daño, en un elemento estructural.

En la figura 1 se tiene la relación: fuerza lateral con deformación, de una sección de un elemento se ven los puntos notables de acuerdo al modelo de ASCE/SEI (2010) En que el punto B corresponde al de fluencia; el punto C al de deformación última reparable y el punto E, al punto residual. Aguiar *et al.* (2015).

De acuerdo al grado de daño, el ASCE/SEI determina unos factores λ_K y λ_Q , con los cuales se disminuye la rigidez y la resistencia. Si una estructura sufrió daño en el sismo de Bahía de Caráquez de 1998 y no fue reparada tal vez porque no se detectaron las fisuras que dejó el terremoto o simplemente porque no se le dio la debida atención; de seguro que con el terremoto del 16 A, de magnitud 7.8 o colapsó o sufrió demasiado daño debido a que sus elementos estructurales tenían menos rigidez y resistencia.

De ahí la importancia de revisar detenidamente los elementos estructurales después de un terremoto y si están fisurados proceder a repararlos para que vuelvan a tener su rigidez y resistencia inicial. Pero a más de esto se debe reforzar la estructura ya sea con la incorporación de nuevos elementos estructurales si el caso lo amerita o con la incorporación de disipadores de energía. Chang *et al.* (1998); Tsai *et al.* (2013).

2. DISIPADORES DE ENERGÍA

Si la estructura que se va a reforzar, no presenta daño en sus elementos estructurales, sino un daño moderado o extensivo en la mampostería construida con bloques o ladrillos; se puede pensar en reforzar solo con disipadores de energía.

Existe una gran cantidad de disipadores de energía, pero para reforzar el Municipio de Flavio Alfaro se decidió hacerlo con Disipadores de Energía TADAS colocados sobre un contraviento de acero en forma de V invertida. Aguiar *et al.* (2016, 1).

En la figura 2 se observa un disipador TADAS de 4 placas. La forma de los TADAS es triangular; de tal manera que tiene un ancho variable desde b en su extremo hasta B donde existe un cilindro transversal el mismo que va insertado en la Peineta que aparece a la derecha de la figura 2. Los TADAS son disipadores de simple curvatura por la forma como plastifica toda su sección, durante un terremoto muy intenso; están diseñados para que puedan ser reemplazados después de un mega sismo pero a la fecha no se conoce que se hayan cambiado a pesar de que se vienen colocando en los edificios desde hace más de tres décadas.

La forma del cilindro es para que el disipador no transmita carga vertical proveniente de la estructura, al ser un cilindro que tiene una ligera holgura horizontal en la peineta que le permite rotar y desplazarse lateralmente muy ligeramente se consigue que no se transmite carga vertical. Tena y Nangullasmú (2013, 2015); Almazán (2016).

En la estructura del Municipio de Flavio Alfaro se va a utilizar un disipador TADAS de 6 placas, de acero A36, cuyas dimensiones se indican en la tabla 1.

La Peineta va unida a la viga de hormigón o acero de la estructura; en cambio que la placa del dissipador propiamente dicho se apoya en la viga del contraviento en forma de V invertida.

Con la incorporación de disipadores de energía lo que se confiere es amortiguamiento a la estructura. En lo posible se debe verificar que no se incremente la rigidez de la estructura pero a veces esto no es posible y se rigidiza un poco la estructura.

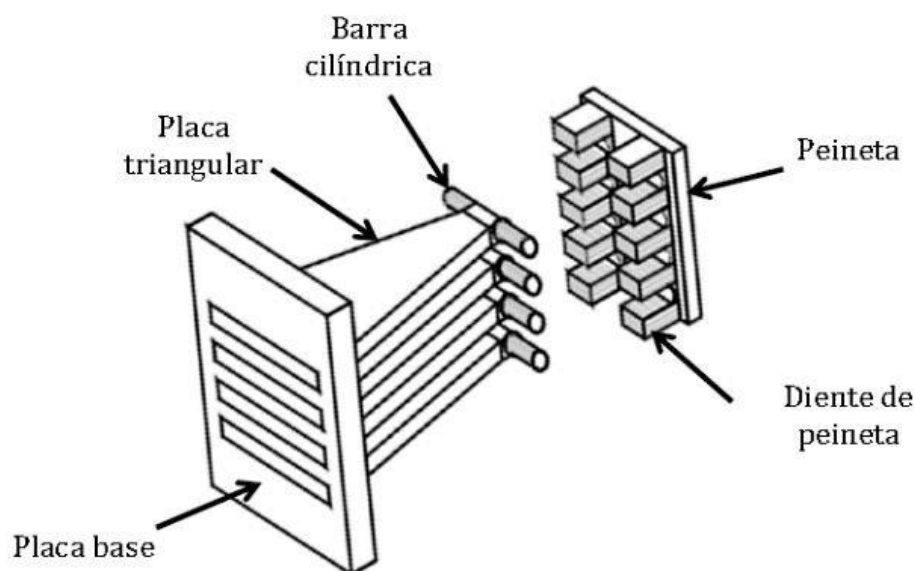




Figura 2 Disipador TADAS de 4 placas a la izquierda y a la derecha su Peineta.
Fuente: Almazán (2016).

Tabla 1 Geometría de una placa del disipador TADAS

b (cm)	h (cm)	t (cm)	 (cm)	n	
20	20	3.2	5.0	6	

3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

En la figura 3 se presenta una vista frontal al edificio donde funciona el Municipio de Flavio Alfaro se aprecia que colapsó la cubierta metálica del cuarto piso alto. Este colapso trajo consecuencias ya que al estar toda la cubierta trabajando como un todo, el momento que una de sus partes se va abajo, las restantes se someten a grandes esfuerzos y consecuencia de ello es el daño que tiene el perfil de aluminio de la cubierta. Bruneau (2011), AISC (2010).



Figura 3 Vista Frontal y lateral de la fachada del Municipio de Flavio Alfaro.

Se observa en la figura 3, que el apéndice que sobresale de la construcción hacia la calle está apoyada en una sola columna que se encuentra sobre la vereda, sin contar esta columna se tienen 5 pórticos transversales y tres longitudinales.

Las luces que cubren los pórticos transversales (paralelos a la calle) están alrededor de los 4.70 m. En el sentido longitudinal el voladizo que aparece en la figura 3 tiene una luz de 2.50 m, luego se tiene un vano de similar dimensión y los tres restantes son de 5.70 m, en forma redondeada.

Es una estructura formada por pórticos con vigas descolgadas en el sentido longitudinal de 30 por 45 cm, y vigas banda en sentido transversal que no están bien definidas, en algunos sitios tienen 30 cm, de ancho y en otros 25 cm. El peralte de la losa alivianada es de 20 cm. Lógicamente el sentido longitudinal es más rígido que el transversal que tiene vigas banda y es en este sentido que tuvo más daño.

4. DEFICIENCIAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA LOSA

En la figura 4 se presenta la parte final de la grada de acceso a la cuarta planta y lo que se quiere es mostrar es que los nervios no se encuentran bien definidos, en una parte tienen menos de 10 cm, y en otra más de 10 cm. (ACI 318)



Figura 4 Fin de grada y losa. En el círculo grande se aprecia viga banda y en el pequeño no existe hormigón en la esquina del fin de grada.

El círculo grande corresponde al sitio donde se encuentra una de las vigas banda, de

igual manera el ancho es variable. No se puede decir que tiene 30 cm, de ancho o 25 cm de ancho porque la sección va cambiando debido a que no hubo un buen control en la ejecución del Proyecto.

En el círculo pequeño se observa al extremo que una parte del hormigón se cayó, esto demuestra que no en ese sitio no existió una adherencia adecuada.

La figura 5 es más elocuente de la mala calidad del hormigón, se aprecia en la losa que no existe agregado fino pero no es en un solo lugar sino en varios sitios que se aprecian en la fotografía. Esto se replica en varias partes de la losa. Estrictamente se debe rellenar todos los vacíos que existen con un material como SIKADUR 52 inyección para que el material fluido ingrese a todos los sitios posible pero esto es costoso ya que primero se debe colocar SIKADUR 31 adhesivo.



Figura 5 Mala calidad del hormigón en la losa, existen muchos vacíos.

Lo que suelen hacer es simplemente enlucir para no ver los vacíos y en el primer temblor se vuelve a caer. Es importante quitar los plafones de todas las losas para conocer todos los sitios en que se necesita colocar SIKADUR o cualquier otro inyector que selle las grietas en forma adecuada y le confiera gran resistencia al hormigón.

5. CONSTRUCCIÓN INADECUADA DE CUBIERTA

Para construir la cubierta de lámina delgada, sobre las columnas de hormigón armado colocaron como columnas dos perfiles doble G de 100/50/10 mm, de tal manera que en total se tiene una columna cuadrada de 10 cm de lado, la misma que la pusieron en la mitad de la columna, ver figura 6. Habría sido conveniente que las varillas longitudinales de las columnas se suelden al perfil de acero para que sea un apoyo fijo pero como construyeron hicieron un apoyo móvil o rodillo que tiene muy poco espacio para moverse y sucedió lo que tenía que suceder que uno de sus apoyos se cayó durante el terremoto del 16 A, con las consecuencias fatales indicadas en la figura 3.

Por otra parte, las vigas de la cubierta metálica, indicadas en la figura 6, son una doble G, para la fotografía de la izquierda y una simple G para la fotografía de la derecha. Es insuficiente. Por este motivo cuando se realice el análisis sísmico se verá que durante el terremoto del 16 A, la cubierta tuvo grandes desplazamientos y consecuente derivas de piso alto.



Figura 6 Apoyos inadecuados de las columnas de cubierta metálica

6. COMPORTAMIENTO DE PAREDES

En la figura 7 se presentan las dos primeras losas del Municipio de Flavio Alfaro que se está analizando. Como se aprecia la losa es tipo y sube tres pisos, ya que la última es de acero de lámina delgada.

La estructura se encuentra adosada a los dos lados de tal manera que se tiene mampostería en su perímetro pero por el lado al Registro Civil, se construyó una pared en la mitad del vano que presentó bastante daño. Situación similar se tuvo en la fachada. Estos dos casos se ofrecen en la figura 8.

Si se construyen paredes de bloque de cemento o ladrillo, ortogonales sin elementos confinantes en su intersección, de seguro que van a tener bastante daño. En cambio sí se hace lo mismo con materiales livianos y flexibles, ver figura 9, no pasa lo mismo.

La figura 9 muestra que los plafones se cayeron en forma masiva y en contraste las divisiones realizadas con material liviano y vidrio no tuvieron ningún daño. Este comportamiento se ha visto en una buena parte de las edificaciones de Manabí que tuvieron gran daño durante el terremoto del 16 A. Por lo que se recomienda reconstruir las paredes con Gypsum o un material similar que son livianos y flexibles. Filiatrault (2015); Aguiar *et al.* (2016,4).

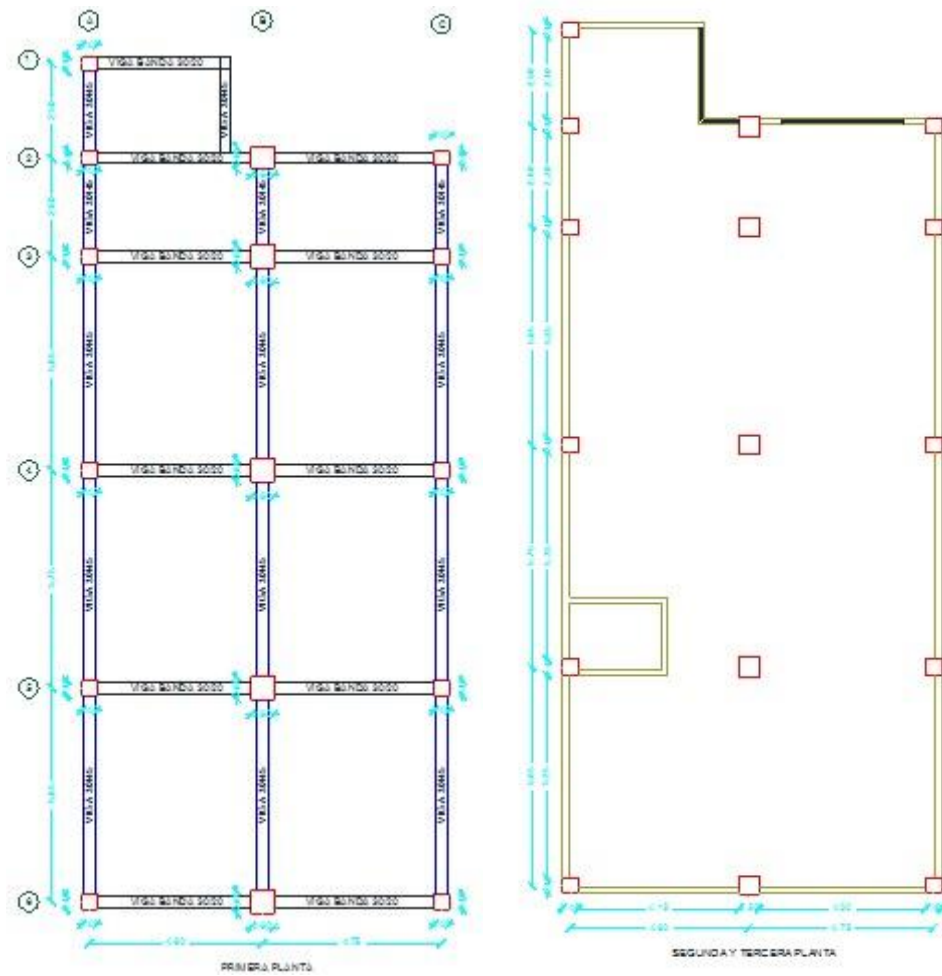


Figura 7 Primeras dos losas del Municipio de Flavio Alfaro



Figura 8 Daño entre moderado y extensivo en Mampostería.



Figura 9 Paredes de material liviano que tuvieron un excelente comportamiento en el terremoto del 16 A.

7. PELIGROSIDAD SÍSMICA Y ESPECTROS DE CHONE

En forma aproximada se puede decir que la Provincia de Manabí, cada 20 años se ve afectada por un terremoto de magnitud más de 7, asociado a la subducción de bajo ángulo de buzamiento. Para confirmar esto basta mirar los epicentros de los sismos indicados en la figura 10.

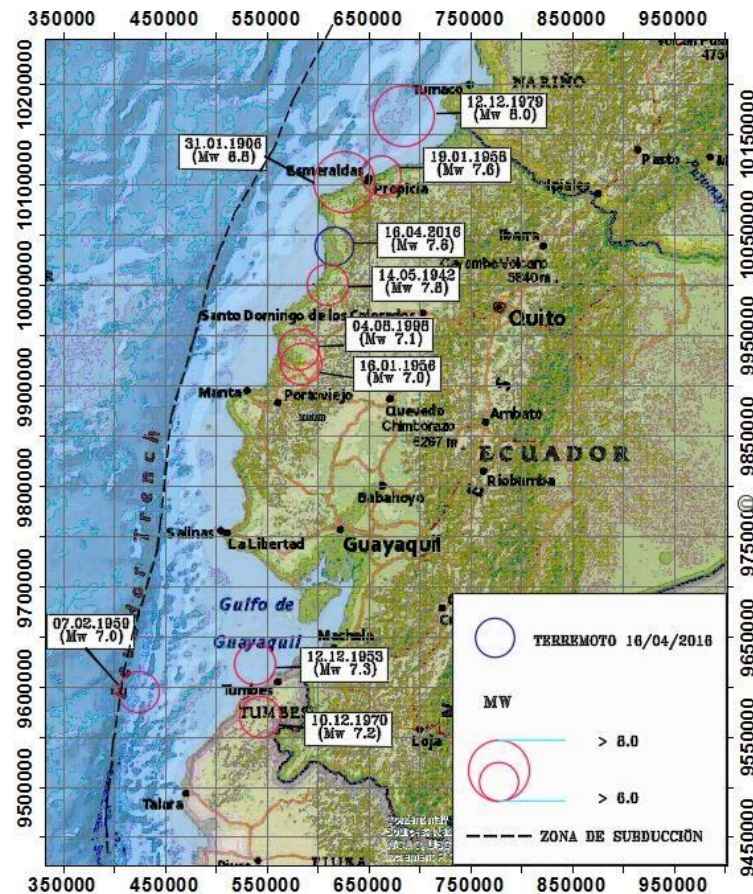


Figura 10 Epicentros de sismos con magnitud mayor o igual a 7.0 que han afectado a Manabí.

El terremoto del 16 de abril de 2016, es muy similar al terremoto del 14 de mayo de 1942, tuvieron la misma magnitud y fueron registrados muy cerca el uno del otro. La gran diferencia de estos dos mega sismos es que el de 2016 llevó al colapso a una cantidad de edificios impresionante; decir una cifra no es procedente ya que todavía continúa con las demoliciones.

Con esta realidad no queda otra opción que masificar la construcción con aisladores sísmicos y disipadores de energía. No queda más que construir con muros de corte, se debe dejar de lado las estructuras flexibles como es el caso del edificio del Municipio de Flavio Alfaro.

En la figura 11 se presenta el espectro obtenido en Chone en un perfil de suelo tipo D y se compara con el espectro que reporta el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-2000), evaluado en un perfil de suelo S3, se aprecia (figura 11 a) que únicamente el pico que se halla alrededor de 1.5 segundos sobrepasa al espectro del CEC-2000.

En la figura 11 b, se compara el espectro de Chone del 16 A, con el espectro que se halla en suelo tipo D, aplicando la Norma Ecuatoriana de la Construcción de 2011 (NEC-11) se ve claramente que el espectro de Chone supera al del NEC-11, en varios rangos de período. Es más crítico cuando se compara con el espectro del NEC-15.

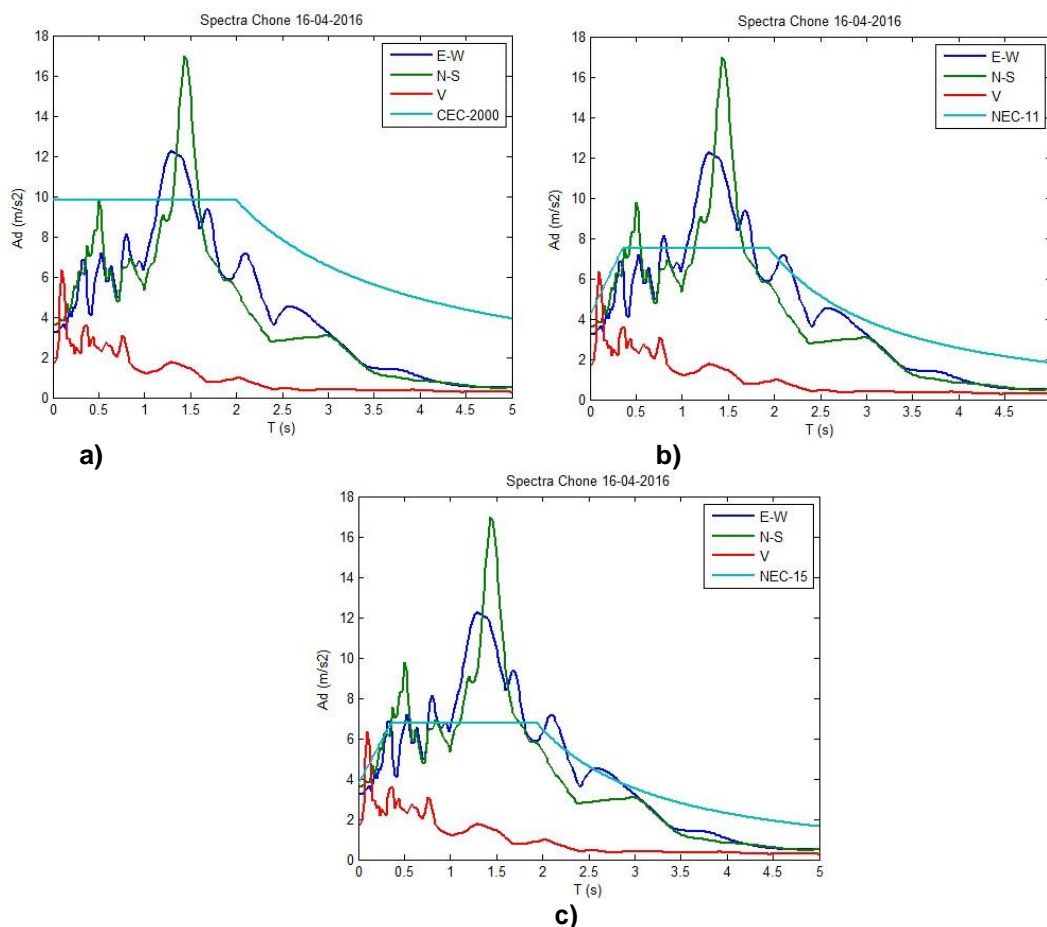


Figura 11 Comparación de formas del espectro de Chone, con: a) Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000; b) Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11; c) NEC-15

El espectro del CEC-2000 es el que mejor cubre al espectro de Chone del 16 A; y el espectro del NEC-15 es el que presenta una gran cantidad de períodos donde sus ordenadas espectrales son menores al espectro de Chone.

En estas condiciones, no se puede utilizar el espectro del NEC-15 para el reforzamiento de estructuras ya que reporta valores bajos. Lo apropiado es utilizar los espectros de Chone del terremoto del 16 A y los espectros que fueron hallados en un estudio de peligrosidad sísmica para Chone que se indican en la figura 12. (Rivas y Aguiar 2016).

En efecto se realizó un estudio de peligrosidad sísmica considerando tres períodos de retorno de 475 años, que se utilizarán para el reforzamiento de viviendas; 975 años para el reforzamiento de edificios públicos, caso del Municipio de Flavio Alfaro y 2475 años para el

reforzamiento de hospitales. Son espectros de peligro sísmico uniforme para el reforzamiento o diseño de estructuras nuevas.

En el estudio de peligrosidad sísmica se trabajó con las zonas fuentes propuestas por Parra (2016) y con las leyes de atenuación del movimiento del suelo recomendadas por Abrahamson *et al.* (2012); Zhao *et al.* (2006) y Haendel *et al.* (2015). Se calculó la amenaza sísmica en forma probabilística mediante un árbol lógico que considera 3 caminos para hallar las curvas de peligrosidad sísmica que relacionan aceleración máxima del suelo con tasa anual de ocurrencia y finalmente se obtuvo el promedio que se hallan con los resultados de los tres caminos

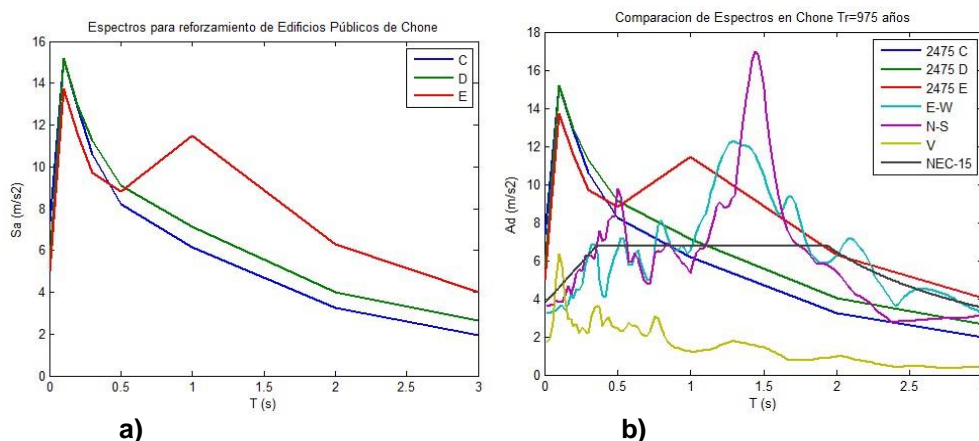


Figura 12 a) Espectros para período de retorno de 975 años que debe utilizó para el reforzamiento de estructuras de Chone; b) Comparación de espectros hallados en estudio de peligrosidad sísmica (para $T_r=975$ años) con los obtenidos en Chone para el terremoto del 16 A, y el espectro del NEC-15 para un perfil de suelo tipo E.

Faltó indicar que los factores de sitio utilizados fueron los recomendados por NEHRP (2009), que recomienda factores, para amplificar las ondas sísmicas de roca en función de la peligrosidad sísmica del lugar y del tipo de suelo. Por cierto el Municipio de Flavio Alfaro se halla sobre un perfil de suelo tipo E.

El programa que se utilizó para evaluar la peligrosidad sísmica fue el CRISIS desarrollado por Ordaz *et al.* (2013).

8. RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

Se realizó un análisis espectral empleando los espectros obtenidos en Chone para el terremoto del 16 A y el espectro de peligro sísmico uniforme para 975 años de período de retorno encontrado para un perfil de suelo tipo E. El criterio de combinación modal utilizado fue el CQC, Combinación Cuadrática Completa. Chopra (2001).

Se consideró un modelo de losa rígida con tres grados de libertad por planta: dos componentes de desplazamiento, ubicados en el Centro de Masas de cada piso y una rotación con respecto a un eje perpendicular Aguiar (2012, 2014).

8.1 Estructura sin reforzamiento

Se denomina estructura sin reforzamiento a la que existe actualmente, de 4 pisos, con tres losas de hormigón armado de 20 cm, de peralte, alivianadas en dos direcciones y una cubierta metálica de lámina de acero. Es decir la estructura que estuvo sin daño antes del terremoto del 16 A.

Se desea encontrar los desplazamientos laterales y derivas de piso, ante los espectros hallados en Chone del terremoto del 16 A, para tener una idea bastante cierta de lo que ocurrió en el Municipio de Flavio Alfaro durante el terremoto. Los resultados, de desplazamientos laterales en Centro de Masas, CM, en centímetros y derivas de piso en porcentaje, se indican en la tabla 2.

Tabla 2 Desplazamientos y Derivas de piso en CM ante espectro obtenido en Chone del terremoto del 16 de abril de 2016.

Piso	Sentido Transversal				Sentido Longitudinal			
	E-W		N-S		E-W		N-S	
	q (cm)	γ (%)	q (cm)	γ (%)	q (cm)	γ (%)	q (cm)	γ (%)
1	7.21	2.18	5.34	1.62	1.21	0.34	1.25	0.36
2	24.3	5.17	17.96	3.83	3.16	0.56	3.25	0.57
3	44.9	6.27	33.28	4.64	4.81	0.47	4.94	0.48
4	66.9	6.65	49.51	4.92	6.78	0.56	6.97	0.58
T (s)	1.22							

Si el espectro con el que se realizó el análisis sísmico habría sido obtenido en Flavio Alfaro, la estructura colapsaba, de tal manera que los resultados de la tabla 2 se los debe ver desde un punto de vista cualitativo e indica que la estructura es muy flexible en el sentido transversal (pórticos paralelos a la calle) y se debe al hecho de que no existen vigas descolgadas en ese sentido (son vigas banda de 30/20 cm) y al hecho de que se tienen 2 vanos en cada uno de los pórticos.

En el sentido longitudinal se comportó mejor debido a que tiene vigas descolgadas de 30/45 cm, y que existen mayor número de líneas resistentes (6 columnas para el pórtico A y 5 para los restantes).

Los resultados son inadmisibles para el sentido transversal por lo que se debe reforzar la estructura.

8.2 Primera opción de reforzamiento

La primera alternativa de reforzamiento considera el derrocamiento de las columnas, paredes y cubierta del piso cuatro, dejar como una terraza pero no es suficiente esto ya que la deriva de piso máxima ante el terremoto del 16 A, en sentido transversal en el tercer piso es de 2.45%; y el período fundamental es 0.93 segundos (no se presentan estos resultados).

Por ello a más del derrocamiento del último piso, es necesario colocar disipadores de energía tipo TADAS en los tres pisos, en los vanos que se indican en la figura 13. En el sentido transversal van en los pórticos: 3, 4 y 5. En sentido longitudinal en el pórtico del Eje B. En estos sitios se construirá un contraviento con un perfil de acero tubular A36 de 32 cm, de diámetro y 1.5 cm, de espesor, en su parte superior irá una viga de acero tipo "I" de 200/400/18/15 mm. de 1 m, de longitud sobre la cual se colocará un disipador TADAS de 6 placas de las dimensiones indicadas en la tabla 1.

Los resultados que se obtienen, en la primera alternativa de reforzamiento, ante el espectro hallado en Chone del terremoto del 16 A, se muestran en la tabla 3 y ante el espectro cuyo período de retorno es de 975 años en la tabla 4.

Para los dos espectros se obtiene un excelente desempeño sísmico con derivas de piso menores al 0.5% pero muy probablemente esta alternativa estructural no es la más adecuada ya que por funcionamiento se necesitan 4 pisos, por esta razón se presenta la segunda alternativa.

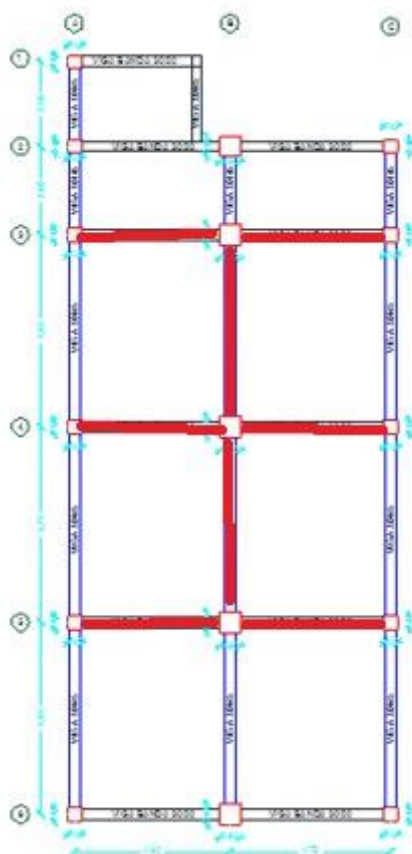


Figura 13 Ubicación en planta de los sitios donde se construirán contravientos en forma de V invertida y se colocarán disipadores de energía TADAS.

Tabla 3 Desplazamientos y Derivas de piso en CM ante espectro obtenido en Chone del terremoto del 16 de abril de 2016. Primera alternativa de reforzamiento estructural

Piso	Sentido Transversal				Sentido Longitudinal			
	E-W		N-S		E-W		N-S	
	q (cm)	γ (%)	q (cm)	γ (%)	q (cm)	γ (%)	q (cm)	γ (%)
1	0.44	0.13	0.37	0.11	0.58	0.18	0.91	0.28
2	0.47	0.009	0.40	0.008	1.39	0.24	2.18	0.38
3	0.94	0.14	0.80	0.12	1.90	0.16	2.99	0.25
T (s)	0.44							

Tabla 4 Desplazamientos y Derivas de Piso en CM ante espectro con período de retorno de 975 años.. Primera alternativa de reforzamiento estructural

Pisos	Sismo con período de retorno de 975 años			
	Sentido Transversal		Sentido Longitudinal	
	q (cm)	γ (%)	q (cm)	γ (%)
1	0.58	0.17	1.05	0.32
2	0.62	0.02	2.47	0.42
3	1.24	0.19	3.36	0.27
T (s)	0.44			

8.3 Segunda opción de reforzamiento

Se mantienen los cuatro pisos pero se debe derrocar la cubierta de lámina delgada para volver a reconstruir con este material pero en forma técnica.

Sobre las columnas del cuarto piso se colocarán vigas de acero tubular A36, cuadradas de 20 cm, de lado y 0.5 cm, de espesor las mismas que van apoyadas sobre las columnas de hormigón armado existentes pero para darle continuidad a la unión columna de hormigón-viga de acero, se construirá un collarín de acero de 30 cm, de longitudinal en la parte superior de las columnas, con una placa de 1 cm, de espesor.

Constructivamente en las caras de la columna que están en contacto con las vigas, se soldará, con un electrodo E70, una placa de acero de 25 cm, de longitud. De tal manera que en obra se soldará en todo su contorno esta placa a la viga de acero tubular. El collarín de las columnas a más de que son necesarias para la colocación de las placas, proporcionan confinamiento a la columna con lo que se incrementa su capacidad resistente.

Se colocarán los disipadores de energía TADAS uno de 6 placas de las dimensiones indicadas en la tabla 1, sobre cada contraviento en los vanos indicados en la figura 13, con la salvedad que ahora van en los cuatro pisos.

Con esta opción los resultados que se obtienen del análisis espectral, ante el espectro encontrado en Chone se indican en la tabla 5 y ante el espectro con período de retorno de 975 años en la tabla 6.

Tabla 5 Desplazamientos y Derivas de Piso en CM ante espectro obtenido en Chone del terremoto del 16 de abril de 2016. Segunda alternativa de reforzamiento estructural

Piso	Sentido Transversal				Sentido Longitudinal			
	E-W		N-S		E-W		N-S	
	q (cm)	γ (%)	q (cm)	γ (%)	q (cm)	γ (%)	q (cm)	γ (%)
1	0.36	0.11	0.35	0.11	1.20	0.36	1.23	0.37
2	0.90	0.16	0.85	0.15	2.69	0.45	2.75	0.46
3	1.34	0.13	1.27	0.13	3.87	0.36	3.94	0.36
4	1.66	0.09	1.57	0.09	4.99	0.34	5.07	0.34
T (s)	0.72							

Tabla 6 Desplazamientos y Derivas de Piso en CM ante espectro con período de retorno de 975 años. Segunda alternativa de reforzamiento estructural

Pisos	Sismo con período de retorno de 975 años			
	Sentido Transversal		Sentido Longitudinal	
	q (cm)	γ (%)	q (cm)	γ (%)
1	0.79	0.24	1.82	0.55
2	1.94	0.35	4.07	0.68
3	2.89	0.29	5.81	0.53
4	3.60	0.21	7.46	0.50
T (s)	0.72			

La mayor deriva de piso que se obtiene es 0.68% en sentido longitudinal ante el terremoto con período de retorno de 975 años, que se considera aceptable para un edificio público.

8.4 Consideraciones para los dos casos de reforzamiento

Los dos casos de reforzamiento presentados han sido realizados considerando las siguientes hipótesis:

- 1) Que se va a construir una columna de 30/30 cm, con 8 \emptyset de 16 mm, y estribos de 10 mm espaciados a 10 y 20 cm. Esta columna va en el eje 1, se construirá en la vereda como está la columna A1. En la figura 14 a, se indica la ubicación de la columna; para su construcción se debe perforar las losas por donde va a pasar y tendrá un plinto de 1 metro de lado y 40 cm, de peralte a una profundidad de desplante de 2 m. El plinto tendrá una malla de 12 mm espaciado a 15 cm. El hormigón será de 21 MPa y el acero tendrá una fluencia de 420 MPa.
- 2) Se deben derrocar todas las jardineras que existen en el edificio, una de ellas es la indicada en la figura 14 b. Con esto lo que se persigue es disminuir el peso de la estructura.
- 3) Los archivos del Municipio deben encontrarse en la Planta Baja y los sitios que mayor afluencia de público tengan deben funcionar en la planta baja o primer piso. Lo que se pretende es que los pisos superiores tengan una carga viva baja.
- 4) Las paredes que están muy dañadas o que deban derrocarse para colocar los contravientos y disipadores de energía se reconstruirán con un material muy liviano. Una opción es hacerlo con Gypsum. Filiatrault (2015), Aguiar *et al.* (2016).
- 5) Se debe reparar con SIKADUR la mala calidad del hormigón existente en las losas y gradas, que se ha indicado en este capítulo.
- 6) No se indica la geometría del collarín de las columnas que reciben a una diagonal de acero ni las placas Gusset de unión entre la diagonal y las columnas que tienen un centímetro de espesor pero están muy bien detalladas en los planos estructurales, al igual que la geometría de los elementos de la cubierta de acero de lámina delgada que tendrán tensores, para un buen comportamiento sísmico. Aguiar *et al.* (2016, 4,5).



a)
Figura 14 a) Columna a construir de 30/30 cm la misma que sube a todos los pisos;
b) Jardineras que deben eliminarse de todos los pisos

9. ENSAYOS DE HORMIGONES

Para encontrar la resistencia del hormigón se hizo esclerometría en unas columnas y se extrajeron núcleos de hormigón en otras. La resistencia promedio por los dos métodos es parecida. Con el esclerómetro se obtuvo 17.62 MPa y con los ensayos con los núcleos se encontró 16.75 MPa.

De destaca que no se hicieron en las mismas columnas y sus valores medios son

parecidos; la diferencia que existe entre los dos métodos es del 5%.



Figura 15 Extracción de núcleos de hormigón.

Lo que si llama la atención es la gran diferencia de valores en la resistencia del hormigón que se tuvieron. Con el esclerómetro el valor mínimo fue de 11.77 MPa y el valor máximo 21.15 MPa. Con las muestras de hormigón variaron entre 11.3 MPa y 26.8 MPa.

En el análisis sísmico realizado se consideró un hormigón con una resistencia de 16 MPa. Ahora bien cuando se esté colocando los collarines en las columnas que reciben a las diagonales de acero se está confinando a la columna con lo que la resistencia del hormigón aumenta, al menos en ese sitio.

10. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Lamentablemente colapsó parte de la cubierta de acero de lámina delgada por deficiencias constructivas en la concepción de los apoyos y la falta de continuidad en la unión columna de hormigón con la estructura de lámina delgada. En este capítulo se ha indicado las deficiencias constructivas que tiene la edificación las mismas que deben ser corregidas.

Se presentan dos alternativas de reforzamiento con disipadores de energía TADAS y la incorporación de una nueva columna de hormigón armado. La primera alternativa contempla el derrocamiento del cuarto piso, para que la estructura funcione en tres plantas.

En la segunda alternativa se mantiene el cuarto piso pero deben construirse vigas de acero que van apoyadas en todas las columnas, para ello se requiere un collarín en la parte superior de todas las columnas y placas de apoyo para las vigas de acero tubular. Sobre estas vigas se asienta la estructura de lámina delgada de la cubierta.

REFERENCIAS

1. Abrahamson N., Gregor N., and Addo K., (2012) "BC Hydro ground motion prediction equations for subduction earthquakes", *Earthquake Spectra*.
2. ACI 318S-14 (2014) *Requisitos de reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14). Comentario a requisitos de reglamento para Concreto Estructural (ACI 318RS-14). Preparado por el Comité ACI 318*, American Concrete Institute.
3. Aguiar R., Rodríguez M., Mora D., (2016,1), *Análisis sísmico de estructuras con disipadores ADAS o TADAS*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería Sísmica CIMNE, IS-73, 174 p., Barcelona, España.
4. Aguiar R., Silva H., Coyago H., (2016,2), "Desarrollo de un programa en EXCEL para diseñar placas Gusset. Aplicación a una estructura con disipadores de energía de la UFA-ESPE", *Revista Ciencia*, 18, 3, 353-380. www.revista_ciencia.espe.edu.ec
5. Aguiar R., Bozzo L., Mora D., Silva H., Caiza P., Coyago H., (2016,3), "Protocolo de Instalación de disipador Shear Link Bozzo SLB40_3 y placas Gusset en el Bloque Estructural 4 de la UFA-ESPE", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 21, 2, 127-150. www.riie.espe.edu.ec

6. Aguiar R., Del Castillo F., Mizobe J., Mendoza P., (2016, 4), "Rehabilitación de edificio afectado por el terremoto del 16 de abril de 2016 de Ecuador en la ULEAM", *Revista Gaceta Técnica*, **15 (1)**, 9-22, Caracas, Venezuela.
7. Aguiar R. Mora D., Rodríguez M., (2015), "Diagrama momento-curvatura y momento-rotación para elementos de hormigón armado y acero con ASCE/SEI 41 y sistema de computación **CEINCI-LAB**" *Revista Ciencia*, **17 (2)**, 191-228.
8. Aguiar R., (2014), *Análisis Matricial de Estructuras*. Instituto Panamericano de Geografía e Historia IPGH, cuarta edición, 676 p., Quito.
9. Aguiar R., (2012), *Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB*, Segunda Edición, Instituto Panamericano de Geografía e Historia, IPGH, 416 p., Quito.
10. AISC (American Institute of Steel Construction). (2010). ANSI/AISC 360-10, Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, IL.
11. Almazán J.L., (2016) Comunicación sobre disipadores de energía TADAS.
12. Bruneau, M., Uang, C.M., and Sabelli, R. (2011). Ductile design of steel structures, 2nd Edition, McGraw-Hill.
13. Chang S., Tsai K., Chen K., (1998), "Improved time integration for pseudo dynamic tests", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 27, 711-730.
14. Chopra A. K. (2001), *Dynamic of structures: Theory and applications to earthquake engineering*, 2nd edn. Prentice Hall: Saddle River New York.
15. Dowswell, B. (2011). *Connection Design For Steel Structures*, Structural Design Solutions.
16. FEMA 306, (1998), *Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings, Basic Procedures Manual*, Applied Technology Council (ATC-43 Project), Federal Emergency Management Agency, 270 p.
17. Haendel A., Specht S., Kuehn N., and Scherbaum F., (2015), "Mixture of ground-motion prediction equations as backbone models for a logic tree: an application to the subduction zone in Northern Chile", *Bulletin of Earthquake Engineering*, **13 (2)**, 483-501.
18. Kotulka, B. A. (2007). *Analysis for a design guide on Gusset Plates used in Special Concentrically Braced Frames*. University of Washington.
19. NEHRP (2009), Council, B. S. S., (2009), *NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures*, Federal Emergency Management Agency.
20. Ordaz M., Martinelli F., D'Amico V., and Maletti C., (2013), "CRISIS2008: A flexible tool to perform probabilistic seismic hazard assessment", *Seismological Research Letters*, **84 (3)**, 495-504.
21. NEC-2015 (2015) Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, ministerio de la vivienda MIDUVI
22. Parra H., (2016), *Desarrollos metodológicos y aplicaciones hacia el cálculo de la Peligrosidad Sísmica en el Ecuador continental y estudio de riesgo sísmico en la ciudad de Quito*, Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.
23. Rivas A., Aguiar R., (2016) *Peligrosidad Sísmica para Chone y Espectros de Peligro Sísmico Uniforme para diferentes períodos de retorno y condiciones de suelo*. Estudio de Consultoría.
24. Tena A., Nangulasmú H., (2013) "Diseño sísmico de marcos no dúctiles de concreto reforzado con disipadores de energía histeréticos: Definición de parámetros de diseño". *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, **13 (2)**, 275-299.
25. Tena-Colunga, A. y H. J. Nangulasmú-Hernández (2015), "Assessment of seismic design parameters of moment resisting RC braced frames with metallic fuses", *Engineering Structures*, Vol. 95, pp. 138-153, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.03.062>.
26. Tsai K-C., Chen H-W., Hong C-P. y Su Y-F, (1993), "Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction", *Earthquake Spectra*, **9 (3)**, 505-528.
27. Zhao J., Zhang J., Asano A., Ohno Y., Ouchi T., Takahashi T., ... and Fukushima Y., (2006), "Attenuation relations of strong ground motion in Japan using site classification based on predominant period", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **96 (3)**, 898-913.