



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**  
**SEDE CUENCA**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DETERMINACIÓN ANALÍTICA DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN LATERAL EN  
COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO SOMETIDAS A CARGA AXIAL Y LATERAL**

Trabajo de titulación previo a la obtención del  
título de Ingeniera Civil

**AUTORA: ANDREA ELIZABETH BARBECHO SERPA**

**TUTOR: ING. JORGE FERNANDO MOSCOSO FERNÁNDEZ SALVADOR, PhD.**

Cuenca - Ecuador

2024

**CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE  
TITULACIÓN**

Yo, Andrea Elizabeth Barbecho Serpa con documento de identificación N° 0105941983, manifiesto que:

Soy la autora y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Cuenca, 01 de febrero del 2024

Atentamente,

  
\_\_\_\_\_  
Andrea Elizabeth Barbecho Serpa  
0105941983

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE  
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Yo, Andrea Elizabeth Barbecho Serpa con documento de identificación N° 0105941983, expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autora del Proyecto técnico: “Determinación analítica de la capacidad de deformación lateral en columnas de hormigón armado sometidas a carga axial y lateral”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniera Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 01 de febrero del 2024

Atentamente,

  
\_\_\_\_\_  
Andrea Elizabeth Barbecho Serpa  
0105941983

## CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Jorge Fernando Moscoso Fernández Salvador con documento de identificación N° 0104429733, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DETERMINACIÓN ANALÍTICA DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN LATERAL EN COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO SOMETIDAS A CARGA AXIAL Y LATERAL, realizado por Andrea Elizabeth Barbecho Serpa con documento de identificación N° 0105941983, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción Proyecto técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 01 de febrero del 2024

Atentamente,



---

Ing. Jorge Fernando Moscoso Fernández Salvador, PhD.

0104429733

## **DEDICATORIA**

Este trabajo de titulación va dedicado a mis padres, John y Maribel, quienes me han apoyado siempre, han estado a mi lado en los momentos más difíciles de mi vida y siempre han hecho lo mejor por mí y mis hermanas demostrándonos su amor.

A mis hermanas, Johanna y Samantha, quienes me dan fuerzas para seguir perseverando y no rendirme. Quienes me inspiran para ser una mejor persona y un buen ejemplo para ellas.

A mi abuelita, Bella, quién es una segunda madre para mí, nunca me ha dejado sola y es un gran ejemplo de resiliencia.

## **AGRADECIMIENTOS**

Primero quiero agradecer a Dios, por ser mi guía y siempre demostrarme su presencia en mi vida  
a través de grandes milagros.

A mis padres, hermanas y familia por todo su apoyo en este camino universitario.

A mi tutor de tesis el Ing. Jorge Moscoso por su guía en este proyecto de titulación, su apoyo y  
por ser un ejemplo de profesionalismo y arduo conocimiento.

A mi director de carrera y docentes universitarios, quienes siempre me mostraron su apoyo  
incondicional durante mi carrera universitaria.

A mi novio, Jonhatan, quien me ha brindado su apoyo incondicional y desinteresado durante  
nuestro tiempo juntos, nunca ha sido egoísta al momento de compartir sus conocimientos y  
siempre me ha alentado a seguir adelante y ser mejor, tanto a nivel personal como profesional.

## RESUMEN

Los eventos sísmicos han generado importantes pérdidas humanas y económicas. Estas pérdidas incluyen considerables daños y colapsos en estructuras de hormigón armado. Los elementos de sistemas de hormigón armado que han mostrado daño significativo ante eventos sísmicos son las columnas. Debido a este hecho, se ha visto la necesidad de implementar metodologías que permitan predecir el comportamiento de las columnas ante cargas laterales provocadas por los sismos. El presente estudio utiliza la metodología de Moehle para determinar la capacidad resistente y de deformación lateral de una base de datos de columnas ensayadas experimentalmente. Esta base de datos consta de 10 columnas de hormigón armado ensayadas bajo un protocolo de desplazamientos laterales y carga axial constante. Previo a la aplicación de la metodología se verificó mediante el ASCE 41-13 que el comportamiento predominante de las columnas sea a flexión. Para la aplicación de la metodología se considera el modelo constitutivo de Hognestad para hormigón no confinado y el modelo elastoplástico para el acero de refuerzo. Posterior a la aplicación de la metodología se realizó un reajuste basado en el cálculo del momento probable para mejorar la precisión en los resultados obtenidos. Finalmente, se analizaron los resultados paramétricamente de cada columna para relacionarlos con su modo de falla. Los resultados obtenidos en resistencia máxima y capacidad de deformación mostraron que la metodología utilizada es bastante aproximada para la estimación de resistencia máxima. Por el contrario, esta metodología presenta diferencias significativas en la estimación de capacidad de deformación. Esto se debe a que en este estudio no se considera el efecto del confinamiento en el hormigón.

**Palabras clave:** columnas, carga axial constante, carga lateral, capacidad de deformación lateral, modo de falla.

## ABSTRACT

Seismic events have generated significant human and economic losses. These losses include considerable damage and collapses to reinforced concrete structures. The elements of reinforced concrete systems that have shown significant damage in the face of seismic events are columns. Due to this fact, it has been necessary to implement methodologies that allow predicting the behavior of columns under lateral loads caused by earthquakes. The present study uses Moehle's methodology to determine the strength and lateral deformation capacity from a data base of experimentally tested columns. This data base has 10 reinforced concrete columns tested under a protocol of lateral displacements and constant axial loading. Before the application of the methodology, it was verified by ASCE 41-13 that the predominant behavior of the columns is bending. For the methodology's application the constitutive model of Hognestad for unconfined concrete and the elastoplastic model for reinforcing steel are considered. After the application of the methodology, a readjustment was made based on the calculation of the probable moment to improve the accuracy of the results. Finally, the results were analyzed parametrically for each column to relate them to their failure mode. The results obtained in maximum strength and deformation capacity showed that the methodology used is quite approximate for lateral load estimation. On the contrary, this methodology presents significant differences in the estimation of deformation capacity. This is because the effect of confinement on concrete is not considered in this study.

**Key words:** columns, constant axial load, lateral load, lateral deformation capacity, failure mode.



# INDICE

CAPÍTULO I .....	1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES .....	1
1.1. Antecedentes .....	1
1.2. Descripción del problema .....	4
1.3. Importancia y alcances.....	5
1.4. Justificación .....	6
1.5. Objetivos .....	7
1.5.1. Objetivo General .....	7
1.5.2. Objetivos Específicos.....	7
CAPÍTULO II.....	7
MARCO TEÓRICO.....	7
2. Hormigón Armado .....	7
2.1. Hormigón .....	8
2.1.1. Módulo de Elasticidad del hormigón .....	9
2.2. Acero .....	10
2.2.1. Módulo de Elasticidad del acero .....	11
2.3. Deformaciones Unitarias.....	11
2.4. Modelos constitutivos de hormigón y acero .....	12
2.4.1. Modelo de Hognestad modificado .....	13

2.4.2. Modelo elastoplástico o bilineal para acero .....	14
2.5. Columnas .....	15
2.5.1. Diagrama de Interacción: Puntos característicos .....	18
2.6. Diagrama Momento-Curvatura .....	19
2.7. Deformación Lateral .....	21
2.7.1. Deformación lateral por flexión .....	21
2.7.2. Deformación lateral por corte .....	23
2.7.3. Deformación lateral por deslizamiento .....	23
CAPÍTULO III.....	24
METODOLOGÍA.....	24
3.1. Variables .....	24
3.2. Base de datos.....	25
3.2.1. Columna FS-0 .....	27
3.2.2. Columna BG-2 .....	28
3.2.3. Columna BG-4 .....	30
3.2.4. Columna BG-6 .....	32
3.2.5. Columna BG-10 .....	33
3.2.6. Columna L3.....	35
3.2.7. Columna D1N6 .....	36
3.2.8. Columna E.....	38

3.2.9. Columna C1-1 .....	39
3.2.10. Columna 6 .....	41
3.3. Descripción del proceso de análisis .....	43
3.3.1. Comportamiento mecánico de materiales .....	43
3.3.1.1. Comportamiento mecánico del hormigón .....	43
3.3.1.2. Comportamiento mecánico del acero .....	44
3.3.2. Diagrama momento – curvatura .....	45
3.3.3. Deformación lateral .....	48
3.3.3.1. Deformación lateral por flexión .....	49
3.3.3.2. Deformación lateral por corte .....	50
3.3.3.3. Deformación lateral por deslizamiento de adherencia .....	51
CAPÍTULO 4 .....	53
RESULTADOS .....	53
4.1. Evaluación de la capacidad de deformación lateral de la columna FS-0 .....	53
4.1.1. Deformación lateral por flexión de la columna FS-0 .....	54
4.1.2. Deformación lateral por corte de la columna FS-0 .....	54
4.1.3. Deformación lateral por deslizamiento de adherencia de la columna FS-0 .....	55
4.1.4. Deformación lateral total de la columna FS-0 .....	56
4.1.5. Carga lateral máxima que resiste la columna FS-0 .....	56
4.1.6. Comparación de resultados analíticos y experimentales de la columna FS-0 .....	56

4.1.7. Relación entre los parámetros de deformación y el modo de comportamiento de la columna FS-0.....	59
4.2. Resultados de la Base de datos .....	59
4.2.1. Relación entre los parámetros de deformación y el modo de comportamiento de las columnas de la base de datos .....	70
CAPÍTULO 5.....	76
CONCLUSIONES .....	76
CAPÍTULO 6.....	79
RECOMENDACIONES.....	79
REFERENCIAS.....	80

## **LISTA DE TABLAS**

Tabla 1. <i>Ecuaciones para la estimación del módulo de elasticidad del hormigón armado</i> .....	9
Tabla 2. <i>Datos de la sección transversal de la columna FS-0</i> .....	28
Tabla 3. <i>Datos de la sección transversal de la columna BG-2</i> .....	29
Tabla 4. <i>Datos de la sección transversal de la columna BG-4</i> .....	31
Tabla 5. <i>Datos de la sección transversal de la columna BG-6</i> .....	33
Tabla 6. <i>Datos de la sección transversal de la columna BG-10</i> .....	34
Tabla 7. - <i>Datos de la sección transversal de la columna L3</i> .....	36
Tabla 8. <i>Datos de la sección transversal de la columna DIN6</i> .....	37
Tabla 9. <i>Datos de la sección transversal de la columna E</i> .....	39

Tabla 10. <i>Datos de la sección transversal de la columna C1-1</i> .....	40
Tabla 11. <i>Datos de la sección transversal de la columna 6</i> .....	42
Tabla 12. <i>Puntos característicos del diagrama Momento - Curvatura</i> .....	53
Tabla 13. <i>Parámetros para la determinación de deformación por flexión</i> .....	54
Tabla 14. <i>Parámetros para la determinación de deformación por corte</i> .....	55
Tabla 15. <i>Parámetros para la determinación de deformación por deslizamiento de adherencia</i> .....	55
Tabla 16. <i>Comparación de resultados analíticos y experimentales de la columna FS-0</i>	57
Tabla 17. <i>Comparación de resultados analíticos y experimentales de la columna FS-0 posterior al reajuste</i> .....	58
Tabla 18. <i>Parámetros de deformación</i> .....	59
Tabla 19. <i>Resumen de las características principales de las columnas de la base de datos</i> .....	60
Tabla 20. <i>Relación <math>VM_n/V_n</math> y comportamiento de las columnas de acuerdo a la ASCE 41-13</i> .....	61
Tabla 21. <i>Resultados de carga lateral máxima y deformación lateral ante carga máxima usando <math>f_y</math></i> .....	63
Tabla 22. <i>Resultados de carga lateral máxima y deformación lateral ante carga máxima usando <math>1.25f_y</math></i> .....	64
Tabla 23. <i>Deformación lateral ante carga máxima para columnas sometidas a un bajo nivel de carga axial</i> .....	67
Tabla 24. <i>Resultados presentados como deriva con <math>1.25f_y</math></i> .....	69
Tabla 25. <i>Parámetros de deformación para la columna FS-0</i> .....	71

Tabla 26. <i>Parámetros de deformación para la columna BG-2</i> .....	71
Tabla 27. <i>Parámetros de deformación para la columna BG-4</i> .....	72
Tabla 28. <i>Parámetros de deformación para la columna BG-6</i> .....	72
Tabla 29. <i>Parámetros de deformación para la columna BG-10</i> .....	73
Tabla 30. <i>Parámetros de deformación para la columna L3</i> .....	73
Tabla 31. <i>Parámetros de deformación para la columna DIN6</i> .....	74
Tabla 32. <i>Parámetros de deformación para la columna 6</i> .....	74
Tabla 33. <i>Parámetros de deformación para la columna CI-1</i> .....	75
Tabla 34. <i>Parámetros de deformación para la columna E</i> .....	75

## **LISTA DE FIGURAS**

Figura 1. <i>Curva esfuerzo-deformación del acero</i> .....	11
Figura 2. <i>Diagrama de deformaciones unitarias en una sección transversal</i> .....	12
Figura 3. <i>Modelo constitutivo de Hognestad para hormigón no confinado</i> .....	14
Figura 4. <i>Modelo Elastoplástico para el acero</i> .....	15
Figura 5. <i>Diagrama de interacción de columnas de hormigón armado</i> .....	17
Figura 6. <i>Diagrama momento-curvatura</i> .....	20
Figura 7. <i>Idealización Trilineal y Bilineal del diagrama momento-curvatura</i> .....	22
Figura 8. <i>Esquema de aplicación de carga</i> .....	25
Figura 9. <i>Estimación de carga axial aplicada y momento nominal</i> .....	26
Figura 10. <i>Columna FS-0: Sección transversal</i> .....	27
Figura 11. <i>Columna BG-2: Sección transversal</i> .....	29
Figura 12. <i>Columna BG-4: Sección transversal</i> .....	31

Figura 13. <i>Columna BG-6: Sección transversal</i> .....	32
Figura 14. <i>Columna BG-10: Sección transversal</i> .....	34
Figura 15. <i>Columna L3: Sección transversal</i> .....	35
Figura 16. <i>Columna DIN6: Sección transversal</i> .....	37
Figura 17. <i>Columna E: Sección transversal</i> .....	38
Figura 18. <i>Columna C1-1: Sección transversal</i> .....	40
Figura 19. <i>Columna 6: Sección transversal</i> .....	42
Figura 20. <i>Curva esfuerzo – deformación de hormigón de <math>f_c' = 181.51 \text{ kgf/cm}^2</math></i> .....	44
Figura 21. <i>Curva esfuerzo - deformación para acero de refuerzo <math>f_y = 3823.94 \text{ kgf/cm}^2</math></i> .....	45
Figura 22. <i>Diagrama momento - curvatura columna FS-0</i> .....	48
Figura 23. <i>Deformación lateral por flexión en una columna</i> .....	49
Figura 24. <i>Deformación lateral por corte en una columna</i> .....	51
Figura 25. <i>Deformación lateral por deslizamiento de adherencia en una columna</i> .....	52
Figura 26. <i>Secciones transversales de las columnas 6, C1-1 y L3</i> .....	67
Figura 27. <i>Sección transversal de las columnas FS-0 y E</i> .....	68

## CAPÍTULO I

### ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

#### 1.1. Antecedentes

Los sistemas estructurales son un conjunto de elementos que establecen la forma de la estructura y la trayectoria de las fuerzas (Engel, 2001). En hormigón armado (HA) los sistemas estructurales comúnmente usados para resistir cargas gravitacionales y laterales (sismos) son pórticos resistentes a momento y muros estructurales (ACI, 2019). Para edificaciones de baja y mediana altura el uso de pórticos resistente a momentos, como sistema estructural, es habitual (Salvadori, 2005). Mientras que para edificaciones de gran altura el sistema de muros es altamente eficiente debido a su rigidez, resistencia y redundancia.

Según Beuval (2021) Ecuador se encuentra en un punto focal de actividad sísmica, especialmente en la zona costera, donde se encuentran las placas de Nazca y Sudamericana. La acumulación de energía causada por la actividad entre ambas placas tectónicas hace que el riesgo de sismos de gran magnitud en el país se eleve. Como constancia se evidencian los terremotos del Reventador en 1987, el de 1996 en Pastocalle, el de 2016 en Manabí y finalmente el de marzo del año 2023. Estos eventos son algunos de los sismos más destructivos que ha sufrido el país, debido a que han ocasionado grandes pérdidas humanas, económicas y daños severos en edificaciones.

El daño sísmico en una estructura dependerá entre otros aspectos del diseño y la construcción de la estructura. Cuando el daño en una edificación compromete al sistema resistente de cargas se denomina daño estructural (Barbat & Bozzo, 1995). Generalmente se pueden evidenciar varios niveles de daño estructural, desde ligero que involucra fisuras en los acabados, hasta el colapso que significa la destrucción total de la edificación. Según Fernández-Castanys (1994) las afecciones luego de un evento sísmico más comunes en las estructuras aporricadas de



HA son: colapso de vigas en los extremos por la presencia de tensión diagonal e inversión de esfuerzos, desprendimiento de hormigón causado por el pandeo del refuerzo y compresión por flexión, punzonamiento de columnas en capiteles, presencia de grietas en las columnas por asentamientos diferenciales significativos, deformaciones excesivas y agrietamiento de paredes por exceso de cargas. En un nuevo análisis Fernández-Castanys (2023) sostiene que la actividad sísmica puede provocar un daño oculto en los elementos estructurales derivados de grietas en la base de las columnas, fisuración interna de elementos o daños leves en las uniones vigas – columna que se evidencian en grandes desplazamientos entre las plantas de las edificaciones. Estos daños si bien pueden o no causar el colapso de la edificación, representan un peligro significativo para el resguardo de vidas humanas ante estos eventos.

Con el objetivo de garantizar la seguridad estructural los códigos de diseño estipulan ciertos requerimientos para sistemas estructurales. Estos requerimientos tienen como objetivo garantizar la funcionalidad, resistencia y seguridad estructural (Nilson, 2001). En el Ecuador el sistema estructural de pórticos resistentes a momento es altamente utilizado en estructuras de baja y mediana altura. Este sistema estructural está normado por el Instituto de Concreto Americano (ACI 318-19) y la Norma Ecuatoriana de la Construcción [NEC], en sus capítulos de Hormigón Armado, Vivienda y Diseño sismorresistente (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI], 2015).

En sistemas estructurales tipo pórticos de HA los principales elementos estructurales son: vigas (con o sin losas), columnas y uniones viga – columna (nodos) (Moehle, 2015). En un pórtico resistente a momento, las cargas externas generan esfuerzos de flexión, corte, torsión, tracción y compresión, lo que afecta directamente a sus elementos (Kassimali, 2015). De acuerdo con el ACI (2019) las vigas en pórticos resistente a momento que son parte del sistema resistente a fuerzas

laterales son elementos predominantemente horizontales sometidos principalmente a flexión y corte, con o sin fuerza axial o torsión. Por el contrario, las columnas en pórticos resistentes a momento que forman parte del sistema sometido a fuerzas laterales resisten carga axial de compresión, momento y cortante combinados. La parte de la estructura común entre los miembros que interceptan, denominados unión viga – columna, se diseñan por corte y flexión de acuerdo con las especificaciones de la normativa.

Una adecuada selección del sistema estructural, buena estimación de cargas, correcto diseño estructural y aplicación de normativa; pueden garantizar una respuesta satisfactoria de la estructura ante cargas externas. Para que un sistema de pórticos especiales a momento de HA tenga una respuesta satisfactoria se espera que la concentración del daño se de en zonas específicas. Para lograr esto se debe dimensionar y reforzar los elementos del pórtico de tal manera que genere zonas “débiles” donde se concentre las deformaciones inelásticas, sin causar mecanismos de colapso parcial o total (Bonett, 2003). En sistemas tipo pórticos la idea principal es que el daño se concentre en las vigas. Es por esta razón que se diseñan las columnas de tal manera que sean más resistentes que las vigas. Entre las verificaciones que sugiere el código ACI 318-19, para garantizar este comportamiento, está la de “columna fuerte – viga débil”. Este “mecanismo de daño” busca garantizar comportamiento dúctil mediante la generación de rótulas plásticas y evitar colapso de la estructura.

El diseño estructural es el proceso para proporcionar resistencia y rigidez a una construcción de manera económica, a través de la definición de propiedades del sistema estructural empleado (Colina Martínez & Ramírez de Alba, 2000). El diseño estructural tradicionalmente contemplaba únicamente el diseño de elementos, sin embargo, en la actualidad es fundamental considerar la acción sísmica en las estructuras y su efecto. Según Esteva (1977) el diseño sísmico

de una estructura tiene como objetivo garantizar niveles de seguridad ante temblores de magnitud excepcionalmente alta, reducir daños significativos ante sismos moderados, permitir la reparación en caso de daños estructurales pequeños, pero principalmente garantizar la seguridad de los ocupantes de la edificación así como la regulación de la respuesta de la estructura ante cargas sísmicas bajo niveles de tolerancia estipulados en las normativas. En los eventos sísmicos de las últimas décadas se ha evidenciado un desempeño sísmico deficiente a pesar de la aplicación de las normativas vigentes. Los daños excesivos y el incumplimiento evidente del principal objetivo del diseño sísmico que es precautelar vidas, ha generado la necesidad de innovar el diseño estructural. De esta manera se buscan nuevas metodologías que permitan controlar el daño estructural y no estructural de las edificaciones mediante la revisión y optimización de los criterios de análisis y diseño de normativas enfocadas al diseño sismorresistente, siendo fundamental el estudio de la respuesta sísmica mediante herramientas analíticas y experimentales (Torres, 2013).

## **1.2. Descripción del problema**

Los daños sísmicos en estructuras tipo pórtico de HA han sido devastadoras en las últimas décadas (Truong et al., 2017). El comportamiento sísmico de un pórtico está directamente ligado a sus elementos, especialmente a las columnas, cuya falla es una de las principales causas de colapso estructural (Bazán & Meli, 2000). La falla de las columnas genera una falla frágil e inmediata, lo que representa un riesgo significativo para los ocupantes (Bonett, 2003). Debido al desempeño sísmico insatisfactorio evidenciado en las últimas décadas y la necesidad de incluir nuevos parámetros para la mitigación del daño sísmico, es esencial validar las herramientas analíticas que permiten obtener información relevante sobre el comportamiento dinámico de los elementos estructurales ante cargas sísmicas, como la capacidad de deformación.

Lamentablemente, los procedimientos comunes para la estimación de capacidad de carga y deformación lateral suelen ser poco reales respecto al comportamiento sísmico de los elementos por lo que es necesario un análisis y validación de los mismos (Torres & Rodríguez, 2013).

### **1.3. Importancia y alcances**

La respuesta sísmica de un pórtico de HA depende de su comportamiento general como del comportamiento de cada elemento ante cargas laterales. Por este motivo, la importancia de analizar vigas y columnas individualmente, ayudará a estimar de mejor manera propiedades estructurales de un pórtico como la resistencia, capacidad de deformación, energía disipada, entre otras. A partir de la importancia que tiene el análisis de los elementos de un pórtico de HA. El alcance de este trabajo de titulación incluye:

- Seleccionar una metodología analítica que estime la deformación lateral de columnas de HA.
- Definir las dimensiones para las cuales son aplicables la metodología.
- Establecer modelos constitutivos para el comportamiento mecánico del hormigón y el acero ante la aplicación de carga.
- Seleccionar una base de datos de columnas ensayadas bajo carga axial y lateral para validar los resultados analíticos.
- La metodología seleccionada es aplicable solamente para columnas cuyo comportamiento principal sea a flexión.
- Se verificará que las columnas dispuestas en la base de datos tengan un comportamiento predominante a flexión mediante las recomendaciones de la ASCE.
- No se considera el efecto del confinamiento del hormigón para el análisis.

#### 1.4. Justificación

En las últimas décadas, los estragos de los eventos sísmicos han sido devastadores. Las grandes pérdidas materiales, económicas y sobre todo humanas, aún bajo los reglamentos que establece el diseño sísmico actual, han incrementado la importancia de conocer el comportamiento dinámico de la estructura ante fuerzas sísmicas (Sánchez & Terán, 2008). Según Nawy (1988) la falla de columnas es una de las principales causas de colapso estructural ante acciones sísmicas debido a que la falla de este elemento en una posición crítica puede progresivamente causar el colapso de toda la estructura. Una estructura aperturada de hormigón armado desarrolla un correcto desempeño ante eventos sísmicos cuando sus elementos poseen cierta capacidad de deformación (Bonett, 2003). Una limitada capacidad de deformación puede causar el colapso de columnas cuando estas no son capaces de resistir el desplazamiento causado por las cargas sísmicas (Rivera & Meli, 2008).

La estimación de capacidad de deformación mediante procedimientos convencionales suele ser poco exacta y pueden sobreestimar o subestimar este parámetro debido a la poca consideración de deformaciones causadas por corte y deslizamiento (Torres & Rodríguez, 2013). El presente estudio busca generar una base de datos de columnas ensayadas bajo una combinación de carga axial y lateral. De las cuales se estimarán mediante procedimientos analíticos los porcentajes de componentes de deformación por flexión, corte y deslizamiento de adherencia realizando una validación de estos procedimientos analíticos con los resultados experimentales obtenidos de los especímenes en los estudios de referencia. Además, una vez estimada la incidencia de la deformación por flexión, corte y deslizamiento se relacionará el comportamiento del elemento con su falla y a la vez su influencia en el comportamiento del pórtico del cual forma parte.

## **1.5. Objetivos**

### **1.5.1. Objetivo General**

Determinar analíticamente la capacidad de deformación lateral en columnas de hormigón armado sometidas a carga axial y lateral.

### **1.5.2. Objetivos Específicos**

- Evaluar según el ASCE el modo falla de las columnas que forman parte de la base de datos.
- Analizar paramétricamente los componentes de deformación en función de su modo de falla.
- Determinar la contribución porcentual de los componentes de deformación (flexión, corte y deslizamiento) en la deformación lateral total.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

## **2. Hormigón Armado**

Según Nilson (2001) el hormigón armado es una combinación de concreto y refuerzo de acero usualmente en barras, capaz de resistir esfuerzos de compresión y tracción en su sección transversal. Este material incluye varias ventajas como un costo económico, resistencia a la intemperie y al fuego, además de su extraordinaria capacidad para moldearse y adaptarse a la forma de su encofrado. Este material es más dúctil y tenaz que el acero y el concreto por separado, por esta razón es usado en obras civiles de gran envergadura. Para entender su comportamiento, es necesario describir a cada uno de sus componentes, así como propiedades que influyen en su ductilidad y comportamiento ante aplicación de cargas.

El uso de HA en estructuras, involucra un diseño delicado que depende de varios factores, entre ellos el tamaño de la sección, el uso de la estructura y a que esfuerzos se encontrará sometido. Todas estas consideraciones se encuentran especificadas en la NEC, este documento a su vez está basado en la normativa ACI 318-19, donde se presentan requerimientos para todos los elementos estructurales como: cuantías mínimas para el acero de refuerzo, diseño a flexión, consideraciones para diseño a corte, diseño sísmico, entre otros.

## **2.1. Hormigón**

Este material también conocido como concreto, resulta de la mezcla de agregado fino, agregado grueso (grava o ripio), cemento, agua y en algunos casos aditivos. La interacción entre agua y cemento dan lugar a una reacción química que al entrar en contacto con los agregados y luego de un tiempo de fraguado, forma una masa sólida, rígida y resistente principalmente ante esfuerzos de compresión (Pérez, 2008).

Según ASOCRETO (2010), el hormigón es el material más usado mundialmente en construcciones, especialmente combinado con acero de refuerzo. La resistencia del concreto a compresión dependerá de relación existente entre la cantidad de agua y cemento presente en la mezcla, así como de la calidad de áridos empleados y buena dosificación. De la misma manera la resistencia del hormigón también depende de sus propiedades mecánicas. Estas propiedades permiten estimar las deformaciones que sufren los elementos estructurales ante una carga. A continuación, se describe uno de los factores más importantes para definir la capacidad de deformación de un elemento de hormigón armado.

### 2.1.1. Módulo de Elasticidad del hormigón

De acuerdo con Pauw (1960) el módulo de elasticidad ( $E_c$ ) es una propiedad que muestra la capacidad del hormigón para deformarse dentro del límite elástico, es decir, sin deformaciones permanentes. Este puede estimarse mediante la curva esfuerzo - deformación obtenida del ensayo de laboratorio que mide la resistencia a la compresión del material. Existen varias ecuaciones que permiten estimar dicho valor sin necesidad de la curva antes mencionada, sin embargo, dependerá del criterio del profesional enteramente su elección. En la tabla 1, es posible visualizar las ecuaciones propuestas por diferentes autores para la estimación de este valor por medio de la resistencia a la compresión ( $f'_c$ ).

**Tabla 1.**

*Ecuaciones para la estimación del módulo de elasticidad del hormigón armado*

Método	Ecuación	Unidades empleadas
Turkish Institution Standars	$E_c = 14000 + 3250f'_c{}^{\frac{1}{2}}$	MPa
Comité Europeo del Concreto (CEC)	$E_c = 9500(f'_c + 8)^{\frac{1}{3}}$	MPa
American Concrete Institute (ACI)	$E_c = 4700\sqrt{f'_c}$	MPa
American Concrete Institute (ACI) (Para hormigones de peso normal)	$E_c = 15100\sqrt{f'_c}$	kgf/cm <sup>2</sup>

**Nota.** Se muestran los métodos más conocidos para la estimación del módulo de elasticidad del hormigón armado en función de la resistencia a compresión ( $f'_c$ ). Fuente: Serrano-Guzmán & Pérez-Ruiz (2010)



Serrano-Guzmán & Pérez-Ruiz (2010) sostiene que la ecuación presentada por el ACI puede sobreestimar el módulo de elasticidad para hormigones de alta resistencia. Esto se da debido a la utilización neta de la resistencia del hormigón, cuando en realidad el módulo de elasticidad depende de varios factores. Entre estos se encuentran módulo de elasticidad de agregados y del material aglutinante, la porosidad de la mezcla, la dosificación y buena calidad de los materiales. Es importante recalcar que  $E_c$  del concreto es mayor que el de sus materiales individualmente, por lo que tiene una mayor ductilidad. Conocer este parámetro nos permitirá predecir su comportamiento ante el efecto de cargas, además que es un factor esencial para aplicar la metodología seleccionada que se describirá en secciones posteriores.

## 2.2. Acero

El acero se define como aleaciones de hierro y carbono, donde el carbono representa un porcentaje menor al 2% (UNESID, 2021). El acero puede dividirse en algunos tipos dependiendo de sus características, principalmente su esfuerzo de fluencia. Los grados más comunes comercialmente son: G40, G50 y G60 cuyos esfuerzos de fluencias son 2800,3500 y 4200  $kgf/cm^2$  respectivamente. El uso más común del acero es como acero de refuerzo y en secciones para estructuras metálicas.

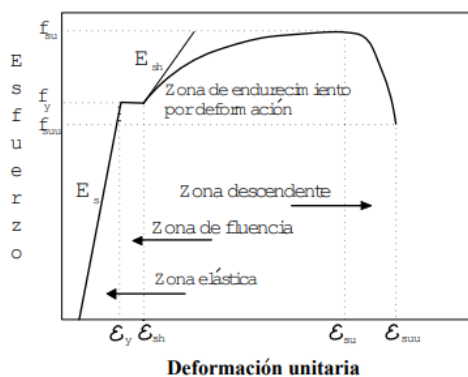
El acero de refuerzo es usado generalmente en forma de varillas corrugadas y mallas para contribuir resistencia a la tensión en el hormigón armado. Las corrugas presentes en las varillas evitan que se deslice de la sección de concreto, proporcionando así mejor adherencia. Según González & Fernández (2005) este material evita la formación de grietas ocasionadas por los esfuerzos de tracción en el hormigón, dándole así a la sección la capacidad de resistir esfuerzos de tensión, compresión y flexión.

### 2.2.1. Módulo de Elasticidad del acero

Al realizar el ensayo para determinación del Módulo de elasticidad se aplica una carga axial de tracción hasta que el Columna de prueba falle, este procedimiento está descrito en la norma ASTM 370. González et al. (2005) expone que al obtener la curva esfuerzo deformación como se muestra en la Figura 1, se evidencia la zona elástica formada por una línea regular desde el origen hasta el punto de fluencia, la pendiente de esta recta representa al módulo de elasticidad del acero ( $E_s$ ).

#### Figura 1.

*Curva esfuerzo-deformación del acero*



**Nota.** Obtenido González et al. (2005)

De acuerdo con ACI 318-19 (2019) se recomienda usar un valor para el módulo de elasticidad entre  $2000000 - 2100000 \text{ kgf/cm}^2$  para diseño, esto debido a que en las especificaciones técnicas para la fabricación de acero las restricciones se encuentran en ese rango.

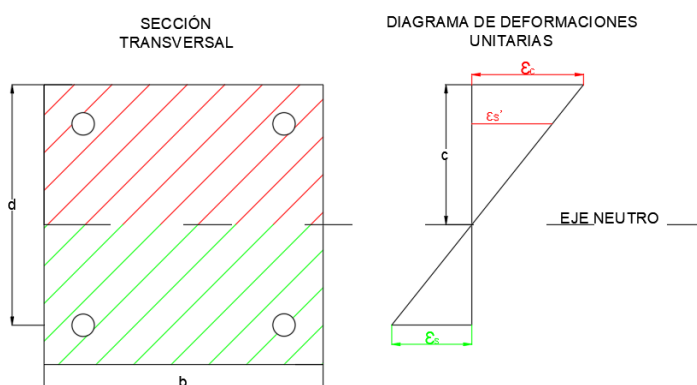
### 2.3. Deformaciones Unitarias

La deformación unitaria es la relación entre la deformación del elemento cuando se aplica una carga específica con su longitud original (Mott, 2009). Dado las suposiciones de diseño que

plantea ACI 318-19 (2019) para el diseño de elementos de hormigón armado se tomará 0.003 como deformación unitaria de la fibra de hormigón más comprimida ( $\epsilon_c$ ) en el cual se espera que el concreto alcanza su resistencia a compresión y 0.002 como la deformación unitaria para la fibra de acero más traccionada ( $\epsilon_s$ ) donde se estima que el acero fluye. Se considerará como deformación unitaria a la relación entre la deformación ocasionada por la carga y eje neutro, es decir el límite entre la zona de compresión y tracción de la sección transversal tal como se muestra en la figura 2. Estos supuestos han sido establecidos con el objetivo que el diseño se realice tomando en cuenta las condiciones menos favorables simplificando el proceso de diseño. Sin embargo, para el análisis propuesto en este documento, las deformaciones y el esfuerzo al que corresponden se obtendrán de modelos constitutivos tanto para el concreto como el acero de refuerzo.

## Figura 2.

### *Diagrama de deformaciones unitarias en una sección transversal*



**Nota.** Se evidencia las deformaciones unitarias en una sección transversal de hormigón armado.

Fuente. Elaboración propia.

## 2.4. Modelos constitutivos de hormigón y acero

Para simular el comportamiento de un material ante cargas externas se necesita contar con modelos que evidencien la relación entre esfuerzo y deformaciones que incluyan las propiedades

del material analizado. Estos modelos se basan en ensayos experimentales, cuyos resultados se han presentado en forma matemática. Entonces un modelo constitutivo se puede definir como expresiones matemáticas que expresan la respuesta mecánica de un material específico debido a la aplicación de cargas externas. Estas expresiones pueden aplicarse solamente bajo las condiciones en las que se obtuvieron y validaron (González-Cueto et. al, 2013).

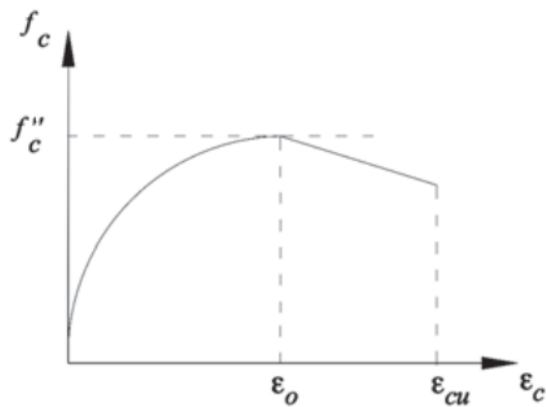
#### **2.4.1. Modelo de Hognestad modificado**

La distribución de esfuerzos de compresión y su relación con las deformaciones unitarias del concreto de una resistencia especificada ( $f'_c$ ) se puede observar en una curva esfuerzo – deformación obtenida del ensayo para determinación de la resistencia a la compresión de hormigón descrito en la norma NTE INEN 1573:2010, sin embargo varios autores han tratado de unificar dicho comportamiento por medio de ecuaciones que dependan de factores como la resistencia específica y módulo de elasticidad.

Hognestad et al. (1955) basados en investigaciones y ensayos experimentales proponen un modelo constitutivo para el hormigón en compresión de hasta 40 MPa no confinado que evidencia la relación esfuerzo – deformación. En este modelo el esfuerzo comienza en cero avanzando parabólicamente hasta el 90% de la resistencia especificada a la compresión siendo *denotada* como  $f'_c$ , esta reducción ocurre debido a la diferencia existente entre el comportamiento de una columna para ensayar y un elemento estructural. A esta resistencia ( $f'_c$ ), le corresponde la deformación unitaria ( $\epsilon_0$ ), a partir de ese punto la relación decrece de manera lineal hasta finalizar en una deformación de 0.0038 y un esfuerzo equivalente al 85% de  $f'_c$ .

**Figura 3.**

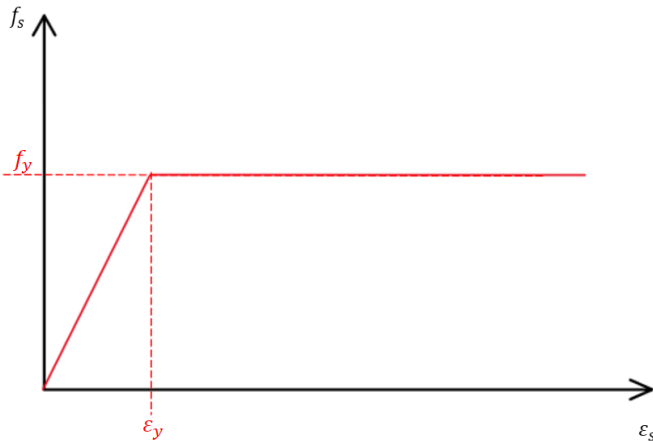
*Modelo constitutivo de Hognestad para hormigón no confinado*



*Nota.* Curva esfuerzo-deformación del hormigón no confinado establecido por Hognestad. Fuente: Villagrán et al. (2013)

#### **2.4.2. Modelo elastoplástico o bilineal para acero**

El modelo elastoplástico del acero o también conocido como bilineal se describe dentro del ACI 318-19 como uno de los supuestos requeridos para el diseño de elementos de concreto armado. Este modelo describe un comportamiento lineal creciente desde el origen hasta el esfuerzo de fluencia correspondiente a la deformación unitaria de fluencia  $\epsilon_y$ , a partir de ese punto se observa un comportamiento uniforme, donde a cualquier deformación le corresponde el esfuerzo de fluencia (ACI, 2019).

**Figura 4.***Modelo Elastoplástico para el acero*

**Nota.** Modelo constitutivo elastoplástico para el acero establecido por el ACI 318-19. Fuente: Elaboración propia.

## 2.5. Columnas

Las columnas son elementos verticales cuya función es transmitir la carga de niveles superiores al suelo mediante la cimentación (Nawy, 1988). Según la ACI 318-19 (2019) una columna es un elemento vertical diseñado para resistir principalmente carga axial de compresión, sin embargo, puede también resistir flexión, corte y torsión.

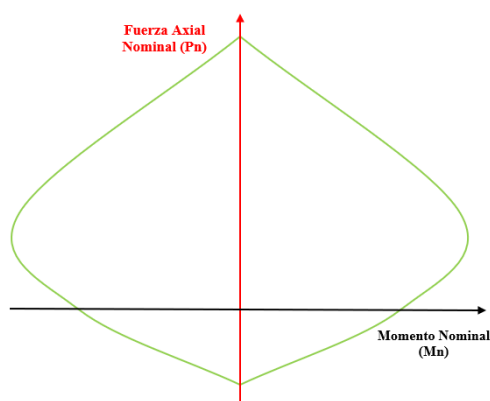
Para el diseño de columnas según Nawy (1988) el diseño de columnas se basa en cuatro principios fundamentales:

1. Las deformaciones se distribuyen linealmente en la sección transversal de la columna.
2. Se desprecia el deslizamiento entre el hormigón y las barras de refuerzo, asumiendo que la deformación del acero y hormigón de contacto es la misma.

3. La deformación máxima del concreto se toma como 0.003.
4. Se asume la resistencia a tracción del hormigón como nula.

Para el diseño de las columnas se considera principalmente la carga axial. Sin embargo, la aplicación de esta carga puede presentar excentricidad ocasionada por desalineación en las columnas, ausencia de simetría en la aplicación de cargas o deficiencias constructivas (Nawy, 1988). Debido a esta excentricidad se genera un momento, mismo que se supone sucede al mismo tiempo que la carga causante. De acuerdo con Mc Cormac (2018) las columnas experimentaran flexión debido a los momentos mencionados anteriormente, generando que un lado de la columna experimente compresión y tensión en el lado opuesto.

Para diseñar columnas es necesario realizar un diagrama de interacción, ya que las columnas pueden alcanzar su resistencia en varias combinaciones de momento y carga axial, debido que el cambio de carga axial que se aplica en la columna significa una modificación en el momento que la columna puede resistir (González & Fernández, 2005). Estas combinaciones de fuerza axial-momento forman el diagrama de interacción de una columna como se evidencia en la siguiente figura.

**Figura 5.***Diagrama de interacción de columnas de hormigón armado*

**Nota.** El diagrama de interacción se compone de las combinaciones de carga axial y momento en las cuales las columnas alcanzan su capacidad. Fuente: Elaboración propia.

Es importante, como primer paso del diseño seguir las recomendaciones de la normativa. Según ACI 318-19 (2019) la cantidad de acero presente en la columna deberá regirse a las cuantías establecidas para garantizar resistencia a la flexión y evitar que el hormigón no pueda cubrir de manera homogénea las varillas. La cantidad de acero debe estar entre el 1% al 8 % del área total de la sección transversal. De la misma manera, se deberá tomar en cuenta los requerimientos estipulados para diseño a corte y torsión.

Para obtener la fuerza axial y momento de la columna nos basamos en la metodología establecida por el ACI, misma que toma en cuenta las deformaciones del acero y el hormigón para determinar las fuerzas de compresión y tracción del concreto y acero respectivamente. Luego del análisis de cargas, se debe verificar que las combinaciones carga axial y momento se encuentren dentro del diagrama de interacción, garantizando así su resistencia. (ACI, 2019).



### 2.5.1. Diagrama de Interacción: Puntos característicos

El diagrama de interacción está definido por las combinaciones carga y momento que puede resistir una columna, sin embargo, podemos identificar 4 puntos principales que determinan las cargas máximas que puede soportar la columna, el momento máximo que puede resistir la columna sin aplicación de carga axial y la falla balanceada de la columna (McCormac, Diseño de Concreto Reforzado, 2018).

Según Nilson (2001) se evidencian cuatro puntos característicos en el diagrama de interacción. Para el primer punto denominado “Compresión Pura” se espera una falla a compresión, donde la excentricidad es nula o despreciable. En este punto el momento nominal toma el valor de 0 y la carga máxima a compresión que puede resistir la columna está dada por:

$$P_n = 0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f'_y * A_{st} \quad (1)$$

Donde

$A_g$  Área total de la sección

$A_{st}$  Área total del acero de refuerzo

$f'_c$  Resistencia nominal del concreto a compresión

$f'_y$  Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

McCormac (2018) estipula que cuando la sección está sometida a tracción sin excentricidad o esta fuese despreciable, se considera únicamente la resistencia a tracción de las barras de acero y un momento nominal nulo (Tracción Pura), obteniendo:

$$P_n = -f'_y * A_{st} \quad (2)$$

Donde

$A_{st}$  Área total del acero de refuerzo

$f'_y$  Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

Nawy (1988) describe el tercer punto como un instante donde la columna está sometida únicamente a flexión, por lo que las fuerzas de tracción y compresión se anulan obteniendo una

fuerza axial nominal nula, este punto se denomina (Flexión Pura). Finalmente, el punto más analizado por varios autores, es descrito por McCormac (2018) como la combinación de momento y carga axial que permite que el concreto alcance la deformación unitaria donde desarrolla su resistencia a compresión, asumida como 0.003 como se ha descrito anteriormente, al mismo tiempo que la fibra de acero más traccionada alcanza la deformación de fluencia, obteniendo el punto de Falla Balanceada.

## 2.6. Diagrama Momento-Curvatura

El diagrama momento – curvatura, muestra la relación entre ambos factores a lo largo de la aplicación de carga hasta que el elemento falle. Si bien no es esencial para el diseño, es de suma utilidad al momento de determinar la ductilidad del miembro y la distribución de momentos previo al colapso (Nilson, 2001). La curvatura se define como la variación del ángulo de la sección en una longitud determinada, se calcula por medio de la ecuación 1, donde  $\varepsilon$  es la deformación unitaria de la última fibra de concreto y  $c$  es la profundidad del eje neutro (McCormac & Brown, 2018).

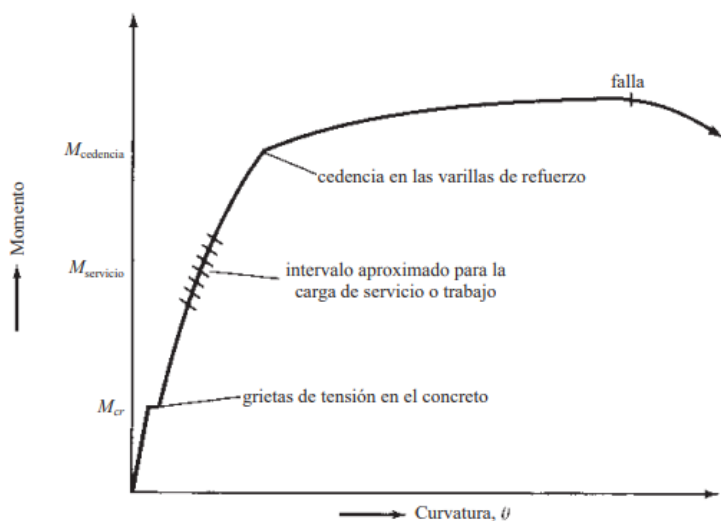
$$\phi = \frac{\varepsilon}{c} \quad (3)$$

Según McCormac & Brown (2018) el diagrama se divide en tres etapas. En la primera etapa toda la sección puede resistir flexión debido a la ausencia de grietas, por lo que las deformaciones unitarias del concreto son sumamente pequeñas, trazando una línea recta con poca pendiente hasta el conocido momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ). Cuando este momento es excedido la pendiente es casi nula hasta llegar al punto donde el acero cede. A partir desde este punto la

pendiente incrementa hasta alcanzar el momento de fluencia del acero ( $M_y$ ), en esta etapa es imposible apreciar deflexión significativa en la sección del elemento con pequeños cambios en la carga. Previo al momento de fluencia, se identifica primero el momento de primera fluencia ( $M_{first\ yield}$ ), según Moehle (2015) este momento está definido por el primero de estos eventos: el hormigón alcanza una deformación unitaria de 0.002 o el acero de refuerzo fluye, a este momento le corresponde una curvatura  $\phi'$ . En la etapa final luego del momento de fluencia la sección pierde capacidad para resistir flexión significativamente con una trayectoria de pendiente casi nula hasta alcanzar el momento último ( $M_u$ ), donde falla la sección como se evidencia en la Figura 6.

### Figura 6.

#### Diagrama momento-curvatura



**Nota.** Se muestran las etapas presentes en el diagrama momento-curvatura. Fuente: McCormac (2018)

## 2.7. Deformación Lateral

El comportamiento carga – deformación de las columnas pueden calcularse por la teoría de flexión. Esta teoría toma en cuenta los efectos del agrietamiento del hormigón y la fluencia de la sección. A partir de la determinación de la curvatura mediante la teoría de flexión, se calculan las rotaciones y desplazamientos causados por la aplicación de carga exterior. Para calcular la deformación lateral de un elemento existen dos métodos que consideran una respuesta lineal y no lineal. El método de la respuesta lineal supone que el acero de refuerzo no ha alcanzado la fluencia en ninguna de las zonas del elemento a flexión. La respuesta lineal considera el desplazamiento causado por la presencia de flexión en el elemento ( $\delta_f$ ), la deformación por corte ocasionado por las fuerzas laterales o cortantes ( $\delta_v$ ) y la deformación por deslizamiento, causado por el desprendimiento del refuerzo de acero en la zona de anclaje ( $\delta_s$ ). La deformación lateral ( $\delta$ ), de acuerdo con el método de respuesta lineal, resulta de la sumatoria de las deformaciones mencionadas previamente (Moehle, 2015).

$$\delta = \delta_f + \delta_v + \delta_s \quad (4)$$

### 2.7.1. Deformación lateral por flexión

Moehle (2015) establece que para determinar la deformación causada por flexión de un elemento es necesario determinar el diagrama momento – curvatura, para mayor facilidad en el cálculo muchas veces se usan modelos que idealizan esta relación, tales como la idealización trilineal y bilineal, mismas que implican distintas consideraciones al momento de estimar la deformación por flexión.

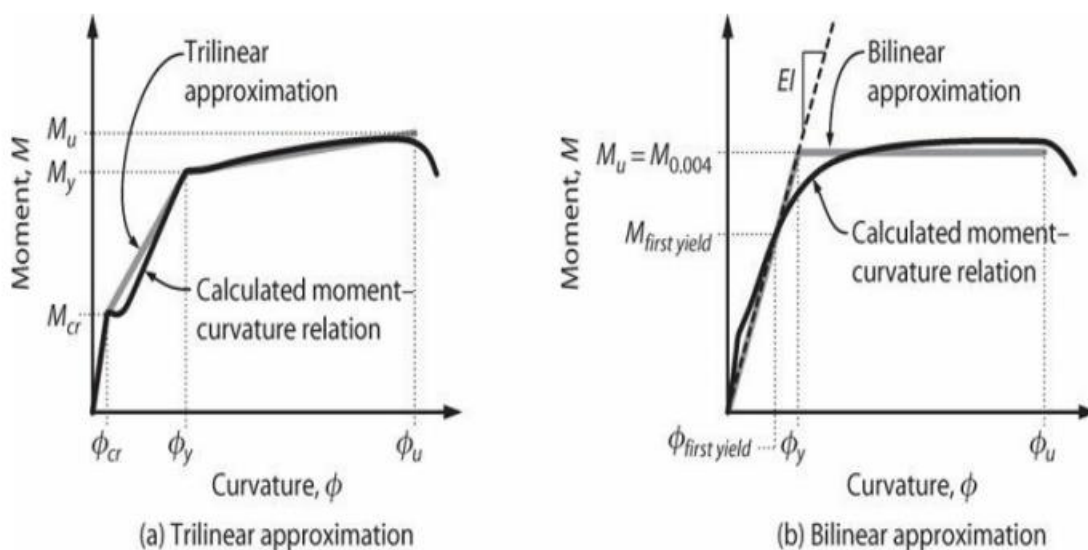
El modelo trilineal considera una recta que parte del origen hasta el momento de agrietamiento, a partir de este punto la segunda recta se extiende hasta el momento de fluencia,

dirigiéndose finalmente hacia el momento último. Esta idealización es utilizada cuando es necesario considerar la rigidez del elemento cerca de la carga de agrietamiento del concreto.

Por el contrario, el modelo bilineal consta de una recta dirigida desde el origen que pasa por el momento de fluencia inicial, donde el concreto alcanza la deformación de fluencia del acero o la fibra de acero más traccionada empieza a fluir, hasta el momento ultimo donde el concreto alcanza una deformación unitaria de 0.004,  $M_{0.004}$ . La curvatura correspondiente a la intersección de ambas rectas corresponderá a la curvatura de fluencia efectiva de la sección  $\phi_y$ .

**Figura 7.**

*Idealización Trilineal y Bilineal del diagrama momento-curvatura*



**Nota.** Se muestra las idealizaciones para el diagrama momento-curvatura. Fuente: (Moehle, 2015)

La deformación por flexión ( $\delta_f$ ) se calcula como la integral del producto entre los momentos causados por una carga unitaria en el extremo analizado y las curvaturas causadas por la carga real ( $\phi_x$ ) (Moehle, 2015).

### 2.7.2. Deformación lateral por corte

La estimación de la deformación por corte ( $\delta_v$ ) se realiza a través de la ley de Hooke para esfuerzo y deformación por cortante (Beer & Johnston, 2013). La deformación cortante causada por la aplicación de esfuerzos cortantes está ligado directamente al módulo de rigidez ( $G_{eff}$ ) del elemento, que usualmente oscila entre el 40 y 20% del módulo de elasticidad dependiendo del grado de agrietamiento del hormigón (Moehle, 2015). De la misma manera, esta estimación incluye el área de corte efectiva ( $A_v$ ) de la sección transversal del elemento, que se toma como 5/6 del área total para secciones rectangulares y 85% para secciones circulares. Adicionalmente, la deformación por corte involucra a la fuerza lateral causante de los esfuerzos cortantes y la longitud del elemento estructural.

### 2.7.3. Deformación lateral por deslizamiento

Según Moehle (2015) los elementos pueden sufrir deformación por deslizamiento ( $\delta_s$ ) cuando se introduce flexibilidad por rotaciones causados por el deslizamiento del refuerzo en la zona de anclaje. La fuerza de tensión en las barras de refuerzo disminuye hasta llegar a cero en una distancia ( $l_a$ ) dentro del anclaje, desde este punto se mide el alargamiento de la barra ( $s_a$ ) hasta la cara del anclaje que será igual al deslizamiento ocurrido. El deslizamiento causa una rotación en el elemento rígido que causa una deformación adicional puede calcularse por medio de la integral de la deformación a lo largo del anclaje. La deformación por deslizamiento es indirectamente proporcional a la tensión de enlace uniforme ( $\bar{u}$ ), esta variable puede tomar varios valores dependientes de la resistencia a compresión especificada.

$$\bar{u} = 1\sqrt{f'c} \text{ MPa} \quad (5)$$

$$\bar{u} = 12\sqrt{f'c} \text{ psi} \quad (6)$$

## **CAPÍTULO III**

### **METODOLOGÍA**

El presente estudio busca determinar analíticamente la capacidad de deformación de las columnas sometidas a una combinación de carga axial y lateral. La capacidad de deformación fue determinada a partir de la metodología propuesta por Jack Moehle (Moehle, 2015). A partir de esta metodología se han comparado los resultados experimentales de 10 columnas ensayadas bajo carga axial y un protocolo de desplazamientos laterales. Esto con el fin de determinar la variación entre los resultados experimentales y numéricos obtenidos mediante la metodología definida.

#### **3.1. Variables**

Las variables que se consideran en este estudio son aquellas que influyen directamente en el parámetro evaluado y hacen posible su cuantificación. En este estudio los parámetros son:

- Carga axial
- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
- Resistencia a compresión simple del hormigón
- Sección transversal de la columna
- Refuerzo longitudinal

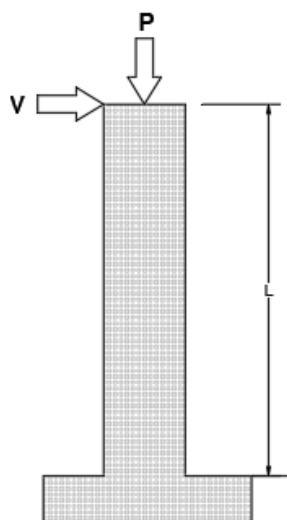
Dentro de las variables no se incluye el refuerzo transversal. Esto se debe al uso de un modelo constitutivo para hormigón no confinado. Este factor representa una limitación en la metodología. Sin embargo, este estudio considera columnas cuyo comportamiento es principalmente a flexión. Esto permite que los resultados no sean afectados directamente por el refuerzo transversal de la columna.

### 3.2. Base de datos

La base de datos seleccionada como objeto de estudio incluye columnas ensayadas bajo una combinación de carga axial y un protocolo de desplazamientos laterales (Figura 8) . Las columnas seleccionadas son secciones de hormigón armado sin refuerzos adicionales. En su mayoría, las columnas de la base de datos son parte de la base de datos PEER (Berry et al., 2004). El comportamiento predominante de las 10 columnas que forman parte de la base de datos fue a flexión.

#### Figura 8.

*Esquema de aplicación de carga*



**Nota.** Consideraciones de la prueba experimental. Fuente: Elaboración propia.

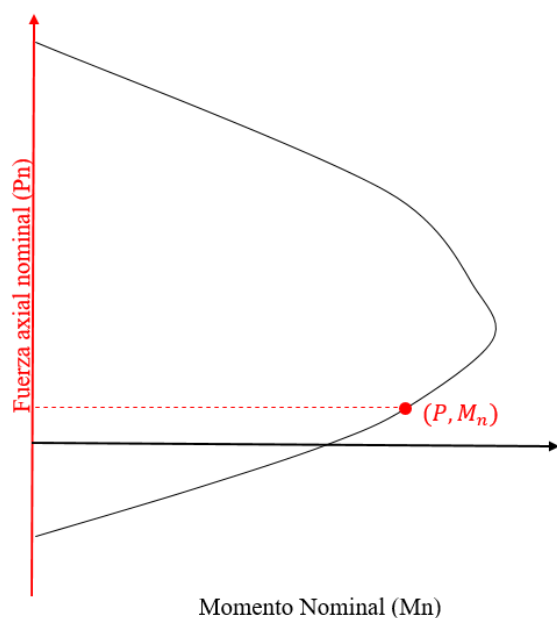
Dentro de las características principales de cada columna también se especifica la capacidad nominal a flexión ( $VM_n$ ), la capacidad nominal a corte ( $V_n$ ) y la relación entre la capacidad nominal a flexión y a corte ( $VM_n/V_n$ ) . Los valores de  $VM_n$  y  $V_n$  se determinaron utilizando las propiedades de los materiales medidas en los ensayos. Para la determinación de  $VM_n$  se obtuvo el diagrama de interacción de cada sección y se ubicó el punto que corresponde en la carga axial del ensayo Figura 9. Para la determinación de  $V_n$  se consideró la influencia de la



carga axial en la resistencia a corte del hormigón. Tanto  $VM_n$  como  $V_n$  fueron determinados a partir de la metodología descrita en ACI 318-19 en su capítulo 22 “Resistencia de las secciones de los miembros” (ACI, 2019). Finalmente, la relación  $VM_n/V_n$  sugiere un comportamiento predominantemente a flexión cuando los valores son menores o iguales a 0.60, mientras que para relaciones mayores a 0.60 e iguales a 1 se espera un comportamiento flexo-cortante y para relaciones mayores a 1 el comportamiento es predominantemente a corte (ASCE 41-13, 2013). A continuación se presentan las características principales de las columnas que forman parte de la base de datos.

### Figura 9.

*Estimación de carga axial aplicada y momento nominal*



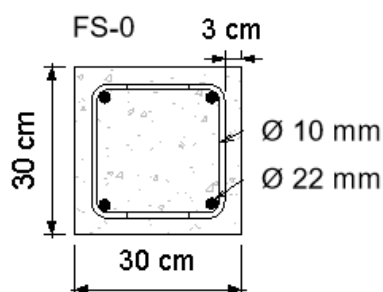
**Nota.** Se presenta el diagrama de interacción de una columna y la combinación de carga axial, la capacidad aplicada y el momento nominal correspondiente. Fuente: Elaboración propia.

### 3.2.1. Columna FS-0

La columna FS-0 está incluida en el estudio de Troung et al., (Truong et al., 2017). Las propiedades principales de FS-0 se muestran en la Tabla 2. FS-0 tenía una sección de  $30 \times 30 \text{ cm}$ , refuerzo longitudinal de  $4 \phi 22 \text{ mm}$ , refuerzo transversal de  $1 \phi 10 \text{ mm @ } 15 \text{ cm}$  y longitud de  $166 \text{ cm}$ . FS-0 fue ensayada con una carga axial (P) constante igual a  $0.30f'_c A_g$  y un protocolo de desplazamientos laterales que incluían dos ciclos por cada paso de deformación hasta llegar a la falla de la columna. La columna fue ensayada en un esquema de doble curvatura. A partir de las dimensiones y propiedades de los materiales se determinó que la capacidad de momento nominal ( $VM_n$ ) de la columna fue de  $13961.69 \text{ kgf}$ , la resistencia nominal a corte ( $V_n$ ) tuvo un valor de  $22084.33 \text{ kgf}$ , resultando una relación  $VM_n/V_n$  igual a 0.63. La relación  $VM_n/V_n$  indica que FS-0 tendría a un comportamiento flexo-cortante de acuerdo con el ASCE 41-13. En el ensayo, el daño observado incluía: grietas de flexión principalmente en la zona del empotramiento, grietas inclinadas en la altura de la columna, fluencia del refuerzo longitudinal, aplastamiento del hormigón y grietas verticales. De acuerdo al daño observado se concluyó que el modo de comportamiento fue flexo-cortante.

#### Figura 10.

*Columna FS-0: Sección transversal*



*Nota.* Sección transversal de la columna de estudio. Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 2.***Datos de la sección transversal de la columna FS-0*

<b>Característica</b>	<b>Valor</b>
<b>Sección transversal (<math>A_g</math>)</b>	30x30 <i>cm</i>
<b>Recubrimiento (<math>r</math>)</b>	3 <i>cm</i>
<b>Acero de refuerzo longitudinal (<math>st_l</math>)</b>	4 $\phi$ 22 mm
<b>Acero de refuerzo transversal (<math>st_t</math>)</b>	1 $\phi$ 10 mm @ 15 <i>cm</i>
<b>Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (<math>f_y</math>)</b>	3823.95 <i>kgf/cm<sup>2</sup></i>
<b>Resistencia a la compresión simple del hormigón (<math>f'_c</math>)</b>	181.51 <i>kgf/cm<sup>2</sup></i>
<b>Fuerza axial (<math>P</math>)</b>	0.30 $f'_c A_g$
<b>Longitud (<math>L</math>)</b>	166 <i>cm</i>
<b>Capacidad de momento nominal (<math>VM_n</math>)</b>	13961.69 <i>kgf</i>
<b>Resistencia nominal a corte (<math>V_n</math>)</b>	22084.33 <i>kgf</i>
<b>Relación de carga lateral (<math>VM_n/V_n</math>)</b>	0.63

*Nota.* Características principales de la columna. Fuente: (Truong et al., 2017)

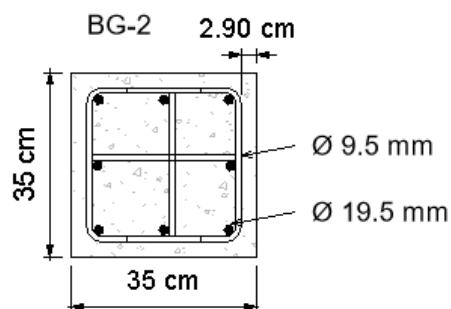
### 3.2.2. Columna BG-2

La columna BG-2 fue estudiada por Saatcioglu y Grira (Saatcioglu & Grira, 1999). Las propiedades principales de BG-2 se muestran en la Tabla 3. BG-2 presentaba una sección transversal de 35x35 *cm*, un refuerzo longitudinal de 8  $\phi$  19.50 *mm*, refuerzo transversal de 3  $\phi$  9.50 *mm* @ 7.6 *cm* y una longitud de 164.50 *cm*. BG-2 fue sometida a una carga axial ( $P$ ) constante igual a 0.43 $f'_c A_g$  y un protocolo de desplazamientos laterales que incluían tres ciclos por cada paso de deformación hasta llegar a la falla de la columna. A partir de las dimensiones y propiedades de los materiales se determinó que la capacidad de momento nominal ( $VM_n$ ) de la columna fue de 14550.35 *kgf*, la resistencia nominal a corte ( $V_n$ ) tuvo un valor de 36533.10 *kgf*, resultando una relación de  $VM_n/V_n$  igual a 0.17. El valor de la relación indica que

el comportamiento de la columna fue principalmente a flexión según la ASCE 41-13. Durante el ensayo se evidenciaron grietas de flexión principalmente al inicio de la prueba, luego se presentaron grietas diagonales pequeñas y delgadas, finalmente se observó aplastamiento de hormigón y pandeo de las barras de refuerzo longitudinal en el segundo ciclo al 5% de la deriva. De acuerdo al daño observado se concluyó que el modo de comportamiento fue a flexión.

### Figura 11.

*Columna BG-2: Sección transversal*



*Nota.* Sección transversal de la columna de estudio. Fuente: Elaboración propia.

### Tabla 3.

*Datos de la sección transversal de la columna BG-2*

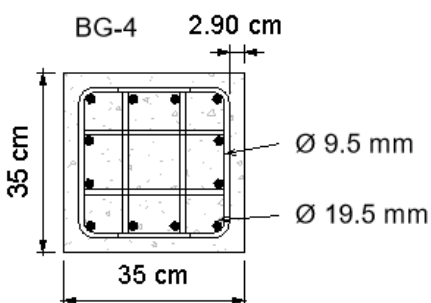
Característica	Valor
Área bruta de la sección de concreto ( $A_g$ )	35x35 cm
Recubrimiento ( $r$ )	2.90 cm
Acero de refuerzo longitudinal ( $st_l$ )	8 $\phi$ 19.50 mm
Acero de refuerzo transversal ( $st_t$ )	3 $\phi$ 9.50 mm @ 7.6 cm
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo ( $f_y$ )	4645.84 kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la compresión simple ( $f'_c$ )	346.70 kgf/cm <sup>2</sup>
Fuerza axial ( $P$ )	0.43 $f'_c A_g$
Longitud ( $L$ )	164.50 cm
Capacidad de momento nominal ( $VM_n$ )	14550.35 kgf

<b>Resistencia nominal a corte (<math>V_n</math>)</b>	85606.69 <i>kgf</i>
<b>Relación de carga lateral (<math>VM_n/V_n</math>)</b>	0.17

*Nota.* Características principales de la columna. Fuente: (Saatcioglu & Grira, 1999)

### 3.2.3. Columna BG-4

La columna BG-4 también se encuentra incluida dentro del estudio de Saatcioglu y Grira (Saatcioglu & Grira, 1999). Las características principales de BG-4 se muestran en la Tabla 4. BG-4 presentaba una sección transversal de 35x35 *cm*, refuerzo longitudinal de 12  $\phi$  19.50 *mm*, refuerzo transversal de 3  $\phi$  9.50 *mm* @ 15.20 *cm* y longitud de 164.50 *cm*. BG-4 fue ensayada con una carga axial ( $P$ ) constante igual a  $0.46f'_c A_g$  y un protocolo de desplazamientos laterales que incluían tres ciclos por cada paso de deformación hasta llegar a la falla de la columna. Mediante las dimensiones y propiedades de los materiales se determinó que la capacidad de momento nominal ( $VM_n$ ) de la columna fue de 17494.64 *kgf*, la resistencia nominal a corte ( $V_n$ ) tuvo un valor de 71314.82 *kgf*, resultando una relación  $VM_n/V_n$  igual a 0.25. El valor de la relación de carga lateral al ser menor a 1 sugiere que la columna se comportó principalmente a flexión según la ASCE 41-13. Durante el ensayo se produjeron grietas a flexión, escasas grietas a corte, aplastamiento del hormigón y pandeo de las barras longitudinales a nivel de la base de la columna. A partir del daño observado se concluye que el modo de comportamiento de la columna fue a flexión.

**Figura 12.***Columna BG-4: Sección transversal*

*Nota.* Sección transversal de la columna de estudio. Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 4.***Datos de la sección transversal de la columna BG-4*

<b>Característica</b>	<b>Valor</b>
<b>Área bruta de la sección de concreto (<math>A_g</math>)</b>	35x35 cm
<b>Recubrimiento (<math>r</math>)</b>	2.90 cm
<b>Acero de refuerzo longitudinal (<math>st_l</math>)</b>	12 $\phi$ 19.50 mm
<b>Acero de refuerzo transversal (<math>st_t</math>)</b>	3 $\phi$ 9.50 mm @ 15.20 cm
<b>Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (<math>f_y</math>)</b>	4645.84 kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Resistencia a la compresión simple (<math>f'_c</math>)</b>	346.70 kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Fuerza axial (<math>P</math>)</b>	0.46 $f'_c A_g$
<b>Longitud (<math>L</math>)</b>	164.50 cm
<b>Capacidad de momento nominal (<math>VM_n</math>)</b>	17494.64 kgf
<b>Resistencia nominal a corte (<math>V_n</math>)</b>	71314.82 kgf
<b>Relación de carga lateral (<math>VM_n/V_n</math>)</b>	0.25

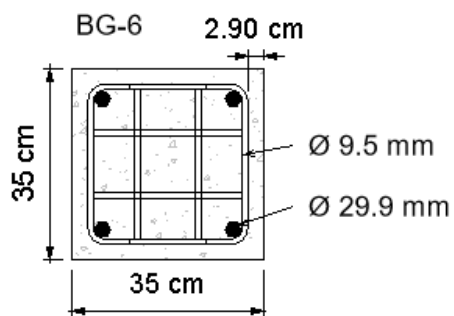
*Nota.* Características principales de la columna. Fuente: (Saatcioglu & Grira, 1999)

### 3.2.4. Columna BG-6

La columna BG-6 fue estudiada también por Saatcioglu y Grira (Saatcioglu & Grira, 1999). Las propiedades principales de BG-6 se muestran en la Tabla 5. BG-6 presentaba una sección transversal de  $35 \times 35 \text{ cm}$ , refuerzo longitudinal de  $4 \phi 29.90 \text{ mm}$ , refuerzo transversal de  $3 \phi 9.50 \text{ mm} @ 7.60 \text{ cm}$  y longitud de  $164.50 \text{ cm}$ . BG-6 fue ensayada con una carga axial ( $P$ ) igual a  $0.46f'_cA_g$  y un protocolo de desplazamientos laterales que incluían tres ciclos por cada paso de deformación hasta llegar a la falla de la columna. A partir de las dimensiones y propiedades de los materiales se determinó que la capacidad de momento nominal ( $VM_n$ ) de la columna fue de  $17622.24 \text{ kgf}$ , la resistencia nominal a corte ( $V_n$ ) tuvo un valor de  $101906.61 \text{ kgf}$ , resultando una relación  $VM_n/V_n$  igual a 0.17. El valor de la relación indica que el comportamiento de BG-6 fue principalmente a flexión, tal como lo indica la ASCE 41-13. Durante el ensayo se evidenciaron grietas de flexión, escasas grietas diagonales, las barras de refuerzo no llegaron a pandearse; sin embargo, se observó aplastamiento del hormigón. De acuerdo al daño observado se concluyó que el modo de comportamiento de la columna fue a flexión.

#### Figura 13.

*Columna BG-6: Sección transversal*



*Nota.* Sección transversal de la columna de estudio. Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 5.***Datos de la sección transversal de la columna BG-6*

<b>Característica</b>	<b>Valor</b>
<b>Área bruta de la sección de concreto (<math>A_g</math>)</b>	35x35 <i>cm</i>
<b>Recubrimiento (<math>r</math>)</b>	2.90 <i>cm</i>
<b>Acero de refuerzo longitudinal (<math>st_l</math>)</b>	4 $\phi$ 29.90 mm
<b>Acero de refuerzo transversal (<math>st_t</math>)</b>	3 $\phi$ 9.50 mm @ 7.60 <i>cm</i>
<b>Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (<math>f_y</math>)</b>	4872.22 <i>kgf/cm<sup>2</sup></i>
<b>Resistencia a la compresión simple (<math>f'_c</math>)</b>	346.70 <i>kgf/cm<sup>2</sup></i>
<b>Fuerza axial (<math>P</math>)</b>	0.46 $f'_c A_g$
<b>Longitud (<math>L</math>)</b>	164.50 <i>cm</i>
<b>Capacidad de momento nominal (<math>VM_n</math>)</b>	17622.24 <i>kgf</i>
<b>Resistencia nominal a corte (<math>V_n</math>)</b>	101906.61 <i>kgf</i>
<b>Relación de carga lateral (<math>VM_n/V_n</math>)</b>	0.17

*Nota.* Características principales de la columna. Fuente: (Saatcioglu & Grira, 1999)

### 3.2.5. Columna BG-10

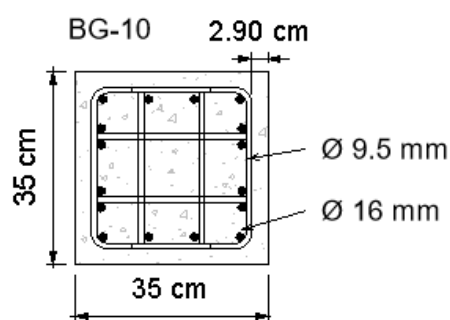
La columna BG-10 se encuentra incluida dentro del estudio de Saatcioglu y Grira (Saatcioglu & Grira, 1999). Las propiedades principales de BG-10 se muestran en la Tabla 6. BG-10 presentaba una sección transversal de 35x35 *cm*, refuerzo longitudinal de 16  $\phi$  16 *mm*, refuerzo transversal de 3  $\phi$  9.50 *mm* @ 7.60 *cm* y longitud de 164.50 *cm*. BG-10 fue ensayada con una carga axial ( $P$ ) constante igual a 0.46 $f'_c A_g$  y un protocolo de desplazamientos laterales que incluían tres ciclos por cada paso de deformación hasta llegar a la falla de la columna. A partir de las dimensiones y propiedades de los materiales se determinó que la capacidad de momento nominal ( $VM_n$ ) de la columna fue de 15310.01 *kgf*, la resistencia nominal a corte ( $V_n$ ) tuvo un valor de 104633.87 *kgf*, resultando una relación  $VM_n/V_n$  igual a 0.15. El valor de la relación de carga lateral al ser menor a 1 sugiere que el comportamiento de BG-10 tendía principalmente a flexión. Durante el ensayo el daño observado incluía: grietas a flexión, escasas grietas a corte,



aplastamiento del hormigón sin pandeo de las barras. Según el daño observado se concluyó que el modo de comportamiento de la columna fue a flexión

**Figura 14.**

*Columna BG-10: Sección transversal*



*Nota.* Sección transversal de la columna de estudio. Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 6.**

*Datos de la sección transversal de la columna BG-10*

Característica	Valor
Área bruta de la sección de concreto ( $A_g$ )	35x35 cm
Recubrimiento ( $r$ )	2.90 cm
Acero de refuerzo longitudinal ( $st_l$ )	16 $\phi$ 16 mm
Acero de refuerzo transversal ( $st_t$ )	3 $\phi$ 9.50 mm @ 7.60 cm
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo ( $f_y$ )	4362.36 kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la compresión simple ( $f'_c$ )	346.70 kgf/cm <sup>2</sup>
Fuerza axial ( $P$ )	0.46 $f'_c A_g$
Longitud ( $L$ )	164.50 cm
Capacidad de momento nominal ( $VM_n$ )	15310.01 kgf
Resistencia nominal a corte ( $V_n$ )	104633.87 kgf
Relación de carga lateral ( $VM_n/V_n$ )	0.15

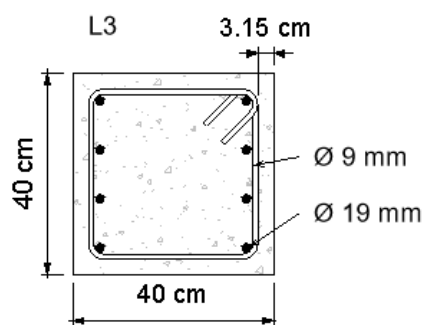
*Nota.* Características principales de la columna. Fuente: (Saatcioglu & Grira, 1999)

### 3.2.6. Columna L3

La columna L3 está incluida en el estudio de Ohno y Nishioka (Ohno & Nishioka, 1984). Las propiedades principales de L3 se muestran en la Tabla 7. L3 tenía una sección transversal de  $40 \times 40 \text{ cm}$ , refuerzo longitudinal de  $6 \phi 19 \text{ mm}$ , refuerzo transversal de  $1 \phi 9 \text{ mm @ } 10 \text{ cm}$  y longitud de  $160 \text{ cm}$ . L3 fue ensayada bajo una carga axial (P) constante igual a  $0.03f'_c A_g$ . A partir de las dimensiones y propiedades de los materiales se determinó la capacidad de momento nominal ( $VM_n$ ) de la columna fue de  $11114.20 \text{ kgf}$ , la resistencia nominal a corte ( $V_n$ ) tuvo un valor de  $28446.62 \text{ kgf}$ , resultando una relación  $VM_n/V_n$  igual a  $0.39$ . La relación indica que el comportamiento principal de la columna tendía a flexión según la ASCE 41-13. Durante el ensayo el daño observado incluía: abundantes grietas a flexión a lo largo de la columna, grietas pequeñas de corte en la base de la columna, sin pandeo de barras ni aplastamiento del hormigón, se observó la formación de una articulación plástica a los  $20 \text{ cm}$  del pie de la columna donde se concentra el daño. De acuerdo con el daño observado se concluyó que el modo de comportamiento de la columna fue a flexión.

**Figura 15.**

*Columna L3: Sección transversal*



*Nota.* Sección transversal de la columna de estudio. Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 7. -***Datos de la sección transversal de la columna L3*

<b>Característica</b>	<b>Valor</b>
<b>Área bruta de la sección de concreto (<math>A_g</math>)</b>	40x40 <i>cm</i>
<b>Recubrimiento (<math>r</math>)</b>	3.15 <i>cm</i>
<b>Acero de refuerzo longitudinal (<math>st_l</math>)</b>	8 $\phi$ 19 mm
<b>Acero de refuerzo transversal (<math>st_t</math>)</b>	1 $\phi$ 9 mm @ 10 <i>cm</i>
<b>Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (<math>f_y</math>)</b>	3691.39 <i>kgf/cm<sup>2</sup></i>
<b>Resistencia a la compresión simple (<math>f'_c</math>)</b>	252.89 <i>kgf/cm<sup>2</sup></i>
<b>Fuerza axial (<math>P</math>)</b>	0.03 $f'_c A_g$
<b>Longitud (<math>L</math>)</b>	160 <i>cm</i>
<b>Capacidad de momento nominal (<math>VM_n</math>)</b>	11114.20 <i>kgf</i>
<b>Resistencia nominal a corte (<math>V_n</math>)</b>	28446.62 <i>kgf</i>
<b>Relación de carga lateral (<math>VM_n/V_n</math>)</b>	0.39

*Nota.* Características principales de la columna. Fuente: (Ohno & Nishioka, 1984)

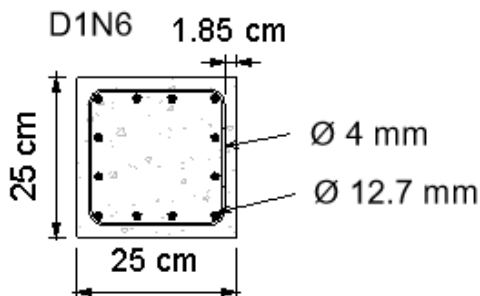
### 3.2.7. Columna D1N6

La columna D1N6 está incluida en el estudio de Kono et al., (Kono et al., 2005). Las propiedades principales de D1N6 se muestran en la Tabla 8. D1N6 tenía una sección transversal de 25x25 *cm*, refuerzo longitudinal de 12  $\phi$  12.70 *mm*, refuerzo transversal de 1  $\phi$  4 *mm* @ 4 *cm*, longitud de 62.50 *cm*. D1N6 fue ensayada bajo una carga axial ( $P$ ) constante igual a 0.30 $f'_c A_g$  y un protocolo de desplazamientos laterales que incluían dos ciclos por cada paso de deformación hasta llegar a la falla de la columna.. A partir de las dimensiones y propiedades de los materiales se determinó la capacidad de momento nominal ( $VM_n$ ) de la columna fue de 15764.85 *kgf*, la resistencia nominal a corte ( $V_n$ ) tuvo un valor de 33807.86 *kgf*, resultando una relación  $VM_n/V_n$  igual a 0.47. La relación indica que el comportamiento principal de D1N6 tendía

a flexión según la ASCE 41-13. Ya en el ensayo, el daño observado incluía: abundantes grietas a flexión en la altura de la columna, desprendimiento del hormigón y pandeo de barras. De acuerdo con el daño observado se concluyó que el modo de comportamiento de la columna fue a flexión.

**Figura 16.**

*Columna DIN6: Sección transversal*



*Nota.* Sección transversal de la columna de estudio. Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 8.**

*Datos de la sección transversal de la columna DIN6*

Característica	Valor
Área bruta de la sección de concreto ( $A_g$ )	25x25 cm
Recubrimiento ( $r$ )	1.85 cm
Acero de refuerzo longitudinal ( $st_l$ )	12 $\phi$ 12.70 mm
Acero de refuerzo transversal ( $st_t$ )	1 $\phi$ 4 mm @ 4 cm
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo ( $f_y$ )	4700.91 kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la compresión simple ( $f'_c$ )	383.41 kgf/cm <sup>2</sup>
Fuerza axial ( $P$ )	0.30 $f'_c A_g$
Longitud ( $L$ )	62.50 cm
Capacidad de momento nominal ( $VM_n$ )	15764.85 kgf
Resistencia nominal a corte ( $V_n$ )	33807.86 kgf
Relación de carga lateral ( $VM_n/V_n$ )	0.47

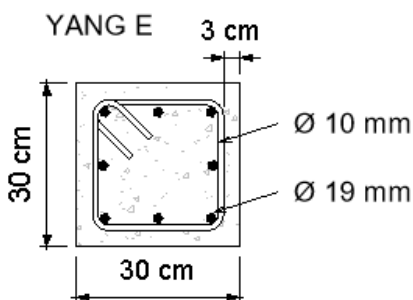
*Nota.* Características principales de la columna. Fuente: (Kono et al., 2005).

### 3.2.8. Columna E

La columna E está incluida en el estudio de Kono et al., (Kono et al., 2005). Las propiedades principales de E se muestra en la Tabla 9. E tenía una sección transversal de  $30 \times 30 \text{ cm}$ , su refuerzo longitudinal de  $8 \phi 19 \text{ mm}$ , refuerzo transversal de  $1 \phi 10 \text{ mm @ } 30 \text{ cm}$ , longitud de  $90.00 \text{ cm}$ . E fue ensayada bajo una carga axial (P) constante igual a  $0.25f'_c A_g$  y un protocolo de desplazamientos laterales que incluían tres ciclos por cada paso de deformación hasta llegar a la falla de la columna.. A partir de las dimensiones y propiedades de los materiales se determinó la capacidad de momento nominal ( $VM_n$ ) de la columna fue de  $17530.50 \text{ kgf}$ , la resistencia nominal a corte ( $V_n$ ) tuvo un valor de  $25871.76 \text{ kgf}$ , resultando una relación  $VM_n/V_n$  igual a 0.68. La relación indica que el comportamiento principal de E tendía a flexión según la ASCE 41-13. Ya en el ensayo, el daño observado incluía: grietas a flexión en la altura de la columna, grietas de diagonales de corte, desprendimiento del hormigón y pandeo de barras. De acuerdo con el daño observado se concluyó que el modo de comportamiento de la columna fue flexo-cortante.

#### Figura 17.

*Columna E: Sección transversal*



*Nota.* Sección transversal de la columna de estudio. Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 9.***Datos de la sección transversal de la columna E*

<b>Característica</b>	<b>Valor</b>
<b>Área bruta de la sección de concreto (<math>A_g</math>)</b>	30x30 <i>cm</i>
<b>Recubrimiento (<math>r</math>)</b>	3 <i>cm</i>
<b>Acero de refuerzo longitudinal (<math>st_l</math>)</b>	8 $\phi$ 19 mm
<b>Acero de refuerzo transversal (<math>st_t</math>)</b>	1 $\phi$ 10 mm @ 30 <i>cm</i>
<b>Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (<math>f_y</math>)</b>	4458.22 <i>kgf/cm<sup>2</sup></i>
<b>Resistencia a la compresión simple (<math>f'_c</math>)</b>	373.22 <i>kgf/cm<sup>2</sup></i>
<b>Fuerza axial (<math>P</math>)</b>	0.25 $f'_c A_g$
<b>Longitud (<math>L</math>)</b>	90.00 <i>cm</i>
<b>Capacidad de momento nominal (<math>VM_n</math>)</b>	17530.50 <i>kgf</i>
<b>Resistencia nominal a corte (<math>V_n</math>)</b>	25871.76 <i>kgf</i>
<b>Relación de carga lateral (<math>VM_n/V_n</math>)</b>	0.68

*Nota.* Características principales de la columna. Fuente: (Yang et al., 2020).

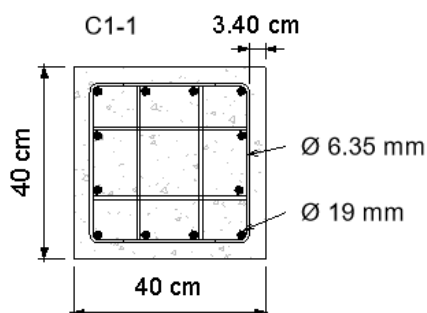
### 3.2.9. Columna C1-1

La columna C1-1 está incluida en el estudio de Mo y Wang (Mo & Wang, 2000). Las propiedades principales de C1-1 se muestran en la Tabla 10. C1-1 tenía una sección transversal de 40x40 *cm*, su refuerzo longitudinal de 12  $\phi$  19 mm, refuerzo transversal de 3  $\phi$  6.35 mm @ 5 *cm*, longitud de 140.00 *cm*. C1-1 fue ensayada bajo una carga axial ( $P$ ) constante igual a 0.11  $f'_c A_g$  y un protocolo de desplazamientos laterales que incluían tres ciclos por cada paso de deformación hasta llegar a la falla de la columna. A partir de las dimensiones y propiedades de los materiales se determinó la capacidad de momento nominal ( $VM_n$ ) de la columna fue de 23849.97 *kgf*, la resistencia nominal a corte ( $V_n$ ) tuvo un valor de

60090.23 *kgf*, resultando una relación  $VM_n/V_n$  igual a 0.40. La relación indica que el comportamiento principal de C1-1 tendía a flexión según la ASCE 41-13. Ya en el ensayo, el daño observado incluía: abundantes grietas de flexión en la zona plástica ubicada en la base de la columna, grietas diagonales luego de la fluencia del refuerzo longitudinal, se observó, además aplastamiento y desprendimiento de hormigón en la zona donde se concentra el daño. Según el daño observado se concluye que el modo de comportamiento de la columna fue a flexión.

**Figura 18.**

*Columna C1-1: Sección transversal*



*Nota.* Sección transversal de la columna de estudio. Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 10.**

*Datos de la sección transversal de la columna C1-1*

Característica	Valor
Área bruta de la sección de concreto ( $A_g$ )	40x40 <i>cm</i>
Recubrimiento ( $r$ )	3.40 <i>cm</i>
Acero de refuerzo longitudinal ( $st_l$ )	12 $\phi$ 19 mm
Acero de refuerzo transversal ( $st_t$ )	3 $\phi$ 6.35 mm @ 5 <i>cm</i>
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo ( $f_y$ )	5068.01 <i>kgf/cm</i> <sup>2</sup>
Resistencia a la compresión simple ( $f'_c$ )	253.91 <i>kgf/cm</i> <sup>2</sup>
Fuerza axial ( $P$ )	0.11 $f'_c A_g$
Longitud ( $L$ )	140.00 <i>cm</i>

<b>Capacidad de momento nominal (<math>VM_n</math>)</b>	23849.97 <i>kgf</i>
<b>Resistencia nominal a corte (<math>V_n</math>)</b>	60090.23 <i>kgf</i>
<b>Relación de carga lateral (<math>VM_n/V_n</math>)</b>	0.40

*Nota.* Características principales de la columna. Fuente: (Mo & Wang, 2000).

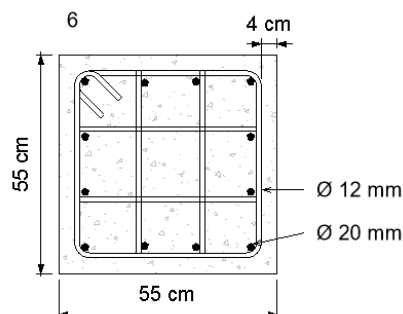
### 3.2.10. Columna 6

La columna 6 está incluida en el estudio de Tanaka y Park (Tanaka & Park, 1990). Las propiedades principales 6 se muestran en la Tabla 11. 6 presentaba una sección transversal de  $55 \times 55 \text{ cm}$ , refuerzo longitudinal de  $12 \phi 20 \text{ mm}$ , refuerzo transversal de  $3 \phi 12 \text{ mm @ } 11 \text{ cm}$ , longitud de  $165.00 \text{ cm}$ . 6 fue ensayada bajo una carga axial (P) constante igual a  $0.10f'_cA_g$  y un protocolo de desplazamientos laterales que incluían dos ciclos por cada paso de deformación. A partir de las dimensiones y propiedades de los materiales se determinó la capacidad de momento nominal ( $VM_n$ ) de la columna fue de  $42165.79 \text{ kgf}$ , la resistencia nominal a corte ( $V_n$ ) fue de  $106806.05 \text{ kgf}$ , resultando una relación  $VM_n/V_n$  igual a 0.39. La relación indica que el comportamiento principal de 6 tendía a flexión según la ASCE 41-13. Ya en el ensayo, el daño observado incluía: abundantes grietas de flexión en la base de la columna, así como grietas diagonales y pandeo del refuerzo longitudinal, se observó, además aplastamiento y desprendimiento de hormigón en la zona donde se concentra el daño. Según el daño observado se concluye que el modo de comportamiento de la columna fue a flexión.



**Figura 19.**

*Columna 6: Sección transversal*



*Nota.* Sección transversal de la columna de estudio. Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 11.**

*Datos de la sección transversal de la columna 6*

Característica	Valor
Área bruta de la sección de concreto ( $A_g$ )	55x55 cm
Recubrimiento ( $r$ )	4.00 cm
Acero de refuerzo longitudinal ( $st_l$ )	12 $\phi$ 20 mm
Acero de refuerzo transversal ( $st_t$ )	3 $\phi$ 12 mm @ 11 cm
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo ( $f_y$ )	5210.77 kgf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la compresión simple ( $f'_c$ )	367.10 kgf/cm <sup>2</sup>
Fuerza axial ( $P$ )	0.10 $f'_c A_g$
Longitud ( $L$ )	165.00 cm
Capacidad de momento nominal ( $VM_n$ )	42165.79 kgf
Resistencia nominal a corte ( $V_n$ )	106806.05 kgf
Relación de carga lateral ( $VM_n/V_n$ )	0.39

*Nota.* Características principales de la columna. Fuente: (Tanaka & Park, 1990)

### 3.3. Descripción del proceso de análisis

#### 3.3.1. Comportamiento mecánico de materiales

En primera instancia se definió el comportamiento mecánico de los materiales ante la aplicación de cargas mediante la curva esfuerzo - deformación. Para el comportamiento del hormigón se consideró el modelo constitutivo de Hognestad para hormigón no confinado. Por otra parte, para el comportamiento del acero de refuerzo se consideró el modelo elastoplástico como constitutiva. A continuación, se describen los modelos utilizados en este estudio.

##### 3.3.1.1. Comportamiento mecánico del hormigón

El modelo constitutivo para el hormigón será el modelo proporcionado por Hognestad, et al. (1955) para hormigón no confinado. Este modelo es apto para hormigones de hasta 40 MPa. Este modelo considera como deformación última del hormigón 0.0038. en la Figura 20 se aprecia la curva constitutiva del hormigón de la columna FS-0, las ecuaciones que se emplearon se presentan a continuación.

$$f_c'' = 0.9f_c' \quad (7)$$

$$f_c'(\varepsilon_c) = f_c'' \left( \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right) \quad (8)$$

$$\varepsilon_0 = 1.8 \frac{f_c''}{E_c} \quad (9)$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} \quad (10)$$

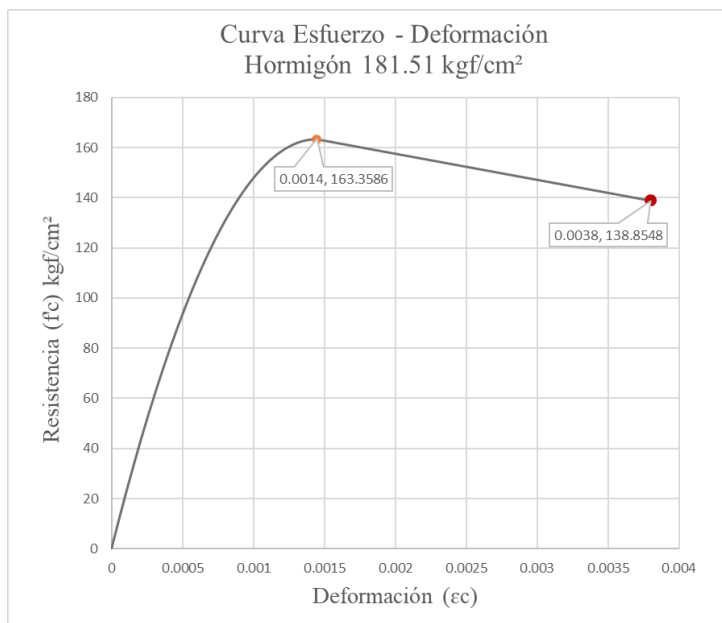
Donde:

$f_c'$  Resistencia especificada a la compresión

$E_c$  Módulo de elasticidad del hormigón

**Figura 20.**

Curva esfuerzo – deformación de hormigón de  $f'_c = 181.51 \text{ kgf/cm}^2$



**Nota.** Curva constitutiva del hormigón correspondiente a la columna FS-0. Fuente: Elaboración propia.

### 3.3.1.2. Comportamiento mecánico del acero

El comportamiento mecánico del acero se estimó mediante el modelo establecido por el ACI 318-18 denominado elastoplástico o bilineal presentado en la Figura 4. El módulo de elasticidad para el acero fue considerado como  $2100000 \text{ kgf/cm}^2$  para todas las columnas estudiadas. Por otra parte, el esfuerzo de fluencia fue el especificado en cada columna de ensayo. En la *Figura 21*, se muestra la curva constitutiva para el acero de refuerzo de la columna FS-0 empleando las ecuaciones establecidas por el ACI 318-19.

$$f_s = E_s * \varepsilon_s \quad \text{si } 0 \leq \varepsilon < \varepsilon_y \quad (11)$$

$$f_s = f_y \quad \text{si } \varepsilon \geq \varepsilon_y \quad (12)$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (13)$$

Donde:

$f_s$  Esfuerzo del acero de refuerzo

$f_s$  Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

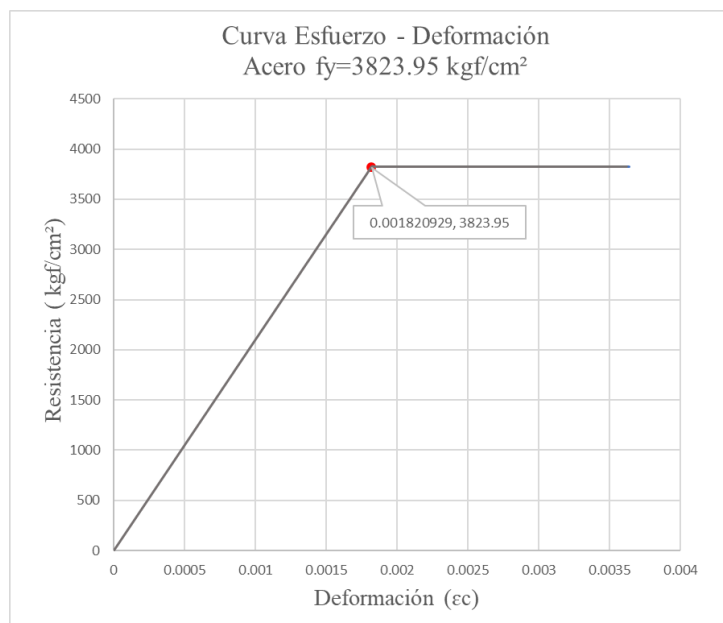
$E_s$  Módulo de elasticidad del acero

$\varepsilon_s$  Deformación unitaria

$\varepsilon_y$  Deformación unitaria de fluencia

### Figura 21.

Curva esfuerzo - deformación para acero de refuerzo  $f_y = 3823.94 \text{ kgf/cm}^2$



**Nota.** Curva constitutiva del acero de refuerzo de la columna FS-0. Fuente: Elaboración propia.

### 3.3.2. Diagrama momento – curvatura

Para la determinación del diagrama momento – curvatura de las columnas analizadas se estableció como carga axial constante a la carga especificada en el proceso experimental. Se

obtuvo el momento nominal de la sección a partir de la iteración del eje neutro ( $c$ ) de manera secuencial con las deformaciones unitarias de la primera fibra de concreto obtenidas mediante el modelo constitutivo de Hognestad previamente establecido. El diagrama se formó por la combinación del momento nominal y la curvatura correspondiente como se muestra para la columna FS-0 en la Figura 22 . El valor de curvatura se calculó mediante la ecuación 14.

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (14)$$

Donde:

$\varepsilon_c$  Deformación unitaria de la fibra de hormigón más comprimida.

$c$  Profundidad del eje neutro

Se realizó la identificación de los puntos característicos del diagrama momento – curvatura debido a la necesidad de estos valores para la estimación de la deformación lateral. Como primera instancia se definió el momento crítico o de agrietamiento ( $M_{cr}$ ) de la sección correspondiente a la curvatura crítica ( $\phi_{cr}$ ). El valor de  $M_{cr}$  se obtuvo mediante la ecuación proporcionada por el ACI 318-19. Para la curvatura crítica se realizó una regresión polinómica entre los valores cercanos al momento crítico que se encuentran en el diagrama momento curvatura obtenido previamente.

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (15)$$

Donde:

$f_r$  Módulo de ruptura del hormigón  $f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c}$  (MPa)

$I_g$  Momento de inercia de la sección bruta

$y_t$  Distancia desde el centroide de la sección bruta hasta la cara en tracción

Para la determinación del momento de fluencia ( $M_y$ ), inicialmente se identificó el momento de primera fluencia ( $M_{first\ yield}$ ). Para esto se definió el menor de los momentos correspondientes a una deformación unitaria del hormigón de 0.002 y la primera fluencia del acero de refuerzo. La curvatura en este punto se denomina  $\phi'$ . Posteriormente se determinó el momento último de la sección ( $M_u$ ), considerado en este análisis como el momento alcanzado cuando la fibra de hormigón más comprimida presenta una deformación unitaria igual 0.0038 con una curvatura denominada  $\phi_u$ .

El momento de fluencia ( $M_y$ ), se estimó mediante regresión polinómica con los datos obtenidos del diagrama y la curvatura del límite elástico o de fluencia ( $\phi_y$ ). Para la determinación de la curvatura de fluencia se consideró una relación lineal entre el momento último y el momento de primera fluencia. De esta manera se determinó la curvatura correspondiente mediante la siguiente ecuación (Nilson, 2001):

$$\phi_y = \frac{M_u}{M_{first\ yield}} * \phi' \quad (16)$$

Donde:

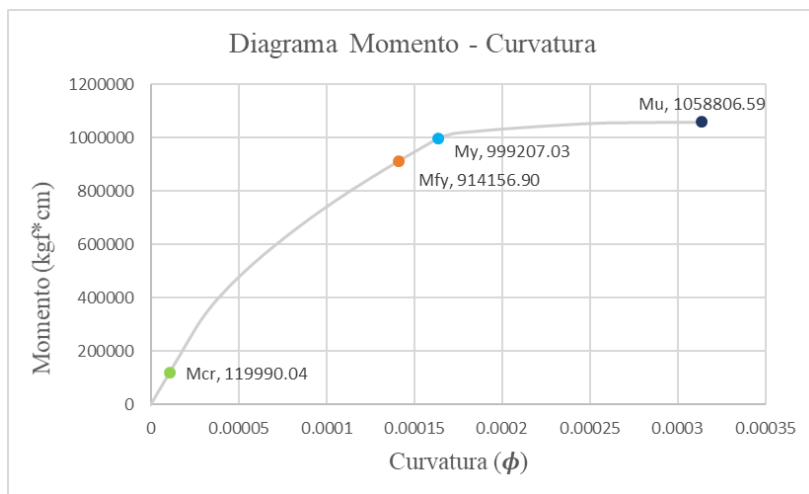
$M_u$  Momento último

$M_{first\ yield}$  Momento de primera fluencia

$\phi'$  Curvatura de primera fluencia

**Figura 22.**

*Diagrama momento - curvatura columna FS-0*



**Nota.** Diagrama momento – curvatura con puntos característicos de la columna FS-0. Fuente: Elaboración propia.

### 3.3.3. Deformación lateral

Para la estimación de la deformación lateral se empleó la metodología establecida por Moehle (2015) que considera la deformación por flexión, corte y deslizamiento mediante la siguiente ecuación:

$$\delta = \delta_f + \delta_v + \delta_s \quad (17)$$

Donde:

$\delta$  Deformación lateral total

$\delta_f$  Deformación lateral por flexión

$\delta_v$  Deformación lateral por corte

$\delta_s$  Deformación lateral por deslizamiento de adherencia

### 3.3.3.1. Deformación lateral por flexión

Para la determinación de la deformación lateral por flexión en las columnas de estudio se siguió la metodología propuesta por Moehle. Los puntos necesarios para el desarrollo de la ecuación se obtuvieron de el diagrama momento – curvatura definido anteriormente. Esta ecuación considera los valores de longitud y curvatura tanto de fluencia como críticos, tales consideraciones se observan en la Figura 23. La ecuación propuesta por (Moehle, 2015) es la siguiente:

$$\delta_f = \frac{\phi_{cr} L_{cr}^2}{3} + \phi_{cr} (L - L_{cr}) \left( \frac{L + L_{cr}}{2} \right) + \frac{(\phi_y - \phi_{cr})(L - L_{cr})}{2} \left( L_{cr} + \frac{2}{3}(L - L_{cr}) \right) \quad (18)$$

Donde:

$\delta_f$  Deformación lateral por flexión

$\phi_y$  Curvatura de flexión

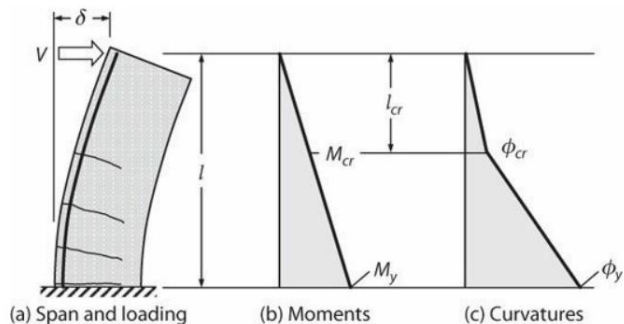
$\phi_{cr}$  Curvatura crítica

$L$  Longitud del elemento

$L_{cr}$  Longitud crítica del elemento

#### Figura 23.

*Deformación lateral por flexión en una columna*



**Nota.** Consideraciones para la estimación de la deformación lateral por flexión. Fuente: (Moehle, 2015).



### 3.3.3.2. Deformación lateral por corte

La deformación lateral por corte que se observa en la Figura 24, fue estimada mediante la ecuación propuesta por Moehle (2015).

$$\delta_v = \frac{V * L}{A_v * G_{eff}} \quad (19)$$

Donde

$\delta_v$  Deformación lateral por corte

$A_v$  Área efectiva de corte, 5/6 del área total para secciones rectangulares y 85% para secciones circulares.

$G_{eff}$  Módulo efectivo de corte

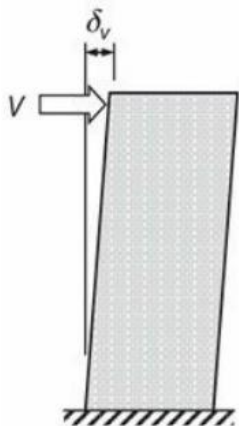
$V$  Fuerza lateral

$L$  Longitud del elemento

El módulo efectivo de corte ( $G_{eff}$ ) puede tomar un valor del 40% del módulo de elasticidad del hormigón previo al agrietamiento de la sección por corte. En este estudio se consideró  $G_{eff}$  como  $0.2E_c$  valor recomendado por Elwood y Eberhard (2009) para vigas y columnas. Esto considera que la sección ya experimento agrietamiento por corte ante la carga lateral máxima. Este fenómeno también se evidencio en los ensayos de las columnas mediante grietas diagonales producidas por el efecto de corte.

**Figura 24.**

*Deformación lateral por corte en una columna*



**Nota.** Deformación producto de la aplicación de carga lateral (cortante). Fuente: (Moehle, 2015)

### 3.3.3.3. Deformación lateral por deslizamiento de adherencia

La deformación lateral por deslizamiento de adherencia se calculó mediante la ecuación propuesta por Moehle (2015). Esta metodología considera una tensión de enlace uniforme constante. De la misma manera se toma en cuenta un deslizamiento de la barra de refuerzo de la columna que ocasiona la deformación como se ve en la Figura 25. Las ecuaciones empleadas son las siguientes:

$$\delta_s = \theta l \quad (20)$$

$$\theta = \frac{f_y^2 * d_b}{8 * E_s * \bar{u}} * \frac{1}{d - c} \quad (21)$$

$$\bar{u} = 1\sqrt{f'_c} \text{ MPa} \quad (5)$$

Donde

$\delta_s$  Deformación lateral por deslizamiento de adherencia

$f_y$  Esfuerzo de fluencia

$E_s$  Módulo de elasticidad del acero de refuerzo

$d_b$  Diámetro de la barra de refuerzo

$l$  Longitud desde el anclaje hasta el punto de inflexión del elemento

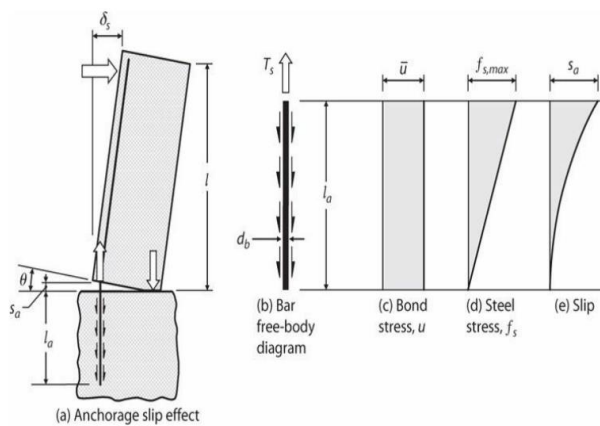
$\bar{u}$  Tensión de enlace uniforme

$d$  Peralte efectivo

$c$  profundidad del eje neutro al alcanzar la combinación  $(M_y, P_{obj})$

### Figura 25.

*Deformación lateral por deslizamiento de adherencia en una columna*



**Nota.** Deformación lateral por deslizamiento del acero de refuerzo. Fuente: (Moehle, 2015).

## CAPÍTULO 4

### RESULTADOS

#### 4.1. Evaluación de la capacidad de deformación lateral de la columna FS-0

Los resultados de la metodología descrita en la sección previa para la columna guía FS-0 se describirán detalladamente en esta sección. La misma describe los principales resultados obtenidos del diagrama momento curvatura, deformación lateral por flexión, corte y deslizamiento, reajuste de resultados, comparación entre resultados experimentales y analíticos y relación entre los parámetros de deformación lateral y el modo de falla.

Los principales resultados del diagrama momento – curvatura (Figura 22) necesarios para la determinación de la capacidad de deformación lateral se describen en la Tabla 12. Es importante recalcar que en el diagrama de momento – curvatura se observa que el momento último se define como el momento máximo que resiste la sección (Park & Paulay, 1988). Por esta razón, la capacidad de deformación lateral de las columnas corresponderá a la fuerza lateral máxima aplicada en combinación con la carga axial definida.

**Tabla 12.**

*Puntos característicos del diagrama Momento - Curvatura*

Punto característico	Curvatura ( $\phi$ )	Momento ( $kgf * cm$ )
Momento crítico ( $M_{cr}$ )	0.0000107	119990.04
Momento primera fluencia ( $M_{fy}$ )	0.0001415	914156.90
Momento de fluencia ( $M_y$ )	0.0001639	999207.03
Momento último ( $M_u$ )	0.0003142	1058806.59

**Nota.** Se observa los puntos característicos del diagrama momento – curvatura correspondiente a la columna FS-0.

#### 4.1.1. Deformación lateral por flexión de la columna FS-0

Para la determinación de la deformación lateral por flexión en la columna FS-0 se aplicó la ecuación 18. Los parámetros empleados en la ecuación se describen en la Tabla 13. La deformación por flexión obtenida para la columna FS-0 se muestra a continuación.

$$\delta_f = 14.595 \text{ mm} \quad (22)$$

**Tabla 13.**

*Parámetros para la determinación de deformación por flexión*

<b>Parámetro</b>	<b>Notación</b>	<b>Valor</b>
Longitud	$L$	1660 mm
Longitud crítica	$L_{cr}$	199.3 mm

*Nota.* Especificación de parámetros empleados. Fuente: Elaboración propia.

#### 4.1.2. Deformación lateral por corte de la columna FS-0

Para la determinación de la deformación lateral por corte se emplearon los parámetros mostrados en la Tabla 14. Se empleó la ecuación 19. El resultado obtenido para la deformación por corte fue:

$$\delta_v = 0.347 \text{ mm} \quad (23)$$

**Tabla 14.***Parámetros para la determinación de deformación por corte*

<b>Parámetro</b>	<b>Notación</b>	<b>Valor</b>
Fuerza lateral máxima	$V$	6378.35 $kgf$
Módulo efectivo de corte	$G_{eff}$	40687.09 $kgf/cm^2$
Área efectiva de corte	$A_v$	750 $cm^2$

*Nota.* Especificación de parámetros empleados. Fuente: Elaboración propia.

#### 4.1.3. Deformación lateral por deslizamiento de adherencia de la columna FS-0

Para la determinación de la deformación por deslizamiento de adherencia de la columna fue calculada mediante la ecuación 20. Los parámetros para la estimación de la deformación por deslizamiento de adherencia se muestran en la Tabla 15. Finalmente, la deformación por deslizamiento de adherencia obtenida para la columna FS-0 fue:

$$\delta_s = 6.185 \text{ mm} \quad (24)$$

**Tabla 15.***Parámetros para la determinación de deformación por deslizamiento de adherencia*

<b>Parámetro</b>	<b>Notación</b>	<b>Valor</b>
Esfuerzo de fluencia	$f_y$	4779.94 $kgf$
Diámetro de varilla	$d_b$	22 $mm$
Módulo de elasticidad del acero	$E_s$	2100000 $kgf/cm^2$
Tensión de enlace uniforme	$\bar{u}$	43.02 $kgf/cm^2$
Peralte efectivo	$d$	24.9 $cm$
Profundidad del eje neutro	$c$	13.97 $cm$

Ángulo de rotación columna	$\theta$	0.0037
Longitud desde el anclaje al punto de inflexión	$l$	1660 mm

**Nota.** Especificación de parámetros empleados. Fuente: Elaboración propia.

#### 4.1.4. Deformación lateral total de la columna FS-0

La deformación lateral total de la columna FS-0 se obtuvo de la adición de las deformaciones calculadas previamente. Se empleó la ecuación 17 propuesta en la metodología. El resultado de deformación lateral total para la columna FS-0 fue:

$$\delta = 21.127 \text{ mm} \quad (25)$$

#### 4.1.5. Carga lateral máxima que resiste la columna FS-0

La carga lateral máxima aplicada en la columna es un parámetro fundamental de comparación entre los resultados experimentales y analíticos. Para la determinación de la carga lateral se consideraron columnas empotradas en un solo extremo. En consecuencia, la fuerza lateral máxima resulta del cociente entre el momento máximo del diagrama momento – curvatura y la longitud de la columna desde la base hacia el extremo libre (punto de aplicación de carga). Como se mencionó anteriormente, en este análisis los resultados del diagrama momento – curvatura establecen que el momento último ( $M_u$ ) obtenido; representa también el momento máximo alcanzado bajo las consideraciones establecidas en la metodología. De esta manera la carga lateral máxima obtenida a partir de la metodología fue:

$$V = 6378.35 \text{ kgf} \quad (26)$$

#### 4.1.6. Comparación de resultados analíticos y experimentales de la columna FS-0

Este apartado busca determinar la precisión de la metodología aplicada. Por esta razón se compararon los resultados experimentales con los resultados numéricos obtenidos en este estudio. Los parámetros que se compran son la carga lateral máxima aplicada y la deformación lateral provocada por la aplicación de la misma. Los resultados numéricos y experimentales de la columna FS-0 se muestran en la Tabla 16.

**Tabla 16.**

*Comparación de resultados analíticos y experimentales de la columna FS-0*

Columna	Carga lateral máxima ( <i>kgf</i> )			Deformación Lateral ante carga máxima ( <i>mm</i> )		
	Experimental	Analítico	%	Experimental	Analítico	%
FS-0 (Truong et al., 2017)	10309.167	6378.35	38.13	21.58	21.13	2.10

*Nota.* Tabla comparativa de resultados. Fuente: Elaboración propia.

El porcentaje presentado en la tabla anterior representa cuanto difiere la respuesta analítica de la experimental. Basado en estudios similares que comparan resultados experimentales de analíticos de columnas como el de Torres (2013) y Yang et al., (2020), se estableció que el porcentaje de variación entre los resultados experimentales y analíticos no sea mayor al 30%. Con el objetivo de garantizar que tanto la carga lateral y la deformación lateral estimadas difieran en no más del 30% de los resultados experimentales se realizó un ajuste basada en las consideraciones para la determinación del momento probable de acuerdo con la ACI 318-19. El momento probable ( $M_{pr}$ ) es la resistencia máxima probable de elementos sometidos a flexión, con o sin carga axial (ACI, 2019). De acuerdo con la ACI 318-19  $M_{pr}$  se determina por medio de las propiedades de



los elementos, usando el bloque equivalente de esfuerzos, el modelo elastoplástico para el acero de refuerzo y un factor de al menos 1.25 para el esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ). Esta consideración se hace debido a que el modelo constitutivo empleado para el acero de refuerzo no considera el incremento de esfuerzo producido por el endurecimiento por deformación.

Debido a los factores señalados anteriormente se realizó un reajuste en  $f_y$ . De esta manera se aplicó la misma metodología considerando un incremento en  $f_y$  del 25%. Los resultados analíticos obtenidos posterior al reajuste ( $1.25f_y$ ) se muestran en la Tabla 17. Se observa que al realizar el ajuste la estimación de la carga lateral máxima se vuelve más precisa. Por el contrario, la diferencia de valores de deformación se vuelve mayor. Sin embargo, ambos parámetros se encuentran dentro del rango especificado anteriormente. El efecto de este reajuste se evaluará en los resultados de todas las columnas pertenecientes a la base de datos en la sección posterior.

**Tabla 17.**

*Comparación de resultados analíticos y experimentales de la columna FS-0 posterior al reajuste*

Columna	Carga lateral máxima ( <i>kgf</i> )			Deformación Lateral ante carga máxima ( <i>mm</i> )		
	Experimental	Analítico	%	Experimental	Analítico	%
FS-0 (Truong et al., 2017)	10309.17	7219.03	29.98	21.58	25.83	19.69

**Nota.** Se muestran los resultados analíticos considerando  $1.25f_y$ . Fuente: Elaboración propia.

#### 4.1.7. Relación entre los parámetros de deformación y el modo de comportamiento de la columna FS-0

Los resultados obtenidos de los parámetros de deformación y el porcentaje que representan de la deformación total considerando  $1.25f_y$  se muestran en la Tabla 18. Como se observa la deformación por flexión representa el mayor porcentaje de la deformación total de la columna FS-0. Esto se debe a que el modo de falla de la columna durante el ensayo fue a flexo-cortante. Este comportamiento también se verificó a través de la relación  $VM_n/V_n$  obtenida previamente. Esta relación tuvo un valor de 0.63, la misma que al ser mayor que 0.60 y menor que 1 indica que la columna tuvo un comportamiento flexo-cortante de acuerdo con la ASCE 41-13. El valor de la deformación por corte es relativamente bajo debido a que la columna tuvo un comportamiento principalmente a flexión.

**Tabla 18.**

*Parámetros de deformación*

<b>Columna FS-0</b>		
	<b>mm</b>	<b>%</b>
$\delta_f$	16.709	64.69
$\delta_v$	0.393	1.52
$\delta_s$	8.728	33.79
$\delta$	25.830	100.00

**Nota.** Se muestra el porcentaje que representa cada valor de formación en la deformación lateral total de la columna FS-0. Fuente: Elaboración propia.

#### 4.2. Resultados de la Base de datos

En las nueve columnas adicionales presentadas en el CAPÍTULO III se aplicó el mismo procedimiento para la obtención de la capacidad de deformación lateral que en la columna FS-0. En la Tabla 19 se observa un resumen de las características principales de las columnas que forman parte de la base de datos. En este apartado se presentan los resultados obtenidos para las columnas

analizadas (capacidad de deformación y carga máxima lateral). Los resultados presentados se obtuvieron considerando  $f_y$  y  $1.25f_y$ . Adicionalmente, se muestran algunas verificaciones para el modo de falla y su relación con la capacidad de deformación.

**Tabla 19.**

*Resumen de las características principales de las columnas de la base de datos*

<b>Columna</b>	$f'_c$ ( <i>kgf/cm<sup>2</sup></i> )	$f_y$ ( <i>kgf/cm<sup>2</sup></i> )	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$b$ ( <i>cm</i> )	$h$ ( <i>cm</i> )	$L$ ( <i>cm</i> )
FS-0 (Truong et al., 2017)	181.51	3823.95	0.30	30.00	30.00	166.00
C1-1 (Mo & Wang, 2000)	253.91	5068.01	0.11	40.00	40.00	140.00
BG 2 (Saatcioglu & Gira, 1999)	346.70	4645.84	0.43	35.00	35.00	164.50
BG 4 (Saatcioglu & Gira, 1999)	346.70	4645.84	0.46	35.00	35.00	164.50
BG 6 (Saatcioglu & Gira, 1999)	346.70	4872.22	0.46	35.00	35.00	164.50
BG 10 (Saatcioglu & Gira, 1999)	346.70	4362.36	0.46	35.00	35.00	164.50
L3 (Ohno & Nishioka, 1984)	252.89	3691.39	0.03	40.00	40.00	160.00
D1N6 (Kono et al., 2005)	383.41	4700.91	0.30	25.00	25.00	62.50
6 (Tanaka & Park, 1990)	367.10	5210.77	0.10	55.00	55.00	165.00
E (Yang et al., 2020)	373.22	4458.22	0.25	30.00	30.00	90.00

**Nota.** Se muestran las características principales de las columnas que forman la base de datos.

Fuente: Elaboración propia.

Como se mencionó anteriormente, la metodología aplicada en este estudio no considera como variable el refuerzo transversal. Esto se debe a que el comportamiento de las columnas analizadas es principalmente a flexión. El modo de comportamiento de las columnas se verificó mediante la relación  $VM_n/V_n$ . Según la ASCE 41-13 (2013) el comportamiento de la columna es a flexión cuando  $VM_n/V_n \leq 0.6$ , su comportamiento es flexo-cortante cuando  $0.6 < VM_n/V_n \leq 1$  y finalmente su modo de comportamiento es predominantemente a corte cuando  $VM_n/V_n > 1$ . En la Tabla 20 se muestran los valores para  $VM_n/V_n$  de las columnas de la base de datos y el modo de comportamiento según la ASCE 41-13. Como se puede observar, el modo de comportamiento coincide con el evidenciado durante cada uno de los ensayos de los cuales se extrajo la información de las columnas.

**Tabla 20.**

*Relación  $VM_n/V_n$  y comportamiento de las columnas de acuerdo a la ASCE 41-13*

<b>Columna</b>	<b><math>VM_n</math> (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>V_n</math> (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>VM_n/V_n</math> (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Modo de comportamiento ASCE 41-13</b>
FS-0 (Truong et al., 2017)	13961.69	22084.33	0.63	Flexo -cortante
BG 2 (Saatcioglu & Grira, 1999)	14550.35	85606.69	0.17	Flexión
BG 4 (Saatcioglu & Grira, 1999)	17494.64	71314.82	0.25	Flexión
BG 6 (Saatcioglu & Grira, 1999)	17622.24	101906.61	0.17	Flexión
BG 10 (Saatcioglu & Grira, 1999)	15310.01	104633.87	0.15	Flexión
L3 (Ohno & Nishioka, 1984)	11114.2	28446.62	0.39	Flexión

D1N6 (Kono et al., 2005)	15764.85	33807.86	0.47	Flexión
6 (Tanaka & Park, 1990)	42165.79	106806.05	0.39	Flexión
C1-1 (Mo & Wang, 2000)	23849.97	60090.23	0.40	Flexión
E (Yang et al., 2020)	17530.5	25871.76	0.68	Flexo-cortante

**Nota.** Se muestra capacidad nominal a flexión ( $VM_n$ ), capacidad nominal a corte ( $V_n$ ), relación  $VM_n/V_n$  y comportamiento de las columnas según ASCE 41-13. Fuente: Elaboración propia.

Los resultados obtenidos de carga lateral máxima y deformación lateral se muestran en la Tabla 21. Estos datos fueron determinados considerando el esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ) especificado en los ensayos de los cuales se extrajeron las columnas. Como se mencionó anteriormente, este estudio pretende que la diferencia entre la respuesta experimental y analítica no sea mayor al 30%. Al igual que para la columna FS-0, se observó que varias de las columnas analizadas presentaban una diferencia mayor al 30% entre la respuesta experimental y analítica, especialmente en el valor de deformación lateral.

El promedio en el que difiere la carga lateral máxima de la experimental de la analítica fue de 15.23% con una desviación estándar de 9.63%. Por otra parte, el promedio para la deformación lateral fue de 29.48% con una desviación estándar de 20.54. Debido a que se observaron valores muy dispersos unos de otros, se optó por determinar la mediana aritmética de los resultados. Para la carga lateral máxima la mediana fue de 12.67% y para la deformación lateral de 29.19%.

**Tabla 21.**

*Resultados de carga lateral máxima y deformación lateral ante carga máxima usando  $f_y$*

Columna	Carga Lateral Máxima ( <i>kgf</i> )			Deformación Lateral ante Carga Lateral Máxima ( <i>mm</i> )		
	Experimental	Analítico	%	Experimental	Analítico	%
FS-0 (Truong et al., 2017)	10309.17	6378.35	38.13	21.58	21.13	2.10
BG 2 (Saatcioglu & Grira, 1999)	16825.05	14729.90	12.45	25.00	18.09	27.65
BG 4 (Saatcioglu & Grira, 1999)	20394.00	17827.82	12.58	28.00	19.16	31.57
BG 6 (Saatcioglu & Grira, 1999)	20903.85	18238.23	12.75	32.00	24.65	22.98
BG 10 (Saatcioglu & Grira, 1999)	19578.24	15362.29	21.53	23.00	19.42	15.58
L3 (Ohno & Nishioka, 1984)	10706.85	9654.02	9.83	15.00	10.39	30.74
D1N6 (Kono et al., 2005)	18966.42	15185.87	19.93	6.25	5.98	4.26
6 (Tanaka & Park, 1990)	41705.73	38162.51	8.50	30.00	11.36	62.14
C1-1 (Mo & Wang, 2000)	25492.50	22022.82	13.61	35.00	13.28	62.05
E (Yang et al., 2020)	16539.53	17034.86	2.99	12.00	7.71	35.71
	Promedio ( $\bar{x}$ )		15.23	Promedio ( $\bar{x}$ )		29.48
	Mediana ( <i>Me</i> )		12.67	Mediana ( <i>Me</i> )		29.19
	Desviación Estándar ( $\delta$ )		9.63	Desviación Estándar ( $\delta$ )		20.54

**Nota.** Resultados de carga lateral máxima y deformación lateral ante carga máxima. (%) representa el valor porcentual en el que difiere la respuesta experimental de la analítica. Fuente: Elaboración propia.

Al igual que para la columna FS-0, debido a que los valores experimentales de los analíticos varían en más del 30%, se realizó un reajuste en el esfuerzo de fluencia del acero. Para todas las columnas de la base de datos se aplicó nuevamente la metodología usando  $1.25f_y$ . Como se observa en la Tabla 22 los resultados tanto para carga lateral máxima como para la deformación lateral producida por su aplicación cuentan con mayor precisión. Los valores de carga lateral máxima obtenidos analíticamente varían de los valores experimentales en un promedio de 9.80%, por otro lado la mediana de los datos corresponde al 6.79%, finalmente la desviación estándar de la carga lateral es de 8.51. Para la deformación lateral ante la carga lateral máxima se obtuvo una diferencia promedio de 21.66%, una mediana de 17.23% y una desviación estándar de y una desviación estándar de 16.81.

**Tabla 22.**

*Resultados de carga lateral máxima y deformación lateral ante carga máxima usando  $1.25f_y$*

Columna	Carga Lateral Máxima ( <i>kgf</i> )			Deformación Lateral ante Carga Lateral Máxima ( <i>mm</i> )		
	Experimental	Analítico	%	Experimental	Analítico	%
FS-0 (Truong et al., 2017)	10309.17	7219.03	29.98	21.58	25.83	19.69
BG 2 (Saatcioglu & Grira, 1999)	16825.05	15702.28	6.68	25.00	22.26	10.96
BG 4 (Saatcioglu & Grira, 1999)	20394.00	19280.22	5.46	28.00	23.86	14.77
BG 6 (Saatcioglu & Grira, 1999)	20903.85	19666.73	5.92	32.00	32.48	1.49
BG 10 (Saatcioglu & Grira, 1999)	19578.24	16227.35	17.12	23.00	20.01	13.00
L3	10706.85	11446.43	6.91	15.00	13.75	8.32

(Ohno & Nishioka, 1984)						
D1N6 (Kono et al., 2005)	18966.42	16478.23	13.12	6.25	7.90	26.39
6 (Tanaka & Park, 1990)	41705.73	42773.09	2.56	30.00	14.79	50.71
C1-1 (Mo & Wang, 2000)	25492.50	25211.11	1.11	35.00	17.22	50.81
E (Yang et al., 2020)	16539.53	18046.90	9.11	12.00	9.54	20.50
Promedio ( $\bar{x}$ )			9.80	Promedio ( $\bar{x}$ )		21.66
Mediana ( $Me$ )			6.79	Mediana ( $Me$ )		17.23
Desviación Estándar ( $\delta$ )			8.51	Desviación Estándar ( $\delta$ )		16.81

**Nota.** Resultados de carga lateral máxima y deformación lateral ante carga máxima. (%) representa el valor porcentual en el que difiere la respuesta experimental de la analítica. Fuente: Elaboración propia.

Los datos que se tomarán en cuenta para el análisis de resultados serán los obtenidos luego del reajuste en  $f_y$ , debido al incremento de precisión en los mismos. Como se evidencia en 8 de 10 columnas la diferencia entre los resultados experimentales y analíticos tanto de carga lateral como de deformación lateral disminuye significativamente, excepto para el caso de FS-0 y D1N6. Esto se puede atribuir al incremento tanto en la deformación lateral por flexión y la deformación lateral por deslizamiento debido al incremento del esfuerzo de fluencia. Para las columnas restantes se evidenció un resultado satisfactorio posterior al reajuste realizado.

En la Tabla 22 se puede observar que existen dos columnas donde la diferencia entre los valores experimentales y analíticos supera el 30%. Este es el caso de la columna 6 ensayada por Tanaka y Park (Tanaka & Park, 1990). Esta columna cuya sección fue de 55x55 cm fue sometida a una carga axial igual a  $0.10f'_c A_g$ . La deformación lateral obtenida en este estudio difiere de la medida en el ensayo en un 50.71%. De manera similar, la deformación lateral determinada de



columna C1-1, ensayada por Mo y Wang (Mo & Wang, 2000), difiere de la deformación registrada en el ensayo en un 50.81%. La sección de la columna fue de  $40 \times 40 \text{ cm}$  y se le aplicó una carga axial igual a  $0.11 f'_c A_g$ .

El factor común entre las columnas 6 y C1-1 es el bajo nivel de carga axial que se aplica durante el ensayo en comparación con la mayor parte de columnas analizadas en este estudio, como se mostró en la Tabla 19. La columna L3 cuya sección es de  $40 \times 40 \text{ cm}$ , también se encuentra sometida a una carga axial relativamente baja correspondiente a  $0.03 f'_c A_g$ . Sin embargo, la variación entre la deformación lateral analítica de la experimental es apenas el 8.32%. Si se analizan los resultados de deformación lateral obtenidos para las columnas en discusión se observa que conservan cierta similitud (Tabla 23).

La similitud entre los resultados obtenidos para estas tres columnas, puede deberse a la semejanza que existe entre su sección transversal y/o armado longitudinal (Figura 26). Este comportamiento sugiere que los resultados de columnas fueron obtenidos correctamente mediante la metodología aplicada en este estudio. Además, se evidencia que la columna C1-1 y 6, presentan un excelente nivel de confinamiento lo que le atribuye una mayor capacidad de deformación (Moehle, 2015). Las diferencias de valores de estas columnas se pueden relacionar directamente con que esta metodología no considera hormigón confinado, por lo que la respuesta tiene una variación significativa en columnas sometidas a baja carga axial.

**Tabla 23.**

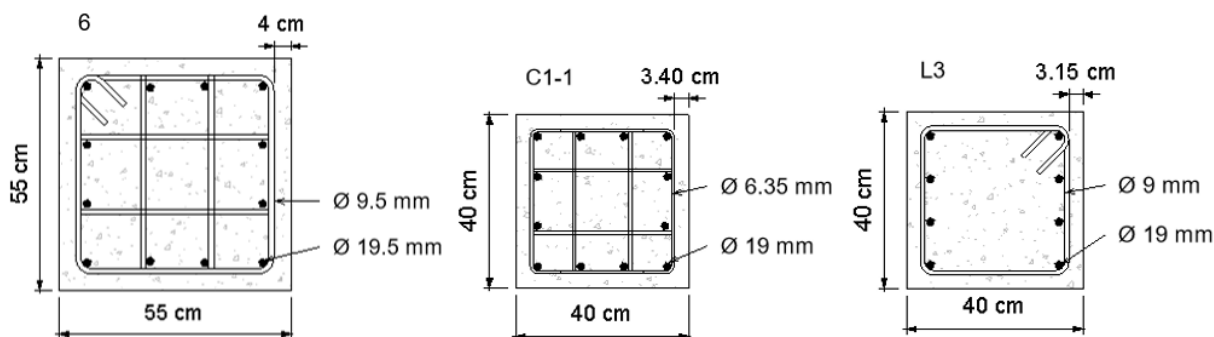
*Deformación lateral ante carga máxima para columnas sometidas a un bajo nivel de carga axial*

Columna	Deformación Lateral ante Carga Lateral Máxima (mm)	
	Experimental	Analítico
L3 (Ohno & Nishioka, 1984)	15.00	13.75
C1-1 (Mo & Wang, 2000)	35.00	17.22
6 (Tanaka & Park, 1990)	30.00	14.79

**Nota.** Resultados de deformación lateral ante carga máxima para columnas L3, 6 y C1-1. Fuente: Elaboración propia.

**Figura 26.**

*Secciones transversales de las columnas 6, C1-1 y L3*



**Nota.** Se muestran las secciones de las columnas sometidas a un bajo nivel de carga axial. Fuente: Elaboración propia.

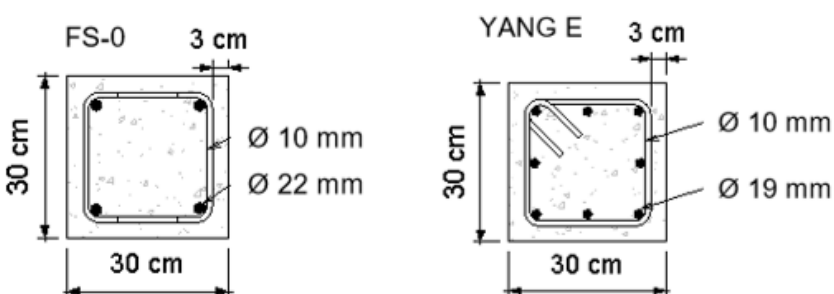
Es importante recalcar que la relación  $VM_n/V_n$  (Tabla 20) es la misma para las columnas 6 y L3, con un valor casi igual al correspondiente a la columna C1-1. La relación  $VM_n/V_n$  es igual a 0.39 para las columnas 6 y L3. En el caso de la columna C1-1, esta relación toma un valor de 0.40. Esta similitud en los valores nos indica las columnas se comportan de manera muy similar,

esto nos permite deducir nuevamente que los datos obtenidos son correctos y los resultados experimentales varían por alguna configuración propia del ensayo.

Otra relación evidente se observa entre las columnas FS-0 y E. El valor con el que difiere la deformación lateral analítica de la experimental para ambos casos guarda una gran similitud entre ellos. La deformación lateral ante carga máxima obtenida difiere en un 19.69% de la registrada durante el ensayo de la columna FS-0. Por otro lado, este valor corresponde a 20.50% para la columna E. Esta similitud nos permite suponer que se debe a su comportamiento flexo-cortante, además de que cuentan con la misma sección transversal (Figura 27).

### Figura 27.

*Sección transversal de las columnas FS-0 y E*



*Nota.* Se muestran las secciones de las columnas con comportamiento flexo-cortante. Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 24 muestra los resultados de deformación lateral obtenidos en forma de derivada porcentual. Esto nos permitirá relacionar los resultados con el modo de comportamiento definido en la Tabla 20. Es importante recalcar que la relación  $VM_n/V_n$  además de definir el modo de comportamiento, también tiene relación directa con la capacidad de deformación de la columna. Es decir, mientras menor sea la relación  $VM_n/V_n$  garantiza que la sección resistirá el esfuerzo cortante causado por las cargas laterales, permitiendo una mayor capacidad de deformación controlada por flexión netamente. Por el contrario, cuando la relación incrementa su valor la

capacidad de deformación de la columna se reduce debido a que es probable que la resistencia a corte se alcance previo a que la columna desarrolle completamente su capacidad de deformación.

La influencia de  $VM_n/V_n$  en la capacidad de deformación de carga se evidencian en las columnas BG, cuyos valores relativamente pequeños permiten que la deriva de la columna oscile entre 1.40 y 1.95%. Las columnas C1-1, 6 y L3 cuya relación se describió anteriormente, a pesar de tener una relación  $VM_n/V_n$  similar, la deriva tanto experimental como analítica de las columnas difiere significativamente entre ellas. Para las columnas FS-0 y E cuyo comportamiento es flexo-cortante la relación  $VM_n/V_n$  es la más alta de todas las columnas lo que se evidencia en una deriva porcentual del 1.30 y 1.33 respectivamente. Este también es el caso de la columna D1N6 cuyo comportamiento a flexión corresponde a la relación  $VM_n/V_n$  igual a 0.47 con una deriva del 1.00%, este comportamiento se puede atribuir al pobre refuerzo transversal que presenta.

**Tabla 24.**

*Resultados presentados como deriva con  $1.25f_y$*

Columna	Deriva ante Carga Lateral Máxima (%)			$VM_n/V_n$
	Experimental	Analítico	%	
FS-0 (Truong et al., 2017)	1.30	1.56	19.69	0.63
BG 2 (Saatcioglu & Grira, 1999)	1.52	1.35	10.96	0.17
BG 4 (Saatcioglu & Grira, 1999)	1.70	1.45	14.77	0.25
BG 6 (Saatcioglu & Grira, 1999)	1.95	1.97	1.49	0.17
BG 10 (Saatcioglu & Grira, 1999)	1.40	1.22	13.00	0.15
L3 (Ohno & Nishioka, 1984)	0.94	0.86	8.32	0.39

D1N6 (Kono et al., 2005)	1.00	1.26	26.39	0.47
6 (Tanaka & Park, 1990)	1.82	0.90	50.71	0.39
C1-1 (Mo & Wang, 2000)	2.50	1.23	50.81	0.40
E (Yang et al., 2020)	1.33	1.06	20.50	0.68

*Nota.* Se muestra los resultados obtenidos en forma de deriva considerando  $1.25f_y$  debido a su mayor precisión. Fuente: Elaboración propia.

#### **4.2.1. Relación entre los parámetros de deformación y el modo de comportamiento de las columnas de la base de datos**

Al tener un comportamiento predominantemente a flexión en las columnas, el parámetro de deformación con mayor valor porcentual de la deformación lateral total debería corresponder a la deformación por flexión. Esto se evidencia en todas las columnas estudiadas a excepción de BG-6 y D1N6. Para D1N6 se observa que el principal componente de deformación lateral es la deformación lateral por deslizamiento de adherencia con un 67.22%. Esto puede atribuirse a que se presentó desprendimiento de hormigón en la base de la columna lo que puede causar el deslizamiento del refuerzo. El mismo comportamiento se identificó para la columna BG-6 cuyo valor de deslizamiento por adherencia es 58.62%. Lo que sugiere que es la principal razón para el incremento de este parámetro. Los resultados paramétricos de deformación lateral para las columnas estudiadas se observan desde la Tabla 25 hasta la Tabla 34.

**Tabla 25.***Parámetros de deformación para la columna FS-0*

<b>Columna FS-0</b>		
<b>Parámetro de deformación lateral</b>	<b>mm</b>	<b>%</b>
$\delta_f$	16.709	64.69
$\delta_v$	0.393	1.52
$\delta_s$	8.728	33.79
$\delta_T$	25.830	100.00

*Nota.* Se muestra el porcentaje que representa cada valor de formación en la deformación lateral total de la columna FS-0. Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 26.***Parámetros de deformación para la columna BG-2*

<b>Columna BG-2</b>		
<b>Parámetro de deformación lateral</b>	<b>mm</b>	<b>%</b>
$\delta_f$	12.285	55.19
$\delta_v$	0.450	2.02
$\delta_s$	9.524	42.79
$\delta_T$	22.260	100.00

*Nota.* Se muestra el porcentaje que representa cada valor de formación en la deformación lateral total de la columna BG-2. Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 27.***Parámetros de deformación para la columna BG-4*

<b>Columna BG-4</b>		
<b>Parámetro de deformación lateral</b>	<b>mm</b>	<b>%</b>
$\delta_f$	12.763	53.48
$\delta_v$	0.553	2.32
$\delta_s$	10.548	44.20
$\delta_T$	23.864	100.00

*Nota.* Se muestra el porcentaje que representa cada valor de formación en la deformación lateral total de la columna BG-4. Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 28.***Parámetros de deformación para la columna BG-6*

<b>Columna BG-6</b>		
<b>Parámetro de deformación lateral</b>	<b>mm</b>	<b>%</b>
$\delta_f$	12.876	39.65
$\delta_v$	0.564	1.74
$\delta_s$	19.036	58.62
$\delta_T$	32.475	100

*Nota.* Se muestra el porcentaje que representa cada valor de formación en la deformación lateral total de la columna BG-6. Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 29.***Parámetros de deformación para la columna BG-10*

<b>Columna BG-10</b>		
<b>Parámetro de deformación lateral</b>	<b>mm</b>	<b>%</b>
$\delta_f$	11.940	59.67
$\delta_v$	0.465	2.32
$\delta_s$	7.605	38.00
$\delta_T$	20.010	100

*Nota.* Se muestra el porcentaje que representa cada valor de formación en la deformación lateral total de la columna BG-10. Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 30.***Parámetros de deformación para la columna L3*

<b>Columna L3</b>		
<b>Parámetro de deformación lateral</b>	<b>mm</b>	<b>%</b>
$\delta_f$	10.406	75.67
$\delta_v$	0.286	2.08
$\delta_s$	3.060	22.25
$\delta_T$	13.752	100

*Nota.* Se muestra el porcentaje que representa cada valor de formación en la deformación lateral total de la columna L3. Fuente: Elaboración propia.



**Tabla 31.***Parámetros de deformación para la columna D1N6*

<b>Columna D1N6</b>		
<b>Parámetro de deformación lateral</b>	<b>mm</b>	<b>%</b>
$\delta_f$	2.247	28.45
$\delta_v$	0.334	4.23
$\delta_s$	5.318	67.32
$\delta_T$	7.899	100.00

*Nota.* Se muestra el porcentaje que representa cada valor de formación en la deformación lateral total de la columna D1N6. Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 32.***Parámetros de deformación para la columna 6*

<b>Columna 6</b>		
<b>Parámetro de deformación lateral</b>	<b>mm</b>	<b>%</b>
$\delta_f$	9.908	67.01
$\delta_v$	0.513	3.47
$\delta_s$	4.365	29.52
$\delta_T$	14.786	100

*Nota.* Se muestra el porcentaje que representa cada valor de formación en la deformación lateral total de la columna 6. Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 33.***Parámetros de deformación para la columna C1-1*

<b>Columna C1-1</b>		
<b>Parámetro de deformación lateral</b>	<b>mm</b>	<b>%</b>
$\delta_f$	10.555	61.30
$\delta_v$	0.550	3.20
$\delta_s$	6.112	35.50
$\delta_T$	17.217	100

*Nota.* Se muestra el porcentaje que representa cada valor de formación en la deformación lateral total de la columna C1-1. Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 34.***Parámetros de deformación para la columna E*

<b>Columna E</b>		
<b>Parámetro de deformación lateral</b>	<b>mm</b>	<b>%</b>
$\delta_f$	5.214	54.66
$\delta_v$	0.371	3.89
$\delta_s$	3.954	41.45
$\delta_T$	9.540	100

*Nota.* Se muestra el porcentaje que representa cada valor de formación en la deformación lateral total de la columna E. Fuente: Elaboración propia.

## CAPÍTULO 5

### CONCLUSIONES

En este estudio se utilizó la metodología de Moehle para determinar la capacidad de deformación lateral de una columna analíticamente. Esta metodología fue utilizada para comparar resultados experimentales de 10 columnas de HA ensayadas bajo un protocolo de desplazamientos laterales y carga axial constante. Además, se clasificó el modo de falla de las columnas mediante la relación  $VM_n/V_n$  y se comparó con lo observado en el ensayo. Entre las conclusiones más relevantes del presente trabajo están:

- Mediante los resultados obtenidos de la relación  $VM_n/V_n$  de acuerdo con la ASCE 41-13 se verificó que las columnas de la base de datos se comportaron principalmente a flexión. Como resultado se determinó que 8 de 10 columnas tienen un modo de falla a flexión. Por otro lado, las columnas FS-0 y E, tuvieron un modo de falla a flexo-cortante. Estos resultados coincidieron con el tipo de daño observado durante los ensayos. Esta verificación permite garantizar que la metodología fue aplicada únicamente a columnas cuyo comportamiento fue predominante a flexión, permitiendo no considerar como variable al refuerzo transversal.
- En el diagrama momento - curvatura de las columnas estudiadas se observó que el momento último correspondiente a cuando el hormigón alcanza una deformación unitaria de 0.0038 representa también al momento máximo que resiste la columna. Por lo tanto, la curvatura última corresponde a la de la resistencia máxima.

- Los resultados mostraron que cuando en la aplicación de la metodología se consideró un modelo constitutivo con el esfuerzo de fluencia especificado para cada columna, los resultados de variación de carga lateral máxima presentaron una mediana que corresponde al 12.67% mayor que los resultados obtenidos en los ensayos. Además, los resultados para la deformación lateral tuvieron una mediana correspondiente al 29.67% mayor que la deformación medida en el ensayo. Por otro lado, cuando se empleó un factor de 1.25 para el esfuerzo de fluencia los resultados de variación para la carga lateral tuvieron una mediana de 6.79% y para la deformación lateral la mediana fue de 17.23%. Esto se debe a que el valor de 1.25fy se aproxima más al comportamiento real del acero de refuerzo.
- Las columnas C1-1 y 6 presentaron una variación entre los resultados de carga lateral máxima entre el 1 y 2%. Por otro lado, los resultados de capacidad de deformación lateral varían aproximadamente el 50%. Esta diferencia se atribuye a que C1-1 y 6 tienen un alto nivel de confinamiento, lo cual no está considerado en los alcances de este estudio.
- El análisis paramétrico de los componentes de deformación lateral evidenció que los valores correspondientes a la deformación lateral por flexión representan el mayor porcentaje de la deformación lateral total. Esto se debe a que el comportamiento predominante de las columnas fue a flexión. En las columnas BG-6 y D1N6 el mayor porcentaje correspondió a la deformación por deslizamiento de adherencia, lo que se atribuye al desprendimiento temprano de hormigón en la base lo que puede ocasionar deslizamiento de las barras de acero.

- A partir de los resultados obtenidos en resistencia máxima y capacidad de deformación se puede concluir que, la metodología utilizada es bastante aproximada para la estimación de resistencia máxima. Aunque esta metodología presenta diferencias significativas en la estimación de capacidad de deformación. Esto se debe a que en este estudio no se considera el efecto del confinamiento en el hormigón.

## **CAPÍTULO 6**

### **RECOMENDACIONES**

En base a los resultados obtenidos en este estudio, así como un análisis de las conclusiones y alcances las recomendaciones para estudios futuros son las siguientes:

- Debido a que la variación entre la capacidad de deformación medida en los ensayos y la determinada analíticamente rodea el 50% en columnas con un alto nivel de confinamiento y baja carga axial se recomienda para estudios futuros considerar un modelo constitutivo para hormigón confinado.
- En este estudio no se analizó la ductilidad de las columnas. Se recomienda para estudios futuros analizar esta propiedad y relacionarla con el comportamiento de un pórtico de HA ante cargas laterales.

## REFERENCIAS

- American Concrete Institute [ACI]. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19)*. American Concrete Institute.
- ASCE 41-13. (2013). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. American Society of Civil Engineering.
- ASOCRETO. (2010). *Tecnología de Concreto* (Tercera ed.). Bogotá, Colombia: ASOCRETO.
- Barbat, A., & Bozzo, L. (1995). *Diseño sísmico de edificios de hormigón armado*. CIMNE.
- Bazán, E., & Meli, R. (2000). *Diseño sísmico de edificios*. México, D.F: Limusa.
- Beauval, C. (2021). *Mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador*. Recuperado el 1 de Septiembre de 2023, de <https://lemag.ird.fr/es/mapa-de-peligrosidad-sismica-de-ecuador>
- Beer, F., & Johnston, R. (2013). *Mecánica de Materiales* (Sexta ed.). Mexico, D.F: McGraw-Hill.
- Berry, M., Parrish, M., & Eberhard, M. (2004). Structural Performance Database. [Conjunto de datos]. Pacific Earthquake Engineering Research Center. Obtenido de <https://nisee.berkeley.edu/spd/>
- Blume, J., Newmark, N., & Corning, L. (1961). *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*. Portland Cement Association.
- Bonett, R. (2003). Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Barcelona, España.
- Colina Martínez, J. d., & Ramírez de Alba, H. (2000). La ingeniería estructural. *Ciencia Ergo Sum*, 7(2), 171-177.
- Elwood, K., & Eberhard, M. (2009). Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns. *Structural Journal*, 106, 476-484. doi:10.14359/56613

- Engel, H. (2001). *Sistemas de Estructuras* (Primera ed.). Barcelona, España: Gustavo Gill.
- Esteva, L. (1977). Ductilidad y comportamiento sísmico. *Revista de Ingeniería Sísmica*(18), 19-52.
- Fernández-Castanys, M. (1994). Daños producidos por terremotos. *El estudio de los terremotos en Almería*, 89-112.
- Fernández-Castanys, M. (2023). Los daños provocados por los terremotos de la serie sísmica de Atarfe y Santa Fé de 2021. *Alzada*(123), 64-72.
- González, Ó., & Fernández, F. (2005). *Aspectos fundamentales del Concreto reforzado* (Cuarta ed.). México D.F, México: Limusa.
- González, V., Botero, J., Roberto, R., Vidal, J., & Álvarez, M. (2005). Propiedades mecánicas del acero utilizado en Colombia. *Ingeniería y Ciencia*, 1(1), 67-76. Recuperado el Agosto de 2023
- González-Cueto, O., Herrera , M., Iglesias, C., & López, E. (2013). Análisis de los modelos constitutivos empleados para simular la compactación del suelo mediante el método de elementos finitos. *Revista de Ciencia y Tecnología Agrícola*, 22(3), 75-80.
- Hognestad, E. (1955). A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members. *Bulletin Series No 399*.
- Kassimali, A. (2015). *Análisis Estructural* (Quinta ed.). Ciudad de México, México: CENGAGE Learning.
- Kono, S., Watanabe, F., & Hakim, B. (2005). Experimental and Analytical Investigation of Seismic Performance of Cantiliver Reinforced Concrete Columns Under Varying Transverse and Axial Loads. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, 4(2), 467-476.



- Lüders, C. (1989). La ductilidad en el comportamiento sísmico de las estructuras. *Anales de la Universidad de Chile*(21), 411-429.
- McCormac, J. (2018). *Diseño de Concreto Reforzado* (Décima ed.). Ciudad de México, México: Alfaomega.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI]. (2015). *Capítulos de la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción)*. Obtenido de Habitat y Vivienda: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Mo, Y. L., & Wang, S. J. (2000). Seismic Behavior of RC Columns with Various Tie Configurations. *Journal of Structural Engineering*, 126(10), 1122-1130.
- Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. New York, United States: McGraw-Hill.
- Morales, R. (2013). *Diseño en Concreto Armado* (Tercera ed.). San Isidro, Perú: ICG.
- Mott, R. (2009). *Resistencia de Materiales* (Quinta ed.). Ciudad Juárez, México: Pearson.
- Nawy, E. (1988). *Concreto reforzado: Un enfoque básico* (Primera ed.). México, D.F: Prentice Hall.
- Nilson, A. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto* (Duodécima ed.). Bogotá, Colombia: McGraw-Hill.
- Ohno, T., & Nishioka, T. (1984). An Experimental Study on Energy Absorption Capacity of Columns in Reinforced Concrete Structures. *Proceedings of the JSCE*, 1(2), 137-147.
- Park, R., & Paulay, T. (1988). *Estructuras de Concreto Reforzado*. México, D.F, México: Limusa.
- Pauw, A. (1960). "Static modulus of elasticity of concrete as affected by density". *ACI Journal*, 57, 679-687. Recuperado el 28 de Agosto de 2023

- Pérez, V. (2008). *Diseño y Cálculo de Estructuras de Concreto Reforzado por Resistencia Máxima y Servicio* (Segunda ed.). Ciudad de México, México: Trillas.
- Rivera, D., & Meli, R. (2008). Procedimiento de Diseño Sísmico de Columnas de Puentes Urbanos de Concreto Reforzado. *Revista de Ingeniería Sísmica*(79), 1-23.
- Rojas, N. (2021). Diseño Basado en desempeño. *Material de Clase*. Managua, Nicaragua: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Romo, M. (2008). *Temas de Concreto Armado*. Sangolquí: Universidad de las Fuerzas Armadas [ESPE].
- Saatcioglu, M., & Gira, M. (1999). Confinement of Reinforced Concrete Columns with Welded Reinforcement Grids. *ACI Structural Journal*, 96(1), 29-39.
- Salvadori, M. (2005). *Estructuras para arquitectos*. Buenos Aires, Argentina: Nobuko.
- Sánchez, A., & Terán, A. (2008). Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicado en la zona del lago del Distrito Federal: Ejemplo de aplicación. *Ingeniería Sísmica*, 78, 47-71. Recuperado el 22 de Agosto de 2023, de [http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0185-092X2008000100003&lng=es&tlng=es](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2008000100003&lng=es&tlng=es)
- Serrano-Guzmán, M. F., & Pérez-Ruiz, D. D. (2010). Análisis de Sensibilidad para Estimar el Módulo de Elasticidad Estático del Concreto. *Concreto y Cemento. Investigación y desarrollo.*, 2(1), 17-30. Recuperado el 28 de Agosto de 2023, de [http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S2007-30112010000100002&lng=es&tlng=es](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2007-30112010000100002&lng=es&tlng=es).
- Tanaka, J., & Park, H. (1990). *Effect of Lateral Confining Reinforcement on the Ductile Behavior of Reinforced Concrete Columns*. [Tesis de Doctorado]. Universidad de Canterbury.

- Torres, M. (Mayo de 2013). *Estudio Analítico-Experimental de Columna-Cimentación Prefabricada para Puentes Urbanos de Concreto Reforzado en Zonas Sísmicas*. Universidad Autónoma de México, México, D.F.
- Torres, M., & Rodríguez, M. (2013). Capacidad de Desplazamiento Lateral de Columnas para Puentes de Concreto Reforzado y Presforzado en Zonas Sísmicas. *XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Veracruz: Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
- Truong, G. T., Kim, J. C., & Choi, K. K. (2017). Seismic performance of reinforced concrete columns retrofitted by various methods. *Engineering Structures*, 134, 217-235. Obtenido de <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.12.046>.
- UNESID. (3 de julio de 2021). *¿Qué es el acero?* Obtenido de UNESID: <https://unesid.org/que-es-el-acero/#:~:text=%E2%80%9CAcero%E2%80%9D%20es%20la%20denominaci%C3%B3n%20que,acero%20sino%20muchos%20aceros%20diferentes>.
- Villagrán, E., Vera, C., & Posada, A. (2013). Modelo Esfuerzo-Deformación para elemento de Concreto Reforzado que cumple con las hipótesis de las NTC RCDF 2004. *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*, 32-39.
- Yang, K. H., Hwang, Y. H., Kwon, S. J., & Mun, J. H. (2020). Flexural Behavior of Columns Strengthened Using Reinforced Concrete Jacket with Seismic Details. *ACI Structural Journal*, 117(5), 121-132.