

Estructuras Aporticadas de Hormigón Armado que Colapsaron en el Terremoto del 16 de Abril de 2016 en Tabuga– Ecuador

Lara, M. Lenin^{1,2}; Aguirre, Hernan¹; Gallegos, Marco³

¹Universidad Internacional del Ecuador, Facultad para la ciudad, paisaje y arquitectura, Quito, Ecuador

²Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Arquitectura, Madrid, España

³Ponficia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Santiago, Chile

Resumen: La presente investigación busca determinar las causas estructurales por las que colapsaron muchas edificaciones de la comunidad de Tabuga, tras el sismo de magnitud Mw7.8 ocurrido el pasado 16 de abril del 2016. Para ello se parte de una evaluación visual inicial en el sitio de la tragedia, se clasifican las edificaciones de acuerdo a su grado de afectación y se recopila información de las construcciones colapsadas: sistema constructivo, materiales empleados, características formales de los elementos de la estructura, detalles de las fallas ocurridas, etc. Con esta información y con los resultados de ensayos mecánicos y químicos realizados, se efectúa un análisis metodológico que pone en evidencia la mala práctica constructiva, la mala calidad de los materiales y el incumplimiento general de la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el aspecto constructivo y estructural.

Se llega a establecer que las estructuras fallaron debido básicamente a los siguientes aspectos: por fuerza cortante en la base de las columnas, por el efecto de piso blando, por deficiente rigidez en las conexiones viga-columna, por falta de anclaje en la cimentación, elevada fragilidad en la mampostería, entre otras.

Palabras clave: Terremoto de Ecuador de 2016, edificios aporticados de hormigón armado, ensayos de laboratorio, evaluación post-sismo, mala práctica constructiva.

Collapse of Reinforced Concrete Framed Buildings in the Earthquake of April 16th 2016, Tabuga– Ecuador

Abstract: The present investigation pursuits to determine the structural causes by which so many constructions collapsed in Tabuga community, after the Mw 7.8 earthquake occurred on april 16th, 2016.

An initial visual evaluation was carried out at the site of the tragedy, the buildings were classified according to their affectation degree and the information is collected on the collapsed constructions: construction system, used materials, formal characteristics of the elements of the structure, details of the failure occurred, etc. With this information and with the results of the mechanical and chemical tests, a methodological analysis was carried out that get in evidence the constructive malpractice, the poor quality of materials and the general noncompliance of the Ecuadorian Construction Standard in the constructive and structural aspect.

Is getting to know that the structures failed due basically to the following aspects: by shear failure in the base of the columns, by the soft floor effect, by poor rigidity in the beam – column connections, by lack of anchorage in the foundation, high fragility in the masonry, between others.

Keywords: Ecuador earthquake of 2016, reinforced concrete framed buildings, laboratory tests, post-seism evaluation, constructive malpractice.

1. INTRODUCCIÓN

Emplazada en la E15 o ruta del Spondylus, en el cantón Jama, provincia de Manabí, se encuentra la comunidad rural llamada Tabuga, a tan solo 54,12 Km del epicentro del terremoto de magnitud Mw 7.8 del pasado sábado 16 de abril del 2016 (Singaicho et al. 2016). Abarca una población de 612 habitantes en un área de aproximadamente 150 km². De un total de 153 edificaciones existentes, el 79% de ellas quedaron afectadas por efectos del movimiento telúrico.

Ecuador es un país con una sismotectónica particular al encontrarse ubicado dentro del cinturón de fuego del Pacífico, lugar donde se libera el 90% de la energía sísmica del planeta que frente a sus costas la Placa Oceánica de Nazca subducta de forma oblicua bajo la Placa Continental Sudamericana, definiendo principalmente tres tipos de sismos: interplaca o tipo thrust, superficiales o corticales e intraplaca de profundidad intermedia. Además, su relieve orográfico determina un potencial riesgo volcánico. Manabí y Esmeraldas son provincias de un intenso pasado sísmico. La Figura N°1

muestra los más relevantes eventos que afectaron a la zona de Tabuga.

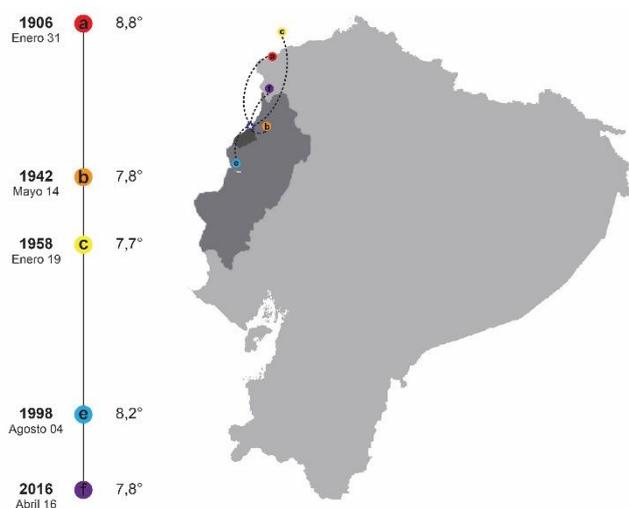


Figura 1. Historia del pasado sísmico de la zona de estudio. Fuente el autor

Hay que considerar que esta zona, pese a ser una de las más afectadas en la historia del país, mantiene aún elevados índices de vulnerabilidad y por ende de riesgo sísmico, elevando potencialmente el nivel de desastre. Esto quedó evidenciado cuando la mayor afectación de las edificaciones se produjo en los 42 segundos de la fase intensa del sismo, el mismo que tuvo una duración promedio de 60 segundos (Nocquet et al. 2017) y ocasionó grandes pérdidas materiales y un gran impacto social incuantificable que incluyó la pérdida de vidas humanas. Así los describe Cardona (2009) *“Una sociedad vulnerable es menos capaz de absorber las consecuencias de los desastres de origen natural o humano provocados, ya sea por fenómenos o accidentes frecuentes y de menor magnitud, por uno de gran magnitud, por uno de gran intensidad, o por una acumulación de fenómenos de intensidades variadas. La vulnerabilidad es también la debilidad, incapacidad o dificultad para evitar, resistir, sobrevivir y recuperarse, en caso de desastre”*

Por otra parte, el sistema estructural de la mayoría de las viviendas que colapsaron, pertenece al de pórticos de hormigón armado. Este hecho nos induce a investigar las causas por las que fallaron estas edificaciones, tomando en cuenta que es un sistema poco recomendable para zonas sísmicas dada su excesiva flexibilidad ATC. Pero, las estructuras diseñadas y construidas según la normativa técnica establecida para el efecto, no tiene por qué colapsar.

2. DESARROLLO

Metodológicamente nos enmarcamos en un estudio experimental de campo, siguiendo básicamente las siguientes fases:

2.1 Fase de generación y toma de datos en el sitio.

Consistió en una evaluación estructural de las edificaciones afectadas, siguiendo una metodología propuesta por el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda - MIDUVI. Para

ello, docentes y estudiantes de la Universidad Internacional del Ecuador - UIDE, realizamos una intensa capacitación y la correspondiente certificación como expertos evaluadores, posibilitando así nuestro ingreso a la zona de desastre para la evaluación correspondiente. El objetivo fue identificar el grado de afectación estructural y no estructural de las edificaciones y establecer de manera objetiva la posibilidad de ser habitadas. Se partió de una adaptación del método de evaluación visual de edificaciones frente a un evento sísmico ATC 20-1. Se contemplaron grados de afectación, desde fallas leves en mampostería hasta el colapso total de la edificación, incluyendo daños puntuales en elementos estructurales que podrían tornarse críticos en su estabilidad. Con este criterio se clasificaron estas edificaciones en tres grandes grupos: sitio seguro, sitio de uso restringido, o simplemente sitio inspeccionado.

Paralelamente a esta actividad, se hizo un análisis detallado de las edificaciones colapsadas. Se determinó la manera como fallaron las estructuras: su comportamiento mecánico, su respuesta al efecto de flexión y cortante, la rigidización de los nudos del pórtico, la estabilidad del suelo y la cimentación, etc.

Por otra parte, se tomaron datos del aspecto formal de los elementos: longitudes, áreas, alturas, sección transversal, cuantías de refuerzo, armaduras de acero, posible patología de materiales empleados, etc. Finalmente, se tomaron muestras representativas de elementos estructurales y materiales de construcción empleados, para posteriormente ser sometidos a ensayos mecánicos de laboratorio. Esta información acompañada de un amplio registro fotográfico, constituyó un insumo muy importante en la investigación.

2.2 Resultados de las pruebas de laboratorio y compilación de la información levantada en el sitio

2.2.1 Resultados de las pruebas de laboratorio

Las muestras para los ensayos fueron tomadas de una columna representativa de todas las que colapsaron en el sismo. De ella se extrajeron testigos de prueba cumpliendo la norma de ASTM 42, cuyas medidas estaban en los siguientes rangos: altura promedio de 144,51 mm; diámetro promedio de 69,63 mm; área promedio de 3 806,64 mm²; volumen de 414 118,83 mm³ y una masa promedio de 936,86 gr; que fueron sometidos a ensayos mecánicos y químicos requeridos para el análisis. En todos los casos se siguieron los protocolos establecidos por el laboratorio de resistencia de materiales y se cumplieron con las siguientes normas dependiendo del caso ASTM C39, ASTM C78, ASTM C496, ASTN C597, ASTN C 876, NTE INEN 109:2009, NTE INEN 294, técnicamente establecidas para cada ensayo realizado.

2.2.2 Características de las edificaciones

Se trata de viviendas aporricadas de hormigón armado, construidas en una o dos plantas de 2,80 m de altura. La estructura está conformada de manera reticular de pórticos continuos de dos vanos de frente por dos vanos de fondo que cubren luces de 4,00 m. Las paredes son de mampostería de ladrillo colocado de canto con espesor de 6 cm, el entrepiso es

de madera, la cubierta es metálica tipo cercha triangular, a dos aguas, con planchas de zinc. En las viviendas de dos plantas, la planta baja se mantiene libre de mampostería (palafítica) y hace las veces de un galpón destinado a varios usos, la vivienda propiamente dicha está en la planta alta distribuida en un área de aproximadamente de 80,00 m².

2.2.3 Características formales de los elementos

Las columnas tienen una altura piso-techo de 2,80 m, su sección transversal es de 20 cm x 20 cm. El refuerzo longitudinal es de 4 varillas de acero corrugadas de 10 mm de diámetro; el refuerzo transversal está formado por estribos rectangulares de varilla lisa de 4 mm de diámetro, colocados con una separación de 25 cm. El recubrimiento de protección de la armadura es de aproximadamente 2 cm.

Las vigas de manera general en las edificaciones observadas, poseen la misma distribución del acero de refuerzo que las columnas. Su sección transversal es de 20 cm de base x 12 cm de altura, y cubren luces de 4,00 m entre columnas. Cabe destacar que la armadura de acero tiene indicios de corrosión.



Figura 2. Estado físico de las edificaciones en el momento de la evaluación. Fuente el autor.

3. ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

3.1 Materiales: características, resistencias, patologías

Se lo hace por comparación con lo que establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-HM: ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO y NEC-SE-VIVIENDA

3.1.1 Características del hormigón

La resistencia a la compresión del hormigón es la propiedad fundamental que le permite cumplir con su trabajo mecánico dentro de las estructuras.

Respecto de la resistencia del hormigón, la norma (NEC-SE-HM.3.3.1.a.), manifiesta “Se usarán los siguientes valores de resistencia especificada a la compresión: valor mínimo para el hormigón normal: $f'c = 21 \text{ MPa}$ ”

El elemento ensayado no cumple con esta norma, su resistencia a la compresión $f'c = 16,63 \text{ MPa}$, está por debajo de este mínimo requerido.

Además, si a su baja resistencia se le añade su baja densidad: $2,26 \text{ gr/cm}^3$, quedaría ubicado en el límite de la clasificación de hormigón ligero o liviano; el mismo que por sus características físicas y mecánicas no es apropiado para conformar elementos estructurales, sino que se lo aprovecha más eficientemente en la construcción de paredes, paneles, muros divisores de ambientes, etc. “El concreto ligero tiene mejor resistencia contra el fuego y propiedades aislantes, acústicas y térmicas que el concreto normal y proporciona economía en los elementos estructurales y requiere menos cimentación por la disminución de las cargas muertas”. (Meritt, 1992).

La resistencia a la tracción (o tensión) del hormigón es sumamente baja, en el cálculo estructural su valor es asumido como nulo.

Así mismo, su determinación no se obtiene aplicando tensión directa sobre el material, sino que se lo hace de manera indirecta a través del esfuerzo de tensión por compresión diametral, o por medio de un ensayo de flexión que determine su módulo de rotura.

Del ensayo indirecto por compresión diametral, se establece que la resistencia a la tensión es de $1,70 \text{ MPa}$., que prácticamente constituye el 10% de la resistencia a la compresión: “generalmente el valor de la capacidad a la tensión se encuentra alrededor del 9% de la capacidad a la compresión en concreto de peso y resistencia normal” (Constructor civil, 2011). Este comportamiento tiene que ver sobre todo con el tipo, tamaño y volumen del agregado grueso empleado. Y en este caso permite de alguna manera corroborar el hecho de que los elementos estructurales que colapsaron en este evento sísmico, no muestran señales concretas de haber fallado debido a momento flector.

El Contenido de Cloruros, la Carbonatación y la Corrosión; son tres fenómenos que tienen su origen en el medio ambiente, siguen procesos químicos en su formación, deterioran el hormigón y propician la corrosión del acero. Las edificaciones costaneras son las más susceptibles a esta afectación.

Respecto al contenido de cloruros y la corrosión en el acero de refuerzo, se establece que: “Nivel crítico de concentración de cloruro (C_c): La corrosión de la armadura se inicia una vez que la concentración de cloruros alcanza un nivel crítico en la superficie del acero. El valor de C_c generalmente adoptado es 0.4% (en peso) respecto al contenido de cemento en el hormigón” (Vico et al. 2011)

En este caso, la resistencia a la compresión del hormigón se ubicó en $169,63 \text{ kg/cm}^2$, que en la práctica corresponde a un contenido de cemento de 4 sacos de 50 kg en 1 m^3 de hormigón, es decir, un contenido de cemento de 200 kg/m^3 .

Si a este contenido de cemento lo relacionamos con el peso unitario del hormigón de $2,26 \text{ gr/cm}^3$, se establece que el contenido de cemento en el hormigón es de $88\,496 \text{ mg/kg}$. Tomándose el 0.4% de referencia se obtiene 354 mg/kg .

El resultado de la prueba de laboratorio muestra una concentración de Cloruros $<500.0 \text{ mg/kg}$. Es decir, se encuentra en el nivel crítico que induce a la corrosión de la armadura de acero.

El desgaste en el hormigón provocado por su avanzado grado de carbonatación, propicia condición favorable para que los cloruros penetren hasta las varillas de acero y provoquen corrosión. *“La alcalinidad natural del cemento (PH cerca de 12) asegura la protección frente a la corrosión de las armaduras de acero que se encuentran en el hormigón armado. Algunos componentes del medio ambiente, como el dióxido de carbono (contaminación), anhídrido sulfuroso (lluvia ácida), provocan la disminución de PH del hormigón (fenómeno que se conoce con el nombre de carbonatación del hormigón) y por lo tanto la pérdida de protección de las armaduras”*. (Córdova, 2015)

Además, se establece que: *“La pasivación y con ello la protección a la oxidación cesan cuando el valor del PH del hormigón disminuye o la película de protección es localmente destruida, por ejemplo, por cloruros”*. (Weigler y Karl, 1974)

Relacionando este fenómeno con la baja resistencia del hormigón ensayado, se puede presumir que los materiales empleados constituyeron un factor adicional que facilitó este proceso. *“La penetración del CO_2 en el hormigón será tanto mayor cuanto más permeable sea éste, es decir, cuanto menor sea su contenido en cemento, arena y peor compactado esté”*. (Fernández, 1977)

El ensayo de corrosión determinó, a través de un proceso electroquímico, que la velocidad de corriente de corrosión de la muestra es de $3,231 \mu\text{A/cm}^2$, que le ubica en un nivel de alta corrosión ($>1 \mu\text{A/cm}^2$).

Existen otros factores que propician la corrosión del acero: *“La corrosión de la armadura ocurre si se presenta una o varias de las siguientes circunstancias: presencia de sustancias como el cloro, humedad relativa del ambiente mayor o igual al 60%, temperatura alta del medio ambiente, superficie del hormigón sometida a ciclos de secado y humedecido, presencia de dióxido de carbono en el ambiente, carbonatación del hormigón”*. (Córdova, 2015)

La comunidad de Tabuga, por el hecho de ser una población costanera situada en la parte baja de una cuenca hidrográfica del Cantón Jama – Provincia de Manabí, posee un clima cálido-húmedo, con temperaturas que oscilan entre 25°C a 31°C y una humedad relativa de 62% en época lluviosa. Su cercanía al mar hace que el medio ambiente contenga: Carbonatos, Cloruros, Sulfatos, etc., que provocan erosión y oxidación de los materiales. Es decir, en esta comunidad inciden en mayor o en menor grado, prácticamente todos los factores que propician la corrosión de la armadura de refuerzo del hormigón.

3.2 Requerimientos y restricciones para elementos en flexo-compresión (Columnas)

Hay que tomar en cuenta que muchas de las edificaciones de la comunidad de Tabuga fueron construidas en las últimas décadas en teoría bajo la norma (CEC-77 o CEC-2000) no obstante la nueva NEC-2015, considera nuevos aspectos de sismo resistencia, incrementando requerimientos y restricciones para aquellos elementos que trabajan a flexo-compresión; los mismos que se detallan a continuación.

Respecto a la sección transversal la (NEC-SE-HM: 4.3.1.), establece que *“La dimensión más pequeña de la sección transversal medida sobre una línea recta que pasa por su centroide geométrico, no sea menor que 300mm”*. Esto implica que si la sección transversal es de forma cuadrada, su lado mínimo deberá ser de 300 mm; la columna no cumple con esta norma, pues el lado de su sección trasversal es 200 mm, menor que el mínimo permitido.

Respecto a la cuantía de acero de refuerzo longitudinal, la (NEC-SE-HM.4.3.3.), dice: *“Se cumplirá con el siguiente requisito:*

$$0,01 \leq \frac{A_s}{A_g} \leq 0,03 \quad (1)$$

Donde:

A_s = Área del refuerzo longitudinal

A_g = Área bruta de la sección”

En este caso:

$A_s=3,14 \text{ cm}^2$ (4 varillas de 10 mm de diámetro)

$A_g=400 \text{ cm}^2$ (sección de 20 cm x 20 cm)

Se obtiene: $\frac{A_s}{A_g} = 0,00785$.

La columna no cumple con esta norma, su cuantía de acero de refuerzo se encuentra por debajo del límite inferior que exige la norma.

Respecto al esfuerzo de fluencia del acero, la misma normativa establece que *“La resistencia a la tensión se controla por un límite sobre la resistencia en el punto de fluencia y esta no puede ser menor que 1,25 veces la resistencia real en el punto de fluencia”*.

En este caso, siendo la resistencia a la tensión de 610,5 MPa, y la resistencia a la fluencia de 404,5 MPa; se verifica que la relación especificada es de 1,51; que supera el índice mínimo del 1,25.

Como se puede observar, pese a la corrosión que sufrió el acero de refuerzo, su resistencia a la fluencia no se vio afectada significativamente (apenas 3,7%), respecto de los 420 MPa, requerido para un diseño estructural dúctil. Es posible que este material no cumpla con el contenido de carbono establecido para el acero estructural; y más bien se trate de un acero de baja aleación que lo hace más económico y resistente, pero menos dúctil. Es empleado generalmente en elementos pre-esforzados.

Respecto al acero de refuerzo transversal, la Guía práctica de diseño de viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 m,

de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 (NEC-SE-VIVIENDA.1.9.a), dice: “El refuerzo empleado en la construcción de estructuras de hormigón armado debe tener un diámetro nominal (d_b) comprendido dentro de los valores expresados en la tabla 13[NEC-SE-HM-3.4.2]”. Esta tabla precisa que debe ser “Estribos: Diámetro mínimo: 10 mm; Diámetro máximo: 16 mm”. Respecto al tipo de varilla, la (NEC-SE-HM 3.4), de manera general establece: “El acero de refuerzo debe ser corrugado, excepto en espirales o acero de pretensado, en los cuales se puede usar acero liso”

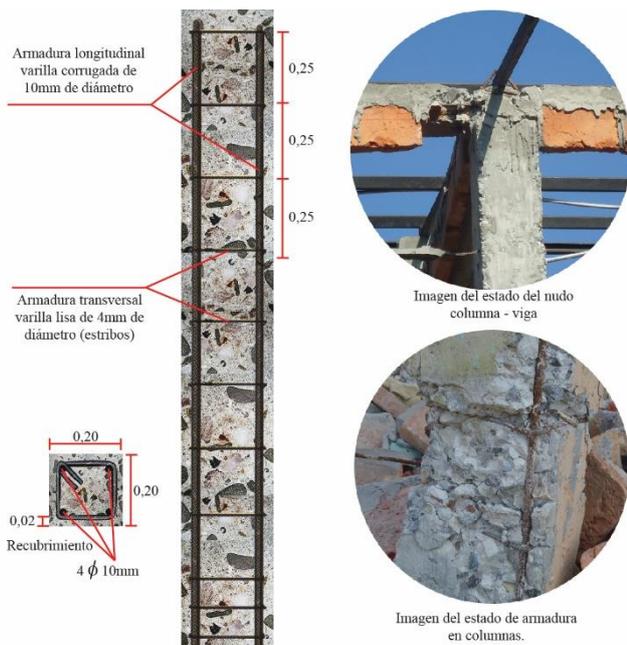


Figura 3. Armadura de refuerzo en viga y columna (representación esquemática).

Cabe destacar que la NEC-SE-VIVIENDA (vivienda de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 m), en la TABLA 5 (Requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón y losas), contempla normas que disminuyen la restricción en lo que se refiere a la sección transversal de los elementos: columnas 25x25 (cm) para primer piso y 20x20 (cm) para segundo piso; vigas: 20x20 (cm). La cuantía de acero de refuerzo lo establece en 1% para columnas y 14/fy en vigas. Respecto a los estribos establece que: para columnas el diámetro mínimo es de 8 mm cada 10 cm; y para vigas de 8 mm cada 5 cm en L/4 (extremos) y cada 10 cm en el centro. Pero estas normas son planteadas especificando que son requisitos mínimos para el caso de pórticos de hormigón con losas. Pero los pórticos que se analizan no tienen losa, sino apenas un entrepiso rústico de madera y por lo tanto no deberían enmarcarse en estas normas. Estructuralmente, la losa constituye un diafragma rígido que consolida el trabajo mecánico de los elementos del pórtico, haciendo que la reacción del pórtico sea global frente a la acción de carga horizontal por sismo. “La función sísmica de las losas, o acción de diafragma, consiste en compatibilizar los desplazamientos horizontales de los elementos resistentes con los tres grados de libertad de la planta, a través del uso de la considerable rigidez que las losas tienen en su plano”.

(Riddell & Hidalgo, 2017). De todas maneras, en cualquiera de los casos, los elementos ensayados no cumplen con ninguno de los requisitos establecidos: los estribos fueron de apenas 4 mm de varilla lisa con espaciamiento de 25 cm tanto en vigas como columnas. Todo esto trae consigo deficiencias estructurales, principalmente en la baja capacidad de absorción de fuerza cortante por deficiente confinamiento del hormigón, sobre todo en los extremos de viga y columna, que deben ser zonas más protegidas donde se propicie la falla dúctil antes que la frágil; como se lo analizará posteriormente.

3.3 Interpretación de las fallas estructurales

3.3.1 Pórticos

En las edificaciones de una sola planta, se observa que los pórticos son incompletos, les hace falta la viga superior de cierre. La estructura metálica de la cubierta se sujeta directamente sobre las columnas, haciendo las veces de viga de cierre del pórtico. Esta deficiencia conceptual, deja sin sustento el trabajo mecánico de un pórtico estructural.

“Un pórtico rígido es una armadura estructural en la que todas las columnas y vigas están unidas rígidamente (sin juntas articuladas), diseñado para soportar cargas tanto verticales como laterales que provocan momento y esfuerzo cortante en sus componentes: vigas y columnas” (Perles, 2006)

“El marco rígido de concreto implica un sistema estructural plano, consistente en elementos rectos que se encuentran entre sí en un ángulo y conectados rígidamente en la junta. Una conexión rígida mantiene invariable el ángulo entre los elementos cuando todo el marco se deforma con la carga” (Merrit, 1992).

Es fundamental en un pórtico las conexiones rígidas en los nudos y por lo tanto la continuidad global de la rigidez en toda la estructura. Esto hace que sus elementos actúen de manera simultánea y solidaria frente a la acción de fuerzas, tanto vertical como horizontal.

Las edificaciones analizadas, no cumplen con estos condicionantes de los pórticos estructurales, la viga metálica de la cubierta impidió que se consiguieran nudos rígidos y desequilibró la continuidad de rigidez global del pórtico. Frente a la acción de la carga sísmica, la estructura se pandea produciéndose grandes deflexiones laterales, que se incrementan en cada oscilación por la falta de rigidez superior. La columna se ve forzada a trabajar como si fuera una viga en cantilever (voladizo).

En el empotramiento de la base se produce el mayor cortante y el mayor momento. Estas columnas fallaron precisamente en su base, no se aprecian fisuras ni rajaduras que indiquen que se produjeron esfuerzos de compresión o tracción por efecto de momento flector. Más bien se observa una falla frágil por fuerza cortante que hace que la columna prácticamente se arranque de su base y se desplome.

En los pórticos de dos plantas (muchos de ellos de forma palafítica) se produce un desequilibrio importante en la rigidez

global de la estructura, debido a la ausencia total de mampostería en la planta baja. La rigidez relativa de la planta alta es muy superior por el uso de muros y paredes que se consolidan con la estructura e incrementan la resistencia de las columnas frente a la acción de carga horizontal.

Esta marcada diferencia de rigidez entre las dos plantas aporricadas de la vivienda tomando en cuenta la escasa densidad de los muros, con alta flexibilidad, da lugar al fenómeno desestabilizador conocido como **piso blando o suave**.

La fuerza sísmica provocó el pandeo de la estructura, pero este pandeo a su vez genera una excentricidad en el eje vertical de la columna dando origen a un momento adicional (de segundo orden). La elevada rigidez en la planta alta y el efecto oscilatorio del movimiento sísmico, hacen que se incremente mucho más la flexión y el cortante en las columnas, ya que ahora su trabajo mecánico se asemeja al de un péndulo invertido. Sin embargo, la estructura no falla por ninguna de estas dos causas, sino que la cimentación se desliza en unos casos o se desprende en otros, adoptando una leve inclinación que desestabiliza a la estructura sin que llegue a su colapso total.

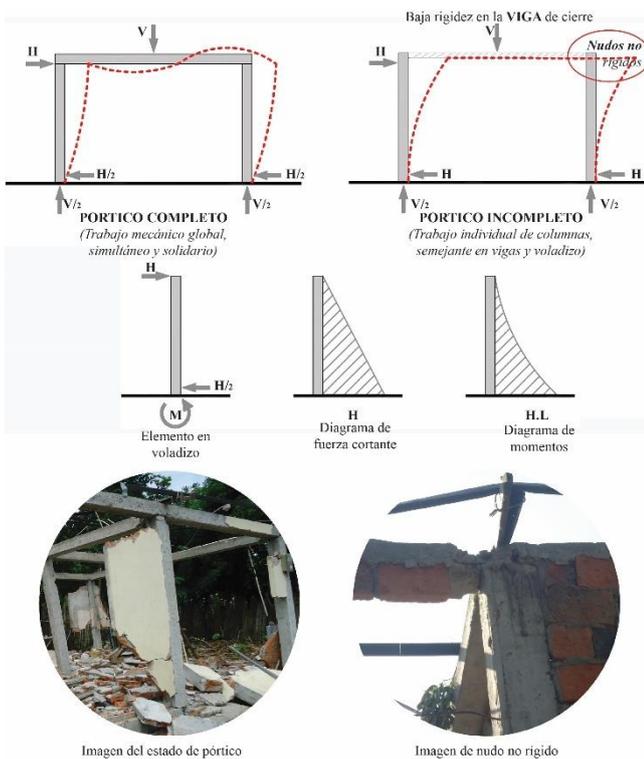


Figura 4. Estado y lectura de pórticos. Fuente el autor.

3.3.2 Falla por flexo-compresión en columnas

Frente a un sismo, las columnas son los elementos más propensos a fallar por el efecto que produce la fuerza lateral en su comportamiento mecánico, que básicamente pone a prueba su capacidad resistente a flexo-compresión y a fuerza cortante. Estos aspectos se los analiza de la siguiente manera:

Resistencia a carga axial: Teniendo en cuenta que las columnas son elementos que transmiten las cargas desde los pisos superiores y las depositan en el suelo a través de la cimentación, por lo tanto en primera instancia trabajan a compresión por carga axial. Pero, frente a la ocurrencia de un evento sísmico, esta carga axial que incrementa el eje de la columna adquiere una curvatura lateral, donde se marcan otras nuevas condiciones de trabajo mecánico diferentes a las provocadas por la carga axial. Iniciándose así un proceso patológico mecánico desestabilizador por pandeo.

Según (Córdova, 2015) “La resistencia de una columna cargada axialmente está dada por la siguiente ecuación:

$$P_o = 0,85f'c.(A_g - A_{st}) + f_y.A_{st} \quad (2)$$

Donde:

A_g = Área total de la sección transversal del elemento

A_{st} = Área del acero longitudinal (paralelo a la carga axial)

$0,85f'c$ = Máximo esfuerzo de compresión en el hormigón (derivado de ensayos).

f_y = Tensión de fluencia del acero”.

En este caso:

$A_g = 400 \text{ cm}^2$

$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2$

$f'c = 169,32 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4125,9 \text{ kg/cm}^2$

Se tiene que, la resistencia de la columna a **carga axial es: 70 072,21 kg (70,07 Ton.)**.

(El autor adopta nomenclatura con formato americano, Estados Unidos)

En una edificación de este tipo, se llega a establecer que la demanda de carga axial en una columna, en el caso más crítico, es de aproximadamente 5 ton. Esto significa que la capacidad portante de la columna está muy por encima de la demanda real de carga axial debida al peso y sobrepeso de la estructura. Es por esto que las edificaciones se mantuvieron firmes en equilibrio estático hasta cuando se produjo el sismo.

“La falla de las columnas ocurre por inestabilidad cuando se llega a cierta carga crítica (llamada carga crítica o carga de Euler) o se excede de ella. La columna se puede torcer o pandear y fallar en forma súbita.

Por lo tanto, la resistencia de una columna no se determina según el esfuerzo unitario en la ecuación ($P=A.f$) sino por la carga máxima que puede soportar sin volverse inestable”. (Meritt, 1992).

El empuje horizontal que produce el sismo, hace que las columnas inicien su proceso de pandeo, generándose los correspondientes efectos de flexión. Los desplazamientos laterales originan una excentricidad que provoca un momento flector adicional, denominado de segundo orden. Este nuevo momento al incrementarse en cada oscilación, amplía de manera crítica su efecto desestabilizador, provocando el colapso a la estructura. Sin embargo, las columnas no muestran señales de haber fallado por flexión pura (tracción o compresión), sino más bien, por la combinación de efectos donde prevalece la fuerza cortante.

“Cuando el sismo es intenso la estructura trabaja en el rango inelástico con desplazamientos laterales lo suficientemente grandes, de tal forma que los efectos de segundo orden no son despreciables”. (Aguiar y Barbat, 1997)

Esbeltez y pandeo: “La carga de pandeo de una columna depende de su longitud, de su área de sección transversal, de la forma y del tipo de conexiones en sus extremos” (Moore, 2000).

Este concepto se cuantifica a través de la denominada *esbeltez de la columna*, cuya expresión matemática relaciona su longitud efectiva respecto de su sección transversal. Además toma en cuenta la condición de vínculo o tipo de conexión de los extremos de columna. En este caso, en el extremo superior se encuentra una viga metálica de baja rigidez y deficiente anclaje a la columna; incapaz de controlar de manera efectiva el desplazamiento lateral y el momento de giro que se genera en el nudo. Es una conexión extremadamente flexible e inestable.

En el otro extremo, su base se encuentra empotrada entre las cadenas de amarre superficiales que sin embargo le transmiten a la columna las condiciones de una conexión rígida. “Una junta o conexión rígida previene traslaciones relativas y rotaciones en los extremos de los elementos conectados a esa conexión (...) Una conexión articulada o articulación impide solo traslaciones relativas de los extremos de los elementos conectados a ella (...)” (Kassimali, 2015)

Aplicando estas características a la expresión que determina la esbeltez de una columna:

$$\lambda = k \cdot l_u / r \quad (3)$$

Donde:

λ = Esbeltez de la columna

l_u = Longitud de la columna entre apoyos

r = Radio de giro de la sección transversal

k = Factor de condición de vínculo en los extremos

En este caso:

$l_u = 2,70$ m

$r = 0,20$

$k = 0,8$

Se obtiene $\lambda = 10,8$ (< 20), lo que le clasifica dentro del rango de columna muy robusta, es decir, la falla no se dará por pandeo sino por agotamiento de los materiales a compresión

Cortante basal: Determinemos ahora la demanda de fuerza lateral exigida por el sismo en la estabilidad de estas estructuras.

Cuando se produce un sismo, se desplaza el suelo junto con la cimentación y la edificación sufre en primera instancia el efecto del principio de la inercia, conservar su reposo debido al equilibrio estático. Esto es lo que provoca una fuerza cortante en la base de la estructura. Si logra superar esta primera fase, la estructura inicia su proceso de pandeo incurriendo en los efectos de la flexión.

De acuerdo a la NEC-SE-VIVIENDA, el cortante basal está dado por la siguiente expresión:

$$V_{base} = Z \cdot C \cdot W / R \quad (4)$$

Donde:

Z =Factor de zona que depende de la posición geográfica del proyecto y su correspondiente zona sísmica definida en la sección 3.1.1 de la NEC-SE-DS.

C = Coeficiente de respuesta sísmica obtenida según Tabla 2 (zona geográfica).

W =Peso sísmico efectivo de la estructura igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso (véase la NEC-SE-CG).

R =Factor de reducción de resistencia sísmica; se debe tomar de los valores establecidos en la Tabla 3 según el sistema estructural adoptado.

En este caso:

$Z = 0,50$

$C = 2,4$

$W = 24$ ton (2 plantas)

$R = 3$

Se tiene que: $V_{base} = 9,6$ ton, que es el cortante basal que desestabilizó y produjo el colapso de la mayoría de las edificaciones.

Al ser una respuesta inercial de la estructura frente a la fuerza lateral del sismo, está relacionada directamente a la masa del edificio. En este caso, por ser una edificación relativamente liviana, el cortante basal alcanza el 38% de su peso. En sí, no es una fuerza decisiva en la desestabilización de la estructura. El colapso se produce por el deficiente trabajo mecánico del pórtico frente a esta acción. El pórtico como tal, está concebido para que en respuesta conjunta distribuya la fuerza cortante entre sus columnas según la rigidez que ellas presenten, una respecto de otra. En este caso, si los pórticos cumplieran con su fundamento estructural, teóricamente deberían sus nueve columnas absorber equitativamente ese cortante basal de 9.6 ton; “Para un pórtico rectangular simple con tres elementos, las fuerzas cortantes son las mismas en las dos columnas y cada una es igual a la mitad de la carga horizontal externa... En consecuencia, la porción del cortante total resistido por la columna más rígida es mayor que la de la columna más flexible”. (Nilson, 1999).

Las edificaciones estuvieron desprovistas de todo mecanismo estructural que les permita contrarrestar este efecto desestabilizador. En el caso de las estructuras de dos pisos: la baja rigidez relativa de la planta baja por efecto de piso blando, la ausencia de una losa o diafragma como elemento rigidizador, la deficiente cimentación (totalmente superficial y sin ningún anclaje al suelo); hicieron que el efecto de la fuerza cortante prácticamente se concentrara en las vigas de los pórticos, generando un momento flector, que por las condiciones enunciadas provocó deslizamiento e incluso desprendimiento de la cimentación. “Esto indica que la acción del movimiento sísmico del suelo puede ser idealizado por la acción de una fuerza horizontal $p(t)$ actuando sobre la masa del sistema... de hecho, esta aceleración del suelo determina

el movimiento de la masa relativa a la base". (Riddell & Hidalgo, 2017).

En el caso de las estructuras de una sola planta, los pórticos no tuvieron viga de cierre, la estructura de la cubierta se asentó directamente sobre las columnas, esta carencia de un elemento rigidizador horizontal hizo que las columnas trabajen individualmente como elementos en voladizo, el cortante basal se trasladó a la base empotrada de cada columna, lo que produjo el desplome de éstas al ser arrancadas de raíz. "*...Un caso extremo de la situación anterior está representado por lo edificios que no tienen losa, y en que la única acción de diafragma es la desarrollada por la estructura de techumbre. Esta es generalmente una estructura flexible en cuanto a su acción en el plano horizontal, y se considera que no tiene la rigidez suficiente para distribuir esfuerzos de corte entre los elementos resistentes que componen una planta". (Riddell & Hidalgo, 2017).*

Un planteamiento didáctico que nos permite comprender de mejor manera este fenómeno se lo hace tomando como referencia la norma ACI-318, que respecto a la resistencia nominal al corte (V_n) de un elemento estructural, dice que es el resultado de la acumulación de las resistencias nominales proporcionadas tanto por el hormigón (V_c) como por la armadura de corte (V_s). Adoptando los numerales: 11.3.1.1 y 11.5.6.2 de la misma norma se obtiene una resistencia al corte del hormigón de 2.4 ton y del acero transversal de 0.73 ton. Lo que se traduce en que: la resistencia total al corte de las columnas del pórtico, exigidas a trabajo individual por la inexistencia del elemento rigidizador horizontal, alcanzan apenas el un tercio de la requerida por el cortante basal.

3.3.3 Conexión: viga-columna

El comportamiento esperado en un pórtico, frente a un evento sísmico, es que se formen rótulas plásticas en los extremos de las vigas que permitan disipar la energía sísmica para que el nudo trabaje en el rango elástico. Esto sucede cuando se establece la condición: nudo fuerte-viga débil; sin desvincular lógicamente la condición fundamental de la estabilidad: columna fuerte-viga débil. "*En estructuras de edificios a base de marcos es un requisito sísmico fundamental el que los miembros horizontales fallen antes que los verticales. Esta disposición permitirá el retraso del colapso total de una estructura y puede salvar muchas vidas" (Dowrick, 1990).*

En este caso no hubo indicios de formación de rótulas en las vigas, simplemente el nudo colapsó debido a su baja rigidez. La falla se produce por desprendimiento de hormigón en las caras laterales del nudo y doblado de las varillas provenientes de la columna. La rigidez del nudo es un factor determinante en el trabajo mecánico de un pórtico ya que es el vínculo de transmisión de efectos entre sus elementos. Debe considerarse que la fuerza cortante horizontal y vertical que llega a un nudo es mucho mayor que aquella que llega a la viga o a la columna de manera independiente, "*La unión entre vigas y columnas (nudo) está sujeta a concentraciones elevadas de esfuerzo y por ello se requiere de un detallamiento minucioso para asegurar el confinamiento del hormigón. Por tal razón, el refuerzo transversal de columnas utilizado para el*

confinamiento de las barras longitudinales, debe extenderse a través del nudo cumpliendo con las mismas restricciones y disposiciones". (Córdova, 2015)

Quedó ya establecida la inobservancia de los requerimientos mínimos respecto a las secciones transversales y cuantías de acero de refuerzo. En el caso de los estribos, tampoco cumplieron con el grosor, fijación y espaciado exigidos. No se consideró las zonas críticas a esfuerzo cortante en las proximidades de la base y al llegar al nudo. Peor aún se pudo considerar la posibilidad de colocar estribos a través del nudo. Es decir, las columnas estuvieron totalmente desprotegidas frente a la acción de fuerza cortante.

Otro hecho importante es que estas edificaciones no tuvieron losa de entrepiso de hormigón sino de madera, lo que conduce, por una parte a una disminución de carga axial sobre las columnas y por lo tanto la disminución también del efecto de compresión y de momento flector de segundo orden. Pero por otro lado se pierde el aporte de un elemento plano que confine y transmita rigidez a las columnas. Al respecto (Aguir y Barbat, 1997) dicen "*Se ha observado que parte de la losa contribuye en el cortante actuante de una conexión viga columna, su omisión conduce a una subvaloración del cortante horizontal aplicado".*

Se observa además en algunos casos fisuras y desprendimiento de hormigón en el tercio medio de la cara superior de la viga. Al respecto se establece que: "*las fisuras en las zonas comprimidas señalan generalmente la incompatibilidad entre las dimensiones de la sección y los esfuerzos de compresión, peligrosos para la solidez de la estructura" (Baycov y Sigalov, 1980).*

La sección transversal de la viga del pórtico, en el mejor de los casos alcanzó 200 mm de ancho x 120 mm de altura, fuera de la Norma NEC-SE-HM 4.2.1, que establece un ancho mínimo de 250 mm. Además, un peralte de 12 cm en una viga que cubre un vano de 4.0 m no fue suficiente para absorber el esfuerzo de compresión en el centro de la viga y la fuerza cortante en sus extremos. La falla se produjo por falta de confinamiento del hormigón frente a fuerza cortante. No se cumplió con la norma NEC-SE-HM.4.2.8, que establece que los estribos para confinamiento deben ser de al menos 10 mm de diámetro y colocados con una separación de entre 5 y 10 cm, según la geometría y armado específico de la viga.

3.4 Cimentación

La cimentación en realidad estuvo conformada por el reticulado de las cadenas de amarre entre columnas y el relleno de hormigón simple del contrapiso, formando una especie de placa de cimentación, pero sin ningún tipo de sustento ni anclaje al suelo. El resultado fue el desplazamiento de la placa o el inicio de un proceso de volcamiento que en ambos casos propició el incremento de la fuerza cortante en la base de las columnas.

Además, al tratarse de una zona tropical con un suelo de tipo arcilloso, con elevada humedad relativa y presencia de niveles freáticos superficiales, la fuerza cortante debida al sismo

incrementó la presión sobre el agua interior, saturando la arcilla y plastificándola, haciendo que se modifique su volumen por expansión y se disminuya su capacidad portante. Este fenómeno se evidenció en las hinchazones superficiales, rajaduras en pisos e indicios de volcamiento en cimentaciones.

3.5 Mampostería

La NEC-SE-VIVIENDA.5.2., al respecto dice: “En el sistema de pórticos resistentes a momento, la mampostería cumple una función divisoria de espacios y de seguridad, por lo que podrán usarse unidades de mampostería de al menos 7 cm de espesor. Se debe considerar y tomar las medidas necesarias para evitar que la mampostería afecte el desempeño del pórtico por la creación de irregularidades como columna corta y piso débil”

El mampuesto empleado en estas edificaciones fue de 154 mm x 265 mm x 57 mm con un peso específico de 1,36 gr/cm³; y resistencia a la compresión de 3,65 MPa. Esta deficiente característica mecánica nos hace presumir que se trata de mampuestos artesanales de mala calidad. Se lo colocó en el lado del canto, por lo que la mampostería tuvo precisamente ese espesor: 5,7 cm, menor a lo que recomienda la norma. Se los unió con mortero (cemento arena) muy pobre, no se le dio a la mampostería ningún tipo de enchapado o enlucido y tampoco se la confinó a las columnas con varillas cortas de acero (chicotes).

La falla que se presentó en la mampostería fue de tipo explosiva, no hubo fisuras ni rajaduras, simplemente explotó alrededor de su centro, lo que induce a pensar en una falta de ductilidad del material, elevada fragilidad y un pésimo proceso constructivo.

4. CONCLUSIONES

Estas estructuras aporticadas de hormigón armado, relativamente pequeñas, fallaron debido exclusivamente a un deficiente proceso constructivo. No se cumplieron con las especificaciones técnicas establecidas tanto con (CEC-77 o CEC-2000) como en la nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015). De manera general, las estructuras fallaron por fuerza cortante en la base de las columnas, y lo hacen de manera súbita y frágil, sin ningún margen de ductilidad. Se pudo apreciar una gran diferencia entre los requerimientos mínimos establecidos por las normas y lo que realmente estuvo en las estructuras. Estos desfases fueron los que provocaron su colapso, especialmente aquel relacionado con el refuerzo transversal en las columnas, los estribos, que son precisamente los que confinan el núcleo de hormigón brindando resistencia al elemento frente a la acción de la fuerza cortante.

Por otra parte, respecto a la calidad de los materiales, el hormigón pese a sus falencias verificadas en ensayos de laboratorio, no pudo ser evidenciado claramente su deficiente trabajo mecánico. Sobre todo, en algunas vigas, se pudo apreciar que se produjeron ciertas fisuras o rajaduras en aquellos sectores que trabajan a compresión, sin embargo, ya habían colapsado por fuerza cortante en la cara del nudo. Es decir, estas edificaciones estuvieron totalmente desprovistas de cualquier recurso estructural que pueda hacer frente a un

evento de este tipo; así lo demuestra la fragilidad de la falla frente al impacto inicial del sismo. El cortante basal pese a poseer baja incidencia por su magnitud, fue suficiente para desestabilizar a las estructuras.

La cimentación de estas estructuras se constituyó en un elemento preponderante que incidió en la falla de las columnas por fuerza cortante. Totalmente superficial y sin ningún tipo de anclaje al suelo, fue incapaz de cumplir con su función estabilizadora. Frente a la carga horizontal, la edificación inició el pandeo e inmediatamente la placa superficial que hacía las veces de cimentación, se deslizó en unos casos, se desprendió en otros, o se fraccionó en la base de la columna por falta de anclaje, ocasionando el colapso de la estructura.

En el terremoto del 16 de Abril del 2016, fallecieron 671 personas y estima un costo de reconstrucción de \$3 344 millones de dólares americanos y con un total de 4 511 réplicas hasta el 04 de Abril 2018. Pero sobre todo se lamenta hasta hoy el terrible impacto social que esto produjo y las secuelas que deja en el ámbito económico nacional.

Finalmente, por todo lo expuesto en este documento, se hace indispensable reflexionar y tomar conciencia de la gran responsabilidad que implica el planificar y construir edificaciones que frente a eventos sísmicos puedan superarlos con éxito o dar paso a una tragedia incalculable que involucre la pérdida de vida de seres humanos. Especialmente en aquellas viviendas de interés social que, por involucrar a personas de bajos recursos económicos, son las más susceptibles de ser vulneradas por gente inescrupulosa o ignorante, que incumple normas constructivas elementales provocando las consecuencias descritas en este estudio.

AGRADECIMIENTOS

Agradecer a la Junta Parroquial de Tabuga, a la comunidad en general que pese a su situación y fragilidad del momento nos colaboraron, a CEIBA Foundation for Tropical Conservation por su trabajo y pertinencia con la comunidad, a la Universidad Internacional del Ecuador por el apoyo desinteresado de la Coordinación de Vinculación con la Comunidad como para la Coordinación de Investigación y ante todo a los alumnos y docentes voluntarios que estuvimos en la comunidad de Tabuga apoyando y aprendiendo el quehacer práctico de la arquitectura.

REFERENCIAS

- Aguiar R.; (2011); *El Megasismo de Chile 2010 y las lecciones para el Ecuador*; Edita Sección Nacional del Ecuador del Instituto Panamericano de Geografía e Historia– IPGH; Quito, Ecuador; Espectros sísmicos, Pág.34-54; Información macrosísmica / El sismo de Ecuador de 1998, Pág. 58-75.
- Aguiar R., Barbat A.; (1997); *Daño sísmico en estructuras de hormigón armado*; CEINCI – ESPE; Quito, Ecuador; Pág.44, 83.
- Córdova, A. C. R.; (2015); *Diseño de estructuras de hormigón armado* (3a. ed.); Santiago de Chile, CL: Editorial Universidad de Santiago de Chile. Retrieved from <http://www.ebrary.com>. Pág. 375-376, 792
- Baykov V., Sigalov E.E.; (1980); *Estructuras de hormigón armado. Curso general / V*; Moscú, URSS; Ed. Moscú: Mir.; Pág. 87.
- Cardona A., Darío O.; (2009); *La Gestión Financiera del riesgo de desastre*; Full Creativo SRL Comunidad Andina & Comisión Europea; Lima, Perú; Perfil de riesgo y gestión financiera de Ecuador. Pág. 222-242.
- Constructor Civil; (2011); Concreto: “Resistencia a la Tensión”; Obtenido de, <http://www.elconstructorcivil.com> /2011/01/concreto-resistencia-la-tension.html; (Octubre 2017)

- Dowrick, D. J. (1984). Diseño de estructuras resistentes a sismos: para ingenieros y arquitectos. Editorial Limusa; Pág.100; Isbn 968-18-1627-7
- Fernández Cánovas, M.; (1977); *Patología y terapéutica del hormigón armado*; Editorial Dossat 1° Edición; Madrid, España; Pág. 20.
- Kassimali, A.; (2015); Structural analysis; México, México, 5° Edición Cengage Learning; Pág 14-15.
- Merritt Frederick S; (1992); *Manual del Ingeniero Civil (Volumen1)*; Editorial McGRAW- HILL; México, México; Materiales de construcción / Factores que afectan la resistencia del concreto, Pág. 510-513; Teoría estructura / Equilibrio –Esfuerzo y deformación, Pág. 601– 607, Pandeo en columnas, Pág. 5 – 8 – 7; Pág. 675– 678.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda–MIDUVI; (2016); *Guía práctica de diseño de viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 – Guía de Diseño N°1*; Ediciones Activa; Quito, Ecuador; Materiales, Pág. 11-49.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda–MIDUVI; (2016); *Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015– Guía de Diseño N°5*; Ediciones Activa; Quito, Ecuador; Estructuración sísmica, Pág. 15-31 / Peligro sísmico de sitio, 31-51.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda – MIDUVI; (2016); *Guía práctica de procedimientos mínimos para trabajadores de la construcción, aplicando la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 – Guía de Diseño N°7*; Ediciones Activa; Quito, Ecuador; Ecuadores un país sísmico, Pág. 11-17
- Moreno, E. I., Solís-Carcaño, R. G., Varela-Rivera, J., & Gómez López, M. A.; (2016). Resistencia a tensión del concreto elaborado con agregado calizo de alta absorción. *Concreto y cemento. Investigación y desarrollo*; Vol°8 N°1, Pág. 35-45; Issn 2007-3011
- Moreno-González, R., & Bairán, J. M.; (2014). *Estudio sísmico de los edificios agregados de obra de fábrica utilizando el método del espectro de capacidad*. Informes de la Construcción, Vol° 66, N°533, <http://dx.doi.org/10.3989/ic.11.002>
- Moore, F.; (1999); *Comprensión de las estructuras en la Arquitectura*; Editorial McGRAW-HILL; México, México; Columnas y muros, Pág.67-75 / Vigas y losas, Pág.77-86.
- Nocquet J.M., Jarrin P., Vallée M., Mothes P. A., Grandin R., Rolandone F., Delouis B., Yepes H., Font Y., Fuentes D., Régnier M., Laurendeau A., Cisneros D., Hernandez S., Sladen A., Singaicho J.-C., Mora H., Gomez J., Montes L., Charvis P. (2017). *Supercycle at the Ecuadorian subduction zone revealed after the 2016 Pedernales earthquake*. NatureGeoscience, 10, 145-149. <http://dx.doi.org/10.1038/ngeo2864>
- Nilson, A. H., Winter, G., Urquhart, L. C., & Charles Edward, O. R. (1999). Diseño de estructuras de concreto. Distrito Federal, México; Editorial McGraw-Hill 12ª Edición; Pág. 347
- NORMAS ACI-318 (2005) American Concrete Institute
- Perles, P; (2006); *Hormigón armado*; Buenos Aires, AR: Editorial Nobuko; Pág 77-111; Isbn 987-584-024-6
- Riddell, R., & Hidalgo, P. (2017). Fundamentos de Ingeniería Estructural para estudiantes de Arquitectura. Universidad Católica de Chile. Editorial Alfa Omega 3ª Edición; Pág. 496; Isbn 978-956-14-1679-6
- Singaicho J. C., Laurendeau A., Viracucha C., Ruiz M.; (2016). *Observaciones del sismo del 16 de Abril de 2016 de magnitud Mw 7.8, Intensidades y Aceleraciones*. Obtenido de <http://www.igepn.edu.ec/IG/PoliticaUsoDatosAcelerometros.pdf>. (Marzo, 2018)
- Vico A., Morris W., Vazquez M. (2011). Evaluación del avance de la corrosión de refuerzos en estructuras de hormigón, División Corrosión, INTEMA Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Mar del Plata, Argentina; Obtenido de <http://www.aaende.org.ar/sitio/material/coremarcela.pdf>. (Marzo, 2018)
- Weigler, H. & Karl S.;(1974); *Hormigones ligeros armados*; Editorial Gustavo Gili; Barcelona, España; Pág. 200.

BIOGRAFÍAS



M. Lenin Lara Calderón, es Arquitecto de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador con formación investigativa, docente y profesional con maestría en Restauración Arquitectónica por la Universidad Politécnica de Madrid y maestría de Administración de Empresas Inmobiliarias por la Universidad San Francisco de Quito,

con más de 15 años de experiencia en diseño, planificación, fiscalización y construcción de proyectos; docente académico e investigativo destaca la participación en proyectos I+D+i y ponencias nacionales e internacionales de los proyectos desarrollados. Actualmente es estudiante de Doctorado en el Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas DCTA de la Universidad Politécnica de Madrid.



Hernán Aguirre Maldonado, es Ingeniero Civil por la Universidad Central del Ecuador en 1991 y Magister en Gerencia Empresarial-MBA, por la Escuela Politécnica Nacional en el 2016. Más de 20 años inmerso en la docencia universitaria. Su experiencia profesional abarca aspectos como: diseño estructural y construcción de obras civiles, avalúos

de inmuebles; y labores de asesoría administrativa y pedagógica. Actualmente es docente titular tiempo completo en la Universidad Internacional del Ecuador, en las materias de Estructuras y Construcciones.



Marco F. Gallegos C., es Ingeniero Civil de la Escuela Politécnica Nacional del Ecuador, ha dedicado los últimos 10 años al desarrollo de proyectos de ingeniería, investigación y docencia. Destaca su participación en proyectos I+D+i sobre materiales de construcción en fibra de vidrio y soluciones sismorresistentes para estructuras de acero. Cuenta con un

Máster en Construcción por el Consejo Superior de Investigaciones Científicas de España, y un Magíster en Ingeniería Estructural, Sísmica y Geotécnica por la Universidad de Chile. Actualmente es estudiante de Doctorado en el Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Pontificia Universidad Católica de Chile.