



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

“Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporricadas de concreto armado en Lima, 2018.”

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

Ingeniero Civil

**AUTOR:**

Br. Juan Gabriel Rojas Villacampa

**ASESOR:**

Mg. Raúl Antonio Pinto Barrantes

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:**

Diseño sísmico y estructural

**Lima - Perú**

**2018**

## **PÁGINA DEL JURADO**

## **DEDICATORIA**

Dedicado a mis padres, quienes con esfuerzo pudieron apoyarme y complementaron mi formación. A mis seres queridos más cercanos, así también como a mis profesores y amigos del grupo de estudio de la rama de ingeniería estructural, con quienes contribuí con mis conocimientos y de la misma forma lo hicieron ellos.

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco en primer lugar a mis padres por su apoyo constante, a mis asesores de investigación: Mg. Raúl Pinto Barrantes y Mg. José Luis Benites Zuñiga, quienes me asesoraron durante todo el proceso del proyecto y desarrollo de la investigación. De igual manera a la asesoría externa de parte del Mg. Edison Moscoso Alcántara, quien me brindó de los conocimientos y la información teórica para la realización de este proyecto. Muchas gracias por todo.

## DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

### Declaratoria de Originalidad del Autor

Yo, **ROJAS VILLACAMPA, Juan Gabriel** estudiante de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo sede Lima Norte, declaro bajo juramento que todos los datos e información que acompañan al Informe de Investigación titulado:

**“Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporricadas de concreto armado en Lima, 2018”**, es de mi autoría, por lo tanto, declaro que la Tesis:

1. No ha sido plagiado ni total, ni parcialmente.
2. He mencionado todas las fuentes empleadas, identificando correctamente toda cita textual o de paráfrasis proveniente de otras fuentes.
3. No ha sido publicado ni presentado anteriormente para la obtención de otro grado académico o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

Lima 11 de diciembre de 2018

Apellidos y Nombres del Autor <b>ROJAS VILLACAMPA, Juan Gabriel</b>	
DNI: 48443199	Firma 
ORCID: 0000-0001-7713-8233	

 **INVESTIGA  
UCV**

## **PRESENTACIÓN**

Señores miembros del jurado

Dando cumplimiento al reglamento de grados y títulos de la Universidad Cesar Vallejo presenté ante ustedes la tesis titulada “Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporricadas de concreto armado en Lima, 2018”. La presente investigación está compuesta por siete capítulos, los cuales son: introducción, método, resultados, discusiones, conclusiones y recomendaciones. El objetivo de la tesis presentada es cuantificar el efecto de la variación del detallado de refuerzo en la ductilidad de las estructuras aporricadas de concreto armado en Lima.

Señores miembros del jurado, someto la investigación presentada a su consideración y espero que cumpla con los requisitos de aprobación para obtener el título profesional de ingeniería civil.

Juan Gabriel Rojas Villacampa

## ÍNDICE

<b>Página del jurado</b> .....	<b>ii</b>
<b>Dedicatoria</b> .....	<b>iii</b>
<b>Agradecimiento</b> .....	<b>iv</b>
<b>Declaratoria de autenticidad</b> .....	<b>v</b>
<b>Presentación</b> .....	<b>vi</b>
<b>Índice</b> .....	<b>vii</b>
<b>Índice de figuras</b> .....	<b>xii</b>
<b>Índice de tablas</b> .....	<b>xv</b>
<b>Resumen</b> .....	<b>xviii</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>xix</b>
<b>I. Introducción</b> .....	<b>20</b>
1.1. Realidad problemática .....	21
1.2. Trabajos previos .....	22
1.2.1. Antecedentes nacionales.....	22
1.2.2. Antecedentes internacionales .....	24
1.3. Teorías relacionadas al tema.....	27
1.3.1. Detallado del refuerzo .....	27
1.3.1.1. Tipos de refuerzo.....	29
1.3.1.1.1. Refuerzo longitudinal .....	29
1.3.1.1.2. Refuerzo transversal .....	31
1.3.2. Ductilidad .....	32
1.3.2.1. Tipos de ductilidad .....	33
1.3.2.1.1. Ductilidad local.....	33
1.3.2.1.2. Ductilidad global.....	35

1.3.3.	Sistema estructural de pórticos de concreto armado .....	37
1.3.4.	Modelos de esfuerzo-deformación del concreto.....	38
1.3.5.	Modelos de esfuerzo-deformación del acero.....	46
1.3.6.	Relaciones momento curvatura .....	49
1.3.6.1.	Diagramas momento curvatura en elementos a flexión y/o flexocompresión .....	49
1.3.6.1.1.	Construcción del diagrama momento curvatura .....	52
1.3.6.1.2.	Aplicación del diagrama momento curvatura.....	53
1.3.6.1.3.	Ductilidad de un miembro .....	57
1.3.7.	Disposiciones especiales para el diseño sísmico .....	59
1.3.7.1.	Disposiciones de la NTE E.060 “Concreto Armado” .....	59
1.3.7.1.1.	Requisitos para las vigas en pórticos de concreto armado.....	59
1.3.7.1.2.	Requisitos para las columnas en pórticos de concreto armado.....	63
1.3.7.1.3.	Requisitos para los nudos en pórticos de concreto armado .....	66
1.3.8.	Coefficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R).....	68
1.3.8.1.	Determinación del coeficiente R.....	69
1.3.9.	Métodos de análisis .....	70
1.3.10.	Análisis pushover.....	71
1.3.11.	ETABS.....	72
1.4.	Formulación al problema.....	72
1.4.1.	Problema general .....	72
1.4.2.	Problemas específicos.....	72
1.5.	Objetivos.....	72
1.5.1.	Objetivo general .....	72
1.5.2.	Objetivos específicos .....	72
1.6.	Hipótesis .....	73

1.6.1.	Hipótesis general .....	73
1.6.2.	Hipótesis específicas.....	73
1.7.	Justificación del estudio .....	73
1.7.1.	Justificación teórica .....	73
1.7.2.	Justificación práctica .....	74
1.7.3.	Justificación metodológica .....	74
<b>II.</b>	<b>Método .....</b>	<b>75</b>
2.1.	Diseño de Investigación.....	76
2.1.1.	Método.....	76
2.1.2.	Tipo.....	76
2.1.3.	Nivel .....	76
2.1.4.	Diseño.....	76
2.2.	Variables y operacionalización.....	77
2.2.1.	Detallado del refuerzo .....	79
2.2.2.	Ductilidad .....	79
2.3.	Población, muestra y muestreo .....	79
2.3.1.	Población .....	79
2.3.2.	Muestra .....	80
2.3.3.	Muestreo .....	80
2.4.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos .....	80
2.4.1.	Técnicas de recolección de datos.....	80
2.4.2.	Instrumento de recolección de datos .....	81
2.5.	Validez y confiabilidad.....	81
2.6.	Métodos de análisis de datos .....	82
<b>III.</b>	<b>Resultados .....</b>	<b>83</b>
3.1.	Determinación de la muestra .....	84

3.2.	Estructura regular de 1 nivel.....	86
3.2.1.	Características de la estructura .....	86
3.2.2.	Análisis y diseño de elementos estructurales .....	88
3.2.2.1.	Análisis modal de la estructura .....	89
3.2.2.2.	Desplazamientos y distorsiones .....	92
3.2.2.3.	Diseño de elementos estructurales .....	93
3.2.3.	Análisis estático no lineal .....	95
3.2.3.1.	Estructura regular de 1 nivel, variación A (ER1-A).....	100
3.2.3.2.	Estructura regular de 1 nivel, variación B (ER1-B).....	104
3.2.3.3.	Estructura regular de 1 nivel, variación C (ER1-C).....	107
3.2.3.4.	Estructura regular de 1 nivel, variaciones ER1-A1, ER1-B1 y ER1-C1 109	
3.2.3.5.	Estructura regular de 1 nivel, variaciones ER1-A2, ER1-B2 y ER1-F	115
3.3.	Estructura regular de 3 niveles .....	122
3.3.1.	Características de la estructura .....	122
3.3.2.	Análisis y diseño de elementos estructurales .....	124
3.3.2.1.	Análisis modal de la estructura .....	125
3.3.2.2.	Desplazamientos y distorsiones .....	127
3.3.2.3.	Diseño de elementos estructurales .....	129
3.3.3.	Análisis estático no lineal .....	131
3.4.	Resumen de resultados .....	133
3.4.1.	Resumen de resultados de estructura regular de 1 nivel (ER1).....	133
3.4.2.	Resumen de resultados de estructura regular de 3 niveles (ER3).....	134
<b>IV.</b>	<b>Discusión.....</b>	<b>135</b>
<b>V.</b>	<b>Conclusiones.....</b>	<b>137</b>
<b>VI.</b>	<b>Recomendaciones.....</b>	<b>141</b>

<b>Referencias .....</b>	<b>143</b>
<b>Anexos.....</b>	<b>151</b>
Anexo I. Instrumento: Ficha de recopilación de datos .....	152
Anexo II. Matriz de consistencia.....	154
Anexo III. Certificación ISO 9001 de CSI .....	155
Anexo IV. Validez de software por especialista.....	156
Anexo V. Resultados de modelos estructurales de estructura regular de 3 niveles.....	157

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ductilidad de curvatura, a) Sección de viga, b) Diagrama elástico de esfuerzos en la fluencia y c) Diagrama de esfuerzos en el límite último .....	34
Figura 2: Diagrama Fuerza-Desplazamiento .....	36
Figura 3: Modelo de Hognestad (1951) para concreto no confinado .....	39
Figura 4: Modelo del CEB para elementos en flexión simple.....	39
Figura 5: Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos rectangulares.....	40
Figura 6: Modelo de Mander para concreto no confinados de 210, 280 y 350 kg/cm <sup>2</sup> .....	40
Figura 7: Modelo de Mander para concreto no confinado .....	41
Figura 8: Modelo de Mander para concreto confinado .....	42
Figura 9: Gráfica para determinar la resistencia confinada por los esfuerzos de confinamiento laterales en secciones rectangulares .....	45
Figura 10: Núcleo efectivo confinado para estribos de refuerzo rectangulares .....	45
Figura 11: Curvas esfuerzo-deformación de Mander para concreto confinado y no confinado .....	46
Figura 12: Idealizaciones de la curva esfuerzo-deformación para el acero en tensión o compresión .....	47
Figura 13: Curva de esfuerzo-deformación simple para acero estructural.....	47
Figura 14: Modelo de esfuerzo deformación propuesto por Hognestad para $\epsilon_o=0.002$ (usual) .....	50
Figura 15: Diagrama de esfuerzo-deformación del acero para $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup> .....	51
Figura 16: Modelo de Hognestad aplicado a una viga ( $\epsilon_{cm}=0,004$ ) .....	52
Figura 17: Sección de viga, Diagrama de deformaciones unitarias, esfuerzos y fuerzas en viga con el modelo de Hognestad.....	54
Figura 18: Sección extrema de viga 1-VY2A de modelo estructural regular ER1-A .....	55
Figura 19: Diagrama momento-curvatura de sección extrema de viga 1-VY2A de modelo estructural regular ER1-A.....	57

Figura 20: Idealización del diagrama momento curvatura .....	57
Figura 21: Diagrama momento-curvatura idealizado de sección extrema de viga 1-VY2A de modelo estructural regular ER1-S1-A. Ductilidad $\mu = 4.60$ .....	59
Figura 22: Resistencia a momento positiva y negativa en la cara del nudo. ....	60
Figura 23: Resistencia a momento positiva o negativa en cualquier sección a lo largo del elemento. ....	61
Figura 24: Requerimientos de espaciamiento de refuerzo transversal en vigas según norma E.060.....	62
Figura 25: Fuerza cortante de diseño en vigas según norma E.060. ....	62
Figura 26: Ejemplos de determinación de Ash.....	64
Figura 27: Máxima distancia entre ramas del refuerzo transversal. ....	64
Figura 28: Requerimientos de espaciamiento de refuerzo transversal en columnas según norma E.060. ....	65
Figura 29: Fuerza cortante de diseño en columnas. ....	66
Figura 30: Área efectiva en nudo. ....	67
Figura 31: Fuerzas para cálculo de cortante en nudo. ....	67
Figura 32: Espectro elástico e inelástico para un pórtico resistente a momentos.....	68
Figura 33: Curva de capacidad sísmica y factores $R_{\mu}$ y $R_{\Omega}$ .....	69
Figura 34: Esquema representando el desarrollo de un sistema de 1 GDL equivalente desde una curva de capacidad.....	71
Figura 35: Espectro inelástico de diseño con rectas en color rojo que representan los periodos fundamentales de los modelos estructurales analizados.....	84
Figura 36: Modelo estructural regular de 1 nivel .....	85
Figura 37: Modelo estructura regular de 3 niveles .....	85
Figura 38: Planta de estructura regular de 1 nivel.....	86
Figura 39: Modelo estructural tridimensional de estructura regular de 1 nivel .....	88

Figura 40: Planta y diafragma rígido de modelo estructural de estructura regular de 1 nivel .....	88
Figura 41: Espectro de diseño considerado en ETABS.....	89
Figura 42: Fuente de masa de las estructuras .....	90
Figura 43: Modos de vibración de estructura regular de 1 nivel (Modos 1,2 y 3) .....	91
Figura 44: Relaciones demanda/capacidad en columnas de modelo estructural regular de 1 nivel .....	94
Figura 45: Cantidad de acero en vigas (cm <sup>2</sup> ) de estructura regular de 1 nivel .....	94
Figura 46: Diagrama idealizado de momento curvatura para elementos de concreto.....	97
Figura 47: Planta de modelo estructural de estructura regular ER1-A.....	100
Figura 48: Disposición de rotulas plásticas en estructura regular ER1-A.....	100
Figura 49: Curva de capacidad de estructura regular ER1-A.....	101
Figura 50: Planta de modelo estructural de estructura regular ER1-B .....	104
Figura 51: Curva de capacidad de estructura regular ER1-B .....	104
Figura 52: Planta de modelo estructural de estructura regular ER1-C .....	107
Figura 53: Curva de capacidad de estructura regular ER1-C .....	107
Figura 54: Planta de estructura regular de 3 niveles.....	122
Figura 55: Modelo estructural tridimensional de estructura regular de 3 niveles .....	124
Figura 56: Planta y diafragma rígido de modelo estructural de estructura regular de 3 niveles .....	124
Figura 57: Modos de vibración de estructura regular de 3 niveles (Modos 1,2 y 3).....	126
Figura 58: Relaciones demanda/capacidad en columnas de modelo estructural regular de 3 niveles.....	129
Figura 59: Cantidad de acero en vigas (cm <sup>2</sup> ) de 1er nivel de estructura regular de 3 niveles .....	130
Figura 60: Cantidad de acero en vigas (cm <sup>2</sup> ) de 3er nivel de estructura regular de 3 niveles .....	130

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción según Norma E.030.	37
Tabla 2: Coeficientes de diseño y factores para el sistema de pórticos resistente a momentos .....	38
Tabla 3: Matriz de operacionalización de variables .....	78
Tabla 4: Criterios de evaluación de los aspectos generales y observaciones del instrumento .....	82
Tabla 5: Validez del instrumento.....	82
Tabla 6: Parámetros sísmicos usados para la elaboración del espectro inelástico de diseño. .....	84
Tabla 7: Periodos y frecuencias modales de estructura regular de 1 nivel.....	90
Tabla 8: Porcentajes de masas efectivas de estructura regular de 1 nivel .....	90
Tabla 9: Parámetros sísmicos y cortante estática de estructura regular de 1 nivel.....	91
Tabla 10: Fuerzas resultantes en la base por análisis dinámico de estructura regular de 1 nivel .....	92
Tabla 11: Máximos desplazamientos en modelo estructural regular de 1 nivel.....	92
Tabla 12: Máximas distorsiones en modelo estructural regular de 1 nivel .....	92
Tabla 13: Máximos desplazamientos inelásticos de modelo estructural regular de 1 nivel	93
Tabla 14: Máximas distorsiones inelásticas en modelo estructural regular de 1 nivel.....	93
Tabla 15: Designación de vigas en modelo estructural regular de 1 nivel.....	95
Tabla 16: Acero colocado en vigas de modelo estructural regular de 1 nivel.....	96
Tabla 17: Disposición de rotulas plásticas en vigas y columnas de modelo estructural regular de 1 nivel .....	96
Tabla 18: Parámetros para modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales - Vigas de concreto armado.....	98
Tabla 19: Parámetros para modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales - Columnas de concreto armado.....	99

Tabla 20: Periodos y frecuencias modales de estructura regular de 3 niveles .....	125
Tabla 21: Porcentajes de masas efectivas de estructura regular de 3 niveles.....	125
Tabla 22: Parámetros sísmicos y cortante estática de estructura regular de 3 niveles. ....	126
Tabla 23: Fuerzas resultantes en la base por análisis dinámico de estructura regular de 3 niveles.....	127
Tabla 24: Máximos desplazamientos en modelo estructural regular de 3 niveles .....	127
Tabla 25: Máximas distorsiones en modelo estructural regular de 3 niveles.....	128
Tabla 26: Máximos desplazamientos inelásticos de modelo estructural regular de 3 niveles .....	128
Tabla 27: Máximas distorsiones inelásticas en modelo estructural regular de 3 niveles ..	128
Tabla 28: Designación de vigas en modelo estructural regular de 3 niveles.....	131
Tabla 29: Acero colocado en vigas de modelo estructural regular de 3 niveles .....	132
Tabla 30: Disposición de rotulas plásticas en vigas y columnas de modelo estructural regular de 3 niveles .....	132
Tabla 31: Valores de factor de reducción de resistencia, sobrerresistencia y demanda de ductilidad en estructura regular de 1 nivel por variación de refuerzo longitudinal en vigas .....	133
Tabla 32: Valores de factor de reducción de resistencia, sobrerresistencia y demanda de ductilidad en estructura regular de 1 nivel por variación de refuerzo transversal.....	133
Tabla 33: Valores de factor de reducción de resistencia, sobrerresistencia y demanda de ductilidad en estructura regular de 1 nivel por variación de refuerzo longitudinal en columnas .....	133
Tabla 34: Valores de factor de reducción de resistencia, sobrerresistencia y demanda de ductilidad en estructura regular de 3 niveles por variación de refuerzo longitudinal en vigas .....	134
Tabla 35: Valores de factor de reducción de resistencia, sobrerresistencia y demanda de ductilidad en estructura regular de 3 niveles por variación de refuerzo transversal.....	134

Tabla 36: Valores de factor de reducción de resistencia, sobrerresistencia y demanda de ductilidad en estructura regular de 3 niveles por variación de refuerzo longitudinal en columnas.....	134
Tabla 37: Comparación de resultados para la variación de refuerzo longitudinal en vigas .....	138
Tabla 38: Variación porcentual en resultados para la variación de refuerzo longitudinal en vigas.....	138
Tabla 39: Comparación de resultados para la variación de refuerzo transversal .....	139
Tabla 40: Variación porcentual en resultados para la variación de refuerzo transversal ..	139
Tabla 41:Comparación de resultados para la variación de refuerzo longitudinal en columnas .....	140
Tabla 42: Variación porcentual en resultados para la variación de refuerzo longitudinal en columnas.....	140

## RESUMEN

El presente trabajo de investigación, titulado “Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018”, tiene por objetivo cuantificar el efecto de la variación del detallado de refuerzo en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado. Esta investigación es de tipo aplicada, de método experimental con diseño cuasiexperimental y de nivel correlacional. Se analizaron 3 modelos estructurales ideales regulares de 1, 3 y 8 niveles ubicados en la zona 4 y suelo rígido (S1) de acuerdo a la norma de diseño sismorresistente E.030. Esto se da con la finalidad de obtener modelos con diferentes demandas sísmicas y periodos menores a la unidad de tal manera de proceder a un análisis estático no lineal (pushover) considerando una carga lateral proporcional a la forma del primer modo fundamental de las estructuras.

A través del análisis no lineal, se consideraron distintas variaciones del detallado del refuerzo en los elementos estructurales y se asignaron las rotulas plásticas respectivas a flexión y/o corte para considerar los efectos de la variación del refuerzo longitudinal y/o transversal. Con los resultados conseguidos se deduce que las variaciones en el refuerzo transversal y longitudinal en vigas y columnas producen una variación significativa en la ductilidad global de las estructuras.

***Palabras claves:*** ductilidad, sistemas aporticados, detallado del refuerzo.

## ABSTRACT

This research, titled “Effect of the variation of reinforcement detailing on the ductility of reinforced concrete moment frames in Lima, 2018”, has as objective to quantify the effect of the variation of reinforcement detailing on the ductility of reinforced concrete moment frames. The research is an applied one, the method used is an experimental one with a quasi-experimental design, and it has a correlational level. 3 regular ideal structural models of 1, 3 and 8 stories located in zone 4 and rigid floor (S1), according to the seismic design standard E.030, were analyzed. This is done with the purpose of obtaining models with different seismic demands and periods smaller than unity in such a way to proceed to a non-linear static analysis (pushover) considering a lateral load proportional to the shape of the first fundamental mode of the structures.

Through the non-linear analysis, different variations of the reinforcement detailing in the structural elements were considered and the respective plastic hinges were assigned to flexure and/or shear to consider the effects of the longitudinal and/or transversal reinforcement variation. With the obtained results it is deduced that the variations in the transverse and longitudinal reinforcement in beams and columns produce significant variation in the overall ductility of the structures.

***Keywords:*** ductility, moment frames, reinforce detailing.

## **I. Introducción**

## 1.1. Realidad problemática

En el contexto internacional, se conocen de distintas normas de diseño sismorresistente acerca de las disposiciones especiales que existen para el diseño de estructuras en zonas altamente sísmicas. Estas están básicamente ligadas a las disposiciones del detallado del refuerzo en los elementos estructurales con el fin de proporcionarlas de una ductilidad adecuada. Lo mencionado se puede observar en distintas normas, como por ejemplo en las disposiciones del capítulo 18 de la norma del Instituto Americano del Concreto ACI 318-14, las cuales relacionan los requisitos de detallado con el tipo de sistema estructural y categoría de diseño sísmico. Así también está la NCSE-02, la norma de construcción sismorresistente de España, cuyo capítulo 4 explica acerca de las reglas generales que se deben disponer para distintos elementos como columnas, vigas o muros. Otras normas a mencionar pueden ser también la norma venezolana COVENIN 1753-2006, en su capítulo 18, donde se muestran los requisitos adicionales para el diseño sismorresistente; la norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-HM, estructuras de hormigón armado; el reglamento colombiano de construcción sismorresistente NSR-10 Título C, concreto estructural, etc.

A nivel nacional, por otro lado, la Norma Técnica de Edificación E.060 “Concreto Armado” del Reglamento Nacional de Edificaciones, nos da algunas disposiciones especiales para el diseño sísmico, en el cual se encuentran requisitos acerca del detallado del refuerzo, tanto del refuerzo longitudinal como del transversal. Esto con el fin de proporcionar la ductilidad necesaria a la estructura para que se pueda deformar dentro del rango inelástico de comportamiento y haya disipación de energía. Esto se evidencia en algunas fallas en la estructura más no en su colapso. De cumplir con estos requisitos y estar seguros de la ductilidad proporcionada, los coeficientes básicos de reducción de la fuerza sísmica, conocidos como “R”, establecidos en la Norma Técnica de Edificación E.030 “Diseño Sismorresistente” para estructuras de concreto armado, por ejemplo, serían los adecuados para poder determinar la fuerza sísmica y diseñar la estructura.

De esta forma se llega a la problemática, presentada por el hecho de no proporcionar un detallado del refuerzo de acuerdo a la norma, debido a distintos aspectos como por ejemplo el hecho de realizar el detallado de tal forma que sea de fácil interpretación en obra

o de optimizar la cantidad de acero para que se disminuyan costos o plazos de ejecución y la fase de construcción se lleve de forma eficiente. Estos aspectos, a pesar de ser muy importantes, hacen que otro de los aspectos más importantes desde la perspectiva del diseño sismorresistente quede en segundo plano, el cual es el de proveer de ductilidad suficiente a la estructura para obtener un buen comportamiento sismorresistente. Por ello, se pretende determinar cuál es el efecto que tiene la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de una estructura. Para ello se analizan distintos modelos y diseños de estructuras apertadas de concreto armado, variando el detallado de refuerzo y evaluando la variación de la ductilidad. Los resultados de la investigación permitirían dejar de lado la incertidumbre, que de otra forma continuaría al no llegar a conocer la ductilidad que le proporcionamos a las estructuras que diseñamos y así desconociendo su comportamiento sismorresistente.

## **1.2. Trabajos previos**

### **1.2.1. Antecedentes nacionales**

Quispe (2018), en su tesis de pregrado titulada “Determinación de la ductilidad y resistencia para muros de corte de concreto armado cuyas secciones transversales tienen formas L,I,T y C”, sustentada en la Universidad Nacional de San Agustín, tuvo como objetivo general determinar cuáles son las variables que influyen en la mejora de la ductilidad y resistencia de los muros de concreto armado de secciones tipo L, I, T y C, haciendo un estudio analítico y ejecutando ensayos experimentales variando el detallado del acero de refuerzo de los muros de concreto. La conclusión obtenida del trabajo de investigación es que: a) El correcto diseño de los muros de concreto para que desarrollen un buen comportamiento dúctil depende de proveer un buen confinamiento de los núcleos confinados, específicamente proveer un adecuado espaciamiento de estribos ya que se demostró que fue un parámetro influyente en el aumento de la ductilidad, sin dejar de lado la resistencia de las mismas y b) Los valores de ductilidad y resistencia del muro a escala con sección L obtenidos a partir de los diagramas momento-curvatura con el programa XTRACT son aproximados a los obtenidos experimentalmente, concluyéndose que los modelos de comportamiento de materiales utilizados si definen el comportamiento no lineal de los muros de concreto armado.

Alegre (2017), en su tesis de pregrado titulada “Estudio de la influencia en la resistencia y ductilidad de las fibras de carbono utilizadas como reforzamiento de vigas de concreto”

sustentada en la Pontificia Universidad Católica del Perú, tuvo como objetivo general: Determinar el comportamiento tanto elástico como inelástico de las vigas reforzadas con fibras de carbono sometidas a flexión”. Las conclusiones fueron las siguientes: a) El refuerzo con las fibras de carbono (CFRP) reduce la ductilidad de las secciones; sin embargo, aumenta la resistencia de las secciones sometidas a flexión. b) Se comprobó que el CFRP se comporta de forma lineal hasta el estado de falla, por lo que se le considera como un material frágil.

Vílchez (2017), en su tesis de pregrado titulada “Influencia de la adición de las fibras de acero en la ductilidad de columnas de concreto reforzado”, sustentada en la Universidad Privada Antenor Orrego, tuvo como objetivo general evaluar la influencia de las fibras de acero en la ductilidad de una columna fabricada con una resistencia a la compresión de  $f'_c=210\text{kg/cm}^2$  y cuantías de acero de 2.85%, 4.52% y 5.07%. Las conclusiones fueron que: a) La adición de las fibras mejoró la capacidad de carga y deformación, de tal manera que pueda tener mejor comportamiento dúctil. b) Para columnas que fueron hechas con una dosificación de  $58.87\text{kg/m}^3$ , que representa un 0.75% de volumen de fibra de acero, las deformaciones últimas incrementaron en un 22%. Desde este punto de vista, el empleo de fibras de acero aparece como una de las más convenientes alternativas para aumentar la ductilidad. c) La inclusión de las fibras de acero a la matriz de concreta mejora en un 17.6% la resistencia a la compresión en probetas con respecto a concretos convencionales que contaron con una resistencia promedio de  $214.22\text{kg/cm}^2$  a los 30 días.

Por otro lado, Huapaya (2016), en su tesis de pregrado titulada “Evaluación de los indicadores de comportamiento sísmico de edificios con sistema aporticado a través del método estático no lineal” sustentada en la Universidad Ricardo Palma, tuvo como objetivo general calcular la ductilidad y sobre resistencia de edificios aporticados a través del método estático no lineal y de esta manera poder comparar la capacidad de estos con la demanda que se plantea en la norma E.030. Las conclusiones fueron las siguientes: a) La sobre resistencia depende del periodo fundamental de la estructura. Cuando esta aumenta, el valor de la sobre resistencia aumenta también. b) el valor del factor de ductilidad depende del periodo fundamental de la estructura; cuando el periodo aumenta, la ductilidad disminuye. c) El espectro de capacidad de las estructuras analizadas es superior al espectro de demanda requerido por la norma de diseño sismorresistente E.030, asimismo la resistencia al cortante última observada en las curvas de capacidad de las estructuras es superior al cortante de diseño sugerido por la norma peruana de diseño sismorresistente E.030.

Así también, Chang (2015), en su tesis de maestría titulada “Estudio de relaciones momento-curvatura en secciones de concreto armado y concreto preesforzado sometidas a flexión”, sustentada en la Pontificia Universidad Católica del Perú, tuvo como objetivo realizar un estudio de la relación momento-curvatura en secciones de concreto armado y preesforzado ante flexión monotónica a través de la implementación de una hoja de cálculo, la cual permite la construcción de estos diagramas. Las conclusiones obtenidas fueron: a) La ductilidad en una sección está influenciada por la cantidad de acero a tracción y la capacidad disponible de la zona de concreto en compresión. b) El acero de refuerzo en compresión, la resistencia característica del concreto y el ancho del ala en compresión influyen en la ductilidad, ya que actúan directamente en la fuerza de compresión. c) La sobrerresistencia en el refuerzo incrementa la capacidad disponible, y también reduce la ductilidad de curvatura. El aumento de la sobrerresistencia es equivalente al aumento del área de acero en tracción.

### **1.2.2. Antecedentes internacionales**

Fernandez (2017), en su tesis de maestría titulada “Influencia del comportamiento por ductilidad en el coste estructural de edificios sometidos a la acción sísmica”, sustentada en la Universidad Politécnica de Cartagena, cuyo objetivo general consistió en conocer la influencia que tiene la elección del valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad en el coste estructural de edificios, analizando para ello dos modelos estructurales de dos edificios de 4 y 8 niveles con una tipología edificatoria común en el Sureste español. Se presentaron las siguientes conclusiones: a) Para el edificio de 4 niveles, a mayor coeficiente de ductilidad empleado en el diseño, se obtiene un mayor costo de ejecución debido principalmente a las imposiciones normativas de dimensionamiento mínimo y detalle de las secciones. b) Para el edificio de 8 niveles, a mayor coeficiente de ductilidad empleado, menor costo de ejecución. Esto es debido a que las estructuras diseñadas con coeficientes  $\mu=1$  y  $\mu=2$  son más costosas debido a la mayor carga sísmica a las que están expuestas, lo cual es determinante con relación al costo.

Palacios (2017), en su tesis de pregrado titulada “Análisis de la variación de la ductilidad en columnas cuadrangulares de hormigón armado debido a su comportamiento biaxial usando el diagrama momento-curvatura”, sustentada en la Escuela Politécnica Nacional, tuvo como objetivo general examinar la variación de la ductilidad en columnas

cuadrangulares de concreto armado debido a carga axial junto con los momentos flexionantes biaxiales, utilizando distintas idealizaciones de discretización de la sección con la inclusión de modelos no lineales de los materiales y su efecto dentro de los diagramas momento-curvatura. Algunas de las conclusiones obtenidas fueron las siguientes: a) Al emplear una carga axial en la sección, se genera una variación en el diagrama momento curvatura. La resistencia a flexión incrementa debido a la compresión presentada en el elemento; sin embargo, esta capacidad se reduce al aumentar la curvatura de la sección por la compresión del concreto, en consecuencia, la ductilidad en condiciones últimas disminuye de igual forma. b) La presencia de la carga axial genera una disminución de ductilidad para condiciones de daño severo, pero en condiciones de servicio, un patrón estable de aumento o disminución no es observado. c) el diagrama momento curvatura hace posible encontrar la degradación de la rigidez a flexión del elemento estructural analizado. El resultado más conservador para las secciones que fueron propuestas fue el que presentó el análisis “confinado”, ya que esta desestima la capacidad que proporciona el concreto de recubrimiento.

Por lo mencionado por el autor, se puede deducir que el área tributaria que carga un elemento estructural tipo columna es influyente en la variación de su ductilidad. Por lo tanto, este será un factor importante a tomar en cuenta al momento de evaluar la ductilidad global de la estructura.

En adición a lo anterior, Aoude, Hosinieh, Cook y Mitchell (2016), en su artículo científico titulado “Effect of transverse reinforcement detailing on the axial load response of UHPC columns” presentada en el First International Interactive Symposium on UHPC, cuyo objetivo fue el de examinar el comportamiento de las columnas UHPC (ultra high performance concrete) ensayando 4 distintos especímenes de columnas con sección cuadrada y bajo carga axial pura. Los resultados llevaron a las siguientes conclusiones: a) La reducción del espaciamiento de los estribos en las columnas resultan en la mejora del confinamiento, lo que conlleva al incremento de la resistencia y ductilidad. Esta mejora aumenta si la cantidad de acero transversal dentro de la sección de columna es aumentada. b) La adición de fibras en columnas UHPC permite un desprendimiento del recubrimiento controlado y gradual con buena distribución de fisuramiento en la superficie de recubrimiento, incluso a muy grandes deformaciones. c) La adición de fibras y refuerzo

transversal espaciado cercanamente resulta en una falla gradual y controlada del núcleo de concreto en columnas UHPC.

De acuerdo a lo mencionado anteriormente por los autores, se puede discutir el efecto de la ductilidad en el coste de ejecución de un proyecto, así también como el efecto del detallado del refuerzo en la ductilidad de un elemento estructural como es la columna. Por lo tanto, estos aspectos se encuentran relacionados y es importante conocer aún el efecto del detallado en la ductilidad global de una estructura, considerando también la participación de los elementos estructurales tipo viga, por ejemplo.

Kanchana, Saptarshi y Ramanjaneyulu (2015), en su artículo científico titulado “Seismic performance of ductile and non-ductile detailed beam-column sub-assemblies” presentada en la International Journal of Research in Engineering and Technology, cuyo objetivo fue el evaluar el desempeño sísmico de los nudos viga-columna en dos escenarios: nudos viga-columna diseñados con fuerza sísmica pero no provistos de detallado dúctil (espécimen no dúctil) y nudos viga-columna diseñados con fuerza sísmica y provistos de un detallado dúctil de acuerdo a normativa. Las conclusiones fueron que: a) Las máximas cargas tomadas por el espécimen con detallado dúctil en los ciclos positivos y negativos de la prueba de carga fueron 39% y 9% más altas que los del espécimen con detallado no dúctil. b) La energía acumulada disipada en el espécimen con detallado dúctil es 2.5 veces más alta que la del espécimen con detallado no dúctil a pesar de haber tenido similares cargas máximas en los ensayos. c) La degradación de rigidez del espécimen con detallado dúctil es baja en comparación con la del espécimen con detallado no dúctil en ambos ciclos positivos y negativos para todos los ratios de distorsiones. d) A pesar de que el desempeño sísmico del espécimen con detallado dúctil es superior al otro espécimen, el modo de falla de viga débil-columna fuerte no fue observado en ambos especímenes.

Según estos autores, el detallado dúctil de los nudos vigas columna genera un gran comportamiento tanto en capacidad de carga como en energía disipada. En estos nudos ya se toma la participación de los elementos estructurales tipo viga y columnas. Es de interés conocer si el efecto que se tiene localmente en la ductilidad en los nudos o en cada elemento estructural es proporcional con la ductilidad global de la estructura y como varía esta ante la variación del detallado.

Por otro lado, Alarcón (2013), en su tesis de maestría titulada “Influence of axial load in the seismic behavior of reinforced concrete walls with nonseismic detailing” sustentada en la Pontificia Universidad Católica de Chile”, cuyo objetivo fue evaluar la influencia que tiene la carga axial en el comportamiento sísmico de los muros con un detallado no sísmico, usando para esto 3 especímenes idénticos de concreto armado y realizando ensayos reproduciendo las fallas observadas en muros durante el terremoto de Chile del 2010. Las conclusiones obtenidas fueron las siguientes: a) La capacidad de desplazamiento se reduce significativamente si el ratio de carga axial incrementa. b) La carga lateral incrementa si el ratio de carga axial incrementa. c) Altos valores de ratios de carga axial generan fluencia del refuerzo a compresión en los 3 especímenes, lo cual no se predijo en los modelos analíticos. d) La medida promedio de la longitud de la rótula plástica para los 3 especímenes fue de 24.3cm, lo cual es alrededor de 2.5 veces el espesor del muro. Esto coincide con el resultado obtenido por Takahashi et al. (2013). El enfoque aproximado de la longitud de la rótula plástica de  $L_p=2.5t_w$ , incluyendo el desplazamiento del cuerpo rígido debido a deslizamiento del refuerzo y la rotación de la base estima adecuadamente los desplazamientos y rotaciones en el tope últimas.

### **1.3. Teorías relacionadas al tema**

#### **1.3.1. Detallado del refuerzo**

El detallado del refuerzo es una parte vital del proceso del diseño sísmico para concreto armado. El arte del detallado del refuerzo es proveer el refuerzo en los lugares correctos requeridos por el diseño y para satisfacer las demandas de sismo esperadas. Si el refuerzo es correctamente diseñado, entonces la estructura cumplirá con el propósito del diseño y debería desempeñarse satisfactoriamente durante su periodo de diseño, incluso ante acciones sísmicas (Munter, 2015, p. 33).

De acuerdo a esto, el detallado de refuerzo no se debería dejar de lado como una parte sin importancia en los proyectos estructurales. Es deber del ingeniero proyectista verificar que esta etapa del dibujo y detallado de los elementos estructurales este cumpliendo con las normativas o reglamentos especificados para cada país.

Según la Norma del Instituto Americano del Concreto: ACI 318, acerca del detallado de refuerzo nos indica lo siguiente:

Los requisitos para la integridad estructural tienen la intención de mejorar la redundancia y ductilidad a través del detallado de refuerzo y de las conexiones, de modo que en caso de ocurrir un daño mayor o una carga anormal a un elemento soportante, el daño resultante esté localizado y la estructura posea una mayor probabilidad de conservar su estabilidad general. (2014, p. 58).

Para entender mejor el concepto de integridad estructural, en la terminología de la norma ACI 318 se explica que la integridad estructural es la “capacidad de una estructura para redistribuir los esfuerzos y mantener la estabilidad a través de la resistencia, redundancia, ductilidad y detallado del refuerzo cuando se produce un daño localizado u ocurren sobreesfuerzos importantes” (2014, p. 42).

Es decir, la norma ACI 318 relaciona este concepto del detallado de refuerzo con la integridad estructural, estando vinculados y siendo la integridad estructural dependiente de un buen detallado del refuerzo, por ello su importancia cuando se habla de sobreesfuerzos importantes, los que suelen ocurrir al momento de un evento sísmico.

En adición a esto, la norma ACI 318 también explica que: “La experiencia ha comprobado que la integridad general en una estructura puede verse mejorada considerablemente al hacer cambios menores en los detalles de las conexiones y el refuerzo” (2014, p.157).

Por esta razón, se justifica el objetivo del trabajo de investigación, al reconocer en la norma americana acerca del efecto del detallado del refuerzo en la integridad total de una estructura, teniendo relación también la ductilidad de esta.

Tan importante como un buen diseño conceptual es el apropiado detallado de los elementos y sus conexiones para lograr los requisitos de resistencia y ductilidad. La importancia de un apropiado detallado de las potenciales regiones rotuladas deberá disponer de tanta atención como un buen diseño conceptual (Naeim, 2001, p. 467).

Es decir, se reconoce la importancia de una buena configuración estructural, cumpliendo con algunas características como simetría, regularidad en planta, altura, etc. Sin embargo, esto no es lo único a lo que se debería presentar atención, sino también al detallado de refuerzo de los elementos. Estos dos aspectos se pueden llegar a complementar si es que tomamos en cuenta la acción de cargas debido a un evento sísmico.

Paulay y Priestley (1992, p.146-147) mencionan que: “Es destacable que un detallado juicioso del refuerzo es de extrema importancia si la seguridad dependerá, durante un evento sísmico, de la respuesta dúctil de las estructuras de concreto armado [...]”

Los autores se refieren al detallado del refuerzo y la ductilidad como conceptos relacionados. Es decir, al tener un buen detallado del refuerzo, se tendrá una respuesta dúctil de las estructuras y, por consiguiente, serán mucho más seguras ante un evento sísmico.

Se dice además que, el desempeño de los edificios de concreto armado ante cargas cíclicas, depende de varios componentes, tales como: 1) las características mecánicas de los materiales, 2) el acero de refuerzo longitudinal, 3) la distribución y detallado del acero de refuerzo transversal y longitudinal, 4) el nivel de sollicitación axial en columnas y 5) la importancia de las uniones viga-columna, entre otros (Bonett, 2003, p. 183).

Se puede tener en cuenta una vez más, que el detallado de refuerzo en las estructuras resulta en un buen desempeño de edificaciones de concreto armado. Incluso se mencionan los tipos de refuerzo: longitudinal y transversal, los cuales son más relevantes en el detallado de elementos estructurales.

### **1.3.1.1. Tipos de refuerzo**

#### **1.3.1.1.1. Refuerzo longitudinal**

Estas armaduras se colocan a todo lo largo del elemento. Las armaduras principales longitudinales se encargan de atraer los esfuerzos normales y deben establecerse en una posición, ya sea perimetralmente en pilares y tirantes o en las regiones superior e inferior de vigas y arcos (Urbán, 2017, p. 13).

El autor también distingue otros dos tipos de armadura o refuerzo longitudinal, tales como armadura longitudinal de montaje, la cual es usada desde un punto de vista constructivo mas no por cálculo; y la armadura longitudinal de reparto, la cual se emplea en elementos como losas y tienen por objetivo evitar perforaciones por impacto, fisuras por retracción, etc.

Además, hace mención al hecho de que estos refuerzos se disponen de forma distinta en columnas y vigas. Esto se considera de importancia ya que estos elementos estructurales se comportan ya sea a esfuerzos de flexión, en el caso de vigas; y a esfuerzos de flexo compresión, en el caso de columnas. Por lo tanto, el refuerzo longitudinal también se subdivide para cada uno de estos elementos estructurales.

Rochel explica acerca del refuerzo de acero longitudinal, que: “Este refuerzo se compone de barras longitudinales paralelas al eje de la columna; tienen como función el incrementar la capacidad de sollicitación a flexo compresión, disminuir la retracción del fraguado y el flujo plástico y aumentar el confinamiento del hormigón” (2012, p. 262).

En el caso de columnas de concreto armado, las cuales trabajan a flexo compresión, una cuantía mínima de refuerzo longitudinal es requerida de tal forma que aumente la capacidad de carga de estas y se prevea cualquier tipo de fisuración ante esfuerzos de tracción que puedan ocurrir en la columna.

Una de las particularidades de las vigas en los edificios que han sido proyectados aplicando normativas sismorresistentes es que las cuantías del refuerzo negativo son mayores por las combinaciones de cargas de gravedad y sísmicas, mientras que las cuantías del refuerzo positivo están limitadas de tal forma que la sección de la viga posea capacidad de soportar sollicitaciones cíclicas (cargas reversibles) (Barbat, Vielma y Oller, 2007, p.54-55).

En el análisis estructural, se sabe que las vigas que conforman pórticos de concreto armado obtienen un momento negativo considerable en sus extremos debido a cargas de gravedad y sismo. Es en estos extremos donde se suelen generar las rotulas plásticas y es por ello que es de especial cuidado el detallado del refuerzo en estas zonas para poder obtener la ductilidad requerida.

Los requerimientos de refuerzo longitudinal [...] requieren un momento positivo mínimo en los extremos de la viga igual al 50 por ciento del momento negativo. [...] La capacidad mínima de momento en cualquier sección de la viga se basa en la capacidad de momento máxima en la cara de cada apoyo. Estos requerimientos aseguran resistencia y ductilidad ante grandes desplazamientos laterales (Fanella, 2007, p. 5).

Lo que explica el autor es que estos requerimientos establecen una relación entre la capacidad máxima y mínima de momento en un extremo de una viga. Esta se expresa en forma de porcentaje al decir que el momento o acero positivo sea igual al 50% del momento o acero negativo en un extremo de la viga.

### **1.3.1.1.2. Refuerzo transversal**

Estas armaduras realizan tres funciones fundamentales:

- a) Generar en el núcleo de concreto que rodean cierto efecto de zunchado.
- b) Evitar que el refuerzo longitudinal a compresión se pandee.
- c) Permitir el montaje y mantener la posición adecuada de las armaduras durante el hormigonado (Urbán, 2017, p. 14).

El refuerzo transversal consta de estribos o espirales, los cuales se forman de barras de reducidos diámetros, organizados de tal forma que rodeen el refuerzo longitudinal y lo mantengan en posición vertical con el fin de impedir su pandeo durante el proceso de vaciado. Entre sus funciones están el confinar el concreto para proveer mayor ductilidad a la columna y darle apoyo al refuerzo longitudinal e impedir su pandeo. De forma similar a las barras longitudinales, reduce el flujo plástico y la retracción del fraguado (Rochel, 2012, p. 263).

Los autores coinciden en las funciones que tiene el refuerzo transversal en los elementos estructurales. Este refuerzo transversal es de gran importancia, ya que se complementa con el refuerzo longitudinal sirviéndole de soporte, tanto para una finalidad constructiva como para evitar que el refuerzo longitudinal llegue a pandearse por efectos de la compresión, como ocurre en las columnas.

Rochel explica también que: “Una buena distribución de estribos aumenta la ductilidad debido a que confina el núcleo de concreto e impide el pandeo del refuerzo longitudinal que está actuando a compresión” (2012, p. 201).

El refuerzo transversal en las vigas está limitado principalmente por la predefinición de la región en la cual se espera que se generen las rotulas plásticas. Estas regiones no deberían estar cerca a los nudos ni deben localizarse en la región central del vano; la ubicación conveniente es la intermedia entre las mencionadas anteriormente. Por ello, es fundamental proveer un buen confinamiento en las cercanías del nudo, esto se logra densificando los cercos. Generalmente, esta misma distribución de cercos asegura también el refuerzo transversal necesario para asegurar la capacidad a cortante en la viga (Barbat et al., 2007, p.52).

Los cercos, también llamados estribos, son el refuerzo transversal que se debe posicionar en las zonas cercanas al nudo. Es generalmente en esta zona en la que se dan los

cortantes máximos y es por ello que este refuerzo usualmente asegura también el refuerzo necesario para cumplir con la capacidad a cortante en la viga. Sin embargo, es siempre recomendable verificar el refuerzo colocado, ya que puede que se necesite un menor espaciamiento de estribos o mayor rama de estos.

Fanella, con relación al refuerzo transversal, menciona que: “Se requiere adecuado confinamiento en los extremos de miembros a flexión, donde es más probable que se formen las rotulas plásticas, para asegurar suficiente ductilidad en los elementos” (2007, p. 5).

Al igual que los autores mencionados anteriormente, el refuerzo transversal colocado con mayor confinamiento en los extremos asegurará un comportamiento adecuado de los elementos estructurales en cuanto a la ductilidad provista por estos.

### **1.3.2. Ductilidad**

Manohar y Madhekar, sostienen que la ductilidad “es la capacidad de disipar energía mientras se tienen grandes deformaciones inelásticas, sin pérdida significativa de resistencia o rigidez” (2015, p.28).

Así también, Bozzo y Barbat argumentan que: “La ductilidad es la capacidad que posee un material de deformarse en el rango plástico sin romperse. De esta forma, un material es dúctil si puede deformarse de manera constante y apreciable en el rango inelástico antes de la falla” (2004, p. 104).

Además, Bozzo y Barbat también explican que: “La ductilidad se determina tanto para la sección como para el material de un elemento estructural, así también de forma global en toda la estructura” (2004, p.106).

Es decir, podemos evaluar la ductilidad desde el material que compone a una estructura (concreto y acero, por ejemplo). Así también como a nivel seccional, cuando se alude a la capacidad de deformación de cierta sección, sea una viga o una columna, con cierta cantidad y distribución de armaduras de refuerzo y de acuerdo a la sollicitación que esté presente (flexión pura o flexo compresión, por ejemplo). Finalmente, de forma global, la ductilidad es estimada cuando se evalúa la capacidad de deformación de la estructura en su totalidad.

Es importante resaltar que la ductilidad a nivel seccional o local es distinta en cada elemento debido a la sollicitación que se presente, es por ello que se hace una diferencia entre la ductilidad en vigas y columnas.

Para apoyar lo mencionado por los autores anteriores, Barbat et al., mencionan que: “La ductilidad es una capacidad que las estructuras, sus materiales o componentes que las conforman poseen, y que permite que se deformen fuera del rango elástico sin perder resistencia y de reunir energía durante los ciclos de carga (histéresis)” (2007, p.3).

Por otro lado, Rochel explica también que: “El propósito de una construcción urbana es generar ambientes en los que se viva y trabaje en las condiciones apropiadas de confort y seguridad” (2012, p. 28).

Por ello, Rochel menciona que se deben presentar las siguientes propiedades: rigidez, resistencia y ductilidad. Presentándose ductilidad adecuada para que cuando las sollicitaciones debidas al sismo superen los valores considerados para el diseño, la estructura se pueda deformar en el rango inelástico, presentando graves afecciones a los elementos tanto estructurales como los no estructurales, pero sin llegar al colapso (Rochel, 2012, p.29).

En las regiones expuestas a sismos, una consideración muy importante en el diseño es la ductilidad de la estructura cuando se la sujeta a cargas de tipo sísmico. Ello se debe a que la filosofía actual de diseño sísmico se apoya en la absorción y disipación de energía, mediante la deformación inelástica para la supervivencia en los sismos intensos (Park y Paulay, 1978, p.202).

Proveer ductilidad es de particular importancia para el detallado y diseño de las estructuras de concreto armado sujetas a cargas sísmicas (especialmente en la unión de viga-columna), ya que permite al material entrar en la fase inelástica, impartiendo resistencia adicional a la estructura por medio de la redistribución de esfuerzos (Pillai y Menon, 2009, p. 57).

### **1.3.2.1. Tipos de ductilidad**

#### **1.3.2.1.1. Ductilidad local**

Manohar y Madhekar, mencionan que: “la ductilidad de curvatura se relaciona con la deformación plástica de una sección y es una proporción entre las curvaturas (rotación por unidad de longitud) al final del rango inelástico y al inicio del punto de fluencia del acero a tensión” (2015, p.30).

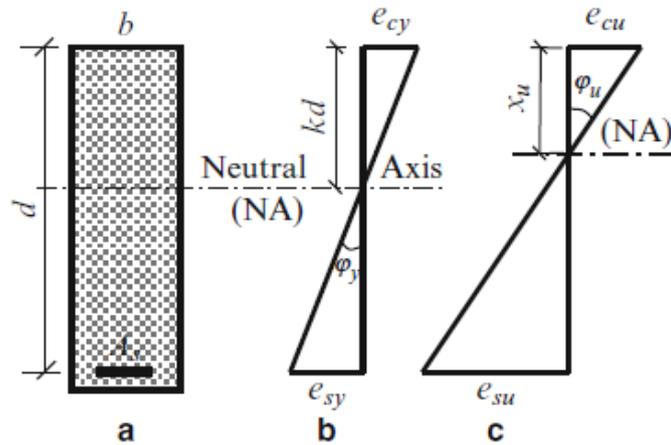


Figura 1: Ductilidad de curvatura, a) Sección de viga, b) Diagrama elástico de esfuerzos en la fluencia y c) Diagrama de esfuerzos en el límite último  
Fuente: Manohar y Madhekar (2015)

La ductilidad de curvatura, también llamado ductilidad de sección, es la que ocurre dentro de un elemento y es usualmente conocida también como ductilidad local. Si se considera una sección de viga simplemente reforzada bajo flexión como en la figura 1.a; si la curvatura máxima alcanzable es  $\phi_u$  y la curvatura al momento de fluencia del acero es  $\phi_y$ , entonces la ductilidad de curvatura está dada por  $\mu_c = \phi_u / \phi_y$  (Manohar y Madhekar, 2015, p.30).

Penelis sostiene que: “Las vigas necesitan un refuerzo adicional a compresión en sus apoyos igual a al menos el 50% del refuerzo correspondiente a tensión con el fin de asegurar un adecuado nivel de ductilidad local” (2014, p.279).

La ductilidad local o de sección lleva relación con el refuerzo longitudinal colocado en el elemento, por ello es de esperar que un cambio en este refuerzo tenga un efecto en la ductilidad local y finalmente en la ductilidad global de la estructura.

La ductilidad de sección hace referencia a la capacidad que tiene cierta sección de un elemento de hormigón armado, como una viga o pilar, de poder deformarse. Cierta sección de hormigón armado puede que sea dúctil de acuerdo al tipo, cantidad y distribución de las armaduras de refuerzo y también, por la sollicitación que esté actuando (flexión pura o flexo compresión, por ejemplo) (Bozzo y Barbat, 2004, p. 106).

Los autores también mencionan al refuerzo longitudinal como uno de los factores que afectan la ductilidad local. Esto refuerza lo mencionado anteriormente acerca de la variación del refuerzo y cuál sería su efecto en la ductilidad de las estructuras.

Por otro lado, Paulay y Priestley (1992, p.138), acerca de los factores que afectan la ductilidad de curvatura o ductilidad local, mencionan como el parámetro más crítico a la deformación última de compresión  $\epsilon_{cm}$ , aunque también mencionan otros parámetros importantes como la fuerza axial, la resistencia a compresión del concreto y la resistencia a fluencia del acero.

Los autores explican en resumen que estos parámetros afectan la ductilidad de las siguientes formas:

- La fuerza axial puede reducir significativamente la ductilidad local de una sección. Como resultado se puede esperar el desprendimiento del concreto de recubrimiento en una etapa temprana en columnas dúctiles más que en vigas y la necesidad de confinamiento es mucho más obvia.
- La resistencia a compresión tiene un efecto contrario a la de la fuerza axial. Es decir, el incremento de la resistencia a compresión produce un aumento en la ductilidad local de cierta sección.
- La ductilidad local se ve reducida ante un aumento en la resistencia a fluencia del acero.

Debido a estas razones, se hace necesario resaltar, debido a lo expuesto por los autores mencionados anteriormente, que existirá una ductilidad local asociada a vigas (elementos sometidos a flexión) y otra asociada a columnas (elementos sometidos a flexo compresión). Notándose que, para las columnas, al presentar considerables fuerzas axiales, la ductilidad se verá reducida en comparación con las vigas.

#### **1.3.2.1.2. Ductilidad global**

De acuerdo a la figura 2, Si la estructura se comporta elásticamente, entonces necesitaría ser diseñada para una fuerza inercial  $F_a$  donde su desplazamiento será  $\Delta_a$ . Por otro lado, si la estructura sigue un régimen de respuesta elastoplástico, entonces a la fluencia del acero, la fuerza inercial para el mismo sismo sería  $F_y$  con un desplazamiento  $\Delta_y$ , pero luego se desplazaría plásticamente a un desplazamiento límite de  $\Delta_u$ . La ductilidad estructural sería dada por  $\Delta_u/\Delta_y$ . (Manohar y Madhekar, 2015, p.29).

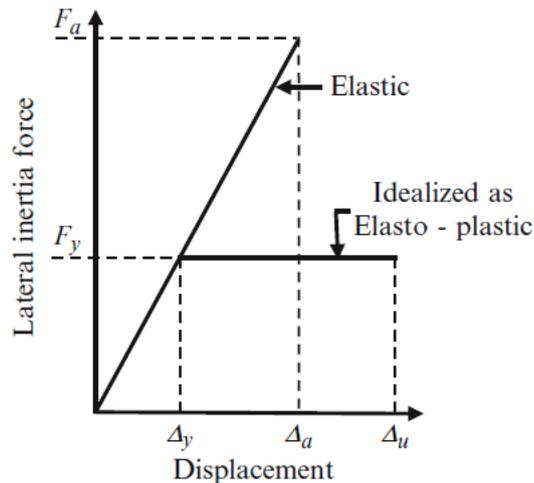


Figura 2: Diagrama Fuerza-Desplazamiento  
 Fuente: Manohar y Madhekar (2015)

Se puede observar por la figura 2 que, si una estructura puede disipar energía a través de la deformación, pero sin fallar, entonces puede ser diseñada para una menor fuerza lateral  $F_y$ . Por el contrario, si se mantiene elástica hasta la condición de cerca al colapso, entonces necesitará ser diseñada para una mayor fuerza  $F_a$ , lo cual no sería económicamente viable. Es por ello que es más conveniente que la estructura por completo, al igual que sus elementos y conexiones, sean diseñados para ser capaces de disipar energía a través de las deformaciones inelásticas (Manohar y Madhekar, 2015, p.29).

Mazzolani y Piluso argumentan que: “Para una estructura dada, la ductilidad global es definida como la relación entre los valores de un desplazamiento dado, en general el desplazamiento tope en el caso de marcos, evaluado en las condiciones últimas y de fluencia” (2014, p. 38).

Cuando se refiere a ductilidad de una estructura en su conjunto, dicha ductilidad está relacionada con el desplazamiento total que hay en la estructura en el punto más alto o con el comportamiento del entrepiso más desfavorable. [...] También se puede referir al factor de ductilidad global [...], como la relación que hay entre el desplazamiento en el punto más alto al presentarse el colapso de la estructura y el desplazamiento en la punta cuando se presenta en cierta sección la primera fluencia. (Bazan y Meli, 2002, p. 166).

La ductilidad global es la capacidad que tiene la estructura en su totalidad de deformarse en el rango plástico. Para un edificio y para un determinado terremoto, la demanda de ductilidad global es, comúnmente, de menor magnitud que la demanda de

ductilidad en sección; y a la vez esta es, usualmente, menor que la demanda de ductilidad, pero a nivel del material. (Bozzo y Barbat, 2004, p. 106).

### 1.3.3. Sistema estructural de pórticos de concreto armado

De acuerdo con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente del RNE, en el artículo 3.2., se especifican los sistemas estructurales de las edificaciones, definiendo a los pórticos de concreto armado como sistemas estructurales donde por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. De haber muros estructurales, estos se diseñarán para soportar una parte de la acción sísmica total correspondiente a su rigidez. Lo mencionado previamente se muestra en la tabla 1.

Tabla 1: Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción según Norma E.030.  
Fuente: Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”

Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción $R_0$ (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada.</b>	3
<b>Madera (Por esfuerzos admisibles)</b>	7

Además, según la Asociación Americana de Ingenieros Civiles (2017), en su código ASCE/SEI 7-16, se definen a los pórticos resistentes a momento como a los pórticos en los cuales sus miembros y articulaciones resisten fuerzas laterales por flexión y a lo largo del eje de los miembros. Estos se categorizan en pórticos intermedios resistentes a momento (IMF), pórticos ordinarios resistentes a momento (OMF) y pórticos especiales resistentes a momento (SMF). La tabla 2 muestra los valores usados por el ASCE.

Tabla 2: Coeficientes de diseño y factores para el sistema de pórticos resistente a momentos  
Fuente: ASCE 7-16

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, $R^a$	Overstrength Factor, $\Omega_0^b$
<b>C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS</b>			
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3
5. Special reinforced concrete moment frames <sup>m</sup>	12.2.5.5 and 14.2	8	3
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame <sup>n</sup>	14.1	3½	3 <sup>o</sup>

Se deduce aquí que, en la Norma Técnica E.030 se está haciendo referencia específicamente al sistema de pórticos especiales resistentes a momento con un coeficiente básico de reducción igual a 8. Por otro lado, se hace énfasis en el deber de cumplir en todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente con lo previsto en el capítulo 21: “Disposiciones especiales para el diseño sísmico”, de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE.

#### 1.3.4. Modelos de esfuerzo-deformación del concreto

Existen distintos modelos o ecuaciones que describen de forma analítica la curva de esfuerzo-deformación del concreto. Esto se debe a que el problema no es simple ya que existen variables como la del confinamiento del concreto. A pesar de que se use un modelo de comportamiento simplificado en las normas con el fin de diseñar secciones de concreto armado, cuando se requiere calcular o investigar de modo más preciso la ductilidad o resistencia de un elemento, se debe usar algún modelo de comportamiento. (Ottazzi, 2004, p. 41).

A continuación, se presentan algunos modelos de esfuerzo-deformación:

- Modelo de Hognestad (1951) para concreto no confinado

Este modelo data del año 1951. Toma como valor de  $\epsilon_0=0.002$  y de  $\epsilon_{cu}$  comprendido entre 0.003 y 0.004. La figura 3 muestra el diagrama esfuerzo-deformación usado por Hognestad.

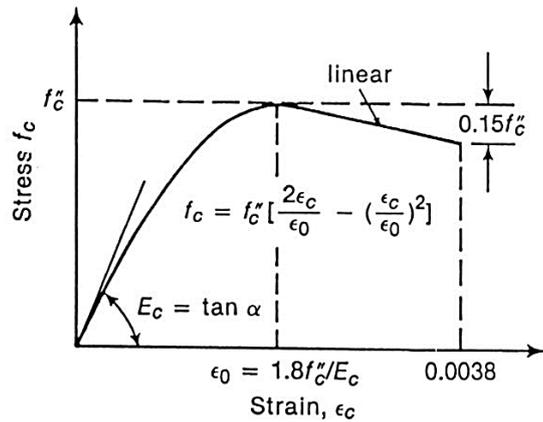


Figura 3: Modelo de Hognestad (1951) para concreto no confinado  
Fuente: Ottazzi (2004)

- Modelo del CEB para elementos en flexión simple

La figura 4 muestra el modelo usado por el CEB (Comité europeo del concreto), el cual consiste en una parábola seguida de una recta. El valor de  $f'_c$  representa la resistencia del concreto en la estructura real ( $f'_c=0.85f_c$ ).

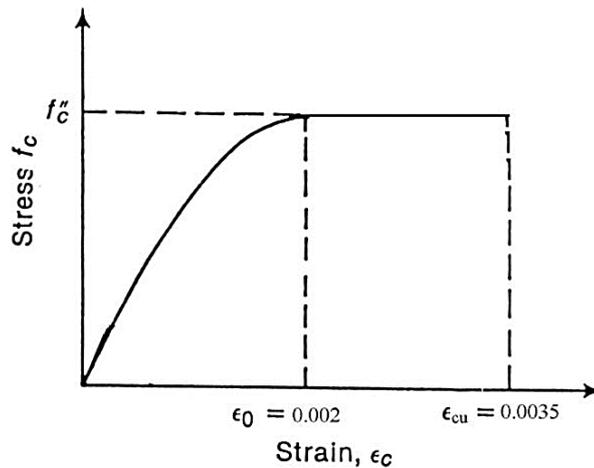


Figura 4: Modelo del CEB para elementos en flexión simple  
Fuente: Ottazzi (2004)

- Modelo de Kent y Park para concreto confinado

Este es uno de los tantos modelos que representan al concreto confinado por estribos rectangulares. El efecto del confinamiento no se muestra en la resistencia del concreto para representar un modelo más conservador. Como se observa en la figura 5, el efecto se considera en la pendiente y longitud de la parte descendente de la curva.

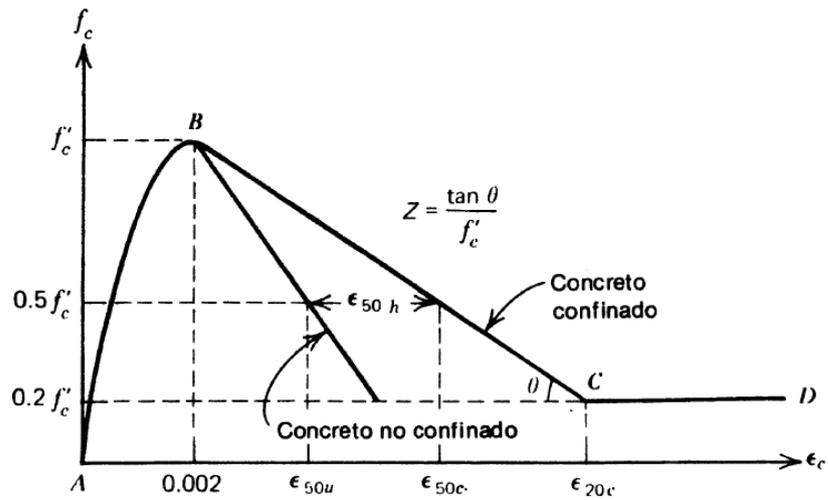


Figura 5: Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos rectangulares  
Fuente: Park y Paulay (1983)

- Modelo de Mander

Este modelo es uno de los más usados actualmente para evaluar el comportamiento de secciones a flexión y flexocompresión. Es posible incluir los efectos del confinamiento tanto en el valor de  $f'_c$  como en la deformación máxima en la curva correspondiente al concreto sin confinar.

Se muestra a continuación, en la figura 6, el modelo de Mander para tres calidades de concreto no confinados de 210, 280 y 350  $\text{kg/cm}^2$ .

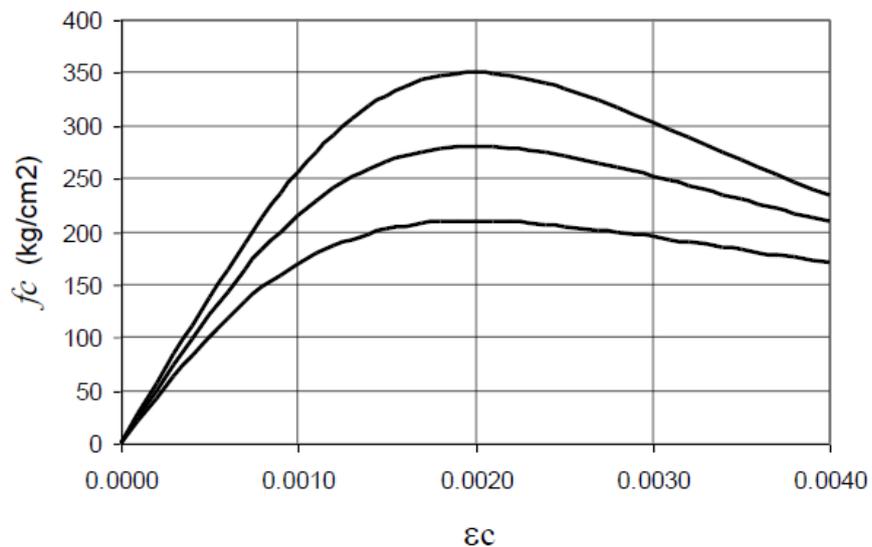


Figura 6: Modelo de Mander para concreto no confinados de 210, 280 y 350  $\text{kg/cm}^2$   
Fuente: Ottazzi (2004)

Por otro lado, también se toma como referencia a la nota técnica “Material Stress-Strain Curves” por Computers and Structures, Inc. (2008). En esta se presenta un modelo de esfuerzo-deformación simple para el concreto y el modelo de Mander antes mencionado, ambas con sus respectivas formulaciones.

✓ Modelo de Mander para concreto no confinado

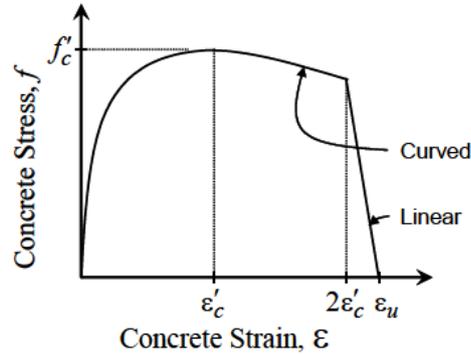


Figura 7: Modelo de Mander para concreto no confinado

la curva mostrada en la figura 7 está definida por las siguientes ecuaciones:

Para la parte curva,  $\varepsilon \leq 2\varepsilon'_c$

$$f = \frac{f'_c x r}{r - 1 + x^r}$$

Dónde:

$$x = \varepsilon / \varepsilon'_c$$

$$r = \frac{E}{E - (f'_c / \varepsilon'_c)}$$

Para la parte lineal,  $\varepsilon \leq 2\varepsilon'_c$

$$f = \left( \frac{2f'_c r}{r - 1 + 2^r} \right) \left( \frac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - 2\varepsilon'_c} \right)$$

Donde r es definido previamente por la parte curva.

El esfuerzo cedente a tracción para el modelo no confinado de Mander es tomado como  $2\sqrt{f'_c}$ .

Los siguientes parámetros definen al modelo de Mander para concreto no confinado:

$\varepsilon$  = Deformación del concreto

$f$  = Esfuerzo del concreto

$E$  = Módulo de elasticidad

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto

$\varepsilon'_c$  = Deformación del concreto en  $f'_c$

$\varepsilon_u$  = Deformación última del concreto

✓ Modelo de Mander para concreto confinado

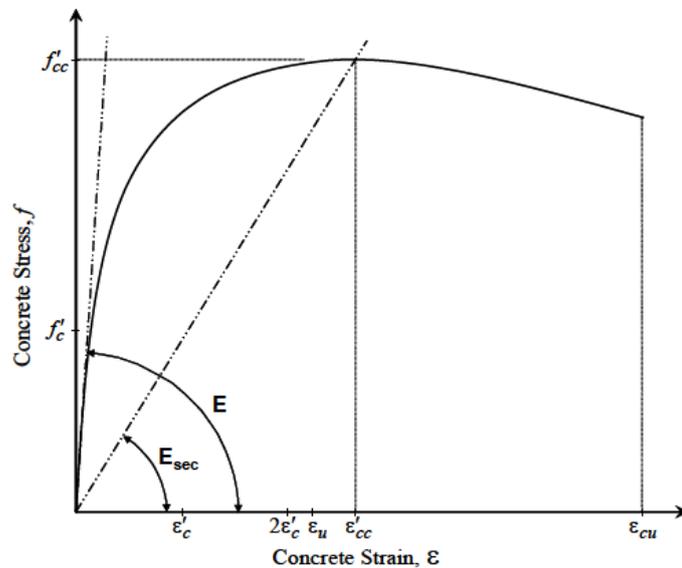


Figura 8: Modelo de Mander para concreto confinado

La curva de la figura 8 está definida por las siguientes ecuaciones:

$$f = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r}$$

Dónde:

$$\varepsilon'_{cc} = \left\{ 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) + 1 \right\} \varepsilon'_c$$

$$x = \varepsilon / \varepsilon'_{cc}$$

$$E_{sec} = f'_{cc} / \epsilon'_{cc}$$

$$r = E / (E - E_{sec})$$

Los siguientes parámetros definen al modelo de Mander para concreto confinado:

$\epsilon$  = Deformación del concreto

$f$  = Esfuerzo del concreto

$E$  = Módulo de elasticidad (Módulo tangente)

$E_{sec}$  = Módulo secante de elasticidad

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto no confinado

$f'_{cc}$  = Resistencia a la compresión del concreto confinado (dependiente del refuerzo de confinamiento provisto en la sección)

$\epsilon'_c$  = Deformación del concreto en  $f'_c$

$\epsilon'_{cc}$  = Deformación del concreto en  $f'_{cc}$

$\epsilon_u$  = Deformación última del concreto no confinado y deformación de desprendimiento para concreto confinado.

$\epsilon_{cu}$  = Deformación última del concreto confinado (dependiente del refuerzo de confinamiento provisto en la sección)

Por otro lado, los siguientes parámetros son usados para explicar la resistencia a la compresión del concreto confinado  $f'_{cc}$ :

$A_c$  = Área del núcleo de concreto medido de centro a centro de refuerzo de confinamiento

$A_{cc}$  = Área del núcleo de concreto excluyendo barras longitudinales;  $A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc})$

$A_e$  = Área efectiva de concreto confinado

$A_{sL}$  = Área total de barras longitudinales

$A_{sx}$  = Área de ramas de estribos rectangulares en la dirección X

$A_{sy}$  = Área de ramas de estribos rectangulares en la dirección Y

$b_c$  = Distancia de centro a centro entre ramas de estribos rectangulares en la dirección Y

$d_c$  = Distancia de centro a centro entre ramas de estribos rectangulares en la dirección X

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto no confinado

$f_L$  = Presión lateral en concreto confinado por refuerzo de confinamiento

$f'_L$  = Presión lateral efectiva en concreto confinado por refuerzo de confinamiento

$f_{yh}$  = Esfuerzo de fluencia del refuerzo de confinamiento

$K_e$  = Coeficiente que mide la efectividad del refuerzo de confinamiento

$s$  = Distancia longitudinal de centro a centro entre estribos

$s'$  = Distancia longitudinal libre de centro a centro entre estribos

$w'$  = Distancia transversal libre entre barras longitudinales adyacentes

$\rho_{cc}$  = Cuantía de acero longitudinal;  $\rho_{cc} = A_{sL}/A_c$

$\rho_x$  = Cuantía de acero de estribos rectangulares en dirección X;  $\rho_x = A_{sx}/sd_c$

$\rho_y$  = Cuantía de acero de estribos rectangulares en dirección Y;  $\rho_y = A_{sy}/sb_c$

Para secciones rectangulares:

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{sd_c}$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{sb_c}$$

$$f_{Lx} = \rho_x f_{yh}$$

$$f_{Ly} = \rho_y f_{yh}$$

$$A_e = \left( b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2d_c} \right)$$

$$A_{cc} = b_c d_c$$

$$K_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$$

$$f'_{Lx} = K_e f_{Lx}$$

$$f'_{Ly} = K_e f_{Ly}$$

Después de encontrar  $f'_{Lx}$  y  $f'_{Ly}$ ,  $f'_{cc}$  se determina usando la gráfica para el criterio de falla multiaxial en términos de 2 esfuerzos de confinamiento laterales, el cual se encuentra en Mander (1984) y se muestra en la figura 9. Además, algunos de los parámetros usados para el concreto confinado se muestran en la figura 10.

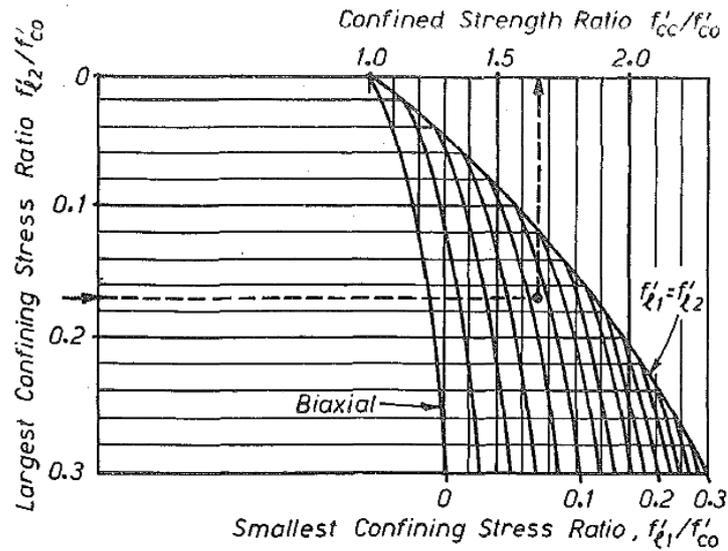


Figura 9: Gráfica para determinar la resistencia confinada por los esfuerzos de confinamiento laterales en secciones rectangulares  
Fuente: Mander (1988)

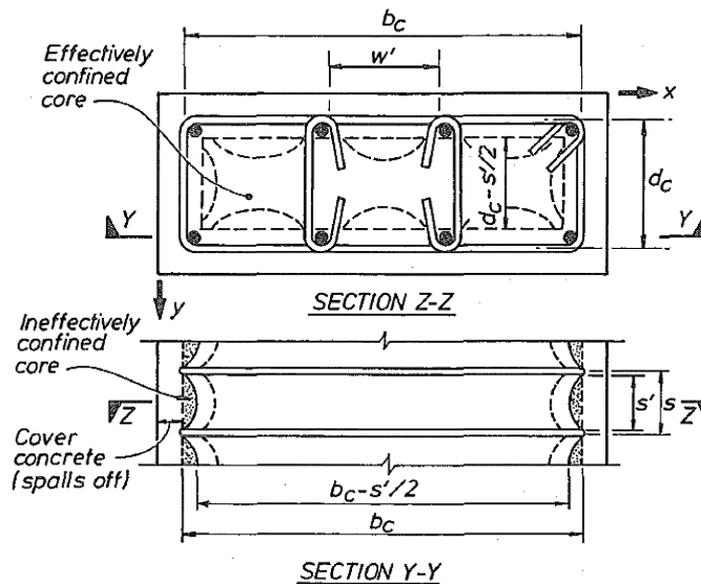


Figura 10: Núcleo efectivo confinado para estribos de refuerzo rectangulares  
Fuente: Mander (1988)

La deformación última del concreto confinado  $\epsilon_{cu}$  es una función del refuerzo de confinamiento. En la siguiente figura se muestra las curvas de esfuerzo deformación de Mander para concreto confinado y no confinado. La diferencia entre estas dos se muestra sombreada en la figura 11.

Esta parte sombreada representa la capacidad adicional provista por el refuerzo de confinamiento por almacenar energía de deformación.

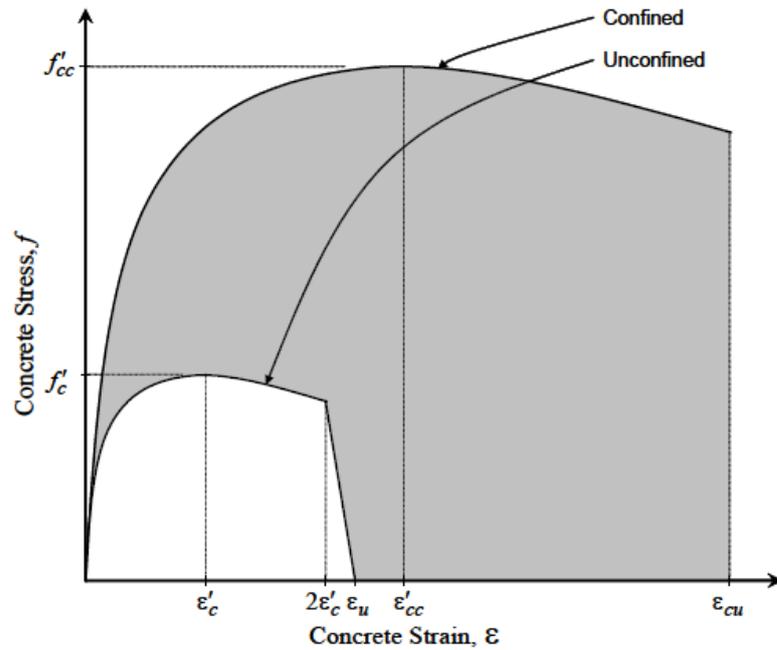


Figura 11: Curvas esfuerzo-deformación de Mander para concreto confinado y no confinado  
Fuente: CSI (2008)

Si se asume el área sombreada como  $A_1$ , el área bajo la curva de esfuerzo deformación con refuerzo de confinamiento es  $A_2$  y además  $\rho_s$  es la cuantía volumétrica de refuerzo de confinamiento. El programa determina el valor apropiado de  $\epsilon_{cu}$  por ensayo y error, igualando energías de tal forma que se satisfaga  $A_1 = \rho_s \cdot A_2$ .

### 1.3.5. Modelos de esfuerzo-deformación del acero

De forma similar con el concreto, existen distintos modelos realizados para representar el comportamiento de este material, por ejemplo, Park y Paulay (1978), muestran 3 distintas idealizaciones de la curva esfuerzo deformación del acero, siendo una más compleja que otra (ver figura 12).

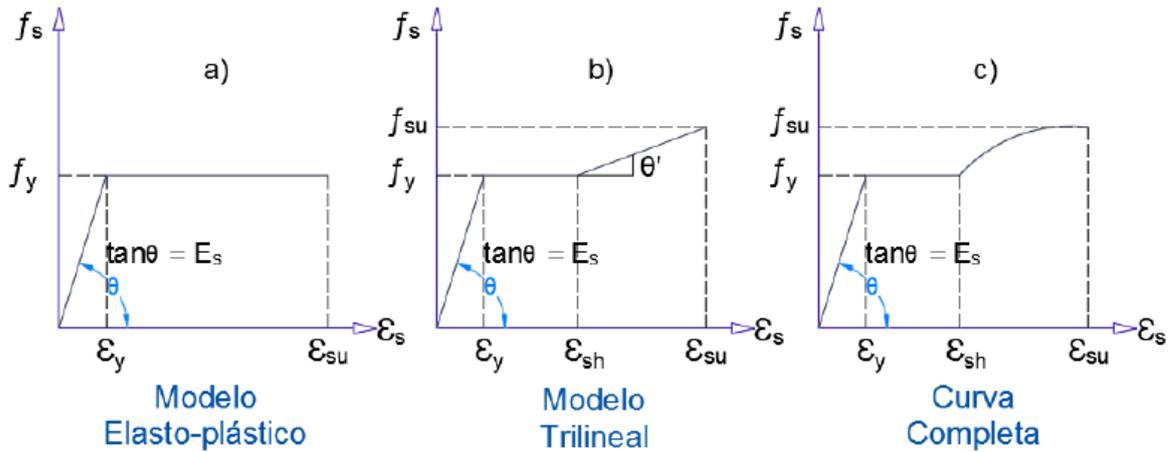


Figura 12: Idealizaciones de la curva esfuerzo-deformación para el acero en tensión o compresión  
 Fuente: Quispe (2018), adaptado de Park y Paulay (1978)

De igual forma se toma como referencia a la nota técnica “Material Stress-Strain Curves” por Computers and Structures, Inc. (2008). En esta se presenta un modelo de esfuerzo-deformación simple para el acero (ver figura 13) teniendo como referencia a las investigaciones de Holzer et al. (1975).

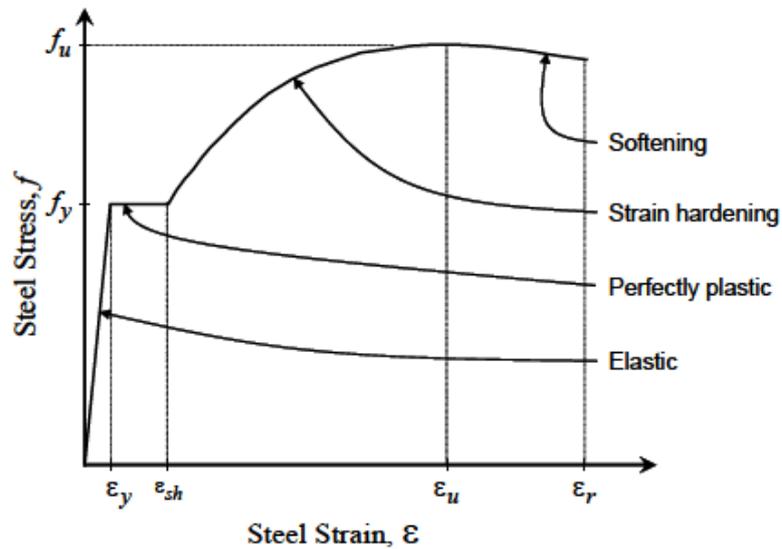


Figura 13: Curva de esfuerzo-deformación simple para acero estructural  
 Fuente: CSI (2008)

Los siguientes parámetros definen a la curva de esfuerzo-deformación simple para acero estructural.

$\varepsilon$  = Deformación del acero

$f$  = Esfuerzo del acero

$E$  = Módulo de elasticidad del acero

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero

$f_u$  = Esfuerzo máximo del acero

$\varepsilon_{sh}$  = Deformación al inicio del endurecimiento

$\varepsilon_u$  = Deformación última correspondiente al esfuerzo máximo del acero

$\varepsilon_r$  = Deformación a la ruptura del acero

La deformación de fluencia del acero  $\varepsilon_y$  es determinada de  $\varepsilon_y = f_y/E$

La curva de esfuerzo deformación simple para acero estructura está definida por las siguientes ecuaciones:

Para la región elástica,  $\varepsilon \leq \varepsilon_y$

$$f = E\varepsilon$$

Para la región perfectamente plástica,  $\varepsilon_y \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sh}$

$$f = f_y$$

Para las regiones de endurecimiento por deformación y debilitamiento,  $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_r$

$$f = f_y \left( 1 + r \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) e^{(1-r)} \right)$$

Dónde:

$$r = \frac{\varepsilon - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}}$$

### **1.3.6. Relaciones momento curvatura**

Según Aguiar (2003, p. 2), explica que las relaciones momento curvatura son importantes debido a que nos ayudan a conocer la capacidad de ductilidad de cierta sección, así también como la capacidad a flexión máxima del elemento. Además, son importantes para el análisis no lineal estático y el análisis no lineal dinámico. También resalta que estos diagramas dependen de los modelos constitutivos usados para describir la relación esfuerzo deformación de los distintos materiales: concreto y acero.

Es decir, si se empleara, por ejemplo, el bloque rectangular de Whitney y el modelo elasto plástico para el acero y el concreto, los valores de ductilidad que se obtengan serán menores a los que se obtendrían si se usaran modelos más cercanos a la realidad como el de Park, quien propone un modelo para el concreto confinado. Así también como un modelo para el acero que considere el endurecimiento post fluencia.

En la presente investigación, los modelos constitutivos a usar serán, para el concreto, el modelo propuesto por Hognestad debido a la simplicidad en el cálculo en comparación con el presentado por el programa; y el modelo para el acero que considera el endurecimiento post-fluencia. Estos fueron tomados del libro de Fargier (2010): Concreto armado, comportamiento y diseño. Esto se hará con la única finalidad de establecer una comparación entre la ductilidad local de los elementos y la ductilidad global de la estructura.

#### **1.3.6.1. Diagramas momento curvatura en elementos a flexión y/o flexocompresión**

De acuerdo a Fargier, cuando estudiamos los diagramas momento curvatura, estudiamos el comportamiento de miembros sujetos a flexión o flexo compresión cuando las fibras de concreto se comprimen a una cierta deformación unitaria ( $\epsilon$ ) de cualquier valor o magnitud. A diferencia de cuando se estudia el comportamiento de elementos a flexión con el método de esfuerzos admisibles, donde se limita el esfuerzo máximo del concreto a  $0.45 \cdot f'c$ , al cual le corresponde una deformación unitaria de  $\epsilon = 0.0005$ . Y también cuando se analizan los elementos en su estado último (para el diseño del refuerzo), en el cual el diagrama de esfuerzo deformación del concreto es curvo y para fines de simplificación de cálculo se reemplaza por un diagrama equivalente rectangular con un esfuerzo constante de  $0.85 \cdot f'c$ . En este último caso la deformación del concreto llega a  $\epsilon = 0.003$ . (2010, p. 341).

El modelo de esfuerzo deformación es el propuesto por Hognestad para representar el comportamiento no lineal en compresión del concreto a cualquier magnitud de la deformación máxima del concreto  $\epsilon_{cm}$ . (Ver figura 14).

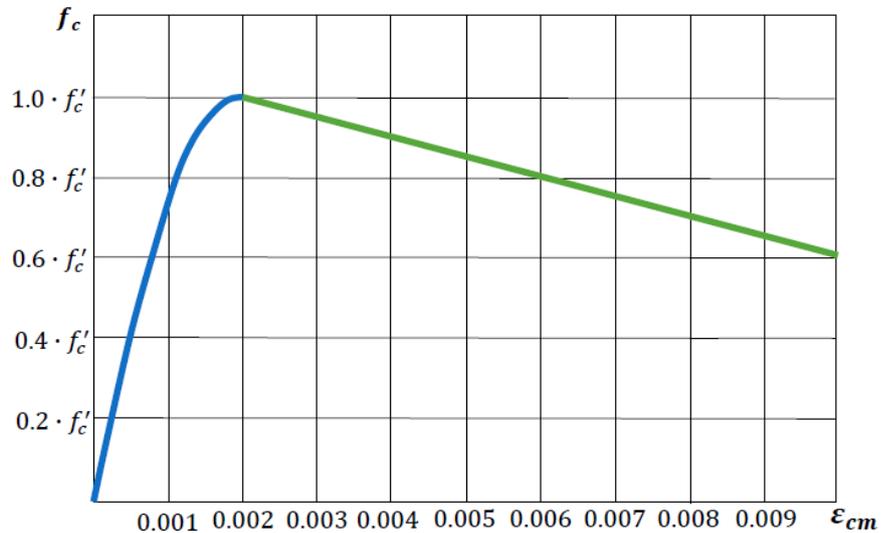


Figura 14: Modelo de esfuerzo deformación propuesto por Hognestad para  $\epsilon_0=0.002$  (usual)  
Fuente: Sepronca (2017), Curso avanzado de diseño estructural en concreto armado. Adaptado de Fargier (2010).

Las curvas de ascenso y descenso mostradas en la figura 14 son representadas por las siguientes fórmulas:

$$\text{Ascenso: } f_c = f'_c \left[ 2 \cdot \left( \frac{\epsilon_{cm}}{\epsilon_0} \right) - \left( \frac{\epsilon_{cm}}{\epsilon_0} \right)^2 \right]$$

$$\text{Descenso: } f_c = f'_c \left[ 1 - Z \cdot (\epsilon_{cm} - \epsilon_0) \right]$$

Dónde:

$\epsilon_{cm}$ : Deformación unitaria de la fibra de concreto más comprimida.

$\epsilon_0$ : Valor de deformación unitaria, para el cual se tiene un esfuerzo en el concreto de  $f'_c$  y usualmente se toma un valor de 0.002.

Z: Valor de la pendiente del descenso, igual a 150 y 50 para concreto no confinado y confinado respectivamente.

Por otro lado, el modelo para representar el comportamiento del acero, que incluye los efectos del endurecimiento por deformación, es el que se muestra a continuación en la figura 15.

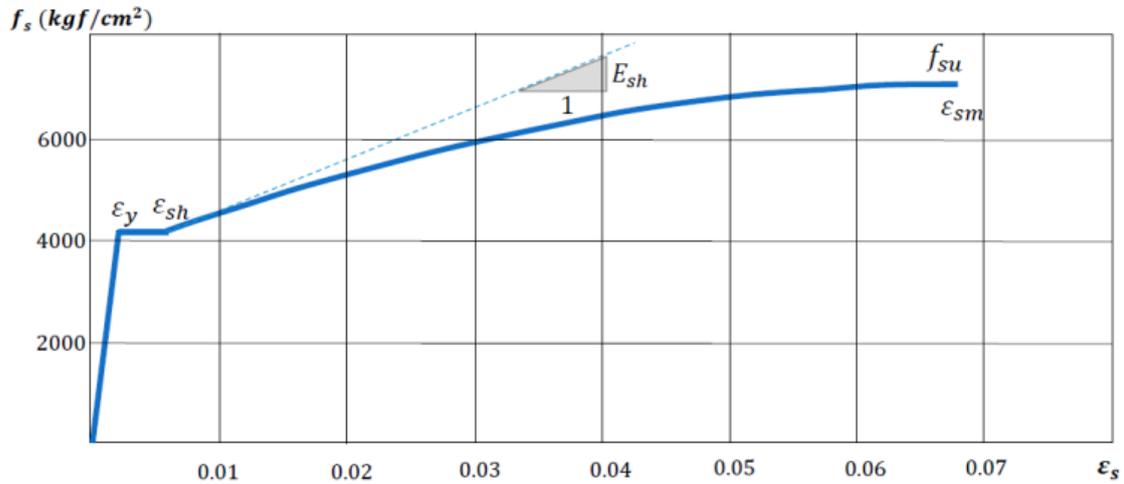


Figura 15: Diagrama de esfuerzo-deformación del acero para  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$   
 Fuente: Seproinca (2017), Curso avanzado de diseño estructural en concreto armado. Adaptado de Fargier (2010).

Las ecuaciones que aplican para cada tramo de la curva son las siguientes:

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_y \rightarrow f_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \rightarrow f_s = f_y$$

$$\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sm} \rightarrow f_s = f_y + (f_{su} - f_y) \cdot (2 \cdot \xi - \xi^2)$$

$$\varepsilon_{sm} < \varepsilon_s \rightarrow f_s = f_{su}$$

Dónde, los valores recomendados para  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ .

$$E_s = 2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{sh} = 0.006$$

$$\varepsilon_y = 0.002$$

$$E_{sh} = 90000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{su} = 7000 \text{ kg/cm}^2$$

### 1.3.6.1.1. Construcción del diagrama momento curvatura

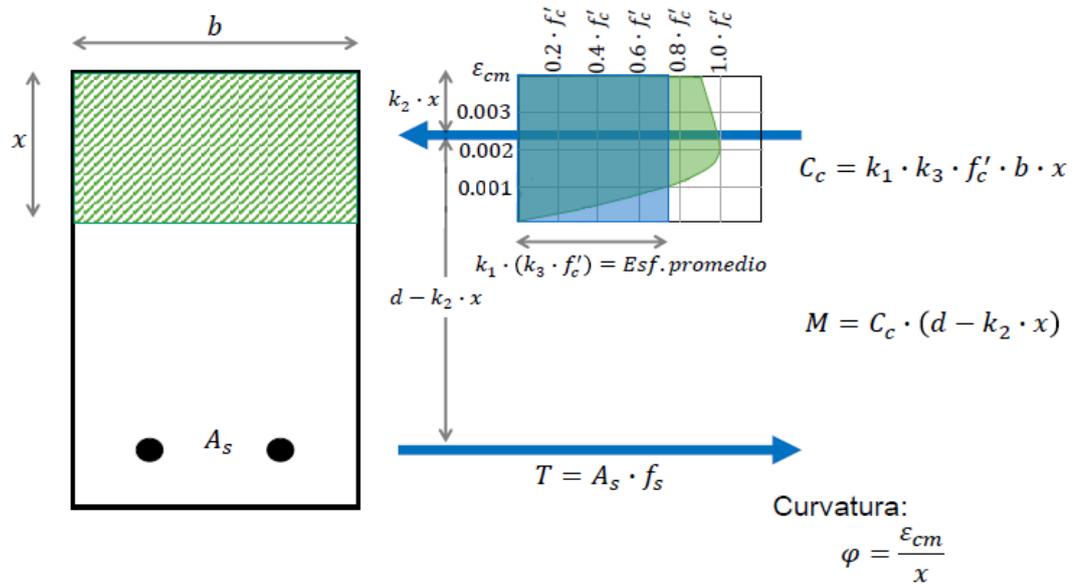


Figura 16: Modelo de Hognestad aplicado a una viga ( $\epsilon_{cm}=0,004$ )  
 Fuente: Seproinca (2017), Curso avanzado de diseño estructural en concreto armado. Adaptado de Fargier (2010).

De la figura 16, se calcula el factor  $k_1$ , el cual se obtiene igualando la resultante del diagrama de presiones de hognestad con un diagrama de presiones equivalente rectangular, se tiene:

Si llamamos  $\eta = \frac{\epsilon_{cm}}{\epsilon_0}$ , tenemos:

1.  $\epsilon_{cm} \leq \epsilon_0 \rightarrow k_1 = \eta - \frac{1}{3}\eta^2$
2.  $\epsilon_{cm} > \epsilon_0 \rightarrow k_1 = \frac{1}{\epsilon_{cm}} \cdot \left[ \epsilon_{cm} - \frac{\epsilon_0}{2} - \frac{Z}{2} \cdot (\epsilon_{cm} - \epsilon_0)^2 \right]$

Donde las variables utilizadas ya fueron descritas anteriormente.

En cuanto al factor  $k_2$ , el cual permite obtener la ubicación de la resultante  $C_c$ , que dista una distancia igual a  $k_2 \cdot x$ , se tiene:

1.  $\epsilon_{cm} \leq \epsilon_0 \rightarrow k_2 = \frac{1/3 - \eta/12}{1 - \eta/3}$
2.  $\epsilon_{cm} > \epsilon_0 \rightarrow k_2 = 1 - \frac{1}{C_5} \cdot \left[ \frac{5}{12} \cdot C_1 \cdot \epsilon_0 + C_4 \cdot \left( C_1 + \frac{C_2}{2 \cdot \epsilon_{cm}} \right) + C_3 \cdot \left( C_1 + \frac{C_2}{3 \cdot \epsilon_{cm}} \right) \right]$

Además:

$$C_1 = \frac{\epsilon_0}{\epsilon_{cm}} \quad ; \quad C_2 = \epsilon_{cm} - \epsilon_0 \quad ; \quad C_3 = \frac{1}{2} \cdot Z \cdot C_2 \quad ; \quad C_4 = C_2 - Z \cdot C_2^2 \quad ; \quad C_5 = \epsilon_{cm} - \frac{1}{3} \cdot \epsilon_0 - C_3$$

Por último, El factor  $k_3$  relaciona la resistencia que se obtendría del ensayo de un cilindro y la resistencia a la compresión del concreto en una columna o viga, por lo que, para una viga, le corresponde un factor  $k_3=1$  y para una columna, un factor  $k_3=0.85$ . Esta diferencia se da debido a que se recomienda un valor menor para las columnas ya que se pretende reflejar la disminución de la resistencia del concreto por efectos de la segregación que ocurre en la zona inferior de la columna al ser vaciado desde el tope. (Fargier, 2010, p. 343).

Se presenta a continuación, de acuerdo a Fargier (2010), el procedimiento de cálculo para un punto del diagrama:

Luego de establecer un valor de  $\epsilon_{cm}$ :

1. Determinar los valores de  $k_1$  y  $k_2$ .
2. Tomar un valor de  $x$ .
  - a. Calcular  $\epsilon_s$  por relación de triángulos y luego  $f_s$
  - b. Calcular  $C_c$  y  $T$ .
  - c. Comprobar que se cumpla el equilibrio  $C_c = T$  para el valor de  $x$  asumido. Si no se cumple el equilibrio, repetir el paso 2 y asumir un valor distinto. La ecuación de equilibrio queda:  $C_s + C_c = T + P$  si existiese acero en el borde comprimido y/o carga axial en la sección.  $C_s$  y  $P$  son las fuerzas de compresión en el acero y la carga axial (ambos positivos).
3. Calcular  $M$ .
4. Calcular la curvatura  $\phi$ .
5. Repetir el paso 1 incrementando el valor de  $\epsilon_{cm}$  para hallar otro punto del diagrama.

#### **1.3.6.1.2. Aplicación del diagrama momento curvatura**

De acuerdo al procedimiento y ecuaciones anteriormente señaladas, se procede a desarrollar el diagrama de momento curvatura. Esto se hace con la ayuda de una hoja de cálculo desarrolla por el autor, debido a la cantidad de iteraciones y cálculos para hallar cada punto del diagrama momento curvatura.

Será de ayuda la figura 17 mostrada a continuación, en la cual se grafican los diagramas de deformaciones unitarias, esfuerzos y fuerzas en una sección de viga.

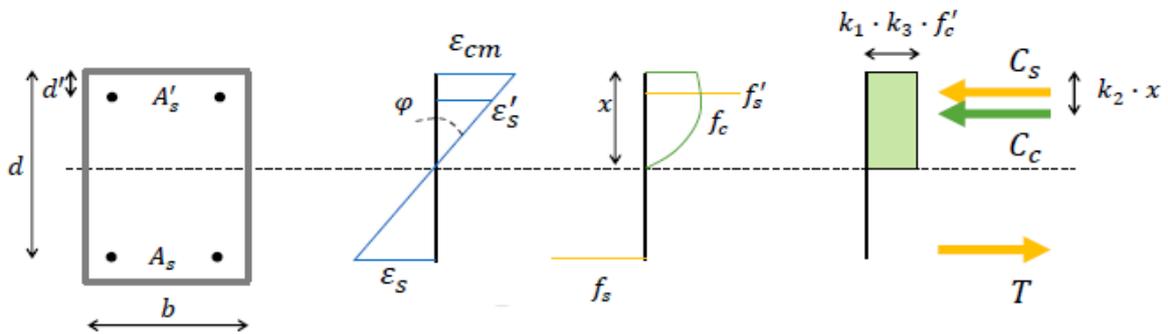


Figura 17: Sección de viga, Diagrama de deformaciones unitarias, esfuerzos y fuerzas en viga con el modelo de Hognestad.

Fuente: Seproinca (2017), Curso avanzado de diseño estructural en concreto armado.

- Las deformaciones unitarias se obtienen por relación de triángulos:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cm} \cdot \left( \frac{d - x}{x} \right)$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cm} \cdot \left( \frac{x - d'}{x} \right)$$

- Fuerzas en la sección:

$$C_s = f'_s \cdot A'_s$$

$$T = f_s \cdot A_s$$

$$C_c = [k_1 \cdot (k_3 \cdot f'_c)] \cdot x \cdot b$$

- Equilibrio en la sección:

$$T + P = C_s + C_c$$

La carga P se incluye ante la posible presencia de carga axial. Para las vigas, esta carga P será igual a 0.

- Momento que resiste la sección:

$$M = C_c \cdot (d - k_2 \cdot x) + C_s \cdot (d - d')$$

- Curvatura:

$$\varphi = \frac{\varepsilon_{cm}}{x}$$

Se desarrollará el diagrama momento curvatura de la viga 1-VY2A perteneciente al modelo estructural regular de 1 nivel, ER1-A, resuelto en la presente investigación. Esta viga cuenta con una cuantía de acero en sus extremos igual a 4  $\phi$  1/2" en la parte superior, equivalentes a 5.16 cm<sup>2</sup>; y 2  $\phi$  1/2" + 1  $\phi$  3/8" en la parte inferior, equivalentes a 3.29 cm<sup>2</sup>. La sección de viga se muestra en la figura 18:

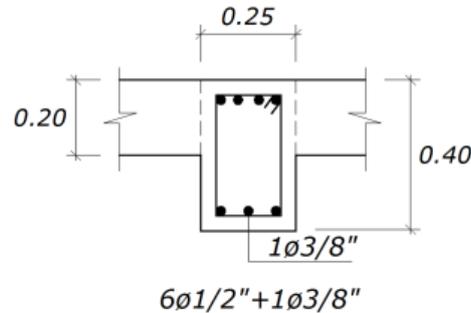


Figura 18: Sección extrema de viga 1-VY2A de modelo estructural regular ER1-A

Con las fórmulas previamente vistas, se procede a desarrollar el diagrama momento curvatura en una hoja de cálculo. Los resultados se muestran a continuación:

ENTRADA DE DATOS			
<b>GEOMETRÍA</b>		<b>REFUERZO</b>	
h (cm) =	25	# Barras	Diámetro
b (cm) =	40	Superior	4
rec_sup (cm) =	6.22	Inferior	2
rec_inf (cm) =	6.22		1
d' (cm) =	6.22		Ø 3/8"
d (cm) =	18.78		
		As (cm <sup>2</sup> ) =	ρ (%)
			0.69
			0.44
		P (ton) =	0
			Fuerza Axial
<b>PARAMETROS DE DISEÑO</b>			
CONCRETO		ACERO DE REFUERZO	
f'c (kg/cm <sup>2</sup> ) =	210	f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) =	4200
ε <sub>0</sub> =	0.002	E <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) =	2.10E+06
		ε <sub>sh</sub> =	0.006
		ε <sub>y</sub> =	0.002
		E <sub>sh</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) =	90000
		f <sub>su</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) =	7000
		ε <sub>sm</sub> =	0.068222
$\epsilon_{sm} = \epsilon_{sh} + 2 \cdot \frac{f_{su} - F_y}{E_{sh}}$			
<b>OTROS PARAMETROS DE INTERÉS</b>			
Tipo	Viga	¿Confinado?	Si
k <sub>3</sub> =	1	Z =	50

La tabla de cálculo se muestra a continuación:

	Iterar									Igual a 0												
	ecm	$\eta$	k1	c1	c2	c3	c4	c5	k2	x cm	As tracción es	$\xi$	fs kgf/cm2	As compr. es'	$\xi'$	fs kgf/cm2	T kgf	Gs kgf	Cc kgf	T+P-Cc-Cs kgf	M ton-m	$\phi$
1	0.0015	0.75	0.5625	-	-	-	-	-	0.361	4.3751	0.00493876	-	4200	-0.00063254	-	-1328.33	13818	-6854.191	20672.19	0.00	2.694754	0.0003429
2	0.0020	1.00	0.6667	-	-	-	-	-	0.375	4.2727	0.0067906	0.012706	4270.702	-0.00091148	-	-1914.1	14050.61	-9876.765	23927.37	0.00	2.869656	0.0004681
3	0.0025	1.25	0.7308	0.8	0.0005	6.3E-06	0.0005	0.00183	0.392	4.3137	0.00838391	0.038313	4410.442	-0.00110479	-	-2320.06	14510.35	-11971.49	26481.84	0.00	3.02185	0.0005795
4	0.0030	1.50	0.7694	0.6667	0.001	2.5E-05	0.001	0.00231	0.408	4.3954	0.00981803	0.061361	4533.0806	-0.00124538	-	-2615.29	14913.84	-13494.9	28408.74	0.00	3.130816	0.0006825
5	0.0035	1.75	0.7935	0.5714	0.0015	5.6E-05	0.0014	0.00278	0.421	4.4881	0.01114531	0.082692	4643.9311	-0.00135058	-	-2836.21	15278.53	-14634.84	29913.37	0.00	3.213713	0.0007798
6	0.0040	2.00	0.8083	0.5	0.002	0.0001	0.0018	0.00323	0.433	4.5819	0.01239507	0.102778	4745.979	-0.0014301	-	-3003.22	15614.27	-15496.99	31110.87	0.00	3.27904	0.000873
7	0.0045	2.25	0.8171	0.4444	0.0025	0.00016	0.0022	0.00368	0.443	4.6728	0.01358568	0.121913	4841.0959	-0.00149004	-	-3129.08	15927.21	-16146.08	32073.28	0.00	3.331682	0.000963
8	0.0050	2.50	0.8217	0.4	0.003	0.00023	0.0026	0.00411	0.452	4.7594	0.01472952	0.140296	4930.5448	-0.00153448	-	-3222.41	16221.49	-16627.66	32849.15	0.00	3.374723	0.0010506
9	0.0055	2.75	0.8231	0.3636	0.0035	0.00031	0.0029	0.00453	0.459	4.8413	0.01583534	0.158068	5015.2216	-0.00156634	-	-3289.31	16500.08	-16972.85	33472.93	0.00	3.410236	0.0011361
10	0.0060	3.00	0.8222	0.3333	0.004	0.0004	0.0032	0.00493	0.466	4.9184	0.01690966	0.175334	5095.7919	-0.00158776	-	-3334.29	16765.16	-17204.94	33970.09	0.00	3.439688	0.0012199
11	0.0065	3.25	0.8196	0.3077	0.0045	0.00051	0.0035	0.00533	0.473	4.9911	0.01795741	0.192173	5172.7617	-0.00160038	-	-3360.79	17018.39	-17341.68	34360.06	0.00	3.464151	0.0013023
12	0.0070	3.50	0.8155	0.2857	0.005	0.00063	0.0038	0.00571	0.479	5.0596	0.01898246	0.208647	5246.5276	-0.00160548	-	-3371.5	17261.08	-17396.96	34658.04	0.00	3.484432	0.0013835
13	0.0075	3.75	0.8103	0.2667	0.0055	0.00076	0.004	0.00608	0.484	5.1241	0.0199879	0.224806	5317.406	-0.00160409	-	-3368.58	17494.27	-17381.88	34876.15	0.00	3.501157	0.0014637
14	0.0080	4.00	0.8042	0.25	0.006	0.0009	0.0042	0.00643	0.49	5.1849	0.02097625	0.24069	5385.6541	-0.00159708	-	-3353.77	17718.8	-17305.44	35024.24	0.00	3.514816	0.0015429
15	0.0085	4.25	0.7973	0.2353	0.0065	0.00106	0.0044	0.00678	0.495	5.2424	0.02194957	0.256332	5451.4838	-0.001585	-	-3328.5	17985.38	-17175.08	35110.46	0.00	3.525802	0.0016214
16	0.0090	4.50	0.7898	0.2222	0.007	0.00123	0.0046	0.00711	0.5	5.2968	0.0229096	0.271761	5515.0719	-0.00156857	-	-3293.99	18144.59	-16997	35141.58	0.00	3.534434	0.0016991
17	0.0095	4.75	0.7818	0.2105	0.0075	0.00141	0.0047	0.00743	0.505	5.3484	0.02385779	0.287	5576.5675	-0.00154821	-	-3251.25	18346.91	-16776.44	35123.35	0.00	3.540974	0.0017762
18	0.0100	5.00	0.7733	0.2	0.008	0.0016	0.0048	0.00773	0.509	5.3973	0.02479539	0.302069	5636.0977	-0.00152435	-	-3201.14	18542.76	-16517.88	35060.64	0.00	3.54564	0.0018528
19	0.0105	5.25	0.7645	0.1905	0.0085	0.00181	0.0049	0.00803	0.514	5.4437	0.02572348	0.316984	5693.7713	-0.00149734	-	-3144.41	18732.51	-16225.17	34957.67	0.00	3.548615	0.0019288
20	0.0110	5.50	0.7553	0.1818	0.009	0.00203	0.005	0.00831	0.519	5.4879	0.02664297	0.331762	5749.6826	-0.00146748	-	-3081.71	18916.46	-15901.63	34818.08	0.00	3.550052	0.0020044
21	0.0115	5.75	0.7458	0.1739	0.0095	0.00226	0.005	0.00858	0.524	5.5299	0.02755469	0.346415	5803.9136	-0.00143505	-	-3013.6	19094.88	-15550.18	34645.06	0.00	3.550084	0.0020796
22	0.0120	6.00	0.7361	0.1667	0.01	0.0025	0.005	0.00883	0.528	5.57	0.02845935	0.360954	5856.5361	-0.00140027	-	-2940.58	19268	-15173.38	34441.38	0.00	3.548822	0.0021544
23	0.0125	6.25	0.7262	0.16	0.0105	0.00276	0.005	0.00908	0.533	5.6083	0.02935757	0.37539	5907.6131	-0.00136337	-	-2863.08	19436.05	-14773.49	34209.53	0.00	3.546365	0.0022288
24	0.0130	6.50	0.716	0.1538	0.011	0.00303	0.005	0.00931	0.538	5.6449	0.03024992	0.389731	5957.2004	-0.00132452	-	-2781.49	19599.19	-14352.51	33951.7	0.00	3.542797	0.002303
25	0.0135	6.75	0.7057	0.1481	0.0115	0.00331	0.0049	0.00953	0.543	5.6798	0.03113689	0.403986	6005.3476	-0.00128389	-	-2696.17	19757.59	-13912.23	33669.83	0.00	3.538191	0.0023768

Por último, el diagrama momento - curvatura obtenido se presenta en la figura 19.

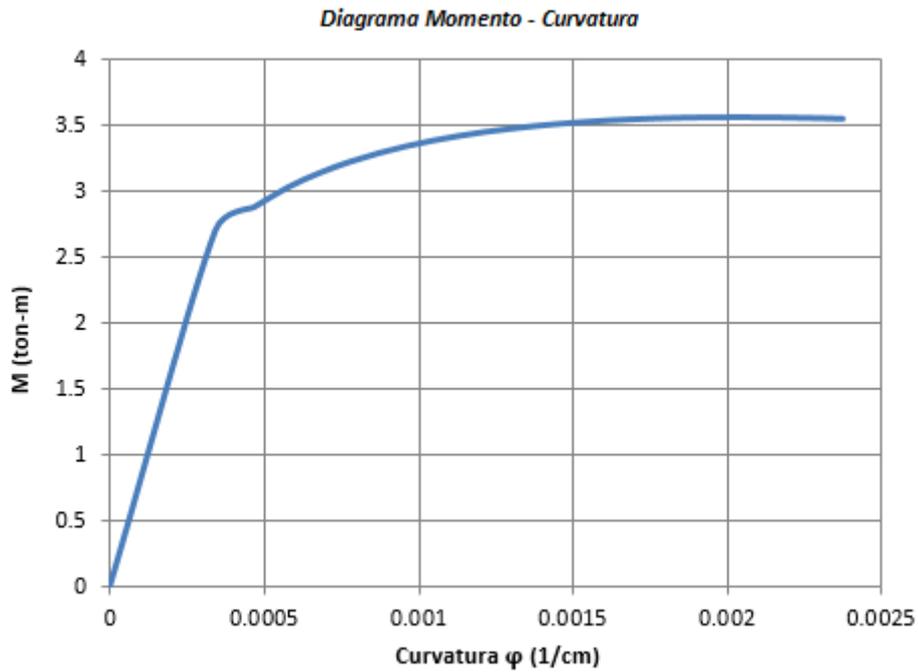


Figura 19: Diagrama momento-curvatura de sección extrema de viga 1-VY2A de modelo estructural regular ER1-A.

### 1.3.6.1.3. Ductilidad de un miembro

La ductilidad de un miembro, como se ha visto anteriormente, se expresa generalmente como la relación entre la deformación última y la deformación a la primera cedencia, es decir:

$$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$$

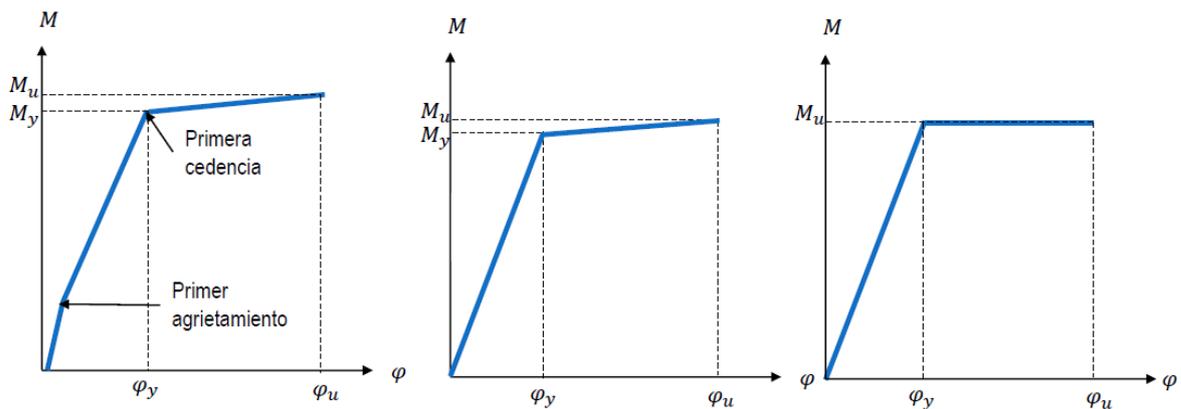


Figura 20: Idealización del diagrama momento curvatura  
Fuente: Seproinca (2017), Curso avanzado de diseño estructural en concreto armado.

De la figura 20, una vez que ocurre el agrietamiento en la sección, el comportamiento entre el punto de momento cero y el de la cedencia del acero es lineal, por lo que los dos últimos modelos resultan en una buena aproximación.

En el concreto armado se estudia el caso en el que la primera cedencia ocurre en el acero y posteriormente el concreto alcanza la deformación última. Es decir, es de interés encontrar el punto del diagrama en el que ocurre la cedencia del acero ( $\epsilon_s = \epsilon_y = 0.002$ ) y la falla por compresión en el concreto ( $\epsilon_{cm} = \epsilon_u = 0.003$ ).

Se desarrolla lo siguiente con una hoja de cálculo, similar a la anteriormente realizada, para obtener solo estos 2 puntos de interés y encontrar la ductilidad del miembro. Los resultados con los datos de la aplicación anteriormente vistas se muestran a continuación:

CÁLCULOS																																																								
PUNTO 1: ACERO ALCANZA LA CEDENCIA																																																								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">CONCRETO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td><math>\epsilon_{cm} =</math></td><td>0.000789</td></tr> <tr><td><math>\eta =</math></td><td>0.394333</td></tr> <tr><td><math>k_1 =</math></td><td>0.3425</td></tr> <tr><td><math>c_1 =</math></td><td>-</td></tr> <tr><td><math>c_2 =</math></td><td>-</td></tr> <tr><td><math>c_3 =</math></td><td>-</td></tr> <tr><td><math>c_4 =</math></td><td>-</td></tr> <tr><td><math>c_5 =</math></td><td>-</td></tr> <tr><td><math>k_2 =</math></td><td>0.345945</td></tr> <tr><td><math>k_3 =</math></td><td>1</td></tr> <tr><td><math>C_c</math> (kgf) =</td><td>15280.31</td></tr> </tbody> </table>	CONCRETO		$\epsilon_{cm} =$	0.000789	$\eta =$	0.394333	$k_1 =$	0.3425	$c_1 =$	-	$c_2 =$	-	$c_3 =$	-	$c_4 =$	-	$c_5 =$	-	$k_2 =$	0.345945	$k_3 =$	1	$C_c$ (kgf) =	15280.31	$x$ (cm) = 5.311195 <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">ACERO SUPERIOR</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td><math>\epsilon'_s =</math></td><td>-0.00013</td></tr> <tr><td><math>\xi =</math></td><td>-</td></tr> <tr><td><math>f'_s</math> (kgf/cm<sup>2</sup>) =</td><td>-283.394</td></tr> <tr><td><math>C_s</math> (kgf) =</td><td>-1462.31</td></tr> </tbody> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">EQUILIBRIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td><math>T+P-C_c-C_s =</math></td><td>0.00</td></tr> </tbody> </table>	ACERO SUPERIOR		$\epsilon'_s =$	-0.00013	$\xi =$	-	$f'_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) =	-283.394	$C_s$ (kgf) =	-1462.31	EQUILIBRIO		$T+P-C_c-C_s =$	0.00	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">ACERO INFERIOR</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td><math>\epsilon_y =</math></td><td>0.002</td></tr> <tr><td><math>\xi =</math></td><td>-</td></tr> <tr><td><math>f_s</math> (kgf/cm<sup>2</sup>) =</td><td>4200.00</td></tr> <tr><td><math>T</math> (kgf) =</td><td>13818.00</td></tr> </tbody> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">RESULTADO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td><math>M</math> (kgf.m) =</td><td>2405.22</td></tr> <tr><td><math>\phi</math> (1/cm) =</td><td>1.48E-04</td></tr> </tbody> </table>	ACERO INFERIOR		$\epsilon_y =$	0.002	$\xi =$	-	$f_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) =	4200.00	$T$ (kgf) =	13818.00	RESULTADO		$M$ (kgf.m) =	2405.22	$\phi$ (1/cm) =	1.48E-04
CONCRETO																																																								
$\epsilon_{cm} =$	0.000789																																																							
$\eta =$	0.394333																																																							
$k_1 =$	0.3425																																																							
$c_1 =$	-																																																							
$c_2 =$	-																																																							
$c_3 =$	-																																																							
$c_4 =$	-																																																							
$c_5 =$	-																																																							
$k_2 =$	0.345945																																																							
$k_3 =$	1																																																							
$C_c$ (kgf) =	15280.31																																																							
ACERO SUPERIOR																																																								
$\epsilon'_s =$	-0.00013																																																							
$\xi =$	-																																																							
$f'_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) =	-283.394																																																							
$C_s$ (kgf) =	-1462.31																																																							
EQUILIBRIO																																																								
$T+P-C_c-C_s =$	0.00																																																							
ACERO INFERIOR																																																								
$\epsilon_y =$	0.002																																																							
$\xi =$	-																																																							
$f_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) =	4200.00																																																							
$T$ (kgf) =	13818.00																																																							
RESULTADO																																																								
$M$ (kgf.m) =	2405.22																																																							
$\phi$ (1/cm) =	1.48E-04																																																							
PUNTO 2: INICIA APLASTAMIENTO DEL CONCRETO																																																								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">CONCRETO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td><math>\epsilon_{cm} =</math></td><td>0.003</td></tr> <tr><td><math>\eta =</math></td><td>1.5</td></tr> <tr><td><math>k_1 =</math></td><td>0.769444</td></tr> <tr><td><math>c_1 =</math></td><td>0.666667</td></tr> <tr><td><math>c_2 =</math></td><td>0.001</td></tr> <tr><td><math>c_3 =</math></td><td>0.000025</td></tr> <tr><td><math>c_4 =</math></td><td>0.00095</td></tr> <tr><td><math>c_5 =</math></td><td>0.002308</td></tr> <tr><td><math>k_2 =</math></td><td>0.407942</td></tr> <tr><td><math>k_3 =</math></td><td>0</td></tr> <tr><td><math>C_c</math> (kgf) =</td><td>28408.74</td></tr> </tbody> </table>	CONCRETO		$\epsilon_{cm} =$	0.003	$\eta =$	1.5	$k_1 =$	0.769444	$c_1 =$	0.666667	$c_2 =$	0.001	$c_3 =$	0.000025	$c_4 =$	0.00095	$c_5 =$	0.002308	$k_2 =$	0.407942	$k_3 =$	0	$C_c$ (kgf) =	28408.74	$x$ (cm) = 4.39537 <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">ACERO SUPERIOR</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td><math>\epsilon'_s =</math></td><td>-0.00125</td></tr> <tr><td><math>\xi =</math></td><td>-</td></tr> <tr><td><math>f'_s</math> (kgf/cm<sup>2</sup>) =</td><td>-2615.29</td></tr> <tr><td><math>C_s</math> (kgf) =</td><td>-13494.9</td></tr> </tbody> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">EQUILIBRIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td><math>T+P-C_c-C_s =</math></td><td>0.00</td></tr> </tbody> </table>	ACERO SUPERIOR		$\epsilon'_s =$	-0.00125	$\xi =$	-	$f'_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) =	-2615.29	$C_s$ (kgf) =	-13494.9	EQUILIBRIO		$T+P-C_c-C_s =$	0.00	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">ACERO INFERIOR</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td><math>\epsilon_s =</math></td><td>0.0098</td></tr> <tr><td><math>\xi =</math></td><td>0.0614</td></tr> <tr><td><math>f_s</math> (kgf/cm<sup>2</sup>) =</td><td>4533.08</td></tr> <tr><td><math>T</math> (kgf) =</td><td>14913.84</td></tr> </tbody> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">RESULTADO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td><math>M</math> (kgf.m) =</td><td>3130.82</td></tr> <tr><td><math>\phi</math> (1/cm) =</td><td>6.83E-04</td></tr> </tbody> </table>	ACERO INFERIOR		$\epsilon_s =$	0.0098	$\xi =$	0.0614	$f_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) =	4533.08	$T$ (kgf) =	14913.84	RESULTADO		$M$ (kgf.m) =	3130.82	$\phi$ (1/cm) =	6.83E-04
CONCRETO																																																								
$\epsilon_{cm} =$	0.003																																																							
$\eta =$	1.5																																																							
$k_1 =$	0.769444																																																							
$c_1 =$	0.666667																																																							
$c_2 =$	0.001																																																							
$c_3 =$	0.000025																																																							
$c_4 =$	0.00095																																																							
$c_5 =$	0.002308																																																							
$k_2 =$	0.407942																																																							
$k_3 =$	0																																																							
$C_c$ (kgf) =	28408.74																																																							
ACERO SUPERIOR																																																								
$\epsilon'_s =$	-0.00125																																																							
$\xi =$	-																																																							
$f'_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) =	-2615.29																																																							
$C_s$ (kgf) =	-13494.9																																																							
EQUILIBRIO																																																								
$T+P-C_c-C_s =$	0.00																																																							
ACERO INFERIOR																																																								
$\epsilon_s =$	0.0098																																																							
$\xi =$	0.0614																																																							
$f_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) =	4533.08																																																							
$T$ (kgf) =	14913.84																																																							
RESULTADO																																																								
$M$ (kgf.m) =	3130.82																																																							
$\phi$ (1/cm) =	6.83E-04																																																							
RESULTADOS																																																								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">DUCTILIDAD</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td><math>\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} =</math></td><td>4.60</td></tr> </tbody> </table>	DUCTILIDAD		$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} =$	4.60	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Punto</th> <th><math>\phi</math> (1/cm)</th> <th><math>M</math> (kgf.m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Inicio</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>Cedencia</td><td>1.48E-04</td><td>2405.22</td></tr> <tr><td>Momento último</td><td>6.83E-04</td><td>3130.82</td></tr> </tbody> </table>		Punto	$\phi$ (1/cm)	$M$ (kgf.m)	Inicio	0	0	Cedencia	1.48E-04	2405.22	Momento último	6.83E-04	3130.82																																						
DUCTILIDAD																																																								
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} =$	4.60																																																							
Punto	$\phi$ (1/cm)	$M$ (kgf.m)																																																						
Inicio	0	0																																																						
Cedencia	1.48E-04	2405.22																																																						
Momento último	6.83E-04	3130.82																																																						

Finalmente, el diagrama momento-curvatura idealizado se presenta en la figura 21:

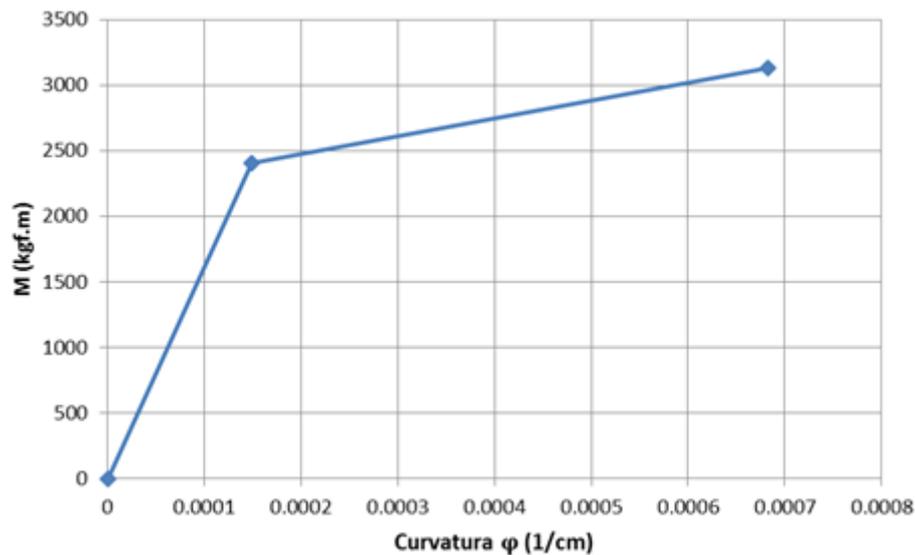


Figura 21: Diagrama momento-curvatura idealizado de sección extrema de viga 1-VY2A de modelo estructural regular ER1-S1-A. Ductilidad  $\mu = 4.60$ .

### 1.3.7. Disposiciones especiales para el diseño sísmico

#### 1.3.7.1. Disposiciones de la NTE E.060 “Concreto Armado”

En el capítulo 21 de la NTE E.060 “Concreto Armado” se encuentran los requerimientos para el diseño y construcción de los elementos estructurales de las edificaciones para las cuales se han delimitado las fuerzas sísmicas de diseño, usando el coeficiente básico de reducción de fuerza sísmica  $R$  establecido en la NTE E.030 “Diseño Sismorresistente”

A continuación, se presentan las disposiciones de la norma E.060, aplicables a columnas, vigas y nudos, para las edificaciones cuyo sistema resistente a fuerzas laterales sea de pórticos de concreto armado.

##### 1.3.7.1.1. Requisitos para las vigas en pórticos de concreto armado

- Como algunos de los requisitos dimensionales se tiene que:
  - a) La luz libre  $L_n$  no debe ser menor que  $4h$ , siendo “ $h$ ” el peralte de la viga.

$$L_n \geq 4h$$

- b) El ancho  $b_w$  debe ser al menos igual al menor entre  $0.25h$  y  $25\text{cm}$ .

- Requisitos para el refuerzo longitudinal en vigas:
  - a) Las vigas deben presentar como mínimo 2 barras continuas colocadas en la cara superior e inferior.
  - b) Los límites de cuantía según norma E.060 son:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \cdot d ; \quad A_{s_{\max}} = 0.025b_w \cdot d$$

- c) En cuanto a la resistencia a momento proporcionada a las vigas, se tiene la siguiente figura:

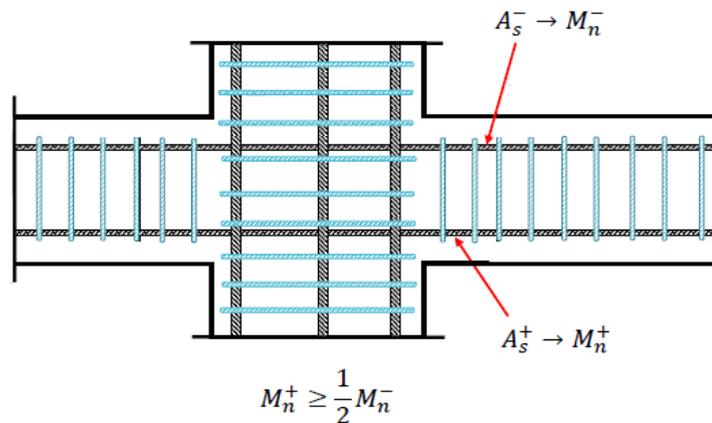


Figura 22: Resistencia a momento positiva y negativa en la cara del nudo.  
Fuente: Seproinca (2017), Curso de nivelación y actualización de concreto armado.

La figura 22 representa la resistencia a momento positivo mínima que se debe disponer en la cara de una viga, expresada esta también respecto al acero proporcionado ( $A_s$ ). Esta resistencia a momento positiva debe ser mayor o igual a la mitad de la resistencia a momento negativa.

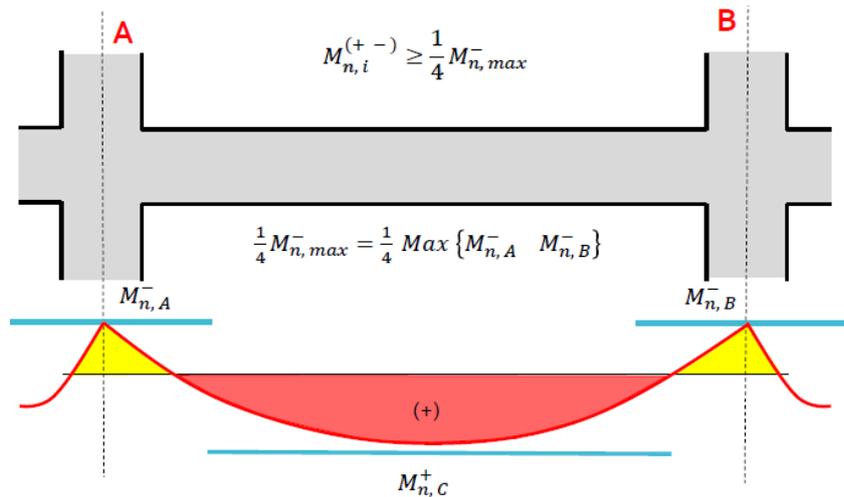


Figura 23: Resistencia a momento positiva o negativa en cualquier sección a lo largo del elemento.  
Fuente: Seproinca (2017), Curso de nivelación y actualización de concreto armado.

En la figura 23 se representa la resistencia a momento que debe ser proporcionada en cualquier sección a lo largo de la viga, tanto positiva como negativa. Esta debe ser mayor o igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento en las caras de los nudos. Por ello se muestra un diagrama de momentos convencional, en el cual se observan los momentos en la cara de los nudos (generalmente momentos negativos).

- Requisitos para el refuerzo transversal en vigas:

Los estribos cerrados de confinamiento deben colocarse en las siguientes zonas:

- a) En una longitud de  $2h$  medida desde la cara del miembro de apoyo hacia el centro de la luz en ambos extremos de la viga.
- b) En distancias iguales a  $2h$  a ambos lados de cierta sección en la que pueda presentarse fluencia por flexión debido a desplazamientos inelásticos laterales de la estructura.

Se muestra a continuación, en la figura 24, una representación de una viga con el espaciamiento requerido de estribos en las zonas de confinamiento y fuera de esta.

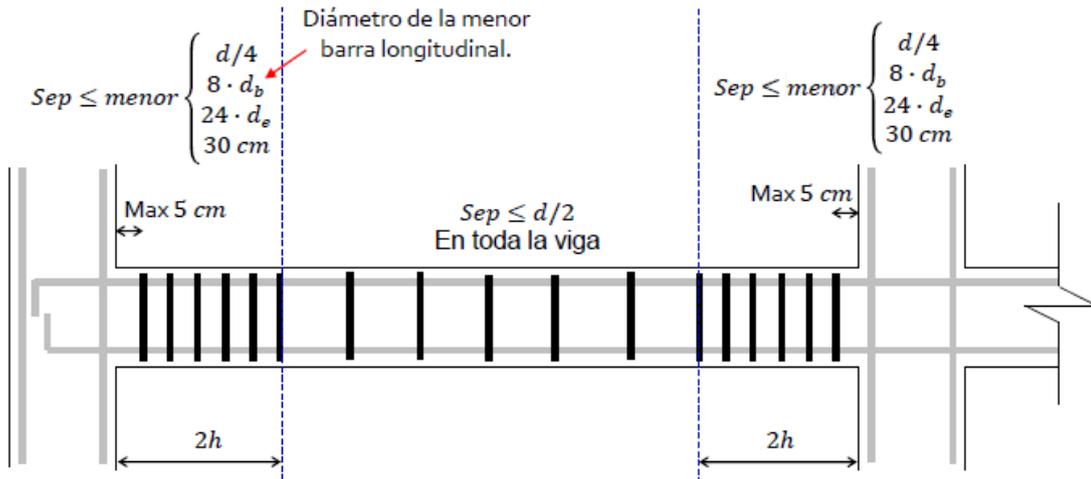


Figura 24: Requerimientos de espaciamiento de refuerzo transversal en vigas según norma E.060.  
Fuente: Seproinca (2017), Curso de nivelación y actualización de concreto armado.

Dónde:

d: Peralte efectivo de la viga.

db: Diámetro de la menor varilla longitudinal.

de: Diámetro de la varilla de estribo de confinamiento.

- Requisitos de resistencia a cortante:

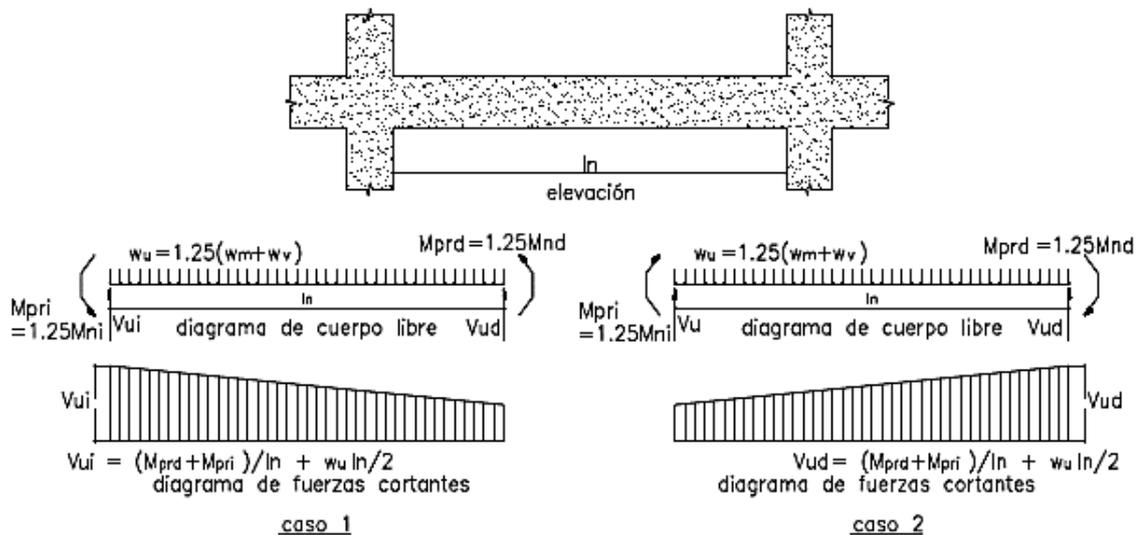


Figura 25: Fuerza cortante de diseño en vigas según norma E.060.  
Fuente: NTE E.060 “Concreto Armado”

En la figura 25 se dan los gráficos a tener en cuenta para el diseño por corte. La fuerza cortante  $V_u$  para el diseño de elementos en flexión se halla a través de la suma de las fuerzas cortantes asociadas al desarrollo de las resistencias probables en flexión ( $M_{pr} = 1.25M_n$ ) en los extremos del elemento, y una fuerza cortante isostática calculada para las cargas de gravedad y cargas amplificadas. El momento resistente probable  $M_{pr}$  es calculado con el acero colocado y multiplicándolo con un factor de 1.25.

El empleo del factor de 1.25, según el ACI 318 (2014, p. 283), se basa en el hecho de que al presentar refuerzos longitudinales con resistencias mayores que las asumidas durante el diseño, los esfuerzos por corte y adherencia se incrementan al instante que ocurren los momentos de fluencia. Esto puede producir fallas frágiles, sean por cortante o adherencia y es por ello que deben ser evitadas aun cuando estas ocurren debido a cargas mucho mayores usadas para el diseño.

#### **1.3.7.1.2. Requisitos para las columnas en pórticos de concreto armado**

- Como algunos requisitos generales se tiene que:
  - a) La menor dimensión de la columna, medida en una línea recta pasando por su centroide geométrico, debe ser mayor o igual a 25cm.
  - b) La relación entre la menor dimensión y la dimensión perpendicular debe ser mayor a 0.25.
  
- Requisitos para el refuerzo longitudinal en columnas:
  - a) Los límites de cuantía según la norma E.060 son:  $\rho_{\min} = 1\%A_g$  y  $\rho_{\max} = 6\%A_g$ .  
Donde  $A_g$  representa el área gruesa de la sección.
  
- Requisitos para el refuerzo transversal en columnas:
  - a) La cuantía volumétrica del refuerzo debe ser mayor que:

$$\rho_s = \frac{0.12f'_c}{f_y}$$

- b) En columnas rectangulares, el área total de la sección transversal del refuerzo,  $A_{sh}$ , debe ser mayor que:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yh}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad y \quad A_{sh} = 0.09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yh}}$$

La determinación de  $A_{sh}$  se muestra gráficamente en la figura 26.

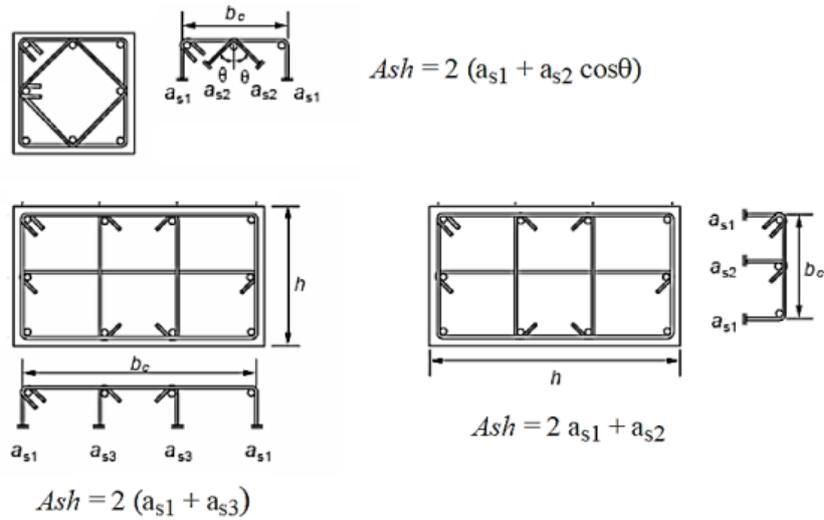


Figura 26: Ejemplos de determinación de  $A_{sh}$ .  
Fuente: NTE E.060 “Concreto Armado”

Dónde:

$s$ : espaciamiento del refuerzo de confinamiento.

$b_c$ : dimensión del núcleo confinado perpendicular al refuerzo con área  $A_{sh}$  y esfuerzo de fluencia  $f_{yh}$  medida de centro a centro del refuerzo.

$A_{ch}$ : Área del núcleo confinado medido al exterior del refuerzo.

- c) La distancia de centro a centro entre ramas de estribos no debe exceder 35cm.

Esta disposición se muestra en la figura 27.

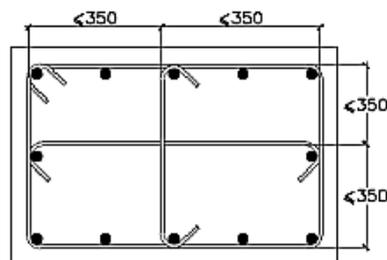


Figura 27: Máxima distancia entre ramas del refuerzo transversal.  
Fuente: NTE E.060 “Concreto Armado”

Se presenta en la figura 28 una representación de una columna con el espaciamiento requerido de estribos en las zonas de confinamiento y fuera de esta.

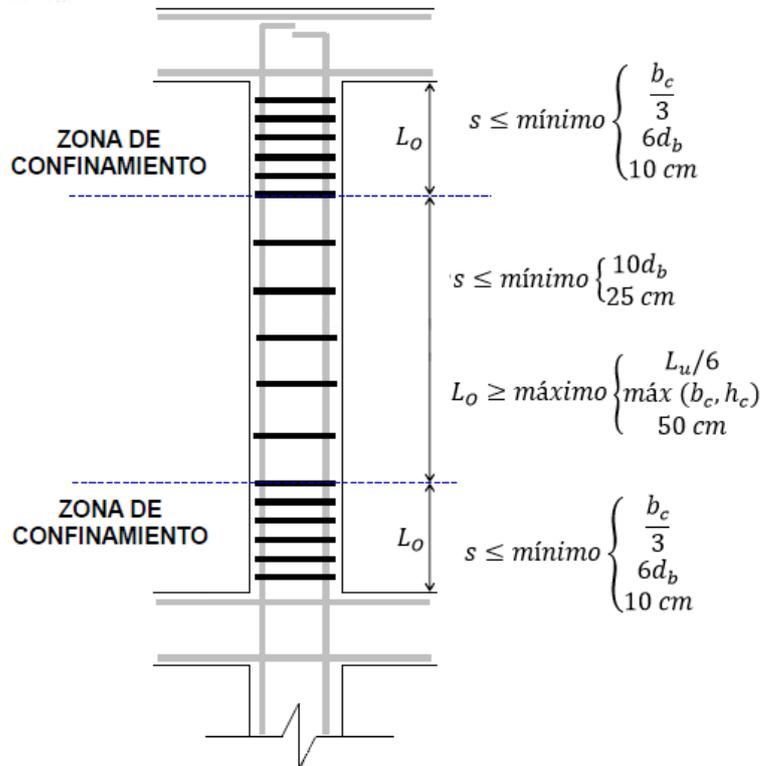


Figura 28: Requerimientos de espaciamiento de refuerzo transversal en columnas según norma E.060.  
Fuente: Elaboración propia.

- Resistencia a flexión mínima en columnas:

La norma E.060 exige que se cumpla que la sumatoria de la resistencia a flexión de las columnas, calculada para la fuerza axial más desfavorable (la que conduce a la menor resistencia), sea mayor que la de las vigas:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nv}$$

$\sum M_{nc}$ : Sumatoria de resistencias nominales de flexión de las columnas que concurren al nudo, calculada para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección en estudio de las fuerzas laterales, que conducen a la resistencia a flexión más baja.

$\sum M_{nv}$ : Sumatoria de las resistencias de las vigas que concurren al nudo en la dirección de estudio.

- Requisitos de resistencia a cortante:

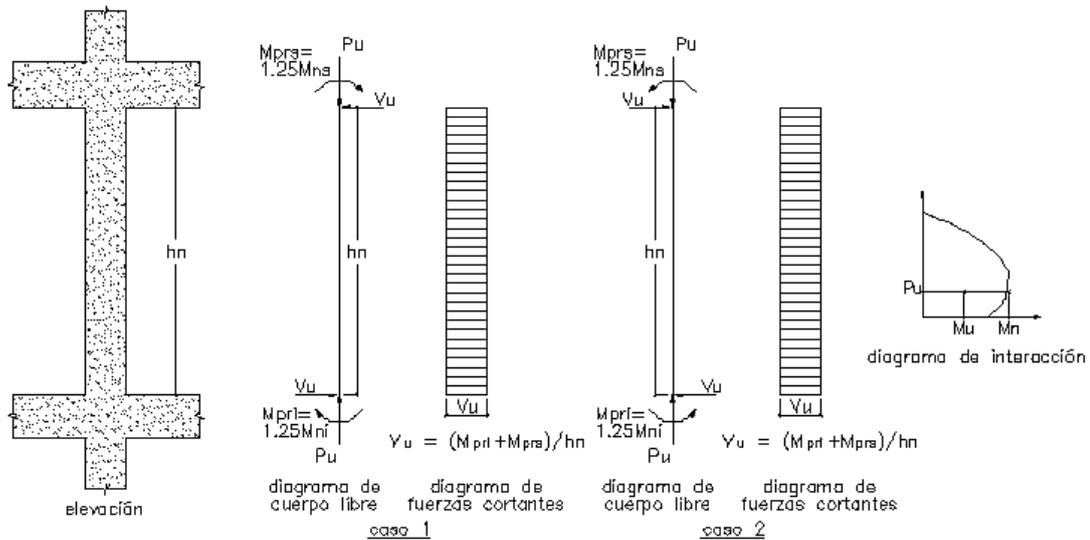


Figura 29: Fuerza cortante de diseño en columnas.

Fuente: NTE E.060 “Concreto Armado”

Similar a la fuerza cortante de diseño en vigas,  $V_u$ , se determina al considerar las fuerzas máximas probables en la cara de los nudos (Ver figura 29). Para ello se determina también el momento máximo probable ( $M_{pr} = 1.25M_n$ ), pero correspondiente al rango de los axiales amplificados que actúan en la columna. Esta fuerza cortante no debe ser menor que la cortante hallada a partir del análisis estructural.

### 1.3.7.1.3. Requisitos para los nudos en pórticos de concreto armado

- Como algunos requisitos generales se tiene que:
  - a) Las fuerzas calculadas en la cara del nudo debido al refuerzo longitudinal de las vigas se determinarán asumiendo un esfuerzo en el acero de  $1.25f_y$ .
  - b) Se utilizará un valor de  $\phi = 0.85$  para determinar la resistencia del nudo.
- Requisitos para el refuerzo transversal en nudos:
  - a) Se deben colocar estribos dentro del nudo tal como se determinó con las columnas, a menos que el nudo este confinado en sus 4 lados, lo cual conduciría a usar la mitad del refuerzo transversal requerido.

- Requisitos de resistencia a cortante:

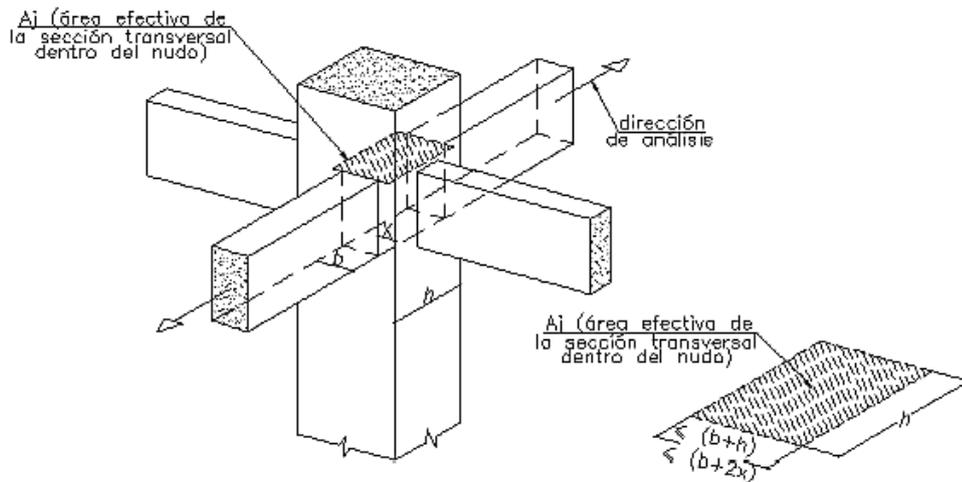


Figura 30: Área efectiva en nudo.  
Fuente: NTE E.060 "Concreto Armado"

- a) La resistencia en el nudo debe ser mayor que el corte actuante  $V_n$ . La resistencia en el nudo se especifica a continuación según su número de caras confinadas.
- Confinado en las 4 caras:  $1.7\sqrt{f'_c} \cdot A_j$
  - Confinado en 3 caras o 2 caras opuestas:  $1.2\sqrt{f'_c} \cdot A_j$
  - Otros casos:  $1.0\sqrt{f'_c} \cdot A_j$

$A_j$ : Área efectiva de sección transversal de nudo (Ver figura 30)

- b) El cortante  $V_u$  en el nudo se calcula teniendo en cuenta el equilibrio de las fuerzas que concurren al nudo, tal como se indica en la figura 31.

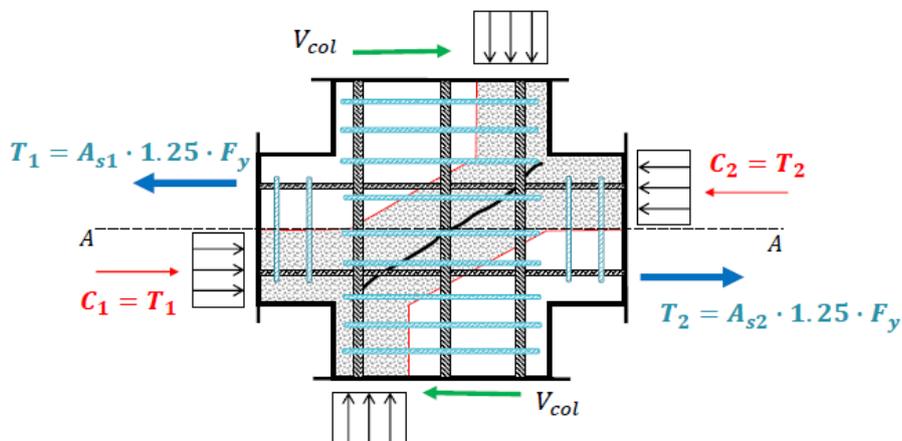


Figura 31: Fuerzas para cálculo de cortante en nudo.  
Fuente: Seproinca (2017), Curso de nivelación y actualización de concreto armado.

De la figura 31, por equilibrio se tiene que:

- Corte  $V_u$  actuante en plano A-A:  $T_1 + C_2 - V_{col}$
- Se reemplaza  $C_2=T_2$  y luego  $T_1$  y  $T_2$  por sus valores respectivos
- $V_u = 1.25f_y(A_{s1} + A_{s2}) - V_{col}$

### 1.3.8. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R)

Como se vio en la tabla 1, existe un coeficiente básico de reducción asociado a ciertos tipos de sistemas estructurales. Este coeficiente o factor de reducción de fuerzas sísmicas, con el que se lleva el espectro elástico a un espectro inelástico, depende de una serie de variables que incluso no son mencionadas en algunas normas, lo que puede generar que los proyectistas diseñen para fuerzas laterales bajas porque no se seleccionó bien el coeficiente R (Aguiar, 2007, p. 2).

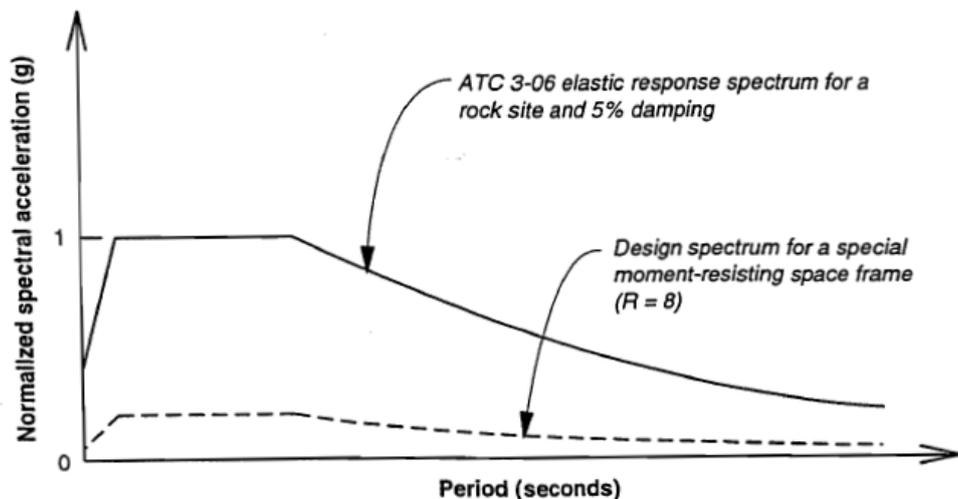


Figura 32: Espectro elástico e inelástico para un pórtico resistente a momentos.  
Fuente: ATC-19 (1995)

En la figura 32 se muestra ejemplificado, según el ATC-19 (1995), el espectro elástico e inelástico teniendo en cuenta una estructura aporricada cuyo coeficiente R es igual a 8.

Además, Aguilar (2008, p.41) menciona también que las normativas presentan dos debilidades en cuanto al factor R, las cuales son:

- El factor R es dependiente del periodo de vibración de la estructura.
- El tipo de suelo incide también en la variación del factor R.

### 1.3.8.1. Determinación del coeficiente R

Según el ATC-19 (1995, p.21), el factor R se determina multiplicando 3 factores, teniendo la siguiente ecuación:

$$R = R_{\mu} R_{\Omega} R_R$$

En la figura 33 se representa la relación entre el cortante basal V y el desplazamiento lateral  $\Delta$  en el tope de una edificación. Analizándola con teoría elástica, la relación es lineal y se puede apreciar con líneas segmentadas. Al analizar con teoría elástica se entiende que por más que haya desplazamientos significativos en la estructura, la rigidez del sistema no cambia (Aguiar, 2007, p.9).

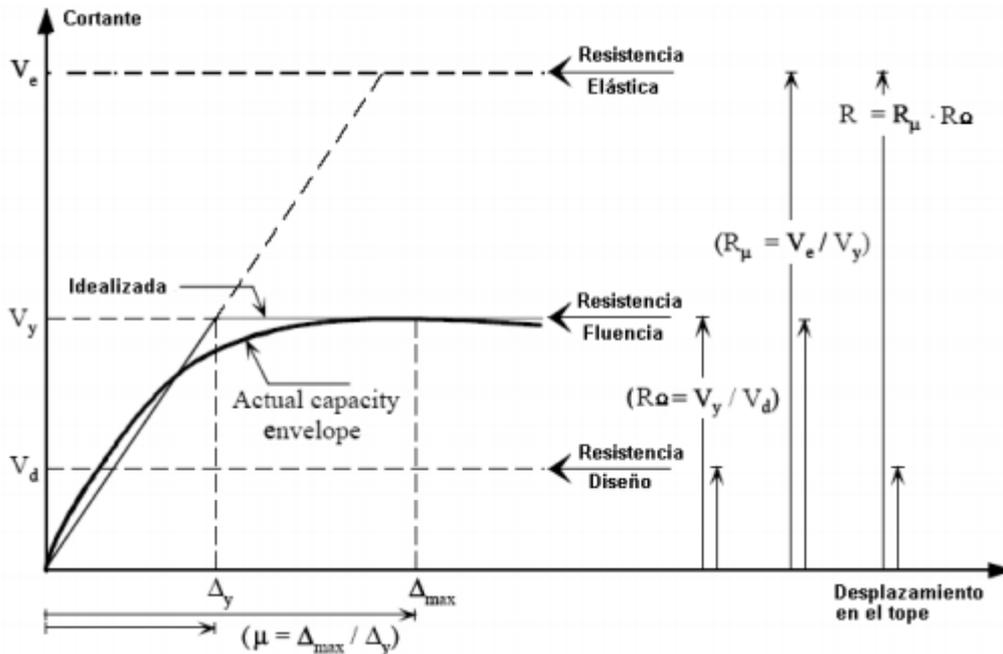


Figura 33: Curva de capacidad sísmica y factores  $R_{\mu}$  y  $R_{\Omega}$   
Fuente: Mwafy y Elnashai (Citados en Aguiar, 2007)

Por otro lado, al realizar un análisis no lineal, se aprecia la relación del cortante basal y el desplazamiento lateral con la curva con línea continua, la cual expresa el cambio de la rigidez del sistema mientras el nivel de deformación de la estructura se incrementa. Esta rigidez (pendiente de la curva) disminuye conforme aumenta la deformación de la estructura (Aguiar, 2007, p.9).

De la figura anterior, se presenta lo siguiente:  $R_{\mu} = V_e / V_y$  ;  $R_{\Omega} = V_y / V_d$  ;  $\mu = \Delta_{m\acute{a}x} / \Delta_y$

Dónde:

$R_{\mu}$ : Factor de reducción por ductilidad

$R_Q$ : Factor de sobre resistencia

$V_e$ : Cortante basal elástico

$V_y$ : Cortante de fluencia

$V_d$ : Cortante de diseño

$\mu$ : Demanda de ductilidad

$\Delta_{m\acute{a}x}$ : Desplazamiento lateral máximo

$\Delta_y$ : Desplazamiento de fluencia

### **1.3.9. Métodos de análisis**

A través de los años, la capacidad computacional ha incrementado haciendo que el uso extremadamente avanzado y detallado de análisis de estructuras sea factible. Esto, sin embargo, no debe desplazar a ingenieros estructurales hacia estos métodos, ya que su complejidad acarrea ciertos problemas con respecto a parámetros de entrada que no están disponibles, enfoques de modelado que son extremadamente complejos e interpretación de resultados diversos y no sencillos. (Penelis, 2014, p. 187).

Según Penelis (2014, p. 189), los métodos de análisis de edificaciones de concreto armado bajo acciones sísmicas más comúnmente usados son:

- Análisis elástico estático equivalente, llamado “método de análisis de fuerza lateral”
- Análisis elástico modal espectral, llamado “análisis de espectro de respuesta modal”
- Análisis inelástico (no lineal) estático equivalente, llamado “análisis pushover”
- Análisis inelástico (no lineal) tiempo historia (t-h).

En la presente investigación se hace uso del método de análisis “pushover”, el cual provee un procedimiento directo para la contribución de fuerzas sísmicas como cargas laterales (o desplazamientos) incrementales. Requiere modelos constitutivos “simples” para las rotulas plásticas o incluso con modelos de fibras; y produce resultados muy comprensibles como la curva de capacidad y el estado de los elementos para cada paso de incremento de carga.

### 1.3.10. Análisis pushover

Según el EN 1998-1 (2004, p. 62), el análisis pushover es definido como un análisis no lineal estático llevado a cabo bajo condiciones de cargas de gravedad constantes y cargas laterales monótonicamente crecientes.

Penelis (2014, p.209), menciona también que el análisis no lineal estático produce como resultado básico la curva  $P-\delta$  de la estructura, la cual demuestra la capacidad de esta ante cargas laterales (representa la capacidad de cortante basal sobre el desplazamiento lateral). Esta curva corresponde al sistema de múltiples grados de libertad, la cual es transformada, con los coeficientes apropiados, a la curva del sistema oscilador de un grado de libertad llamado espectro de capacidad.

Lo mencionado anteriormente se puede presentar esquematizado en la figura 34:

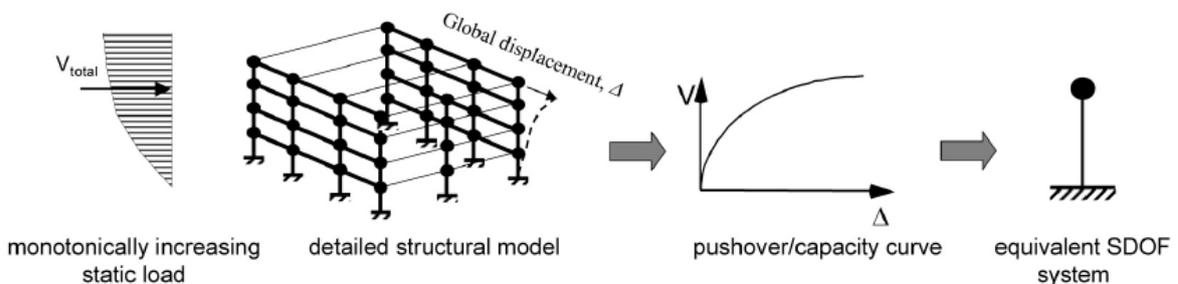


Figura 34: Esquema representando el desarrollo de un sistema de 1 GDL equivalente desde una curva de capacidad.

Fuente: FEMA 440

Por otro lado, el FEMA 440 (2005), en su apéndice A.3.7 “Pushover Analysis”, se explica que el análisis estático no lineal (pushover) es usado para cuantificar la resistencia de una estructura a la deformación lateral e identificar el modo de falla e intensidades de demandas locales. Varias técnicas han sido recomendadas, incluyendo el uso de perfiles de cargas laterales constantes y el uso de enfoques multimodales y adaptativos.

Se toma en consideración en el presente trabajo de investigación que, basándose en el capítulo 8 del FEMA 440 (2005, p. 10-15), un vector de cargas proporcional a la primera forma modal es suficiente y preferible a las otras técnicas. Además, el uso de la primera forma modal es generalmente válido para estructuras con periodos fundamentales hasta aproximadamente 1 segundo (FEMA 440, 2005, p. 9-3).

### **1.3.11. ETABS**

ETABS es un software de análisis y diseño estructural innovador y revolucionario. Este programa es resultado de cuarenta años de investigación y desarrollo constante, contemplando herramientas de visualización y modelado 3D, análisis no lineal e informes detallados del cálculo.

Este software servirá de ayuda en el análisis estático no lineal (Pushover) para poder evaluar la ductilidad global de las estructuras a analizar.

## **1.4. Formulación al problema**

### **1.4.1. Problema general**

¿Cuál es el efecto de la variación del detallado de refuerzo en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018?

### **1.4.2. Problemas específicos**

¿Cómo afecta la variación del refuerzo longitudinal en vigas en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018?

¿Cómo afecta la variación del refuerzo longitudinal en columnas en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018?

¿Cómo afecta la variación del refuerzo transversal en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018?

## **1.5. Objetivos**

### **1.5.1. Objetivo general**

Contrastar el efecto de la variación del detallado de refuerzo en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018.

### **1.5.2. Objetivos específicos**

Interpretar el efecto de la variación del detallado de refuerzo longitudinal en vigas en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018.

Interpretar el efecto de la variación del detallado de refuerzo longitudinal en columnas en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018.

Interpretar el efecto de la variación del detallado de refuerzo transversal en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018.

## **1.6. Hipótesis**

### **1.6.1. Hipótesis general**

La variación del detallado de refuerzo influye significativamente en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018.

### **1.6.2. Hipótesis específicas**

La variación del detallado de refuerzo longitudinal en vigas influye significativamente en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018.

La variación del detallado de refuerzo longitudinal en columnas no influye significativamente en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018.

La variación del detallado de refuerzo transversal influye significativamente en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018.

## **1.7. Justificación del estudio**

### **1.7.1. Justificación teórica**

El presente estudio de investigación se justifica de forma teórica, ya que el efecto que se da en la ductilidad global de las estructuras al variar el detallado del refuerzo no ha sido estudiado por completo. En distintas investigaciones se ha determinado que la variación del refuerzo longitudinal y transversal tiene un efecto en la ductilidad de los elementos, mas no se ha cuantificado o explicado su variación en la ductilidad global de las estructuras, ni evaluado la variación en los elementos que conforman el factor de reducción de fuerzas sísmicas “R”.

### **1.7.2. Justificación práctica**

Presenta una justificación práctica, ya que se pretende dar a conocer el efecto de la variación del detallado en la ductilidad de las estructuras. Esto se llevará a cabo con el uso de los diagramas momento-curvatura y el análisis estático no lineal pushover a través de hojas de cálculo y el software ETABS respectivamente. Estos resultados podrían dar recomendaciones del detallado del refuerzo longitudinal y transversal a los diseñadores de estructuras para poder estar seguros de proporcionar la ductilidad suficiente a las estructuras que son diseñadas.

### **1.7.3. Justificación metodológica**

Se justifica metodológicamente debido a que la aplicación de los instrumentos presentados, así también como el procedimiento del análisis no lineal, en el cual se puede evaluar la ductilidad de las estructuras, para los distintos modelos estructurales a analizar, podrán ser usados en futuros trabajos de investigación similares. El procedimiento a realizar se hará haciendo uso por un lado del software, con el fin de analizar los modelos estructurales para obtener posteriormente el diseño de los elementos estructurales. Una vez hecho esto, se hará uso de los diagramas momento curvatura para obtener la ductilidad local de los elementos y finalmente se realizará el análisis estático no lineal en el programa de cálculo para evaluar la ductilidad global. El procedimiento se repetirá de tal forma que haya una variación en el refuerzo de los elementos y poder evaluar el efecto en la ductilidad.

## **II. Método**

## **2.1. Diseño de Investigación**

### **2.1.1. Método**

Se puede decir que un método es aquel conjunto de procedimientos lógicos por los cuales se plantean los problemas científicos y se ponen a prueba las hipótesis y los instrumentos investigados. Es un elemento necesario en la ciencia, porque sin él no sería simple demostrar si un argumento es válido (Valderrama, 2013, p.75).

El método de la siguiente investigación será experimental ya que, de acuerdo a Ávila, “el propósito del método experimental es investigar las posibles relaciones causa-efecto, exponiendo a uno o más grupos experimentales a acción de dos o más condiciones de tratamiento, comparando resultados con uno o más grupos de control que no reciben tratamiento” (Citado por Valderrama, 2013, p.91).

### **2.1.2. Tipo**

La presente investigación será de tipo aplicada, “[...] también llamada empírica, práctica, activa o dinámica, también se halla íntimamente conectada a la investigación de tipo básica, debido a que depende de sus descubrimientos y contribuciones teóricas para así generar beneficios y bienestar para la sociedad” (Valderrama, 2013, p.39).

### **2.1.3. Nivel**

El nivel de la investigación es explicativo, ya que “Los estudios explicativos [...] están dirigidos a responder las causas de los eventos y fenómenos físicos o sociales. [...], su interés se centra en explicar por qué ocurre un fenómeno y en qué condiciones se manifiesta, o por qué se relacionan dos o más variables.” (Hernández, Fernández y Baptista, 2010, p.83)

### **2.1.4. Diseño**

El diseño de esta investigación es experimental del tipo cuasiexperimental tomando en cuenta las categorías de Campbell y Stanley (1966), citado por Hernández et al. (2010).

Es experimental cuando se hace referencia al estudio donde se manipulan intencionalmente una o más variables independientes (supuestas causas-antecedentes), con el fin de analizar las consecuencias que la manipulación tiene sobre una o más variables dependientes (supuestos efectos-consecuentes), dentro de cierta situación de control para el investigador. (Hernández et al., 2010, p.121).

En este sentido, en la presente investigación se utilizarán pórticos diseñados variando el refuerzo longitudinal y/o transversal, para evaluar la ductilidad local de los elementos a través de los diagramas momento-curvatura, así también como la ductilidad global a través de un análisis no lineal estático (pushover), de tal forma de verificar el factor de reducción de fuerzas sísmicas ( $R$ ) a través de los elementos que la componen. De esta forma se definirá la influencia que toma la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de las estructuras aporricadas de concreto armado.

Se cumplen entonces, los tres requisitos citados por Hernández et al. (2010, p. 121). “[...] Se manipulan intencionalmente una o más variables independientes” (variación del refuerzo), “con el fin de analizar las consecuencias que la manipulación tiene sobre una o más variables dependientes” (cuantificación de la ductilidad), y “dentro de cierta situación de control para el investigador” (los pórticos serán diseñados con distintas solicitaciones sísmicas y variando el refuerzo de acero, teniendo en cuenta la normativa sismorresistente).

## **2.2. Variables y operacionalización**

Las variables pueden ser, según su naturaleza, cuantitativas o cualitativas. Las cuantitativas son aquellas que se expresan en valores o datos numéricos mientras que las cualitativas son características o atributos que se expresan de forma verbal (no numérica), es decir, mediante palabras (Arias, 2012, p.58).

En cuanto a la escala de medición de las variables se indica que la escala de razón corresponde al nivel de medición más completo, pues posee el cero absoluto, como valor que representa la ausencia total de la magnitud que está midiendo. Un ejemplo de esta escala es la longitud, masa, peso, distancia, ingresos, precios (Orlandoni, 2010, p.246)

Por lo tanto, las variables estudiadas en esta investigación son de tipo cuantitativa y según su función son independientes (Detallado del refuerzo) o dependientes (Ductilidad). Las dos serán compatibles con el tipo de escala de medición de razón.

La matriz de operacionalización de variables se presenta a continuación en la tabla 3:

Tabla 3: Matriz de operacionalización de variables

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
VARIABLE INDEPENDIENTE: DETALLADO DEL REFUERZO	Para Urbán (2017, p.13), los distintos tipos de refuerzo o armadura que pueden usarse en la construcción de un elemento de hormigón son clasificados en: Armaduras transversales, longitudinales, y de atado.	El detallado del refuerzo hace referencia a la disposición del acero o refuerzo longitudinal o transversal en un elemento estructural. Las armaduras de atado solo sirven para atar tanto los refuerzos longitudinales o transversales.	Refuerzo Longitudinal en Vigas	-Diámetro del refuerzo - Anclaje del refuerzo - Longitud de desarrollo	Racional	Técnica: Diagramas momento curvatura
			Refuerzo Longitudinal en columnas	-Diámetro del refuerzo - Anclaje del refuerzo - Longitud de desarrollo		Instrumento: Hoja de cálculo (Excel)
			Refuerzo transversal	-Diámetro del refuerzo - Ganchos o dobléz - Espaciamiento del refuerzo		Se cuantificará el factor de ductilidad local en los elementos con ayuda de los diagramas momento curvatura
VARIABLE DEPENDIENTE: DUCTILIDAD	Bozzo y Barbat (2004, p. 104) argumentan que: "La ductilidad es la capacidad que posee un material de deformarse en el rango plástico sin romperse. De esta forma, un material es dúctil si puede deformarse de manera constante y apreciable en el rango inelástico antes de la falla".	Bozzo y Barbat (2004) también explican que "La ductilidad se determina tanto para la sección como para el material de un elemento estructural, así también de forma global en toda la estructura" (p.106). Se distinguen entonces la ductilidad de la sección, también llamada ductilidad local y la ductilidad global de la estructura. Las cuales son medidas a través de los desplazamientos últimos y cedentes que ocurren en una estructura.	Ductilidad local en Vigas	-Curvatura última - Curvatura de fluencia - Diagrama momento curvatura	Racional	Técnica: Analisis estático no lineal (pushover)
			Ductilidad local en Columnas	-Curvatura última - Curvatura de fluencia - Diagrama momento curvatura		Instrumento: ETABS
			Ductilidad global	-Desplazamiento último -Desplazamiento de fluencia - Factor de reducción de fuerza sísmica "R"		Se cuantificarán los factores que componen el factor de reducción de fuerza sísmica "R" para interpretar la influencia en la ductilidad global de la estructura

### **2.2.1. Detallado del refuerzo**

Para Urbán (2017, p.13), los distintos tipos de refuerzo o armadura que pueden usarse en la construcción de un elemento de hormigón son clasificados en: Armaduras transversales, longitudinales, y de atado. Estas últimas son las que sirven para atar tanto los refuerzos longitudinales o transversales.

### **2.2.2. Ductilidad**

Bozzo y Barbat argumentan que: “La ductilidad es la capacidad que posee un material de deformarse en el rango plástico sin romperse. De esta forma, un material es dúctil si puede deformarse de manera constante y apreciable en el rango inelástico antes de la falla” (2004, p. 104).

Además, Bozzo y Barbat explican que “La ductilidad se determina tanto para la sección como para el material de un elemento estructural, así también de forma global en toda la estructura” (2004, p.106).

Se distinguen las dimensiones de la variable, siendo la ductilidad de la sección, la también llamada ductilidad local y la ductilidad global de la estructura. La matriz de consistencia se encuentra en los anexos de la presente investigación.

## **2.3. Población, muestra y muestreo**

### **2.3.1. Población**

Según Hernández et al., la población es el “conjunto de todos los casos que concuerdan con determinadas especificaciones” (2010, p.174).

De esta forma, la investigación comprende como población a las edificaciones con un sistema estructural conformado por pórticos de concreto armado pertenecientes a la zona sísmica 4 y al tipo de edificación “C”, de acuerdo a la norma E-030 de Diseño Sismorresistente.

Esto quiere decir que la población serán las edificaciones aporticadas de concreto armado ubicadas en Lima, las cuales tienen un uso común de viviendas, oficinas, restaurantes, hoteles, etc.

### **2.3.2. Muestra**

Según Arias “La muestra es un subconjunto representativo y finito que se extrae de la población accesible” (2012, p.83).

Para la selección de la muestra, se evaluarán estructuras aporticadas ideales regulares de 1 y 3 niveles. Esto con el fin de obtener resultados para estructuras cuyos periodos fundamentales de vibración corresponderían a distintas demandas sísmicas de acuerdo al espectro de respuesta de la norma técnica E.030 para la zona sísmica 4 y tipo de suelo rígido (S1). Por lo tanto, se analizarán, diseñarán y por último se obtendrá la curva de capacidad de distintos modelos estructurales, en los cuales se elegirá la variación del detallado del refuerzo colocando un acero mayor al requerido, teniendo en cuenta los límites máximos y mínimos de cuantía. De esta forma se tendrán 3 variaciones para el refuerzo longitudinal en vigas, 3 para columnas y otras 3 para considerar el refuerzo transversal, así se tendrán 9 modelos estructurales por cada estructura, lo cual suma un total de 18 modelos estructurales a ser analizados.

### **2.3.3. Muestreo**

Según Cortés e Iglesias (2004, p.98) indica que los muestreos no probabilísticos “dependen del juicio particular del investigador, quien puede determinar de manera arbitraria o consciente los elementos que va a incluir en la muestra”.

Además, el muestreo es intencional si es que: “El investigador escoge los elementos que a su parecer son representativos, lo cual requiere que investigador tenga conocimiento previo de la población”. (Cortés e Iglesias, 2004, p.99).

Para la presente investigación, se ha considerado el muestreo de tipo no probabilístico intencional.

## **2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

### **2.4.1. Técnicas de recolección de datos**

Según Hernández et al. (2010, p.198): “Recolectar los datos supone desarrollar un plan detallado de procedimientos que nos conlleven a agrupar datos con un propósito en particular”.

La técnica a utilizar será la observación directa, la cual consiste en visualizar mediante la vista, de forma sistemática, cualquier situación que se genere en la naturaleza o en la sociedad, en función de unos objetivos preestablecidos de investigación (Arias, 2012, p.69)

#### **2.4.2. Instrumento de recolección de datos**

Arias (2012; p.68) indica que: “Un instrumento de recolección de datos es cualquier recurso, forma y/o dispositivo sea digital o físico, el cual se emplee para obtener, calcular, registrar o almacenar la información”.

El instrumento asociado a la técnica de la observación será la ficha de recopilación, la cual recopilará la información o datos de ambas variables. A nivel de la variable independiente se tomará la información del detallado del refuerzo como, por ejemplo: la cantidad de refuerzo y el diámetro del refuerzo. Por otro lado, en cuanto a la variable dependiente, se generarán los resultados y se recopilará la información de desplazamientos últimos y cedentes para así tener el valor de la ductilidad global.

#### **2.5. Validez y confiabilidad**

La Torre (2007, p. 74) menciona que: “Se interpreta por validez al grado en el cual la medida evidencia con exactitud la característica, el rasgo o dimensión que se intenta medir [...]. La validez es dada en distintos grados y es necesario clasificar el tipo de validez de la prueba” (Citado en Valderrama, 2013, p. 206).

Por otro lado, Hernández et al. (2010, p. 200) señalan que: “La confiabilidad del instrumento de medición hace referencia al grado en el que su aplicación repetida a un mismo objeto o individuo genera iguales resultados”

De esta forma, se ha considerado para este trabajo, de acuerdo a lo anteriormente mencionado, que los instrumentos empleados serán correctamente evaluados y validados.

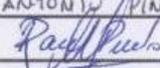
La ficha de recopilación de datos, al igual que el certificado ISO 9001 de CSI, empresa que comercializa el software ETABS, y la validez por un especialista en el software se encuentran en los anexos de la presente investigación

Los criterios de evaluación y validez del instrumento se encuentran en las tablas 4 y 5 respectivamente:

Tabla 4: Criterios de evaluación de los aspectos generales y observaciones del instrumento

EXPERTOS	CRITERIOS DE EVALUACIÓN DE LOS ASPECTOS GENERALES	SI	NO	OBSERVACIONES
1	El instrumento contiene instrucciones claras y precisas	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	—
2		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	—
3		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	—
1	Los ítems permiten el logro del objetivo de la investigación (Hallar la ductilidad local de los elementos)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	—
2		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	—
3		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	—
1	Los ítems están distribuidos de forma lógica y secuencial	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	—
2		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	—
3		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	—
1	El número de ítems es suficiente para recoger la información. En caso de responder negativamente, sugiera ítems a añadir.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	—
2		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	—
3		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	—

Tabla 5: Validez del instrumento

VALIDEZ					
	APLICABLE	<input checked="" type="checkbox"/>	NO APLICABLE		APLICABLE LEVANTANDO LAS OBSERVACIONES
1	Validado por:	PAUL ANTONIO PINTO BARRANTES		Fecha:	01/12
	Firma			C.I.P.:	51304
2	Validado por:	JOSE LUIS BENITES ZUÑIGA		Fecha:	28/11/16
	Firma			C.I.P.:	126769
3	Validado por:	EDISSON ALBERTO MOSCOSO ALCANTARA		Fecha:	29/11/18
	Firma			C.I.P.:	101984

## 2.6. Métodos de análisis de datos

En lo concerniente al análisis de datos, se definen las técnicas lógicas (deducción, inducción, análisis-síntesis), o estadísticas (descriptivas o inferenciales), que serán usadas para interpretar lo que revelan los datos recolectados (Arias, 2012, p.111)

En este proyecto de investigación se empleará el método de análisis estadístico descriptivo, haciendo uso de las medidas de variabilidad y gráficos de barras.

### **III. Resultados**

### 3.1. Determinación de la muestra

Tal como se describió en 2.3.2., los modelos estructurales regulares corresponden a estructuras con periodos distintos con la finalidad de obtener distintas demandas sísmicas de acuerdo al espectro de diseño de la norma técnica E.030 2018. Además de tener en cuenta que el periodo fundamental de estas estructuras debe ser menor de 1 segundo para cumplir con lo señalado por el FEMA 440, lo cual se señala en 1.3.10.

De esta forma, en la tabla 6, se presentan los parámetros sísmicos a ser usados para obtener el espectro inelástico de diseño, el cual se muestra en la figura 35.

Tabla 6: Parámetros sísmicos usados para la elaboración del espectro inelástico de diseño.

DIRECCIÓN X e Y		
Z:	0.450	Zona 4
U:	1.000	CAT. C. (Común)
S:	1.000	S1 (Muy Rígido)
R <sub>0</sub> :	8.000	Pórticos SMF
l <sub>a</sub> :	1.000	No Presenta Irregularidad
l <sub>p</sub> :	1.000	No Presenta Irregularidad
R:	8.000	Coefficiente de Reducción Sísmica

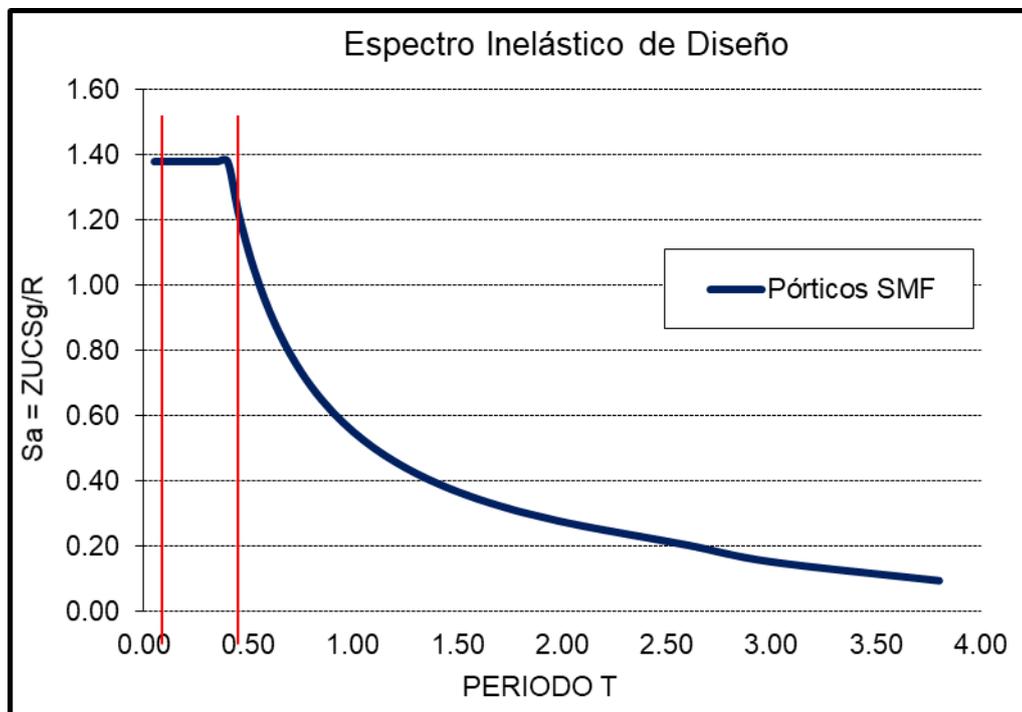


Figura 35: Espectro inelástico de diseño con rectas en color rojo que representan los periodos fundamentales de los modelos estructurales analizados.

Los modelos estructurales se presentan a continuación en las figuras 36 y 37:

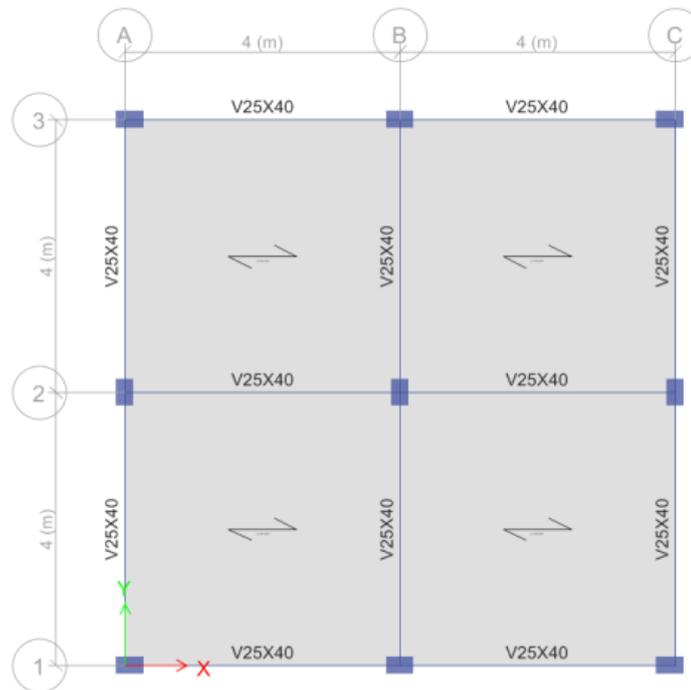


Figura 36: Modelo estructural regular de 1 nivel

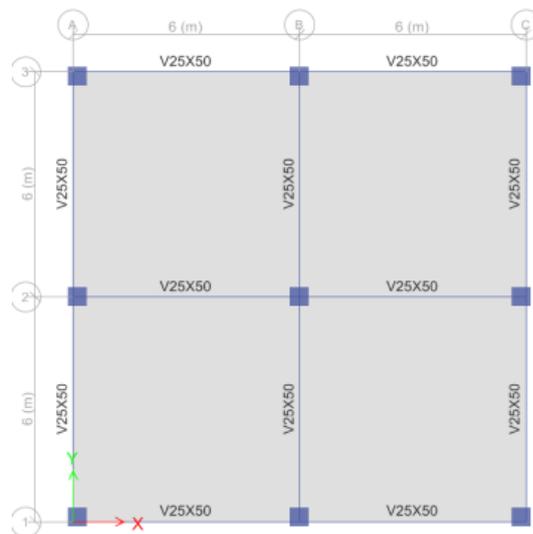


Figura 37: Modelo estructura regular de 3 niveles

Todos los modelos presentan una altura de entrepiso de primer nivel igual a 3.80 m., la cual considera una altura del nivel de piso hasta nivel superior de zapata para representar un cálculo más conservador y realista. La altura de entrepisos superiores es igual a 2.70 m.

### 3.2. Estructura regular de 1 nivel

#### 3.2.1. Características de la estructura

El modelo estructural regular de 1 nivel se muestra en la figura 38. Presenta distancias entre ejes de 4m en dirección X e Y. Además, presenta vigas y columnas con una sección de 25 cm x 40 cm. La losa es de tipo unidireccional de altura 20 cm dispuesta en sentido horizontal, siendo los ejes A, B y C los más esforzados.

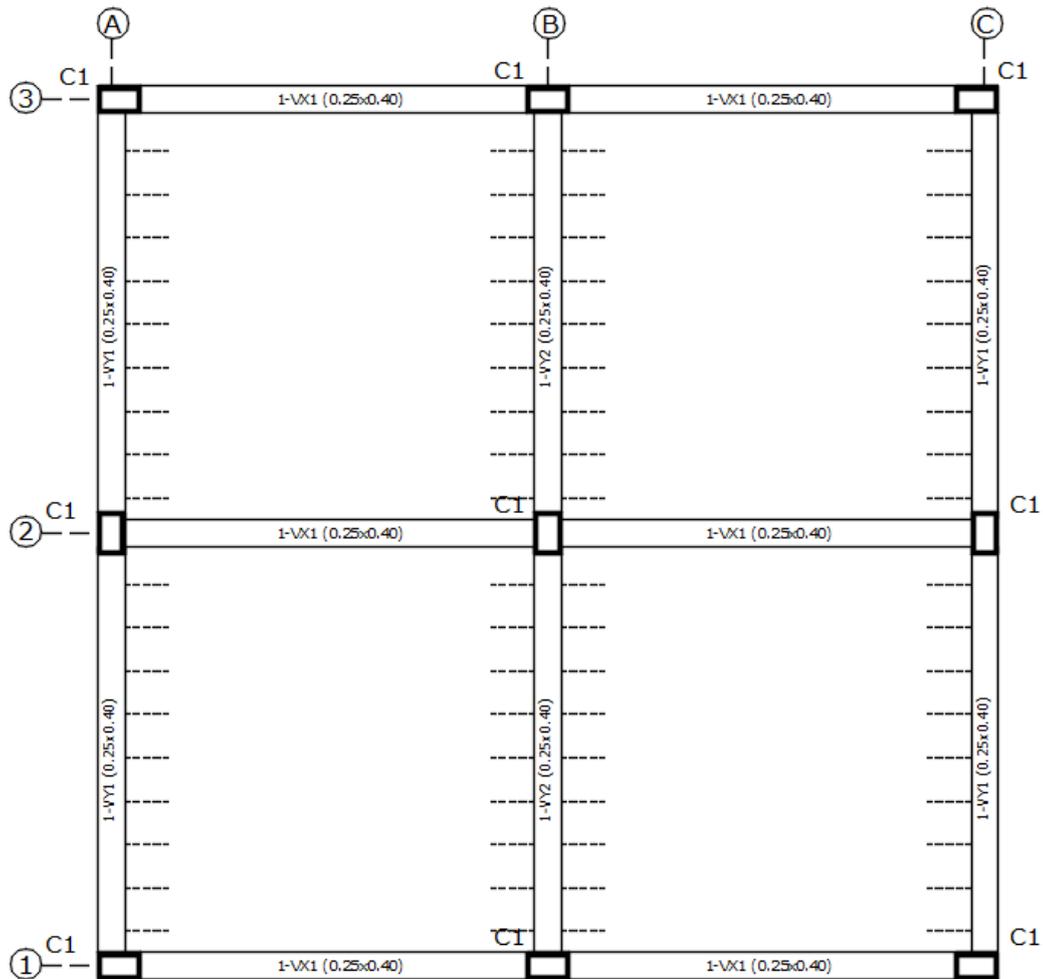


Figura 38: Planta de estructura regular de 1 nivel

- **Propiedades de los materiales**

- ✓ Concreto

- Resistencia a la compresión

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

- Módulo de elasticidad

$$E = 15000 \times \sqrt{210} = 217\,371 \text{ Kg/cm}^2$$

✓ Acero

- Resistencia a la fluencia del acero grado 60  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

- Módulo de elasticidad  $E = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$

- **Metrado de cargas**

**Cargas Muertas**

Peso propio elementos de concreto armado = 2400  $\text{Kg/m}^3$

Acabados = 100  $\text{Kg/m}^2$

**Cargas Vivas**

Sobrecarga techo = 100  $\text{Kg/m}^2$

**Cargas de Sismo**

Según Norma E.030 (ZUCS.g) /R

- **Coefficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas**

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismo resistente predominante en cada dirección. De acuerdo a la clasificación de una estructura se elige un coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas ( $R_0$ ). En la dirección X e Y, la totalidad de la rigidez y resistencia de la estructura será proporcionada por pórticos de concreto armado, por lo cual se usará un factor  $R_0=8$  (Ver tabla 1)

El modelo estructural para evaluar el comportamiento dinámico de la estructura se presenta en la figura 39:

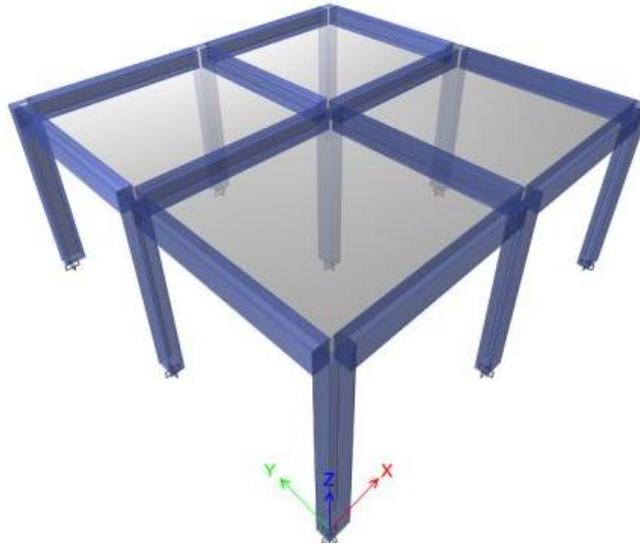


Figura 39: Modelo estructural tridimensional de estructura regular de 1 nivel

### 3.2.2. Análisis y diseño de elementos estructurales

La estructura fue modelada con elementos tipo línea (frame), los cuales representan a las columnas y vigas de la estructura considerada. Las losas serán consideradas como elementos infinitamente rígidos en su plano, teniendo como resultado un diafragma rígido con 3 grados de libertad en planta, tal como se muestra en la figura 40.

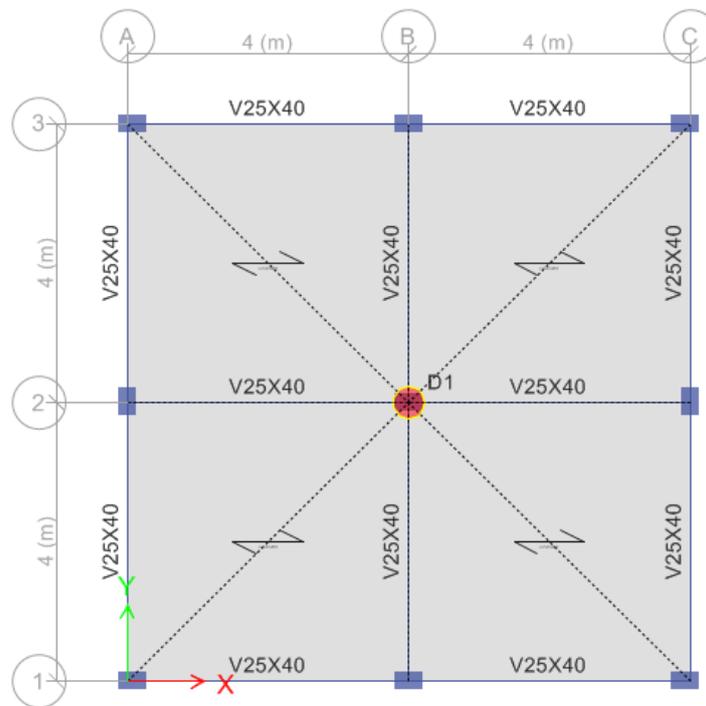


Figura 40: Planta y diafragma rígido de modelo estructural de estructura regular de 1 nivel

Por otro lado, en la figura 41, se muestra el espectro de diseño definido en ETABS, de acuerdo a los parámetros sísmicos ya antes vistos.

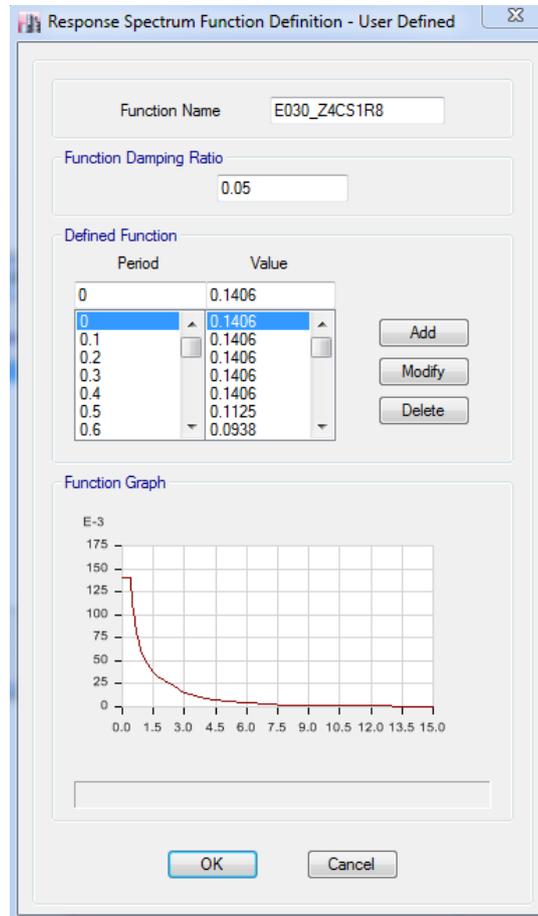


Figura 41: Espectro de diseño considerado en ETABS

### 3.2.2.1. Análisis modal de la estructura

Según los lineamientos de la norma de Diseño Sismorresistente NTE E.030 - 2018, que forma parte del RNE, y considerando las cargas mencionadas anteriormente, se realizó el análisis modal de la estructura total.

El peso de la edificación a considerar para el análisis sísmico se debe calcular adicionando a la carga permanente y total de la edificación (CM) un porcentaje de la carga viva o sobrecarga (CV). Este porcentaje será determinado a partir del uso o importancia de la edificación. La definición de la fuente de masa se encuentra en la figura 42.

Para presente investigación se tomará el 25% de la carga viva, debido a que corresponde a una edificación común (Categoría C).

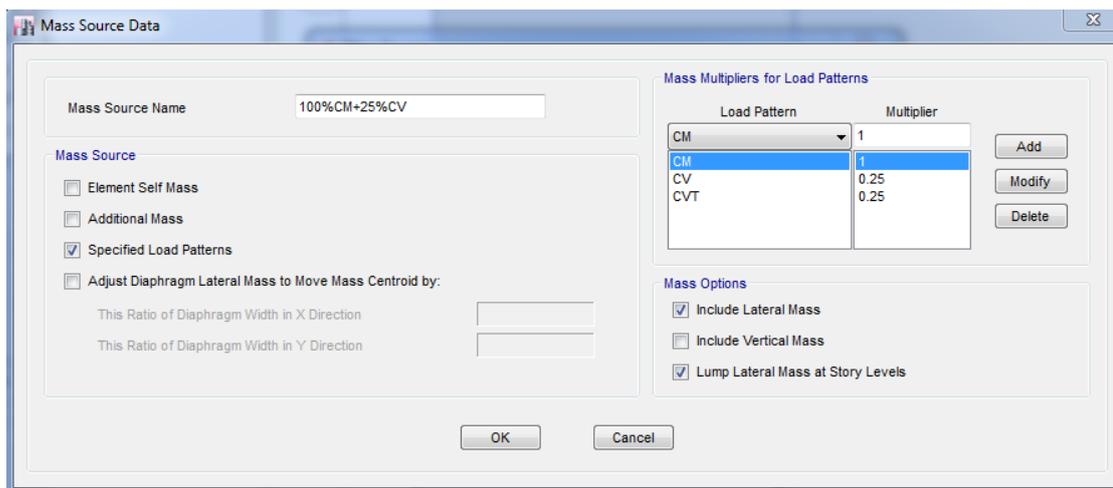


Figura 42: Fuente de masa de las estructuras

- **Modos de vibración:**

El programa utilizado (ETABS) determina las rigideces y calcula las frecuencias naturales y los modos de vibración de las estructuras. La Norma E.030 señala que se deberá considerar aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura.

En las tablas 7 y 8 se muestran los resultados de los periodos de vibración y sus porcentajes de masas efectivas respectivamente, lo que indicará la importancia de cada modo en su respectiva dirección.

Tabla 7: Periodos y frecuencias modales de estructura regular de 1 nivel

MODO	PERIODO (s)	FRECUENCIA (ciclos/s)	FRECUENCIA (rad/s)	EIGENVALUE (rad/s) <sup>2</sup>
1	0.2340	4.2735	26.8512	720.9880
2	0.2130	4.6948	29.4985	870.1628
3	0.1850	5.4054	33.9632	1153.4965

Tabla 8: Porcentajes de masas efectivas de estructura regular de 1 nivel

MODO	PERIODOS	MODO INDIVIDUAL			ACUMULADO (%)		
		UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.2340	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	100.0000	0.0000
2	0.2130	1.0000	0.0000	0.0000	100.0000	100.0000	0.0000
3	0.1850	0.0000	0.0000	1.0000	100.0000	100.0000	100.0000

Se muestra también, en la figura 43, la representación de las formas modales en ETABS.

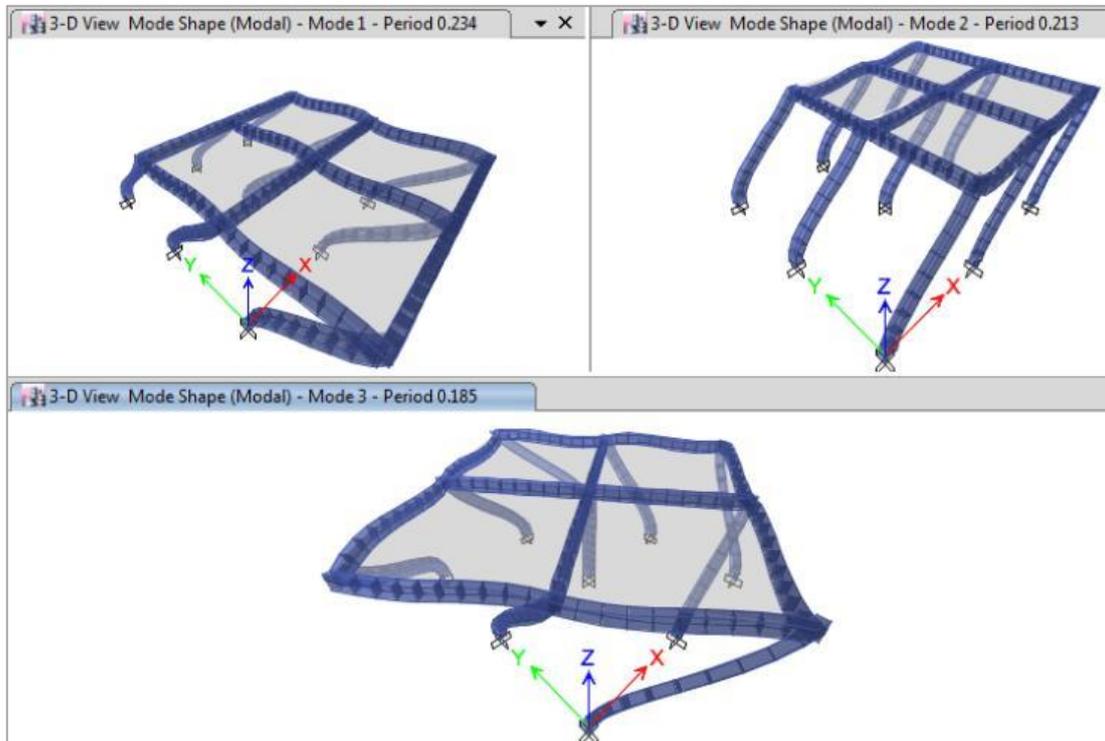


Figura 43: Modos de vibración de estructura regular de 1 nivel (Modos 1,2 y 3)

- **Fuerzas globales:**

Empleando las expresiones de la norma E.030 para el análisis sísmico con fuerzas estáticas equivalentes, se tienen los parámetros y la cortante estática en la tabla 9:

Tabla 9: Parámetros sísmicos y cortante estática de estructura regular de 1 nivel.

Dirección	Z	U	C	S	R	ZUCS/R	P (ton)	0.80*V(ton)
X-X	0.45	1.00	2.50	1.00	8.00	0.14	41.85	4.71
Y-Y	0.45	1.00	2.50	1.00	8.00	0.14	41.85	4.71

La cortante basal elástica  $V_e$ , obtenida de la multiplicación del peso de la estructura por los coeficientes ZUCS/R cuando R es igual a 1, será igual a 47.08 ton.

A continuación, se muestra las fuerzas cortantes en la base y momentos de volteo en la tabla 10. Los cortantes en la base obtenidos del análisis dinámico deben resultar mayores que el 80% en dirección X-X e Y-Y de los correspondientes cortantes estáticos para edificaciones regulares según norma de diseño sismorresistente E.030-2018.

Tabla 10: Fuerzas resultantes en la base por análisis dinámico de estructura regular de 1 nivel

<b>Fuerzas Resultantes en la Base por Análisis Dinámico</b>						
Caso de carga	Fx tonf	Fy tonf	Fz tonf	Mx tonf-m	My tonf-m	Mz tonf-m
SX	<b>5.884</b>	0.000	0.000	0.000	22.361	25.891
SY	0.000	<b>5.884</b>	0.000	22.361	0.000	25.891
80% del cortante estático Dir X-X		<b>4.71</b>		80% del cortante estático Dir Y-Y		<b>4.71</b>

Del análisis dinámico se obtiene que la cortante en dirección X-X e Y-Y en la base, es mayor que el 80% del cortante estático. Por lo tanto, no es necesario incrementar el cortante según Norma de Diseño Sismorresistente E.030.

### 3.2.2.2. Desplazamientos y distorsiones

La Norma de Diseño Sismorresistente NTE.030-2018 establece que para sistemas estructurales en donde la fuerza sísmica es resistida básicamente por sistemas estructurales de concreto armado la distorsión máxima permitida es del orden 7/1000, esto deberá cumplirse para cada dirección de análisis.

Los desplazamientos y distorsiones fueron obtenidos a través del análisis dinámico realizado con el programa ETABS. Los resultados se muestran en las tablas 11 y 12:

Tabla 11: Máximos desplazamientos en modelo estructural regular de 1 nivel

Nivel	Carga	UX cm	UY cm	RZ rad
1ER NIVEL	Sx Max	0.1694	0.0111	0.0000
1ER NIVEL	Sy Max	0.0111	0.2016	0.0000

Tabla 12: Máximas distorsiones en modelo estructural regular de 1 nivel

Nivel	Carga	DriftX	DriftY
1ER NIVEL	SX Max	0.00045	0.00000
1ER NIVEL	SY Max	0.00000	0.00053

En las tablas 13 y 14 se indica los desplazamientos y distorsiones de cada nivel. Estos valores fueron determinados multiplicando los resultados obtenidos en el programa de análisis por 0.75R, conforme se especifica en la norma vigente E.030 para estructuras regulares.

Tabla 13: Máximos desplazamientos inelásticos de modelo estructural regular de 1 nivel

Nivel	Carga	UX*0.75R	UY*0.75R	RZ*0.75R
		cm	cm	rad
1ER NIVEL	Sx Max	1.0164	0.0666	0.0002
1ER NIVEL	Sy Max	0.0666	1.2096	0.0002

Tabla 14: Máximas distorsiones inelásticas en modelo estructural regular de 1 nivel

Nivel	Carga	DriftX	DriftY
		* 0.75R	* 0.75R
1ER NIVEL	SX Max	0.00268	0.00000
1ER NIVEL	SY Max	0.00000	0.00318

En conclusión, en ambas direcciones se cumple con ser menor a la distorsión límite, 0.007 (Concreto armado), exigida por la Norma E.030.

### 3.2.2.3. Diseño de elementos estructurales

Los elementos estructurales tipo columna fueron verificados con la ayuda del software cumpliendo con superar la cuantía mínima requerida del 1%. La cuantía de acero en las columnas de 25cm x 40cm consta de 4  $\phi$  5/8" + 2  $\phi$  1/2", equivalentes a una cuantía del 1.06%. Esta cantidad de acero fue colocada en el software de tal forma que se pueda verificar que su capacidad resistente sea superior a las solicitaciones actuantes. Los resultados de la verificación se muestran en la figura 44:

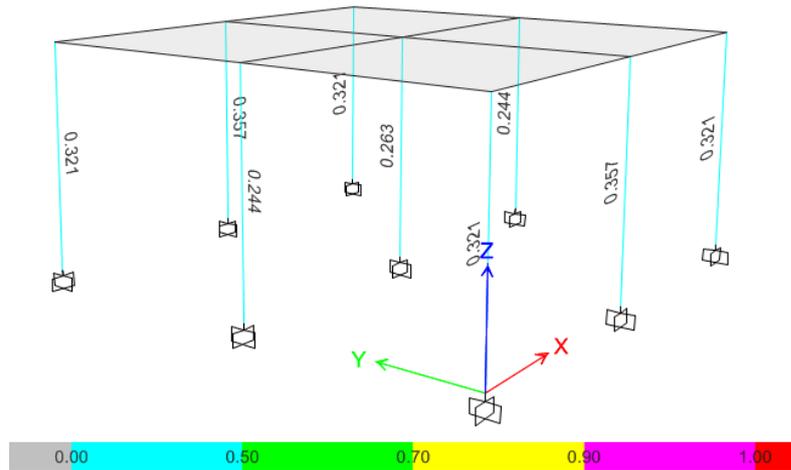


Figura 44: Relaciones demanda/capacidad en columnas de modelo estructural regular de 1 nivel

Se concluye que las columnas se comportan de manera eficientes ante las cargas impuestas estando por debajo del 50% de su capacidad resistente.

Por otro lado, se muestra la cantidad de acero obtenida del diseño de vigas en la figura 45:

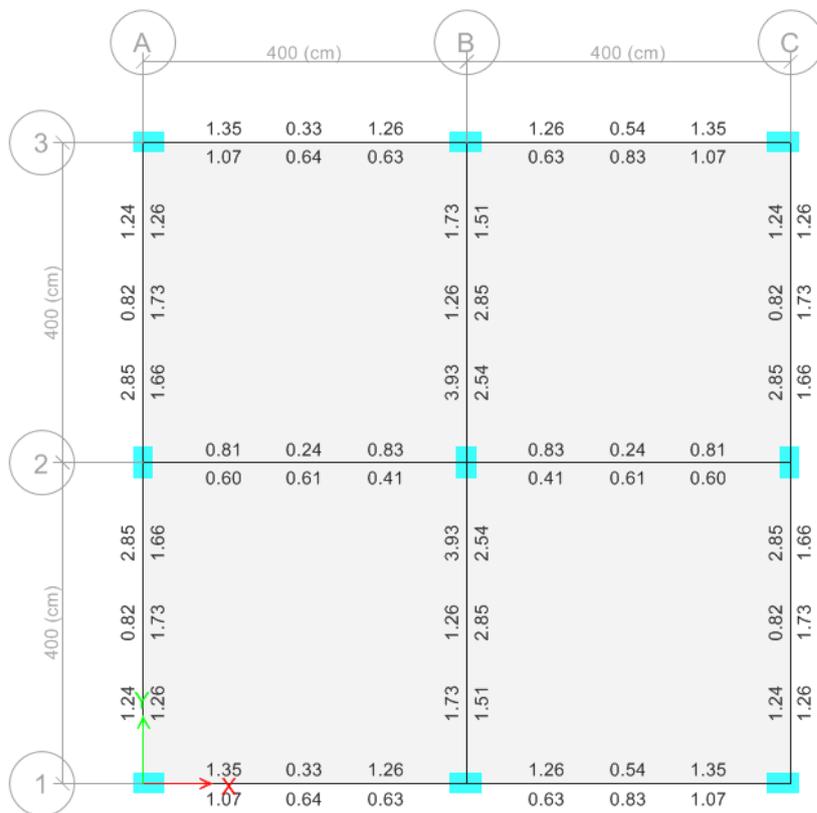


Figura 45: Cantidad de acero en vigas (cm<sup>2</sup>) de estructura regular de 1 nivel

Con estos resultados se procedió a realizar el análisis estático no lineal considerando las variaciones de acero en algunos elementos. Se puede observar que algunas vigas (Ejes 1,2 Y 3) tendrán que cumplir con al menos la cuantía mínima requerida de acuerdo a la norma E.060 de concreto armado.

Por otro lado, el análisis estático no lineal se hará en la dirección Y debido a que, en dirección X se presentan vigas cuya cuantía será la mínima requerida. Por lo tanto, en la dirección X no se podrán realizar variaciones en cuanto a la cuantía y en consecuencia no se darán resultados que puedan verificar las hipótesis.

### 3.2.3. Análisis estático no lineal

Para proceder con el análisis estático no lineal, se necesita designar nombres y especificar la cantidad de acero en los elementos estructurales, en especial vigas, debido a que son estos los principales elementos que cambiarán de cuantía de acero. En las siguientes tablas se encuentran las designaciones de vigas (Tabla 15), el acero colocado (Tabla 16) y la disposición de rotulas plásticas (Tabla 17) para el análisis estático no lineal.

Tabla 15: Designación de vigas en modelo estructural regular de 1 nivel.

ESTRUCTURA REGULAR-1 NIVEL- SUELO RIGIDO (S1)	NIVEL	VIGA	DIRECCIÓN	UBICACIÓN	DESIGNACIÓN
	1	V25X40	X	CENTRAL Y LATERALES	1-VX1 (0.25X0.40)
LATERALES					1-VY1A (0.25X0.40)
		V25X40	Y	CENTRAL	1-VY1B (0.25X0.40)
1-VY2A (0.25X0.40)					
1-VY2B (0.25X0.40)					
1-VY2C (0.25X0.40)					

La finalidad es la de conocer la capacidad real de la estructura con el posible acero colocado en cada viga. Por ello existen distintas variaciones en vigas debido a que puede haber distintas cantidades o diámetro de acero a elegir.

Tabla 16: Acero colocado en vigas de modelo estructural regular de 1 nivel

DESIGNACIÓN	ACERO COLOCADO (∅)				ACERO COLOCADO (cm <sup>2</sup> )			
	As sup. izq.	As inf. izq.	As sup. der.	As inf. der.	As sup. izq.	As inf. izq.	As sup. der.	As inf. der.
1-VX1 (0.25X0.40)	2∅ 1/2"	2∅ 1/2"	2∅ 1/2"	2∅ 1/2"	2.58	2.58	2.58	2.58
1-VY1A (0.25X0.40)	2∅ 1/2"	2∅ 1/2"	2∅ 1/2" + 1∅ 3/8"	2∅ 1/2"	2.58	2.58	3.29	2.58
1-VY1B (0.25X0.40)	2∅ 1/2" + 1∅ 3/8"	2∅ 1/2"	2∅ 1/2" + 1∅ 3/8"	2∅ 1/2"	3.29	2.58	3.29	2.58
1-VY2A (0.25X0.40)	4∅ 1/2"	2∅ 1/2" + 1∅ 3/8"	4∅ 1/2"	2∅ 1/2" + 1∅ 3/8"	5.16	3.29	5.16	3.29
1-VY2B (0.25X0.40)	2∅ 1/2"	2∅ 1/2" + 1∅ 3/8"	2∅ 1/2" + 1∅ 3/8"	2∅ 1/2" + 1∅ 3/8"	2.58	3.29	3.29	3.29
1-VY2C (0.25X0.40)	2∅ 5/8"	2∅ 1/2" + 1∅ 3/8"	2∅ 5/8"	2∅ 1/2" + 1∅ 3/8"	3.98	3.29	3.98	3.29

En la tabla 16 se muestra el acero colocado mostrando el diámetro y la cantidad por un lado, y por otro lado, se muestra el valor de la cantidad de acero total para cada extremo de vigas. Esto último se da debido a que las rotulas plásticas se producen cerca a los extremos de las vigas, en la cercanía entre las vigas y columnas.

Tabla 17: Disposición de rotulas plásticas en vigas y columnas de modelo estructural regular de 1 nivel

Disposición de rótulas plásticas en vigas				Disposición de rótulas plásticas en columnas		
Tramo	1	2	3	Nivel	1	Resto
Long.(m)	4	4	4	Long.(m)	3.8	-
Col izq (m)	0.4	0.25	0.25	h viga nivel j (m)	0.4	-
Col der (m)	0.4	0.4	0.25	Long. Libre (m)	3.4	-
Long. Libre (m)	3.525	3.675	3.75	Li-Rotula %	2.5%	-
Li-Rotula %	7%	4%	4%	Li-Rotula relativa	0.025	-
Li-Rotula relativa	0.07	0.04	0.04	Lj-Rotula %	11%	-
Lj-Rotula %	5%	5%	4%	Lj-Rotula relativa	0.89	-
Lj-Rotula relativa	0.95	0.95	0.96			

En la tabla 17 se especifican las longitudes relativas donde estarán ubicadas la rotulas plásticas. Esto es de ayuda en el software debido a que se debe introducir los datos de la ubicación de estas.

El programa ETABS tiene la opción de asignar rótulas plásticas a los elementos de forma automática, para ello es necesario conocer los diagramas momento-curvatura de las secciones de viga y columnas. Se recurre para esto a las tablas halladas en el ASCE 41-13 (2014) donde se encuentran los parámetros a utilizar para el diagrama idealizado de momento-curvatura (Ve figura 46).

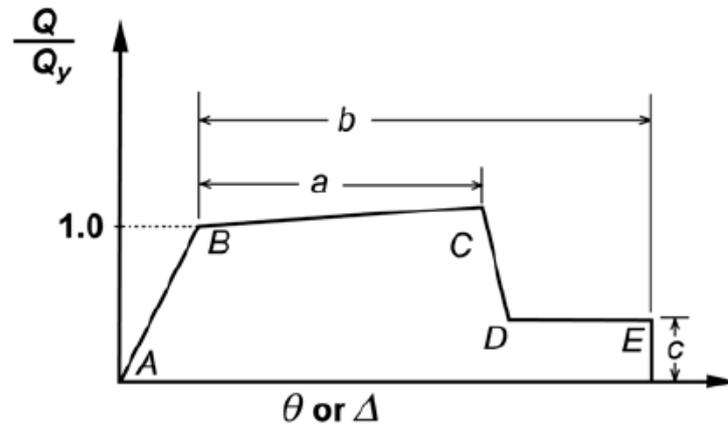


Figura 46: Diagrama idealizado de momento curvatura para elementos de concreto  
Fuente: ASCE 41-13 (2014)

El valor de 1 en el eje vertical del diagrama en la figura 46, expresa típicamente el valor de cedencia si es que se analiza un elemento a flexión o tensión. El rango entre A y B es el rango lineal o elástico del elemento mientras que de B a C se presentan las deformaciones plásticas y se produce el endurecimiento del acero en algunos casos. El parámetro c es la resistencia reducida luego de la repentina caída desde C hasta D (ASCE 41-13, 2014, p. 187).

Las tablas 18 y 19 halladas en el ASCE 41-13 (2014) que se presentan a continuación, guardan relación con la figura anterior debido a que los parámetros a, b y c son definidas numéricamente en estas.

Tabla 18: Parámetros para modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales - Vigas de concreto armado  
Fuente: ASCE 41-13

Conditions			Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		Performance Level		
					IO	LS	CP	
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ <sup>d</sup>						
$\rho_{bal}$								
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup>								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE:  $f'_c$  in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.

<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

<sup>b</sup>Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

<sup>c</sup>"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at  $\leq d/3$ , and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $V_s$ ) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

Para el caso de vigas de concreto armado, en la presente investigación se hará uso de las condiciones i y ii, debido a que se evaluará la capacidad de estas a través de la variación del refuerzo longitudinal y transversal, los cuales están relacionados directamente con su resistencia a flexión y corte respectivamente.

En el caso de columnas, de igual forma que en la tabla anterior, se hará uso de la condición ii. Sin embargo, en cuanto a columnas controladas por corte, se hará uso de los valores mínimos de la tabla para considerar una variación del refuerzo transversal, teniendo en cuenta lo indicado en las anotaciones en la parte inferior de la tabla a continuación:

Tabla 19: Parámetros para modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales - Columnas de concreto armado  
Fuente: ASCE 41-13

Conditions			Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		Performance Level		
					IO	LS	CP	
Condition i. <sup>b</sup>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤0.1	=0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥0.6	=0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. <sup>b</sup>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. <sup>b</sup>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>b</sup>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE:  $f'_c$  is in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.

<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

<sup>b</sup>Refer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

<sup>c</sup>Where  $P > 0.7A_g f'_c$ , the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at  $\leq d/3$  and the strength provided by the hoops ( $V_c$ ) is at least 3/4 of the design shear. Axial load  $P$  should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.

<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

### 3.2.3.1. Estructura regular de 1 nivel, variación A (ER1-A)

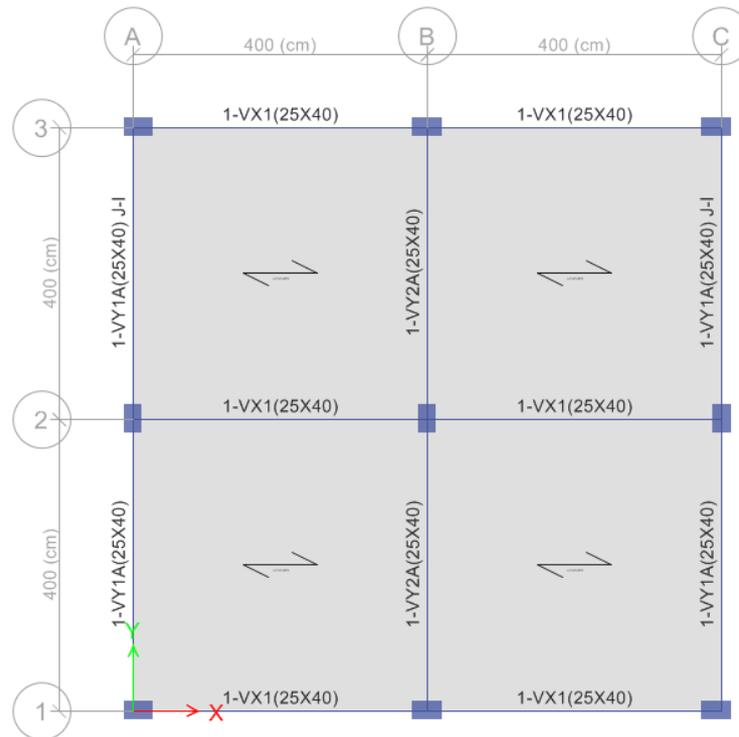


Figura 47: Planta de modelo estructural de estructura regular ER1-A

Se muestra en las figuras 47 y 48, la vista en planta del modelo estructural considerado y la designación de rotulas plásticas dispuesta anteriormente con el acero real colocado en el software.

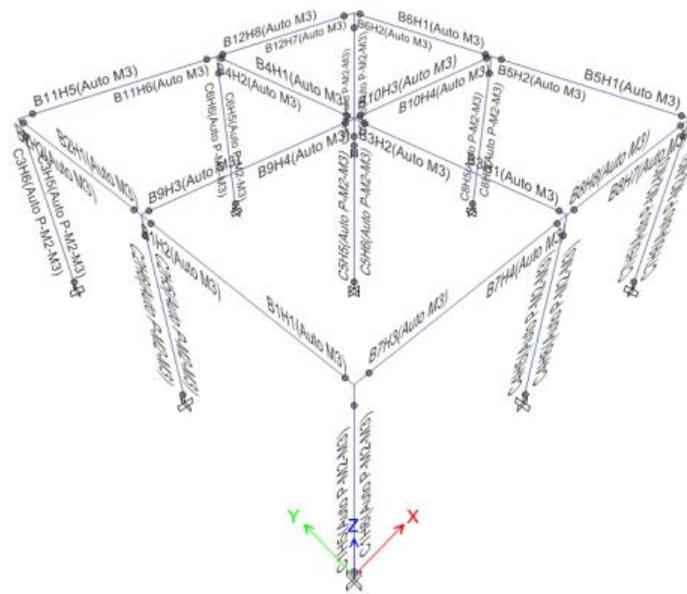


Figura 48: Disposición de rotulas plásticas en estructura regular ER1-A

En la figura 48 se nota que las rotulas plásticas se encuentran ubicadas en la cercanía entre los elementos tipo columna y viga, teniendo en cuenta lo realizado en la tabla 17. Luego de realizado el análisis no lineal, se obtiene la curva de capacidad de la estructura, como se muestra a continuación en la figura 49:

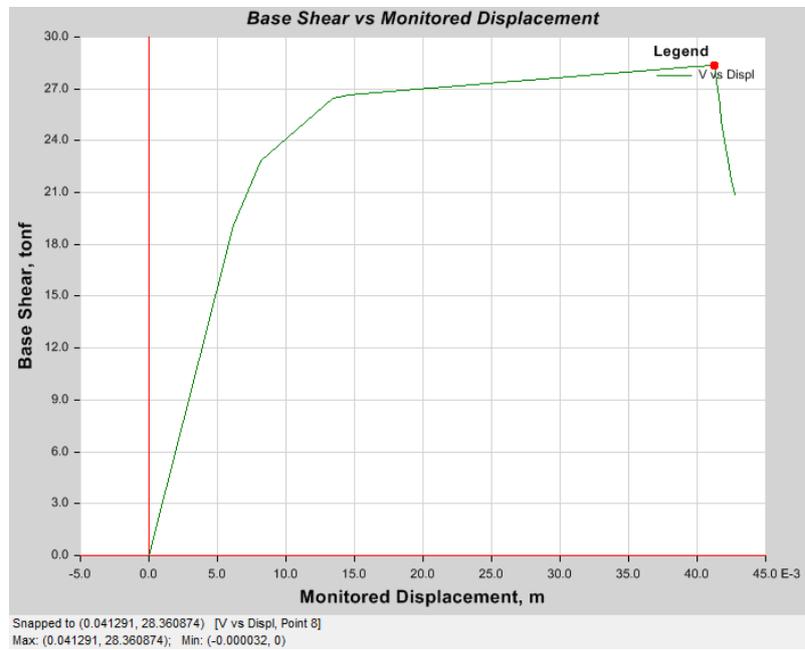


Figura 49: Curva de capacidad de estructura regular ER1-A

Ordenando los datos en la ficha de recopilación, se obtiene:





**V. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas**

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = 2.47 \qquad R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} = 3.24$$

Factor de reducción de resistencia por ductilidad                      Factor de sobre resistencia

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_R$$

$$R = 8.01$$

Nota: El factor de redundancia  $R_R$  no se considera variable debido a tratarse de una sola estructura con una cantidad determinada y fija de elementos estructurales

**V. Comparación con la Norma Técnica E.030 Diseño Sísmorresistente**

R =	8	Coficiente considerado para porticos de concreto armado
$R_{AENL}$ =	8.01	Coficiente resultado del análisis estatico no lineal
$ER_a$ =	0.01	Error absoluto
ER =	0.001	Error relativo
ER% =	0.1%	Error relativo porcentual

### 3.2.3.2. Estructura regular de 1 nivel, variación B (ER1-B)

De forma análoga se presentan los resultados para la estructura regular de 1 nivel, variación B (ER1-B). En la figura 50 se presenta la vista en planta del modelo estructural con las vigas designadas y en la figura 51 la curva de capacidad obtenida.

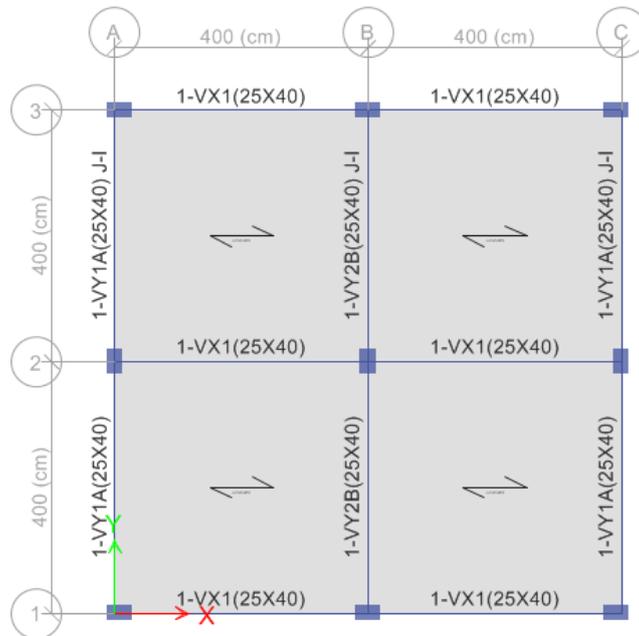


Figura 50: Planta de modelo estructural de estructura regular ER1-B

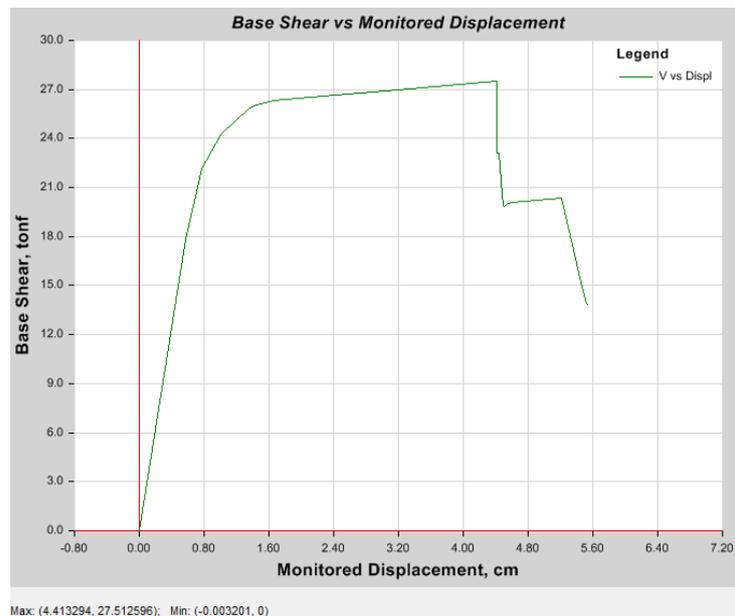


Figura 51: Curva de capacidad de estructura regular ER1-B

Ordenando los datos en la ficha de recopilación, se obtiene:

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"

### I. Datos de la muestra

Código :	ER1-B	Sistema estructural :	Porticos de concreto armado
f'c(kg/cm <sup>2</sup> ) :	210	Numero de pisos :	1
Fy (kg/cm <sup>2</sup> ) :	4200	Descripción:	Estructura de 1 nivel con columnas y vigas de sección 25cmx40cm y losas unidireccionales de 20 cm de altura.

### II. Elementos estructurales

Viga: 1-VY1A

GEOMETRIA	ACERO COLOCADO			
	Progresiva		0	L
b(cm) = 25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	2.58	3.29
h(cm) = 40		Inferior(+)	2.58	2.58

Viga: 1-VY2B

GEOMETRIA	ACERO COLOCADO			
	Progresiva		0	L
b(cm) = 25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	2.58	3.29
h(cm) = 40		Inferior(+)	3.29	3.29

Columna: C25X40

GEOMETRIA	DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO			
	N° de Barras	Diámetro	As fila (cm <sup>2</sup> )	
b(cm) = 25	Fila 1	2	∅ 5/8"	3.98
h(cm) = 40	Fila 2...n-1	2	∅ 1/2"	2.58
	Fila n	2	∅ 5/8"	3.98

### III. Ductilidad local

Viga: 1-VY1A

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	5.45

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.43E-04	1920.40
Momento último	7.80E-04	2674.58

Viga: 1-VY2B

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	5.00

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.48E-04	2389.07
Momento último	7.39E-04	3107.35

Columna: C25X40

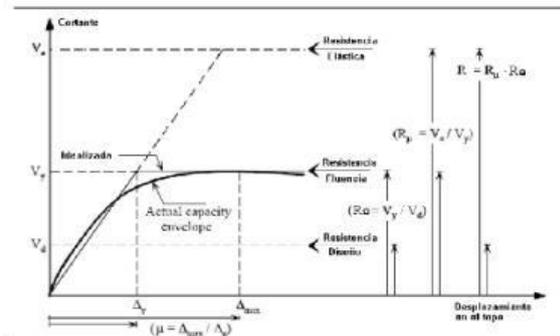
Carga axial: 17.86 (ton)

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	2.14

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.85E-04	5405.19
Momento último	4.79E-04	5603.79

### IV. Análisis estático no lineal

Ve (ton) = 47.08	Cortante basal elástico
Vy (ton) = 17.84	Cortante de fluencia
Vd (ton) = 5.88	Cortante de diseño
$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm) = 4.413	Desplazamiento lateral máx.
$\Delta_y$ (cm) = 0.577	Desplazamiento de fluencia
$\mu = 7.65$	Demanda de ductilidad



Curva de Capacidad sísmica y factores. Fuente: Aguiar, R. (2007)



**V. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas**

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = 2.64 \qquad R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} = 3.03$$

Factor de reducción de resistencia por ductilidad                      Factor de sobre resistencia

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_R$$

$$R = 8.01$$

Nota: El factor de redundancia  $R_R$  no se considera variable debido a tratarse de una sola estructura con una cantidad determinada y fija de elementos estructurales

**V. Comparación con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente**

R =	8	Coficiente considerado para porticos de concreto armado
$R_{AENL}$ =	8.01	Coficiente resultado del análisis estatico no lineal
$ER_a$ =	0.01	Error absoluto
ER =	0.001	Error relativo
ER% =	0.1%	Error relativo porcentual

### 3.2.3.3. Estructura regular de 1 nivel, variación C (ER1-C)

De forma análoga se presentan los resultados para la estructura regular de 1 nivel, variación C (ER1-C). En la figura 52 se presenta la vista en planta del modelo estructural con las vigas designadas y en la figura 53 la curva de capacidad obtenida.

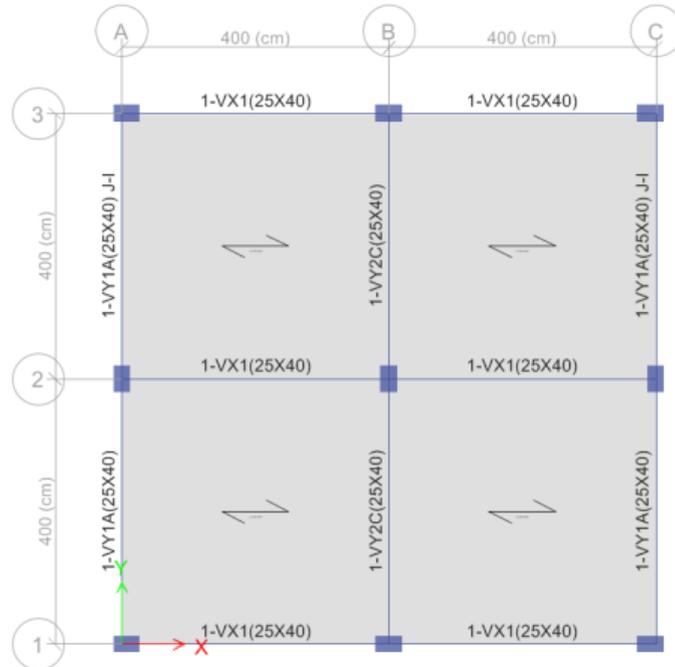


Figura 52: Planta de modelo estructural de estructura regular ER1-C



Figura 53: Curva de capacidad de estructura regular ER1-C

Ordenando los datos en la ficha de recopilación, se obtiene:

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"

### I. Datos de la muestra

Código : ER1-C	Sistema estructural : Porticos de concreto armado
f'c(kg/cm <sup>2</sup> ) : 210	Numero de pisos : 1
Fy (kg/cm <sup>2</sup> ) 4200	Descripción: Estructura de 1 nivel con columnas y vigas de sección 25cmx40cm y losas unidireccionales de 20 cm de altura.

### II. Elementos estructurales

Viga: 1-VY1A

GEOMETRIA	ACERO COLOCADO			
	Progresiva		O	L
b(cm) = 25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	2.58	3.29
h(cm) = 40		Inferior(+)	2.58	2.58

Viga: 1-VY2C

GEOMETRIA	ACERO COLOCADO			
	Progresiva		O	L
b(cm) = 25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	3.98	3.98
h(cm) = 40		Inferior(+)	3.29	3.29

Columna: C25X40

GEOMETRIA	DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO			
	N° de Barras	Diámetro	As fila (cm <sup>2</sup> )	
b(cm) = 25	Fila 1	2	∅ 5/8"	3.98
h(cm) = 40	Fila 2...n-1	2	∅ 1/2"	2.58
	Fila n	2	∅ 5/8"	3.98

### III. Ductilidad local

Viga: 1-VY1A

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	5.45

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.43E-04	1920.40
Momento último	7.80E-04	2674.58

Viga: 1-VY2C

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	4.83

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.48E-04	2395.33
Momento último	7.14E-04	3117.22

Columna: C25X40

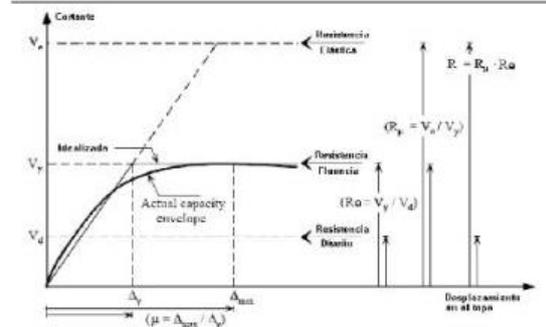
Carga axial: 17.86 (ton)

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	2.14

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.85E-04	5405.19
Momento último	4.79E-04	5603.79

### IV. Análisis estático no lineal

Ve (ton) = 47.08	Cortante basal elástico
Vy (ton) = 19.07	Cortante de fluencia
Vd (ton) = 5.88	Cortante de diseño
$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm) = 4.156	Desplazamiento lateral máx.
$\Delta_y$ (cm) = 0.617	Desplazamiento de fluencia
$\mu = 6.74$	Demanda de ductilidad



Curva de Capacidad sísmica y factores. Fuente: Aguiar, R. (2007)



#### V. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = 2.47 \quad \text{Factor de reducción de resistencia por ductilidad}$$

$$R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} = 3.24 \quad \text{Factor de sobre resistencia}$$

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_R$$

$$R = 8.01$$

Nota: El factor de redundancia  $R_R$  no se considera variable debido a tratarse de una sola estructura con una cantidad determinada y fija de elementos estructurales

#### V. Comparación con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente

$R =$	8	Coficiente considerado para porticos de concreto armado
$R_{AE NL} =$	8.01	Coficiente resultado del análisis estatico no lineal
$ER_a =$	0.01	Error absoluto
$ER =$	0.001	Error relativo
$ER\% =$	0.1%	Error relativo porcentual

#### 3.2.3.4. Estructura regular de 1 nivel, variaciones ER1-A1, ER1-B1 y ER1-C1

Estos modelos estructurales toman en cuenta las rótulas por cortante para considerar la variación del refuerzo transversal, adicionalmente a las rotulas por flexión asignadas automáticamente por el programa, tanto para las vigas como para las columnas de acuerdo a lo visto en las tablas 18 y 19. Los resultados de estos modelos estructurales se muestran a continuación en las fichas de recopilación:

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"

### I. Datos de la muestra

Código : ER1-A1  
 f'c(kg/cm<sup>2</sup>) = 210  
 Fy (kg/cm<sup>2</sup>) = 4200

Sistema estructural : Porticos de concreto armado  
 Numero de pisos : 1  
 Descripción: Estructura de 1 nivel con columnas y vigas de sección 25cmx40cm y losas unidireccionales de 20 cm de altura.  
 Vigas y columnas controladas por corte con espaciamiento de estribos en vigas menor a d/2.

### II. Elementos estructurales

Viga: 1-VY1A

GEOMETRIA	ACERO COLOCADO			
	Progresiva		O	L
b(cm) = 25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	2.58	3.29
h(cm) = 40		Inferior(+)	2.58	2.58

Viga: 1-VY2A

GEOMETRIA	ACERO COLOCADO			
	Progresiva		O	L
b(cm) = 25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	5.16	5.16
h(cm) = 40		Inferior(+)	3.29	3.29

Columna: C25X40

GEOMETRIA	DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO			
	N° de Barras	Diámetro	As fila (cm <sup>2</sup> )	
b(cm) = 25	Fila 1	2	∅ 5/8"	3.98
h(cm) = 40	Fila 2...n-1	2	∅ 1/2"	2.58
	Fila n	2	∅ 5/8"	3.98

### III. Ductilidad local

Viga: 1-VY1A

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	5.45

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.43E-04	1920.40
Momento último	7.80E-04	2674.58

Viga: 1-VY2A

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	4.60

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.48E-04	2405.22
Momento último	6.83E-04	3130.82

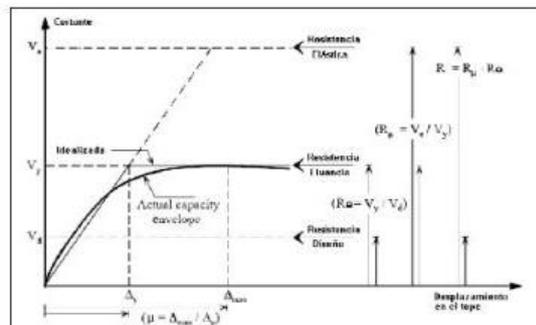
Columna: C25X40  
 Carga axial: 17.86 (ton)

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	2.14

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.77E-04	5498.97
Momento último	5.24E-04	5817.79

### IV. Análisis estático no lineal

**Ve (ton) = 47.08** Cortante basal elástico  
**Vy (ton) = 19.07** Cortante de fluencia  
**Vd (ton) = 5.88** Cortante de diseño  
  
 **$\Delta_{m\acute{a}x}$  (cm) = 4.18** Desplazamiento lateral máx.  
 **$\Delta_y$  (cm) = 0.619** Desplazamiento de fluencia  
  
 **$\mu = 6.75$**  Demanda de ductilidad



Curva de Capacidad sísmica y factores. Fuente: Aguiar, R. (2007)



#### V. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = 2.47 \qquad R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} = 3.24$$

Factor de reducción de resistencia por ductilidad                      Factor de sobre resistencia

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_R$$

$$R = 8.01$$

Nota: El factor de redundancia  $R_R$  no se considera variable debido a tratarse de una sola estructura con una cantidad determinada y fija de elementos estructurales

#### V. Comparación con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente

R =	8	Coeficiente considerado para porticos de concreto armado
$R_{AENL}$ =	8.01	Coeficiente resultado del análisis estatico no lineal
$ER_a$ =	0.01	Error absoluto
ER =	0.001	Error relativo
ER% =	0.1%	Error relativo porcentual

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"

### I. Datos de la muestra

Código : ER1-B1	Sistema estructural : Porticos de concreto armado
f'c(kg/cm <sup>2</sup> ) : 210	Numero de pisos : 1
Fy (kg/cm <sup>2</sup> ) : 4200	Descripción: Estructura de 1 nivel con columnas y vigas de sección 25cmx40cm y losas unidireccionales de 20 cm de altura. Vigas y columnas controladas por corte con espaciamiento de estribos en vigas menor a d/2.

### II. Elementos estructurales

Viga: 1-VY1A

ACERO COLOCADO				
GEOMETRIA		Progresiva		L
b(cm) =	25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	3.29
h(cm) =	40		Inferior(+)	2.58
			0	2.58

Viga: 1-VY2B

ACERO COLOCADO				
GEOMETRIA		Progresiva		L
b(cm) =	25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	3.29
h(cm) =	40		Inferior(+)	3.29
			0	3.29

Columna: C25X40

DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO				
GEOMETRIA		N° de Barras	Diámetro	As fila (cm <sup>2</sup> )
b(cm) =	25	Fila 1	2	Ø 5/8"
h(cm) =	40	Fila 2...n-1	2	Ø 1/2"
		Fila n	2	Ø 5/8"
				3.98
				2.58
				3.98

### III. Ductilidad local

Viga: 1-VY1A

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$	5.45

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.43E-04	1920.40
Momento último	7.80E-04	2674.58

Viga: 1-VY2B

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$	5.00

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.48E-04	2389.07
Momento último	7.39E-04	3107.35

Columna: C25X40

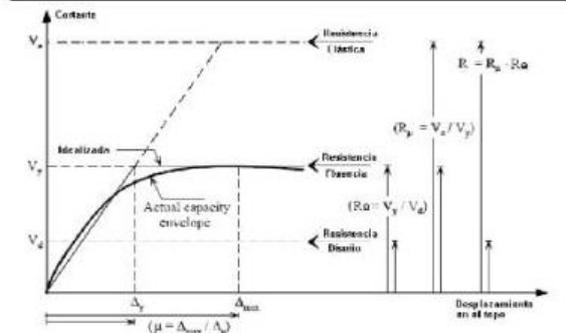
Carga axial: 17.86 (ton)

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$	2.14

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.85E-04	5405.19
Momento último	4.79E-04	5603.79

### IV. Análisis estático no lineal

<b>Ve (ton) = 47.08</b>	Cortante basal elástico
<b>Vy (ton) = 17.88</b>	Cortante de fluencia
<b>Vd (ton) = 5.88</b>	Cortante de diseño
<b><math>\Delta_{m\acute{a}x}</math> (cm) = 4.425</b>	Desplazamiento lateral máx.
<b><math>\Delta y</math> (cm) = 0.58</b>	Desplazamiento de fluencia
<b><math>\mu = 7.63</math></b>	Demanda de ductilidad



Curva de Capacidad sísmica y factores. Fuente: Aguiar, R. (2007)



#### V. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = 2.63 \qquad R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} = 3.04$$

Factor de reducción de resistencia por ductilidad                      Factor de sobre resistencia

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_R$$

$$R = 8.01$$

Nota: El factor de redundancia  $R_R$  no se considera variable debido a tratarse de una sola estructura con una cantidad determinada y fija de elementos estructurales

#### V. Comparación con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente

R =	8	Coficiente considerado para porticos de concreto armado
$R_{AE NL}$ =	8.01	Coficiente resultado del análisis estatico no lineal
$ER_a$ =	0.01	Error absoluto
ER =	0.001	Error relativo
ER% =	0.1%	Error relativo porcentual

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"

### I. Datos de la muestra

Código : ER1-C1	Sistema estructural : Porticos de concreto armado
f'c(kg/cm <sup>2</sup> ) : 210	Numero de pisos : 1
Fy (kg/cm <sup>2</sup> ) : 4200	Descripción: Estructura de 1 nivel con columnas y vigas de sección 25cmx40cm y losas unidireccionales de 20 cm de altura. Vigas y columnas controladas por corte con espaciamiento de estribos en vigas menor a d/2.

### II. Elementos estructurales

Viga: 1-VY1A

GEOMETRIA		ACERO COLOCADO		
		As (cm <sup>2</sup> )	Progresiva	0
b(cm) =	25		Superior(-)	2.58
h(cm) =	40	Inferior(+)	2.58	2.58

Viga: 1-VY2C

GEOMETRIA		ACERO COLOCADO		
		As (cm <sup>2</sup> )	Progresiva	0
b(cm) =	25		Superior(-)	3.98
h(cm) =	40	Inferior(+)	3.29	3.29

Columna: C25X40

GEOMETRIA		DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO			
		N° de Barras	Diámetro	As fila (cm <sup>2</sup> )	
b(cm) =	25	Fila 1	2	Ø 5/8"	3.98
h(cm) =	40	Fila 2...n-1	2	Ø 1/2"	2.58
		Fila n	2	Ø 5/8"	3.98

### III. Ductilidad local

Viga: 1-VY1A

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	5.45

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.43E-04	1920.40
Momento último	7.80E-04	2674.58

Viga: 1-VY2C

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	4.83

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.48E-04	2395.33
Momento último	7.14E-04	3117.22

Columna: C25X40

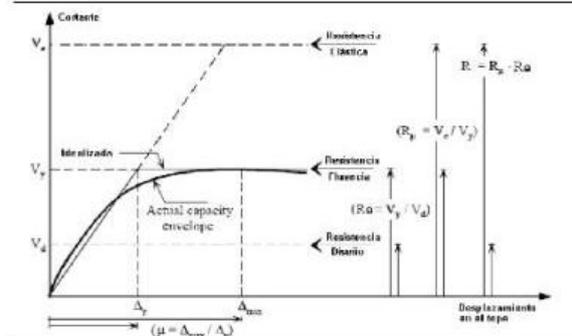
Carga axial: 17.86 (ton)

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	2.14

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.85E-04	5405.19
Momento último	4.79E-04	5603.79

### IV. Análisis estático no lineal

Ve (ton) = 47.08	Cortante basal elástico
Vy (ton) = 18.98	Cortante de fluencia
Vd (ton) = 5.88	Cortante de diseño
$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm) = 4.145	Desplazamiento lateral máx.
$\Delta_y$ (cm) = 0.621	Desplazamiento de fluencia
$\mu = 6.57$	Demanda de ductilidad



Curva de Capacidad sísmica y factores. Fuente: Aguiar, R. (2007)



**V. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas**

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = 2.48 \qquad R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} = 3.23$$

Factor de reducción de resistencia por ductilidad                      Factor de sobre resistencia

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_R$$

$$R = 8.01$$

Nota: El factor de redundancia  $R_R$  no se considera variable debido a tratarse de una sola estructura con una cantidad determinada y fija de elementos estructurales

**V. Comparación con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente**

R =	8	Coficiente considerado para porticos de concreto armado
$R_{AENL}$ =	8.01	Coficiente resultado del análisis estatico no lineal
$ER_a$ =	0.01	Error absoluto
ER =	0.001	Error relativo
ER% =	0.1%	Error relativo porcentual

**3.2.3.5. Estructura regular de 1 nivel, variaciones ER1-A2, ER1-B2 y ER1-F**

En estos modelos estructurales se tomó en consideración la variación del refuerzo longitudinal en columnas, para ello la columna de 25x40 cm, cuya cuantía de acero consistía en 4  $\phi$  5/8" + 2  $\phi$  1/2" (Para los modelos anteriores), ahora cuenta con una cuantía de 6  $\phi$  5/8". Los resultados se muestran en las fichas de recopilación a continuación:



## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"



### V. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = 1.97 \qquad R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} = 4.06$$

Factor de reducción de resistencia por ductilidad                      Factor de sobre resistencia

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_R$$

$$R = 8.01$$

Nota: El factor de redundancia  $R_R$  no se considera variable debido a tratarse de una sola estructura con una cantidad determinada y fija de elementos estructurales

### V. Comparación con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente

R =	8	Coefficiente considerado para porticos de concreto armado
$R_{AENL}$ =	8.01	Coefficiente resultado del análisis estatico no lineal
$ER_a$ =	0.01	Error absoluto
ER =	0.001	Error relativo
ER% =	0.1%	Error relativo porcentual

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"

### I. Datos de la muestra

Código : ER1-B2	Sistema estructural : Porticos de concreto armado
f'c(kg/cm <sup>2</sup> ) : 210	Numero de pisos : 1
Fy (kg/cm <sup>2</sup> ) 4200	Descripción: Estructura de 1 nivel con columnas y vigas de sección 25cmx40cm y losas unidireccionales de 20 cm de altura.

### II. Elementos estructurales

Viga: 1-VY1A

GEOMETRIA		ACERO COLOCADO			
		Progresiva	O	L	
b(cm) =	25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	2.58	3.29
h(cm) =	40		Inferior(+)	2.58	2.58

Viga: 1-VY2B

GEOMETRIA		ACERO COLOCADO			
		Progresiva	O	L	
b(cm) =	25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	2.58	3.29
h(cm) =	40		Inferior(+)	3.29	3.29

Columna: C25X40

GEOMETRIA		DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO			
		N° de Barras	Diámetro	As fila (cm <sup>2</sup> )	
b(cm) =	25	Fila 1	2	∅ 5/8"	3.98
h(cm) =	40	Fila 2...n-1	2	∅ 5/8"	3.98
		Fila n	2	∅ 5/8"	3.98

### III. Ductilidad local

Viga: 1-VY1A

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	5.45

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.43E-04	1920.40
Momento último	7.80E-04	2674.58

Viga: 1-VY2B

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	5.00

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.48E-04	2389.07
Momento último	7.39E-04	3107.35

Columna: C25X40

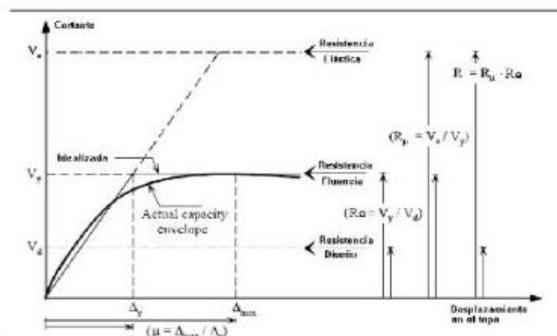
Carga axial: 17.86 (ton)

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	2.06

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.85E-04	5405.19
Momento último	4.79E-04	5603.79

### IV. Análisis estático no lineal

<b>Ve (ton) = 47.08</b>	Cortante basal elástico
<b>Vy (ton) = 17.846</b>	Cortante de fluencia
<b>Vd (ton) = 5.88</b>	Cortante de diseño
<b>Δ<sub>máx</sub> (cm) = 5.283</b>	Desplazamiento lateral máx.
<b>Δy (cm) = 0.578</b>	Desplazamiento de fluencia
<b>μ = 9.14</b>	Demanda de ductilidad



Curva de Capacidad sísmica y factores. Fuente: Aguiar, R. (2007)

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"



### V. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = 2.64$$

Factor de reducción de resistencia por ductilidad

$$R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} = 3.04$$

Factor de sobre resistencia

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_R$$

$$R = 8.01$$

Nota: El factor de redundancia  $R_R$  no se considera variable debido a tratarse de una sola estructura con una cantidad determinada y fija de elementos estructurales

### V. Comparación con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente

$R =$	8	Coficiente considerado para porticos de concreto armado
$R_{AENL} =$	8.01	Coficiente resultado del análisis estatico no lineal
$ER_a =$	0.01	Error absoluto
$ER =$	0.001	Error relativo
$ER\% =$	0.1%	Error relativo porcentual

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"

### I. Datos de la muestra

Código :	ER1-C2	Sistema estructural :	Porticos de concreto armado
f'c(kg/cm2) :	210	Numero de pisos :	1
Fy (kg/cm2)	4200	Descripción:	Estructura de 1 nivel con columnas y vigas de sección 25cmx40cm y losas unidireccionales de 20 cm de altura.

### II. Elementos estructurales

Viga: 1-VY1A

GEOMETRIA	ACERO COLOCADO			
	Progresiva		O	L
b(cm) = 25	As (cm2)	Superior(-)	2.58	3.29
h(cm) = 40		Inferior(+)	2.58	2.58

Viga: 1-VY2C

GEOMETRIA	ACERO COLOCADO			
	Progresiva		O	L
b(cm) = 25	As (cm2)	Superior(-)	3.98	3.98
h(cm) = 40		Inferior(+)	3.29	3.29

Columna: C25X40

GEOMETRIA	DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO			
	N° de Barras	Diámetro	As fila (cm2)	
b(cm) = 25	Fila 1	2	Ø 5/8"	3.98
h(cm) = 40	Fila 2...n-1	2	Ø 5/8"	3.98
	Fila n	2	Ø 5/8"	3.98

### III. Ductilidad local

Viga: 1-VY1A

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$	5.45

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.43E-04	1920.40
Momento último	7.80E-04	2674.58

Viga: 1-VY2C

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$	4.83

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.48E-04	2395.33
Momento último	7.14E-04	3117.22

Columna: C25X40

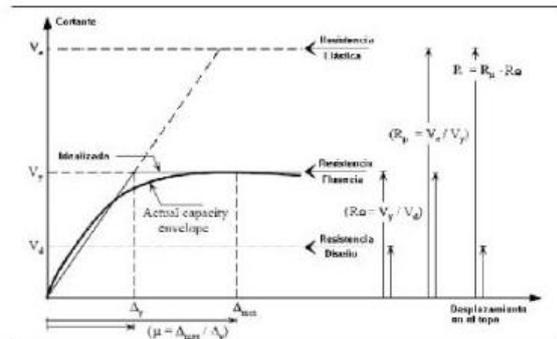
Carga axial: 17.86 (ton)

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$	2.06

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.85E-04	5405.19
Momento último	4.79E-04	5603.79

### IV. Análisis estático no lineal

<b>Ve (ton) = 47.08</b>	Cortante basal elástico
<b>Vy (ton) = 23.869</b>	Cortante de fluencia
<b>Vd (ton) = 5.88</b>	Cortante de diseño
<b><math>\Delta_{m\acute{a}x}</math> (cm) = 5.199</b>	Desplazamiento lateral máx.
<b><math>\Delta_y</math> (cm) = 0.774</b>	Desplazamiento de fluencia
<b><math>\mu = 6.72</math></b>	Demanda de ductilidad



Curva de Capacidad sísmica y factores. Fuente: Aguiar, R. (2007)



**V. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas**

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = 1.97 \qquad R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} = 4.06$$

Factor de reducción de resistencia por ductilidad                      Factor de sobre resistencia

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_R$$

$$R = 8.01$$

Nota: El factor de redundancia  $R_R$  no se considera variable debido a tratarse de una sola estructura con una cantidad determinada y fija de elementos estructurales

**V. Comparación con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente**

R =	8	Coficiente considerado para porticos de concreto armado
$R_{AENL}$ =	8.01	Coficiente resultado del análisis estatico no lineal
$ER_a$ =	0.01	Error absoluto
ER =	0.001	Error relativo
ER% =	0.1%	Error relativo porcentual

### 3.3. Estructura regular de 3 niveles

El modelo estructural regular de 3 niveles presenta distancias entre ejes de 6m en dirección X e Y. Además, presenta vigas con una sección de 25 cm x 50 cm y columnas cuadradas de 50 cm de lado. La losa es de tipo bidireccional de altura igual a 20cm.

#### 3.3.1. Características de la estructura

El modelo estructural regular de 3 niveles mostrado en la figura 54, presenta distancias entre ejes de 6m en dirección X e Y. Además, presenta vigas con una sección de 25 cm x 50 cm y columnas de 50 cm x50 cm. La losa es de tipo bidireccional de altura 20 cm.

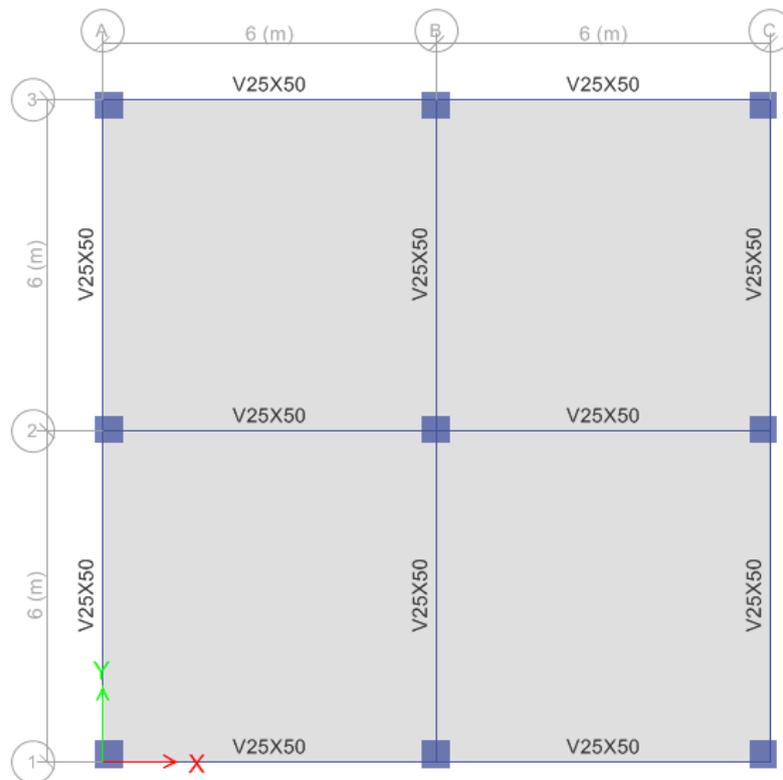


Figura 54: Planta de estructura regular de 3 niveles

- **Propiedades de los materiales**

- ✓ Concreto

- Resistencia a la compresión

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

- Módulo de elasticidad

$$E = 15000 \times \sqrt{210} = 217\,371 \text{ Kg/cm}^2$$

✓ Acero

- Resistencia a la fluencia del acero grado 60  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

- Módulo de elasticidad  $E = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$

- **Metrado de cargas**

**Cargas Muertas**

Peso propio elementos de concreto armado = 2400  $\text{Kg/m}^3$

Acabados = 100  $\text{Kg/m}^2$

Tabiquería = 100  $\text{Kg/m}^2$

Sobrecarga entrepiso = 300  $\text{Kg/m}^2$

Sobrecarga techo = 100  $\text{Kg/m}^2$

**Cargas de Sismo**

Según Norma E.030 (ZUCS.g) /R

- **Coefficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas**

En la dirección X e Y, la totalidad de la rigidez y resistencia de la estructura será proporcionada por pórticos de concreto armado, por lo cual se usará un factor  $R_0=8$  (Ver tabla 1)

El modelo estructural para evaluar el comportamiento dinámico de la estructura se presenta en la figura 55:

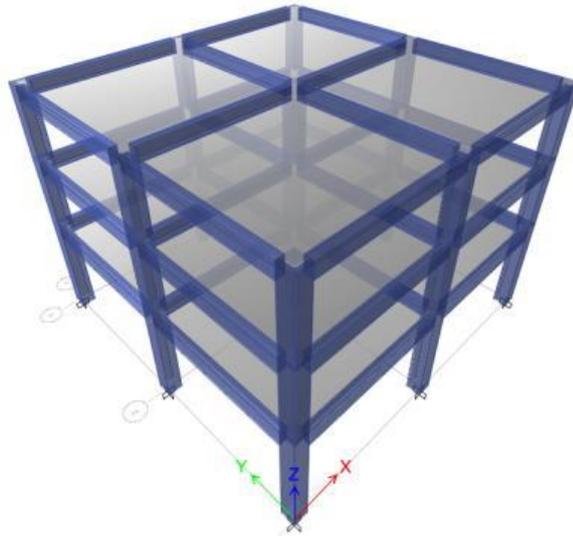


Figura 55: Modelo estructural tridimensional de estructura regular de 3 niveles

### 3.3.2. Análisis y diseño de elementos estructurales

La estructura fue modelada con elementos tipo línea (frame), los cuales representan a las columnas y vigas de la estructura considerada. Las losas serán consideradas como elementos infinitamente rígidos en su plano, teniendo como resultado un diafragma rígido con 3 grados de libertad en planta, tal como se muestra en la figura 56.

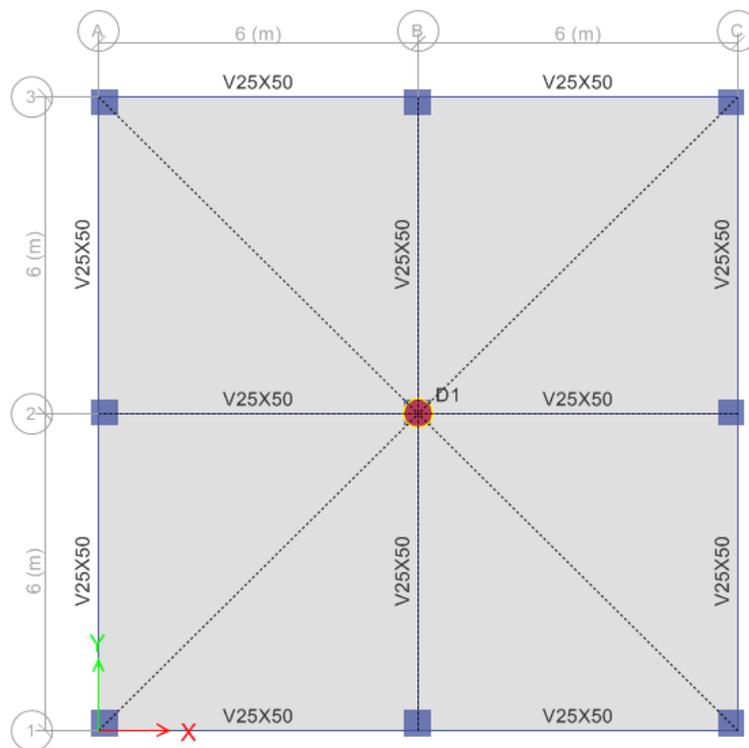


Figura 56: Planta y diafragma rígido de modelo estructural de estructura regular de 3 niveles

### 3.3.2.1. Análisis modal de la estructura

- **Modos de vibración:**

El programa utilizado (ETABS) determina las rigideces y calcula las frecuencias naturales y los modos de vibración de las estructuras. La Norma E.030 señala que se deberá considerar aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura.

En las tablas 20 y 21 se muestran los resultados de los periodos de vibración y sus porcentajes de masas efectivas respectivamente, lo que indicará la importancia de cada modo en su respectiva dirección.

Tabla 20: Periodos y frecuencias modales de estructura regular de 3 niveles

<b>MODO</b>	<b>PERIODO (s)</b>	<b>FRECUENCIA (ciclos/s)</b>	<b>FRECUENCIA (rad/s)</b>	<b>EIGENVALUE (rad/s)^2</b>
1	0.4600	2.1739	13.6591	186.5710
2	0.4600	2.1739	13.6591	186.5710
3	0.3970	2.5189	15.8267	250.4833
4	0.1270	7.8740	49.4739	2447.6668
5	0.1270	7.8740	49.4739	2447.6668
6	0.1110	9.0090	56.6053	3204.1569
7	0.0590	16.9492	106.4947	11341.1139
8	0.0590	16.9492	106.4947	11341.1139
9	0.0520	19.2308	120.8305	14600.0065

Tabla 21: Porcentajes de masas efectivas de estructura regular de 3 niveles

<b>MODO</b>	<b>PERIODOS</b>	<b>MODO INDIVIDUAL</b>			<b>ACUMULADO (%)</b>		
		<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>RZ</b>	<b>Sum UX</b>	<b>Sum UY</b>	<b>Sum RZ</b>
1	0.4600	0.9055	0.0001	0.0000	90.5500	0.0100	0.0000
2	0.4600	0.0001	0.9055	0.0000	90.5500	90.5500	0.0000
3	0.3970	0.0000	0.0000	0.9086	90.5500	90.5500	90.8600
4	0.1270	0.0787	0.0043	0.0000	98.4300	90.9800	90.8600
5	0.1270	0.0043	0.0787	0.0000	98.8600	98.8600	90.8600
6	0.1110	0.0000	0.0000	0.0803	98.8600	98.8600	98.8900
7	0.0590	0.0114	0.0000	0.0000	100.0000	98.8600	98.8900
8	0.0590	0.0000	0.0114	0.0000	100.0000	100.0000	98.8900
9	0.0520	0.0000	0.0000	0.0111	100.0000	100.0000	100.0000

Se muestra también, en la figura 57, la representación de las formas modales en ETABS.

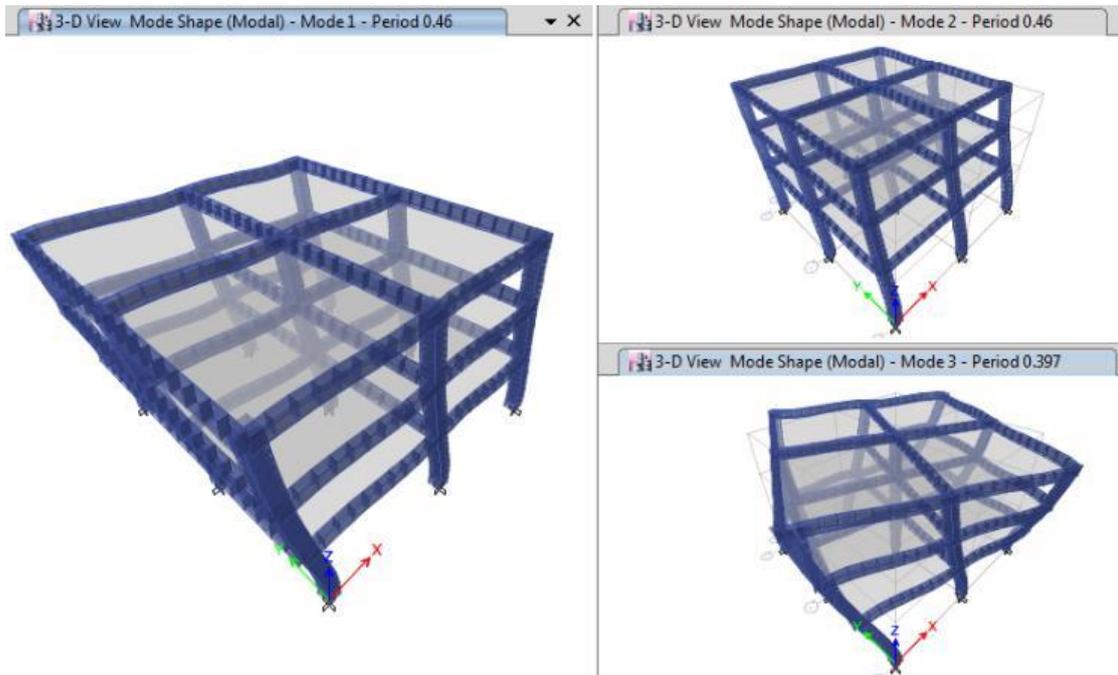


Figura 57: Modos de vibración de estructura regular de 3 niveles (Modos 1,2 y 3)

- **Fuerzas globales:**

Empleando las expresiones de la norma E.030 para el análisis sísmico con fuerzas estáticas equivalentes, se tienen los parámetros y la cortante estática en la tabla 22:

Tabla 22: Parámetros sísmicos y cortante estática de estructura regular de 3 niveles.

Dirección	Z	U	C	S	R	ZUCS/R	P (ton)	0.80*V(ton)
X-X	0.45	1.00	2.17	1.00	8.00	0.12	350.19	34.26
Y-Y	0.45	1.00	2.17	1.00	8.00	0.12	350.19	34.26

La cortante basal elástica  $V_e$ , obtenida de la multiplicación del peso de la estructura por los coeficientes ZUCS/R cuando R es igual a 1, será igual a 341.96 ton.

A continuación, se muestra las fuerzas cortantes en la base y momentos de volteo en la tabla 23. Los cortantes en la base obtenidos del análisis dinámico deben resultar mayores que el 80% en dirección X-X e Y-Y de los correspondientes cortantes estáticos para edificaciones regulares según norma de diseño sismorresistente E.030-2018.

Tabla 23: Fuerzas resultantes en la base por análisis dinámico de estructura regular de 3 niveles

Caso de carga	Fx tonf	Fy tonf	Fz tonf	Mx tonf-m	My tonf-m	Mz tonf-m
SX	<b>39.439</b>	0.000	0.000	0.000	272.220	260.299
SY	0.000	<b>39.439</b>	0.000	272.220	0.000	260.299
80% del cortante estático Dir X-X		<b>4.71</b>		80% del cortante estático Dir Y-Y		<b>4.71</b>

Del análisis dinámico se obtiene que la cortante en dirección X-X e Y-Y en la base, es mayor que el 80% del cortante estático. Por lo tanto, no es necesario incrementar el cortante según Norma de Diseño Sismorresistente E.030.

### 3.3.2.2. Desplazamientos y distorsiones

La Norma de Diseño Sismorresistente NTE.030-2018 establece que para sistemas estructurales en donde la fuerza sísmica es resistida básicamente por sistemas estructurales de concreto armado la distorsión máxima permitida es del orden 7/1000, esto deberá cumplirse para cada dirección de análisis.

Los desplazamientos y distorsiones fueron obtenidos a través del análisis dinámico realizado con el programa ETABS. Los resultados se muestran en las tablas 24 y 25:

Tabla 24: Máximos desplazamientos en modelo estructural regular de 3 niveles

Nivel	Load	UX cm	UY cm	RZ rad
3ER NIVEL	Sx Max	0.8874	0.0585	0.0001
3ER NIVEL	Sy Max	0.0585	0.8874	0.0001
2DO NIVEL	Sx Max	0.6870	0.0454	0.0001
2DO NIVEL	Sy Max	0.0454	0.6870	0.0001
1ER NIVEL	Sx Max	0.3850	0.0256	0.0000
1ER NIVEL	Sy Max	0.0256	0.3850	0.0000

Tabla 25: Máximas distorsiones en modelo estructural regular de 3 niveles

Nivel	Load	DriftX	DriftY
3ER NIVEL	SX Max	0.00075	0.00000
3ER NIVEL	SY Max	0.00000	0.00075
2DO NIVEL	SX Max	0.00112	0.00000
2DO NIVEL	SY Max	0.00000	0.00112
1ER NIVEL	SX Max	0.00101	0.00000
1ER NIVEL	SY Max	0.00000	0.00101

En las tablas 26 y 27 se indica los desplazamientos y distorsiones de cada nivel. Estos valores fueron determinados multiplicando los resultados obtenidos en el programa de análisis por 0.75R, conforme se especifica en la norma vigente E.030 para estructuras regulares.

Tabla 26: Máximos desplazamientos inelásticos de modelo estructural regular de 3 niveles

Nivel	Load	UX*0.75R	UY*0.75R	RZ*0.75R
		cm	cm	rad
3ER NIVEL	Sx Max	5.3244	0.3510	0.0006
3ER NIVEL	Sy Max	0.3510	5.3244	0.0006
2DO NIVEL	Sx Max	4.1220	0.2724	0.0005
2DO NIVEL	Sy Max	0.2724	4.1220	0.0005
1ER NIVEL	Sx Max	2.3100	0.1536	0.0003
1ER NIVEL	Sy Max	0.1536	2.3100	0.0003

Tabla 27: Máximas distorsiones inelásticas en modelo estructural regular de 3 niveles

Nivel	Load	DriftX * 0.75R	DriftY * 0.75R
3ER NIVEL	SX Max	0.00449	0.00000
3ER NIVEL	SY Max	0.00000	0.00449
2DO NIVEL	SX Max	<b>0.00673</b>	0.00000
2DO NIVEL	SY Max	0.00000	<b>0.00673</b>
1ER NIVEL	SX Max	0.00608	0.00000
1ER NIVEL	SY Max	0.00000	0.00608

En conclusión, en ambas direcciones se cumple con ser menor a la distorsión límite, 0.007 (Concreto armado), exigida por la Norma E.030.

### 3.3.2.3. Diseño de elementos estructurales

Los elementos estructurales tipo columna fueron verificados con la ayuda del software cumpliendo con superar la cuantía mínima requerida del 1%. La cuantía de acero en las columnas de 50cm x 50cm consta de 16  $\phi$  5/8", equivalentes a una cuantía del 1.28%. Esta cantidad de acero fue colocada en el software de tal forma que se pueda verificar que su capacidad resistente sea superior a las solicitaciones actuantes. Los resultados de la verificación se muestran en la figura 58:

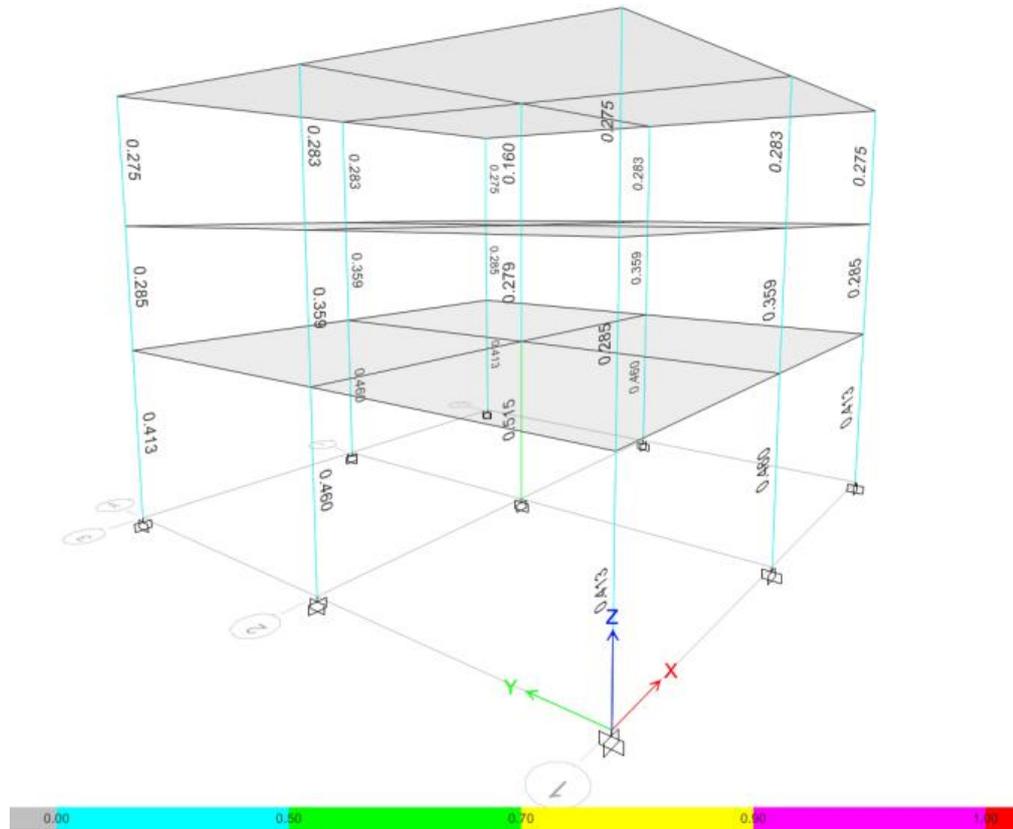


Figura 58: Relaciones demanda/capacidad en columnas de modelo estructural regular de 3 niveles

Se concluye que las columnas se comportan de manera eficientes ante las cargas impuestas estando como máximo al 51% de su capacidad resistente.

Por otro lado, se muestra la cantidad de acero obtenida del diseño de vigas en las figuras 59 y 60:

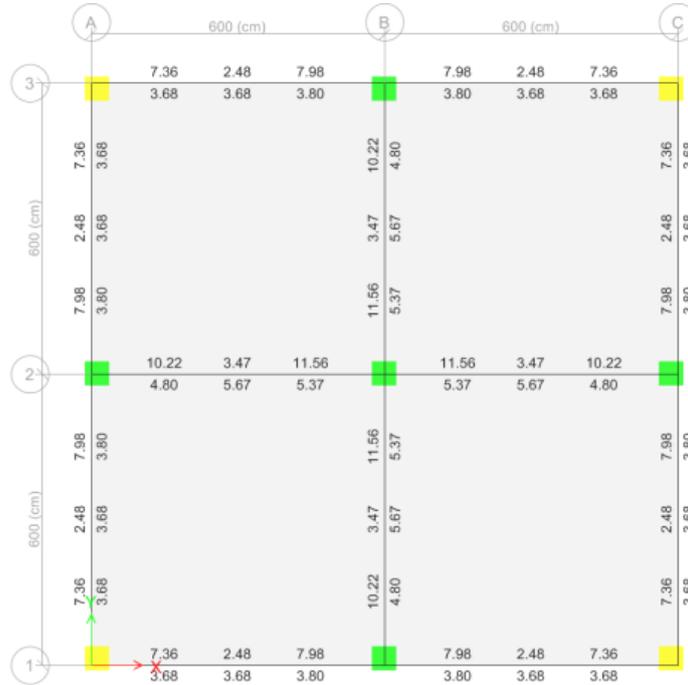


Figura 59: Cantidad de acero en vigas (cm<sup>2</sup>) de 1er nivel de estructura regular de 3 niveles

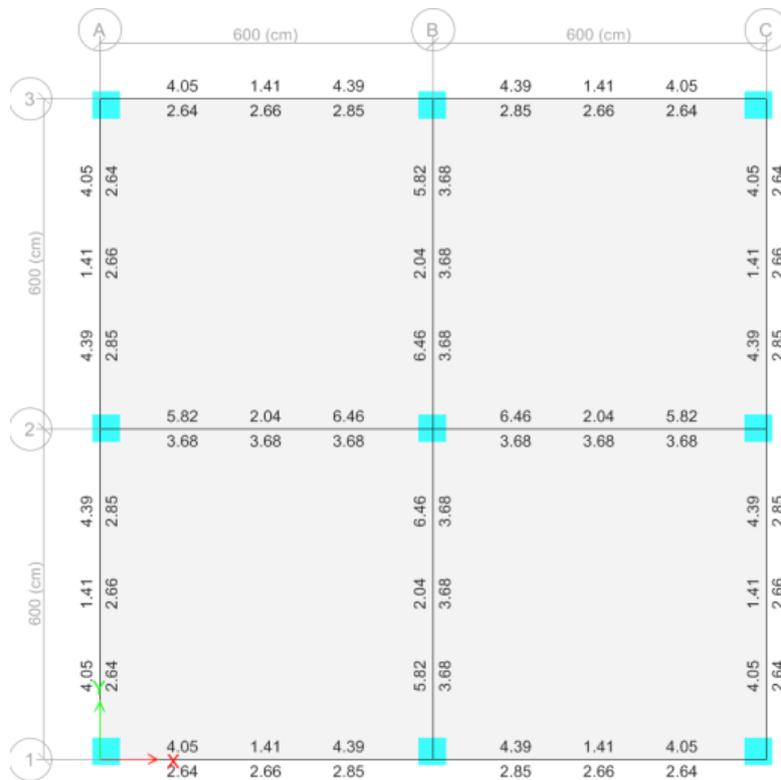


Figura 60: Cantidad de acero en vigas (cm<sup>2</sup>) de 3er nivel de estructura regular de 3 niveles

Con estos resultados se procedió a realizar el análisis estático no lineal considerando las variaciones de acero en los elementos. Al igual que en la estructura anterior de 1 nivel, la viga a considerar que varíe de cuantía será la viga central.

Por otro lado, el análisis estático no lineal se hará en la dirección X. Los resultados en ambos sentidos son similares debido a la distribución de cargas y simetría de la estructura, por lo que el análisis en un sentido u otro dará el mismo resultado.

### 3.3.3. Análisis estático no lineal

Se designan nombres y se especifica la cantidad de acero en vigas. En las siguientes tablas se encuentran las designaciones de vigas (tabla 28), el acero colocado (tabla 29) y la disposición de rotulas plásticas (tabla 30) para el análisis estático no lineal.

Tabla 28: Designación de vigas en modelo estructural regular de 3 niveles

ESTRUCTURA REGULAR DE 3 NIVELES (ER3)	NIVEL	VIGA	DIRECCIÓN	UBICACIÓN	DESIGNACIÓN
	1 y 2	V25X50	X	LATERALES	1-VX1 (0.25X0.50)
		V25X50	X	CENTRALES	1-VX2A (0.25X0.50)
					1-VX2B (0.25X0.50)
					1-VX2C (0.25X0.50)
	3	V25X50	X	LATERALES	2-VX1 (0.25X0.50)
		V25X50	X	CENTRALES	2-VX2A (0.25X0.50)
					2-VX2B (0.25X0.50)
					2-VX2C (0.25X0.50)

Tabla 29: Acero colocado en vigas de modelo estructural regular de 3 niveles

DESIGNACIÓN	ACERO COLOCADO ( $\phi$ )				ACERO COLOCADO (cm <sup>2</sup> )			
	As sup. izq.	As inf. izq.	As sup. der.	As inf. der.	As sup. izq.	As inf. izq.	As sup. der.	As inf. der.
1-VX1 (0.25X0.50)	3 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 5/8"	3 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 5/8"	8.52	3.98	8.52	3.98
1-VX2A (0.25X0.50)	2 $\phi$ 3/4" + 3 $\phi$ 5/8"	3 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/4" + 3 $\phi$ 5/8"	3 $\phi$ 5/8"	11.65	5.97	11.65	5.97
1-VX2B (0.25X0.50)	6 $\phi$ 5/8"	3 $\phi$ 5/8"	6 $\phi$ 5/8"	3 $\phi$ 5/8"	11.94	5.97	11.94	5.97
1-VX2C (0.25X0.50)	3 $\phi$ 3/4" + 2 $\phi$ 5/8"	3 $\phi$ 5/8"	3 $\phi$ 3/4" + 2 $\phi$ 5/8"	3 $\phi$ 5/8"	12.50	5.97	12.50	5.97
2-VX1 (0.25X0.50)	2 $\phi$ 5/8" + 1 $\phi$ 1/2"	2 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 5/8" + 1 $\phi$ 1/2"	2 $\phi$ 5/8"	5.27	3.98	5.27	3.98
2-VX2A (0.25X0.50)	2 $\phi$ 3/4" + 1 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/4" + 1 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 5/8"	7.67	3.98	7.67	3.98
2-VX2B (0.25X0.50)	4 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 5/8"	4 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 5/8"	7.96	3.98	7.96	3.98
2-VX2C (0.25X0.50)	3 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 5/8"	3 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 5/8"	8.52	3.98	8.52	3.98

Tabla 30: Disposición de rotulas plásticas en vigas y columnas de modelo estructural regular de 3 niveles

Disposición de rótulas plásticas en vigas		Disposición de rótulas plásticas en columnas		
Tramo	Típico	Nivel	1	Resto
Long.(m)	6	Long.(m)	3.8	2.7
Col izq (m)	0.5	h viga nivel j (m)	0.5	0.5
Col der (m)	0.5	Long. Libre (m)	3.3	2.2
Long. Libre (m)	5.625	Li-Rotula %	2.5%	2.5%
Li-Rotula %	7%	Li-Rotula relativa	0.025	0.025
Li-Rotula relativa	0.07	Lj-Rotula %	14%	19%
Lj-Rotula %	5%	Lj-Rotula relativa	0.86	0.81
Lj-Rotula relativa	0.95			

Los resultados de los análisis realizados para la estructura de 3 niveles se encuentran en las fichas de recopilación en anexos.

### 3.4. Resumen de resultados

Los resultados son presentados a modo de poder contrastar las variaciones que se dan entre los elementos que componen al factor de reducción “R”, sean estos el factor de reducción de resistencia por ductilidad ( $R_{\mu}$ ) y el factor de sobrerresistencia ( $R_{\Omega}$ ). Además, se compara también la demanda de ductilidad ( $\mu$ ).

#### 3.4.1. Resumen de resultados de estructura regular de 1 nivel (ER1)

Tabla 31: Valores de factor de reducción de resistencia, sobrerresistencia y demanda de ductilidad en estructura regular de 1 nivel por variación de refuerzo longitudinal en vigas

Modelo estructural	$R_{\mu}$	$R_{\Omega}$	$\mu$
ER1-A	2.47	3.24	6.68
ER1-B	2.64	3.03	7.65
ER1-C	2.47	3.24	6.74
Media	2.52	3.17	7.00
$\sigma$	0.10	0.12	0.54

Tabla 32: Valores de factor de reducción de resistencia, sobrerresistencia y demanda de ductilidad en estructura regular de 1 nivel por variación de refuerzo transversal

Modelo estructural	$R_{\mu}$	$R_{\Omega}$	$\mu$
ER1-A1	2.47	3.24	6.75
ER1-B1	2.63	3.04	7.63
ER1-C1	2.48	3.23	6.67
Media	2.53	3.17	6.99
$\sigma$	0.09	0.11	0.53

Tabla 33: Valores de factor de reducción de resistencia, sobrerresistencia y demanda de ductilidad en estructura regular de 1 nivel por variación de refuerzo longitudinal en columnas

Modelo estructural	$R_{\mu}$	$R_{\Omega}$	$\mu$
ER1-A2	1.97	4.06	6.55
ER1-B2	2.64	3.04	9.14
ER1-C2	1.97	4.06	6.72
Media	2.15	3.65	7.30
$\sigma$	0.38	0.59	1.45

### 3.4.2. Resumen de resultados de estructura regular de 3 niveles (ER3)

Tabla 34: Valores de factor de reducción de resistencia, sobrerresistencia y demanda de ductilidad en estructura regular de 3 niveles por variación de refuerzo longitudinal en vigas

Modelo estructural	$R_{\mu}$	$R_{\Omega}$	$\mu$
ER3-A	5.01	1.73	8.89
ER3-B	5.01	1.73	8.83
ER3-C	5.01	1.73	8.75

Media	5.01	1.73	8.82
$\sigma$	0.00	0.00	0.07

Tabla 35: Valores de factor de reducción de resistencia, sobrerresistencia y demanda de ductilidad en estructura regular de 3 niveles por variación de refuerzo transversal

Modelo estructural	$R_{\mu}$	$R_{\Omega}$	$\mu$
ER3-A1	6.99	1.24	3.17
ER3-B1	6.99	1.24	3.14
ER3-C1	6.99	1.24	3.14

Media	6.99	1.24	3.15
$\sigma$	0.00	0.00	0.02

Tabla 36: Valores de factor de reducción de resistencia, sobrerresistencia y demanda de ductilidad en estructura regular de 3 niveles por variación de refuerzo longitudinal en columnas

Modelo estructural	$R_{\mu}$	$R_{\Omega}$	$\mu$
ER3-A2	5.17	1.68	8.05
ER3-B2	5.01	1.73	7.90
ER3-C2	5.01	1.73	7.73

Media	5.06	1.71	7.89
$\sigma$	0.09	0.03	0.16

## **IV. Discusión**

Se presentan en las discusiones algunas conclusiones respecto a los resultados hallados y al de los de los investigadores en los antecedentes nacionales e internaciones de la presente investigación.

1. Se encontró que las conclusiones realizadas por Huapaya (2016) no son congruentes con lo hallado en la presente investigación. Se evidencia que ante un aumento de periodo en las estructuras no conlleva a un aumento de la sobrerresistencia ni a una reducción de la ductilidad. Esta diferencia es posible a que en esta investigación se ha realizado variaciones en cuanto al detallado del refuerzo, en cuyo caso, el aumento de los periodos no sería determinante en el aumento o disminución de la sobrerresistencia y ductilidad respectivamente
2. Las conclusiones hechas por Chang (2015) guardan relación con lo hallado en la investigación: Se muestra que la sobrerresistencia en el refuerzo incrementa la capacidad, lo cual se evidencia en el factor de sobrerresistencia ( $R_{\Omega}$ ); y esto a su vez genera una reducción de la ductilidad de curvatura, lo que se evidencia en el factor de reducción de resistencia por ductilidad ( $R_{\mu}$ ).
3. De acuerdo a los resultados presentados por Palacios (2017), se puede concluir también que la presencia de carga axial disminuye la ductilidad, al menos para la estructura de 1 nivel, donde se evidencia que el factor de reducción disminuyó y el factor de sobrerresistencia incrementó. En la estructura de 3 niveles, es la demanda de ductilidad el factor que disminuye en comparación con la de 1 nivel. Esto puede ser posible a que la variación de la cuantía de acero para la columna en la estructura de 1 nivel es mayor (de 1.05% a 1.19%) que la de la columna de la estructura de 3 niveles (de 1.25% a 1.27%)
4. Según los resultados obtenidos de la estructura de 3 niveles, para los modelos estructurales con variación del refuerzo transversal se pudo corroborar lo que Aoude et. al. (2016) concluye. Una reducción del refuerzo transversal o confinamiento conlleva a una reducción del factor de sobrerresistencia y de la demanda de ductilidad.

## **V. Conclusiones**

De acuerdo a lo planteado en los problemas y objetivos generales y específicos, se plantean las siguientes conclusiones, contrastando los resultados encontrados a través de las variaciones porcentuales en los modelos estructurales de cada estructura de 1 y 3 niveles de la siguiente forma:

$$e\% = \frac{\text{Dato} - \text{Min}(\text{Dato1}, \text{Dato2}, \text{Dato3})}{\text{Min}(\text{Dato1}, \text{Dato2}, \text{Dato3})}$$

1. De acuerdo a los resultados presentados en la tabla 37 y las variaciones porcentuales en la tabla 38, se puede concluir que la variación del refuerzo longitudinal, representado por la ductilidad local en vigas, varía directamente proporcional a la demanda de ductilidad ( $\mu$ ) de las estructuras en 14% como máximo para la estructura de 1 nivel y un 1.57% para la estructura de 3 niveles. Sin embargo, no se encuentra relación en cuanto a los factores de reducción de resistencia por ductilidad o sobrerresistencia. En conclusión, si se considera solo el factor de demanda de ductilidad, es posible precisar que la variación del refuerzo longitudinal influye significativamente en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado.

Tabla 37: Comparación de resultados para la variación de refuerzo longitudinal en vigas

Estructura	Modelo estructural	$R_{\mu}$	$R_{\Omega}$	$\mu$	Ductilidad local en vigas		Ductilidad local en columna central	Comentarios
1 nivel	ER1-A	2.47	3.24	6.68	4.60		2.14	La variación se da en la viga 1-VY2
	ER1-B	2.64	3.03	7.65	5.00		2.14	
	ER1-C	2.47	3.24	6.74	4.83		2.14	
3 niveles	ER3-A	5.01	1.73	8.89	4.49	2.56	1.36	La variación se da en las vigas 1-VX2 y 2-VX1
	ER3-B	5.01	1.73	8.83	4.49	2.55	1.36	
	ER3-C	5.01	1.73	8.75	4.41	2.53	1.36	

Tabla 38: Variación porcentual en resultados para la variación de refuerzo longitudinal en vigas

Estructura	Modelo estructural	$R_{\mu}$	$R_{\Omega}$	$\mu$	Ductilidad local en vigas	
1 nivel	ER1-A	0.00	6.89	0.00	0.00	
	ER1-B	6.89	0.00	14.44	8.70	
	ER1-C	0.00	6.89	0.79	5.00	
3 niveles	ER3-A	0.00	0.00	1.57	1.81	1.19
	ER3-B	0.00	0.00	0.88	1.81	0.79
	ER3-C	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

2. Para la variación de refuerzo transversal, la comparación se hará con los modelos previamente analizados, con el fin de considerar el efecto de su variación. De esta manera se encuentra que la variación en el refuerzo transversal causa una variación en los factores de reducción de resistencia por ductilidad, sobrerresistencia y demanda de ductilidad ( $\mu$ ); disminuyendo todos en 0.39% los primeros y el último en 1.82% máximo. Se concluye entonces que, la variación de refuerzo transversal influye en la ductilidad de las estructuras aporricadas de concreto armado, mas no lo hace significativamente debido a que las variaciones son pequeñas.

Tabla 39: Comparación de resultados para la variación de refuerzo transversal

Estructura	Modelo estructural	$R_{\mu}$	$R_{\Omega}$	$\mu$	Ductilidad local en vigas		Ductilidad local en columna central	Comentarios
1 nivel	ER1-A1	2.47	3.24	6.75	4.60		2.14	La variación se da en la viga 1-VY2 y se aplica un refuerzo transversal deficiente
	ER1-B1	2.63	3.04	7.63	5.00		2.14	
	ER1-C1	2.48	3.23	6.67	4.83		2.14	
3 niveles	ER3-A1	6.99	1.24	3.17	4.49	2.56	1.36	La variación se da en las vigas 1-VX2 y 2-VX1 y se aplica un refuerzo transversal deficiente
	ER3-B1	6.99	1.24	3.14	4.49	2.55	1.36	
	ER3-C1	6.99	1.24	3.14	4.41	2.53	1.36	

Tabla 40: Variación porcentual en resultados para la variación de refuerzo transversal

Estructura	Modelo estructural	$R_{\mu}$	$R_{\Omega}$	$\mu$
1 nivel	ER1-A1	0.00	0.00	0.01
	ER1-B1	0.00	0.00	0.00
	ER1-C1	0.00	0.00	0.01
3 niveles	ER3-A1	0.39	0.39	1.80
	ER3-B1	0.39	0.39	1.82
	ER3-C1	0.39	0.39	1.79

3. En cuanto a la variación de refuerzo longitudinal en columnas, se comparará también con los modelos estructurales previos con la finalidad de ver el efecto de su variación. Se nota que las variaciones llegan a un máximo de 39.45% para la demanda de ductilidad ( $\mu$ ) para la estructura de 1 nivel y 4.20% para la estructura de 3 niveles. Por lo tanto, si se toma en cuenta solo la demanda de ductilidad ( $\mu$ ), se puede precisar que la variación del refuerzo longitudinal en columnas influye significativamente en la ductilidad de estructuras aporricadas de concreto armado.

Tabla 41: Comparación de resultados para la variación de refuerzo longitudinal en columnas

Estructura	Modelo estructural	$R_{\mu}$	$R_{\Omega}$	$\mu$	Ductilidad local en vigas		Ductilidad local en columna central	Comentarios
1 nivel	ER1-A2	1.97	4.06	6.55	4.60		2.06	La variación se da en la viga 1-VY2 y columnas
	ER1-B2	2.64	3.04	9.14	5.00		2.06	
	ER1-C2	1.97	4.06	6.72	4.83		2.06	
3 niveles	ER3-A2	5.17	1.68	8.05	4.49	2.56	1.36	La variación se da en las vigas 1-VX2 y 2-VX1 y columnas
	ER3-B2	5.01	1.73	7.90	4.49	2.55	1.36	
	ER3-C2	5.01	1.73	7.73	4.41	2.53	1.36	

Tabla 42: Variación porcentual en resultados para la variación de refuerzo longitudinal en columnas

Estructura	Modelo estructural	$R_{\mu}$	$R_{\Omega}$	$\mu$	Ductilidad local en columna central
1 nivel	ER1-A2	0.00	33.76	0.00	3.88
	ER1-B2	33.76	0.00	39.45	3.88
	ER1-C2	0.00	33.75	2.48	3.88
3 niveles	ER3-A2	3.02	0.00	4.20	0.00
	ER3-B2	0.00	1.67	2.26	0.00
	ER3-C2	0.00	1.67	0.00	0.00

4. Se puede concluir en general, que si se toma en consideración solo la demanda de ductilidad ( $\mu$ ), la cual es la proporción entre el desplazamiento último y el desplazamiento cedente, se puede precisar que la variación del detallado del refuerzo influye significativamente en las estructuras aporricadas de concreto armado. Además, esta variación se da en mayor valor en la estructura de 1 nivel.

## **VI. Recomendaciones**

1. Se recomienda evaluar distintos modelos estructurales con más niveles de tal forma de obtener una muestra más significativa y contrastar los resultados con mayores variaciones en las cantidades de acero colocadas. La investigación pudo haber sido complementada analizando estructuras de hasta 5 u 8 niveles, teniendo en cuenta que el análisis pushover se haría más complicada para estructuras más altas.
2. La investigación pudo haber sido complementada también considerando un solo tipo de estructura con cierta cantidad de ejes y secciones de vigas y columnas. Esto con la finalidad de controlar de mejor manera las variaciones entre un modelo y otro. Las variaciones en altura de estas estructuras solo harían variar el periodo de la estructura y así establecer una relación entre el periodo y el factor R.
3. Se recomienda investigar si la reducción de las ductilidades locales en elementos en pisos superiores no afecta significativamente en la ductilidad global. Esto debido a que la cortante basal afecta mucho más a los elementos en los primeros niveles, por lo que los elementos estructurales como columnas o vigas en los pisos superiores se podrían diseñar con menores exigencias. Se podría evaluar un distinto refuerzo transversal en estos elementos en pisos superiores.
4. Se recomienda evaluar los modelos estructurales en diferentes tipos de suelo con el fin de considerar una distinta demanda sísmica y por lo tanto una variación en el cortante de diseño y el factor de reducción fuerzas sísmicas R, tal como menciona Aguiar (2008):
  - a. El factor R es dependiente del periodo de vibración de la estructura.
  - b. El tipo de suelo incide también en la variación del factor R.
5. Se recomienda investigar también la variación del factor R con una interacción suelo estructura ya que las deformaciones aumentarían debido a rotaciones en la cimentación. Además, las fuerzas laterales disminuyen debido a una menor demanda sísmica por un aumento en los periodos de la estructura.

## **Referencias**

AGUIAR, R. Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte.. Barcelona: Monografías de Ingeniería sísmica, 2007, 126 pp.

ISSN: 11343249

AGUIAR, R. Analisis sísmico por desempeño. Ecuador: Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, 2003, 393 pp. Disponible en: <https://es.scribd.com/document/341667179/Analisis-Sismico-Por-Desempeno-Roberto-Aguiar-Falconi>

ALARCÓN, Cristóbal. Influence of axial load in the seismic behavior of reinforced concrete walls with nonseismic detailing. Tesis (Maestría en ingeniería civil). Chile: Pontificia Universidad Católica de Chile, 2013. 108 pp.

Applied Technology Council. Structural response modification factors, ATC-19. California: ATC, 1995, 69 pp.

ALEGRE, Gianfranco. Estudio de la influencia en la resistencia y ductilidad de las fibras de carbono utilizadas como reforzamiento de vigas de concreto armado. Tesis (Título profesional en ingeniería civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2017. 77 pp.

ASCE/SEI 41-13. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers, 2014, 555 pp.

ISBN: 978078447795

ASCE/SEI 7-16, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”, Estados Unidos: American Society of Civil Engineers, 2017, 889 pp.

ISBN: 9780784479964

AOUDE, Hassan, HOSINIEH, Milad, COOK, William y MITCHELL, Denis. Effect of transverse reinforcement detailing on the axial load response of UHPC columns. Proceedings of the First International Interactive Symposium on UHPC [en línea].

Disponible en

[https://www.extension.iastate.edu/registration/events/UHPCPapers/UHPC\\_ID42.pdf](https://www.extension.iastate.edu/registration/events/UHPCPapers/UHPC_ID42.pdf)

DOI:10.21838/uhpc.2016.42

ARIAS, Fidas. El proyecto de investigación. Introducción a la metodología científica. 6ª ed. Caracas: Editorial Episteme, 2012, 143 pp.

ISBN: 9800785299

BARBAT, Alex, OLLER, Sergio y VIELMA, Juan. Monografía ARCER n° 5: Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado. Madrid: Instituto para la Promoción de Armaduras Certificadas (IPAC), 2007, 112 pp.

ISSN: 15762734

BAZÁN, Enrique y MELI, Roberto. Diseño sísmico de edificios. México D.F.: Limusa, 2002, 317 pp.

ISBN: 9789681853495

BONETT, Ricardo. Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios: Aplicación a entornos urbanos en zona de amenaza alta y moderada. Tesis (Doctor en ingeniería civil). Barcelona: Universidad politécnica de Cataluña, 2003. 450 pp.

ISBN: 9788468850863

BOZZO, Luis y BARBAT, Alex. Diseño sismorresistente de edificios. Barcelona: Editorial Reverté, 2004, 400 pp.

ISBN: 9788429120110

CHANG, Daniel. Estudio de relaciones momento-curvatura en secciones de concreto armado y concreto preesforzado sometidas a flexión. Tesis (Maestría en ingeniería civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2015. 74 pp.

Comité ACI 318. Requisitos de Reglamento para concreto estructural (ACI 318S-14) y comentario (ACI 318SR-14): (versión en español y en sistema métrico SI). Farmington Hills: American Concrete Institute, 2014, 587 pp.

ISBN: 9780958764933

Computers and Structures, Inc. Technical Note: Material Stress-Strain Curves. June 2008, 18 pp. Recuperado de: <http://docs.csiamerica.com/manuals/sap2000/Technical%20Notes/S-TN-MAT-001.pdf>

CORTÉS, Manuel e IGLESIAS, Miriam. Generalidades sobre metodología de la investigación. México: Universidad Autónoma del Carmen, 2004, 105 pp.

ISBN: 9789686624878

DEVI, Kanchana, SASMAL, Saptarshi y RAMANJANEYULU. Seismic performance of ductile and non-ductile detailed beam-column sub-assemblages. International Journal of Research in Engineering and Technology [en línea]. Diciembre 2015. Volumen: 04, n.º 13.

Disponible en <https://ijret.org/volumes/2015v04/i25/IJRET20150425030.pdf>

ISSN: 2319-1163

Eurocode 8, EN 1998-1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings, CEN, Brussels, Belgium, 2003, 229 pp.

FANELLA, David. Seismic detailing of concrete buildings. 3.<sup>a</sup> ed. EE.UU.: Portland Cement Association (PCA), 2007, 69 pp. Disponible en:

<https://es.scribd.com/doc/217654802/Seismic-Detailing-of-Concrete-Buildings>

FARGIER, Luis B. y FARGIER, Luis, E. Concreto armado, comportamiento y diseño. Venezuela: Luis B. Fargier Gabaldon, 2010, 414 pp.

ISBN: 9789801241584

FEMA (Federal Emergency Management Agency). FEMA 440: Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Washington D.C.: Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2005, 392 pp.

FERNÁNDEZ, María. Influencia del comportamiento por ductilidad en el coste estructural de edificios sometidos a la acción sísmica. Tesis (Máster universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos). España: Universidad Politécnica de Cartagena, Escuela Técnica superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas, 2017. 163 pp.

HERNÁNDEZ, Roberto, FERNÁNDEZ, Carlos y BAPTISTA, María del Pilar. Metodología de la investigación. 6.<sup>a</sup> ed. México D.F.: Mc Graw Hill, 2010, 613 pp.

ISBN: 9786071502919

HOGNESTAD, E. A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members. University of Illinois, Engineering Experiment Station, Urbana-Champaign Bulletin Series N° 399, 1951.

HOLZER et al. SINDER. A Computer Code for General Analysis of Two-Dimensional Reinforced Concrete Structures. Report. AFWL-TR74-228 Vol. 1. Air Force Weapons Laboratory, Kirtland, AFB, New Mexico, 1975.

HUAPAYA, Raúl. Evaluación de los indicadores de comportamiento sísmico de edificios con sistema aporticado a través del método estático no lineal. Tesis (Título profesional en ingeniería civil). Lima: Universidad Ricardo Palma, 2017. 151 pp.

MANDER, J.B., M.J.N. Priestley, y R. Park. Theoretical Stress- Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering. ASCE. 114(3), 1804-1826, 1984

MANOHAR, Sharad y MADHEKAR, Suhasini. Seismic design of RC buildings. India: Springer, 2015, 450 pp.

ISBN: 9788132223184

MAZZOLANI, Federico y PILUSO Vincenzo. Theory and design of seismic resistant steel frames. Londres: CRC Press, 2014, 516 pp.

ISBN: 9781482271348

MUNTER, Scott. Guide to seismic design and detailing of reinforced concrete buildings in Australia. Pymble: Steel Reinforcement Institute of Australia, 2015, 74 pp.

ISBN: 9780958764933

NAEIM, Farzad. The seismic design handbook. 2.ª ed. New York: Springer, 2001, 830 pp.

ISBN: 9780792373018

ORLANDONI, G. Escalas de medición en estadística. TELOS, Revista de Estudios Interdisciplinarios en Ciencias Sociales [en línea]. Mayo-agosto 2010. Volumen: 12, n.º 02. Disponible en <http://www.redalyc.org/pdf/993/99315569009.pdf>

ISSN: 1317-0570

OTTAZZI, Gianfranco. Apuntes del Curso Concreto Armado 1. Lima: Fondo Editorial PUCP, 2015, 429 pp.

PALACIOS, Patricio. Análisis de la variación de ductilidad en columnas cuadrangulares de hormigón armado debido a su comportamiento biaxial usando el diagrama momento-curvatura. Tesis (Título profesional en ingeniería civil). Quito: Escuela Politécnica Nacional, 2017. 351 pp.

PARK, R. y PAULAY, T. Estructuras de concreto reforzado. México D.F.: Limusa, 1978, 812 pp.

ISBN: 9789681801007

PAULAY, Thomas, PRIESTLEY, M. J. N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. EE.UU.: Wiley Interscience, 1992, 765 pp.

ISBN: 9780471549154

PENELIS, George y PENELIS, Gregory. Concrete buildings in seismic regions. Boca Ratón: CRC Press, 2014, 876 pp.

ISBN: 978148224696

PILLAI, Unnikrishna y MENON, Devdas. Reinforced concrete design 3.<sup>a</sup> ed. New Delhi: Tata McGraw Hill, 2009, 962 pp.

ISBN: 978007141100

QUISPE, Efrain. Determinación de la ductilidad y resistencia para muros de corte de concreto armado cuyas secciones transversales tienen formas L, I, T y C. Tesis (Título profesional en ingeniería civil). Arequipa: Universidad Nacional de San Agustín, 2018. 179 pp.

ROCHEL, Roberto. Análisis y diseño sísmico de edificios. 2.<sup>a</sup> ed. Medellín: Fondo Editorial Universidad EAFIT, 2012, 388 pp.

ISBN: 9789587201178

SENCICO. Norma Técnica de Edificación E.030, Diseño Sismorresistente. Reglamento Nacional de Construcciones, 2018.

SENCICO. Norma Técnica de Edificación E.060, Concreto Armado. Reglamento Nacional de Construcciones, 2009.

SENCICO. Norma Técnica de Edificación E.020, Cargas. Reglamento Nacional de Construcciones, 2004.

URBÁN, Pascual. Construcción de estructuras de hormigón armado. Adaptado a las instrucciones EHE, EFHE, NCSE-02 y CTE. 4.<sup>a</sup> ed. España: Editorial Club Universitario, 2007, 526 pp.

ISBN: 9788484546610

VÍLCHEZ, Frank. Influencia de la adición de las fibras de acero en la ductilidad de columnas de concreto reforzado. Tesis (Título profesional en ingeniería civil). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, 2017. 98 pp.

VALDERRAMA, Santiago. Pasos para elaborar proyectos de investigación científica: cuantitativa, cualitativa y mixta. 2.<sup>a</sup> ed. Lima: Editorial San Marcos, 2013, 495 pp.

ISBN: 9786123028787

## **Anexos**

# Anexo I. Instrumento: Ficha de recopilación de datos

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporricadas de concreto armado en Lima, 2018"

### I. Datos de la muestra

Código : Sistema estructural :  
 f'c(kg/cm2) = Numero de pisos :  
 Fy (kg/cm2) = Descripción:

### II. Elementos estructurales

Viga: V1  
 Eje:

GEOMETRIA	ACERO COLOCADO		
	Progresiva	O	L
b(cm) =	As (cm2)	Superior(-)	
h(cm) =		Inferior(+)	

Viga: V2  
 Eje:

GEOMETRIA	ACERO COLOCADO		
	Progresiva	O	L
b(cm) =	As (cm2)	Superior(-)	
h(cm) =		Inferior(+)	

Columna: C1  
 Eje:

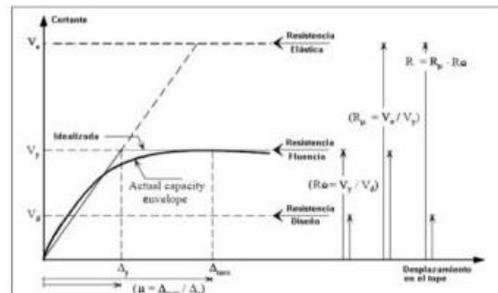
GEOMETRIA	DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO		
	N° de Barras	Diámetro	As fila (cm2)
b(cm) =	Fila 1		
h(cm) =	Fila 2...n-1		
	Fila n		

### III. Ductilidad local

Viga: V1	<p><b>DUCTILIDAD</b></p> $\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Punto</th> <th><math>\phi</math> (1/cm)</th> <th>M (kgf.m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Inicio</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Cedencia</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Momento último</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)	Inicio			Cedencia			Momento último		
Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)												
Inicio														
Cedencia														
Momento último														
Viga: V2	<p><b>DUCTILIDAD</b></p> $\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Punto</th> <th><math>\phi</math> (1/cm)</th> <th>M (kgf.m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Inicio</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Cedencia</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Momento último</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)	Inicio			Cedencia			Momento último		
Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)												
Inicio														
Cedencia														
Momento último														
Columna: C1	<p><b>DUCTILIDAD</b></p> $\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Punto</th> <th><math>\phi</math> (1/cm)</th> <th>M (kgf.m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Inicio</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Cedencia</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Momento último</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)	Inicio			Cedencia			Momento último		
Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)												
Inicio														
Cedencia														
Momento último														

### IV. Análisis estático no lineal

**Ve (ton) =** Cortante basal elástico  
**Vy (ton) =** Cortante de fluencia  
**Vd (ton) =** Cortante de diseño  
 **$\Delta_{m\acute{a}x}$  (cm) =** Desplazamiento lateral máximo  
 **$\Delta_y$  (cm) =** Desplazamiento de fluencia  
 **$\mu =$**  Demanda de ductilidad



Curva de Capacidad sísmica y factores. Fuente: Aguiar, R. (2007)

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporricadas de concreto armado en Lima, 2018"

CURVA DE CAPACIDAD

### V. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = \quad \quad \quad R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} =$$

Factor de reducción de resistencia por ductilidad
Factor de sobre resistencia

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_R$$

$$R =$$

Nota: El factor de redundancia  $R_R$  no se considera variable debido a tratarse de una sola estructura con una cantidad determinada y fija de elementos estructurales

### V. Comparación con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente

R =	8	Coeficiente considerado para porticos de concreto armado
$R_{AENL}$ =		Coeficiente resultado del análisis estatico no lineal
$ER_a$ =		Error absoluto
ER =		Error relativo
ER% =		Error relativo porcentual

FECHA DE REPORTE:

RAÚL ANTONIO PINTO BARRANTES  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 11304  
Sello y Firma

JOSE LUIS BENITES ZUÑIGA  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 1128789

EDILSON ALBERTO  
MOSCOSO ALCANTARA  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 1131884  
Sello y Firma

## Anexo II. Matriz de consistencia

Matriz de consistencia					
Efecto de la variación del detallado de refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018.					
Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables e indicadores		Metodología
Problema general	Objetivo general	Hipótesis general	Variable 1: Detallado del refuerzo		<b>Método de investigación</b> Experimental <b>Tipo de investigación</b> Tipo Aplicada <b>Nivel de investigación</b> Nivel Explicativo <b>Diseño de investigación</b> Diseño cuasiexperimental <b>Población</b> Edificaciones aporticadas de concreto armado ubicadas en Lima, las cuales tienen un uso común de viviendas, oficinas, restaurantes, hoteles, etc. <b>Muestra</b> 18 modelos estructurales ideales regulares de 1 y 3 niveles. <b>Muestreo</b> No probabilístico intencional <b>Técnica</b> Observación directa <b>Instrumento</b> Ficha de recopilación
¿Cuál es el efecto de la variación del detallado de refuerzo en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018?	Contrastar el efecto de la variación del detallado de refuerzo en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018	La variación del detallado de refuerzo influye significativamente en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018.	<b>Dimensiones</b>	<b>Indicadores</b>	
			Refuerzo longitudinal en Vigas	Diámetro del refuerzo Anclaje del refuerzo Longitud de desarrollo	
			Refuerzo longitudinal en Columnas	Diámetro del refuerzo Anclaje del refuerzo Longitud de desarrollo	
<b>Problemas específicos</b> ¿Cómo afecta la variación del refuerzo longitudinal en vigas en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018?  ¿Cómo afecta la variación del refuerzo longitudinal en columnas en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018?  ¿Cómo afecta la variación del refuerzo transversal en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018?	<b>Objetivos específicos</b> Interpretar el efecto de la variación del detallado de refuerzo longitudinal en vigas en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018  Interpretar el efecto de la variación del detallado de refuerzo longitudinal en columnas en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018  Interpretar el efecto de la variación del detallado de refuerzo transversal en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018	<b>Hipótesis específicas</b> La variación del detallado de refuerzo longitudinal en vigas influye significativamente en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018.  La variación del detallado de refuerzo longitudinal en columnas no influye significativamente en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018.  La variación del detallado de refuerzo transversal influye significativamente en la ductilidad de las estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018.	Refuerzo transversal	Diámetro del refuerzo Ganchos o doblez espaciamiento del refuerzo	
			<b>Variable 2: Ductilidad</b>		
			<b>Dimensiones</b>	<b>Indicadores</b>	
Ductilidad local en Vigas	Curvatura última Curvatura de fluencia Diagrama momento curvatura				
Ductilidad local en Columnas	Curvatura última Curvatura de fluencia Diagrama momento curvatura				
Ductilidad global	Desplazamiento ultimo Desplazamiento de fluencia Factor de reducción de fuerza sísmica "R"				

Anexo III. Certificación ISO 9001 de CSI

DNV·GL

# MANAGEMENT SYSTEM CERTIFICATE

Certificate No:  
29928-2008-AQ-USA-ANAB

Initial certification date:  
26 June 2008

Valid:  
04 April 2018 - 04 August 2020

This is to certify that the management system of

## **CSI-Computers and Structures, Inc.**

1646 North California Boulevard, Suite 600, Walnut Creek, CA, 94596, USA

has been found to conform to the Quality Management System standard:  
**ISO 9001:2015**

This certificate is valid for the following scope:  
**The Development, Support and Licensing of Software Tools for Structural and Earthquake Engineering.**

Place and date:  
Katy, TX, 04 April 2018



For the issuing office:  
DNV GL – Business Assurance  
1400 Ravello Drive, Katy, TX, 77449-5164,  
USA

John Stefan  
Management Representative

Lack of fulfillment of conditions as set out in the Certification Agreement may render this Certificate invalid.  
ACCREDITED UNIT: DNV GL Business Assurance USA, Inc., 1400 Ravello Drive, Katy, TX 77449 USA. TEL: 281-398-1000; [dnvglcert.com](http://dnvglcert.com)

Activar Windows  
Ve a Configuración para i

## Anexo IV. Validez de software por especialista



### INFORMACIÓN CON FINES ACADÉMICOS

Lima, 01 de diciembre del 2018

PARA: A quien corresponda

ATENCIÓN: Mg. Ing. Raúl Pinto Barrantes (Especialista y Asesor en Software de CSI CARIBE – ETABS, SAP 2000, SAFE, PERFORM 3D, CSI BRIDGE y CSI COL).

Por medio de la presente, se hace constar que el tesista: **JUAN GABRIEL ROJAS VILLACAMPA**, identificado con DNI: **48443199** con título de tesis: ***Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporricadas de concreto armado en Lima, 2018***; aplicó correctamente el uso del software ETABS, verificando los análisis y diseño de acuerdo al RNE (E-020, E-030, E-60) y la norma norteamericana (ACI 318-14).

  
RAÚL ANTONIO PINTO BARRANTES  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 51304

---

**Especialista en Estructuras**  
**Celular: 995143312**  
**Correo: [raulpinto@cip.org.pe](mailto:raulpinto@cip.org.pe)**

## Anexo V. Resultados de modelos estructurales de estructura regular de 3 niveles

### FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporricadas de concreto armado en Lima, 2018"

#### I. Datos de la muestra

Código : ER3-A Sistema estructural : Porticos de concreto armado  
 Fc(kg/cm<sup>2</sup>) : 210 Numero de pisos : 1  
 Fy (kg/cm<sup>2</sup>) : 4200 Descripción: Estructura de 3 niveles con columnas de sección cuadrada de 50cm de lado, vigas de 25cmx50cm y losas bidireccionales de 20 cm de altura.

#### II. Elementos estructurales

Viga: 1-VX2A

GEOMETRIA		ACERO COLOCADO		
		Progresiva	0	L
b(cm) =	25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	11.65
h(cm) =	50		Inferior(+)	5.97

Viga: 2-VX2A

GEOMETRIA		ACERO COLOCADO		
		Progresiva	0	L
b(cm) =	25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	7.67
h(cm) =	50		Inferior(+)	3.98

Columna: C1

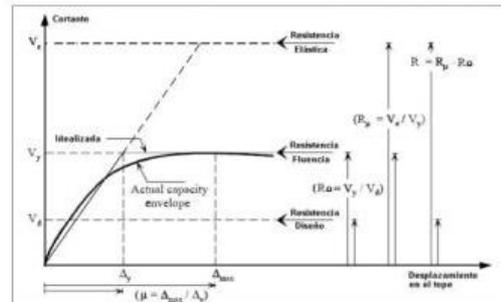
GEOMETRIA		DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO		
		N° de Barras	Diámetro	As fila (cm <sup>2</sup> )
b(cm) =	50	Fila 1	5	Ø 5/8"
h(cm) =	50	Fila 2...n-1	2	Ø 5/8"
		Fila n	5	Ø 5/8"

#### III. Ductilidad local

Viga:	1-VX2A	DUCTILIDAD	Punto	φ (1/cm)	M (kgf.m)
		$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 2.56$	Inicio	0	0
			Cedencia	1.92E-04	4123.91
			Momento último	4.91E-04	4974.07
Viga:	2-VX2A	DUCTILIDAD	Punto	φ (1/cm)	M (kgf.m)
		$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 4.49$	Inicio	0	0
			Cedencia	1.48E-04	2930.89
			Momento último	6.66E-04	3847.57
Columna:	C50x50	DUCTILIDAD	Punto	φ (1/cm)	M (kgf.m)
		$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 1.36$	Inicio	0	0
			Cedencia	9.84E-05	40769.59
			Momento último	1.34E-04	42568.50

#### IV. Análisis estático no lineal

<b>Ve (ton) = 341.96</b>	Cortante basal elástico
<b>Vy (ton) = 68.2</b>	Cortante de fluencia
<b>Vd (ton) = 39.44</b>	Cortante de diseño
<b>Δmáx (cm) = 12.737</b>	Desplazamiento lateral máx.
<b>Δy (cm) = 1.433</b>	Desplazamiento de fluencia
<b>μ = 8.89</b>	Demanda de ductilidad



Curva de Capacidad sísmica y factores. Fuente: Aguiar, R. (2007)

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"



### V. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = 5.01 \quad \text{Factor de reducción de resistencia por ductilidad}$$

$$R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} = 1.73 \quad \text{Factor de sobre resistencia}$$

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_R$$

$$R = 8.67$$

Nota: El factor de redundancia  $R_R$  no se considera variable debido a tratarse de una sola estructura con una cantidad determinada y fija de elementos estructurales

### V. Comparación con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente

R =	8	Coficiente considerado para porticos de concreto armado
$R_{AENL}$ =	8.67	Coficiente resultado del análisis estatico no lineal
$ER_a$ =	0.67	Error absoluto
ER =	0.084	Error relativo
ER% =	8.4%	Error relativo porcentual

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"

### I. Datos de la muestra

Código : ER3-B	Sistema estructural : Porticos de concreto armado
f'c(kg/cm <sup>2</sup> ) : 210	Numero de pisos : 1
Fy (kg/cm <sup>2</sup> ) : 4200	Descripción: Estructura de 3 niveles con columnas de sección cuadrada de 50cm de lado, vigas de 25cmx50cm y losas bidireccionales de 20 cm de altura.

### II. Elementos estructurales

Viga: 1-VX2B

GEOMETRIA		ACERO COLOCADO			
		Progresiva		0	L
b(cm) =	25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	11.94	11.94
h(cm) =	50		Inferior(+)	5.97	5.97

Viga: 2-VX2B

GEOMETRIA		ACERO COLOCADO			
		Progresiva		0	L
b(cm) =	25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	7.96	7.96
h(cm) =	50		Inferior(+)	3.98	3.98

Columna: C50x50

GEOMETRIA		DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO			
		N° de Barras	Diámetro	As fila (cm <sup>2</sup> )	
b(cm) =	50	Fila 1	5	Ø 5/8"	9.95
h(cm) =	50	Fila 2...n-1	2	Ø 5/8"	3.98
		Fila n	5	Ø 5/8"	9.95

### III. Ductilidad local

Viga: 1-VX2B	<b>DUCTILIDAD</b>				
	$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	2.55	Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
			Inicio	0	0
			Cedencia	1.92E-04	4130.76
			Momento último	4.89E-04	4980.35

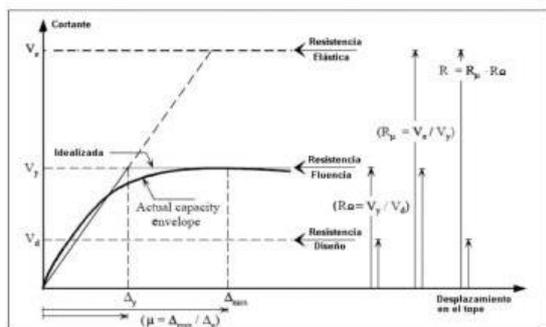
Viga: 2-VX2B	<b>DUCTILIDAD</b>				
	$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	4.49	Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
			Inicio	0	0
			Cedencia	1.48E-04	2920.34
			Momento último	6.66E-04	3760.02

Columna: C50x50 Carga axial: 145.13 (ton)	<b>DUCTILIDAD</b>				
	$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	1.36	Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
			Inicio	0	0
			Cedencia	9.84E-05	40769.59
			Momento último	1.34E-04	42568.50

### IV. Análisis estático no lineal

Ve (ton) = 341.96	Cortante basal elástico
Vy (ton) = 68.2	Cortante de fluencia
Vd (ton) = 39.44	Cortante de diseño
$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm) = 12.65	Desplazamiento lateral máx.
$\Delta_y$ (cm) = 1.433	Desplazamiento de fluencia
$\mu = 8.83$	Demanda de ductilidad



Curva de Capacidad sísmica y factores. Fuente: Aguiar, R. (2007)

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"



### V. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = 5.01 \quad R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} = 1.73$$

Factor de reducción de resistencia por ductilidad      Factor de sobre resistencia

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_R$$

$$R = 8.67$$

Nota: El factor de redundancia  $R_R$  no se considera variable debido a tratarse de una sola estructura con una cantidad determinada y fija de elementos estructurales

### V. Comparación con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente

$R =$	8	Coefficiente considerado para porticos de concreto armado
$R_{AENL} =$	8.67	Coefficiente resultado del análisis estatico no lineal
$ER_a =$	0.67	Error absoluto
$ER =$	0.084	Error relativo
$ER\% =$	8.4%	Error relativo porcentual

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"

### I. Datos de la muestra

Código : ER3-C	Sistema estructural : Porticos de concreto armado
f'c(kg/cm <sup>2</sup> ) : 210	Numero de pisos : 1
Fy (kg/cm <sup>2</sup> ) : 4200	Descripción: Estructura de 3 niveles con columnas de sección cuadrada de 50cm de lado, vigas de 25cmx50cm y losas bidireccionales de 20 cm de altura.

### II. Elementos estructurales

Viga: 1-VX2C

GEOMETRIA		ACERO COLOCADO			
		Progresiva	0	L	
b(cm) =	25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	12.50	12.50
h(cm) =	50		Inferior(+)	5.97	5.97

Viga: 2-VX2C

GEOMETRIA		ACERO COLOCADO			
		Progresiva	0	L	
b(cm) =	25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	8.52	8.52
h(cm) =	50		Inferior(+)	3.98	3.98

Columna: C50x50

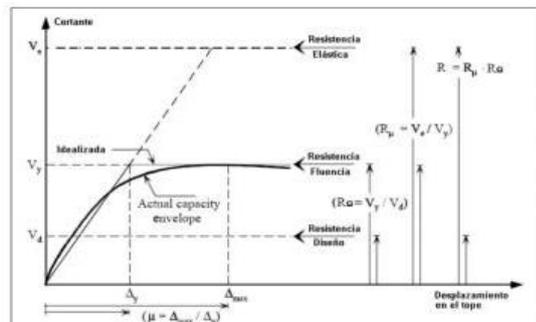
GEOMETRIA		DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO			
		N° de Barras	Diámetro	As fila (cm <sup>2</sup> )	
b(cm) =	50	Fila 1	5	Ø 5/8"	9.95
h(cm) =	50	Fila 2...n-1	2	Ø 5/8"	3.98
		Fila n	5	Ø 5/8"	9.95

### III. Ductilidad local

Viga: 1-VX2C	<b>DUCTILIDAD</b> $\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 2.53$	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Punto</th> <th><math>\phi</math> (1/cm)</th> <th>M (kgf.m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Inicio</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Cedencia</td> <td>1.92E-04</td> <td>4143.69</td> </tr> <tr> <td>Momento último</td> <td>4.85E-04</td> <td>4991.89</td> </tr> </tbody> </table>	Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)	Inicio	0	0	Cedencia	1.92E-04	4143.69	Momento último	4.85E-04	4991.89
Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)												
Inicio	0	0												
Cedencia	1.92E-04	4143.69												
Momento último	4.85E-04	4991.89												
Viga: 2-VX2C	<b>DUCTILIDAD</b> $\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 4.41$	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Punto</th> <th><math>\phi</math> (1/cm)</th> <th>M (kgf.m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Inicio</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Cedencia</td> <td>1.49E-04</td> <td>2937.43</td> </tr> <tr> <td>Momento último</td> <td>6.55E-04</td> <td>3854.62</td> </tr> </tbody> </table>	Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)	Inicio	0	0	Cedencia	1.49E-04	2937.43	Momento último	6.55E-04	3854.62
Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)												
Inicio	0	0												
Cedencia	1.49E-04	2937.43												
Momento último	6.55E-04	3854.62												
Columna: C50x50 Carga axial: 145.13 (ton)	<b>DUCTILIDAD</b> $\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 1.36$	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Punto</th> <th><math>\phi</math> (1/cm)</th> <th>M (kgf.m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Inicio</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Cedencia</td> <td>9.84E-05</td> <td>40769.59</td> </tr> <tr> <td>Momento último</td> <td>1.34E-04</td> <td>42568.50</td> </tr> </tbody> </table>	Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)	Inicio	0	0	Cedencia	9.84E-05	40769.59	Momento último	1.34E-04	42568.50
Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)												
Inicio	0	0												
Cedencia	9.84E-05	40769.59												
Momento último	1.34E-04	42568.50												

### IV. Análisis estático no lineal

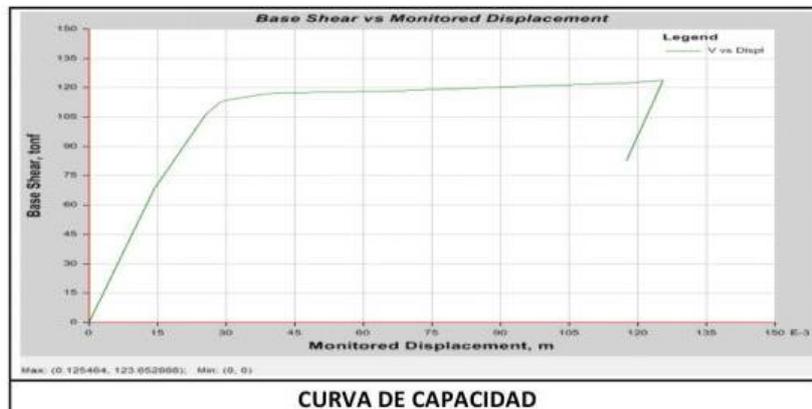
Ve (ton) = 341.96	Cortante basal elástico
Vy (ton) = 68.2	Cortante de fluencia
Vd (ton) = 39.44	Cortante de diseño
<b>Δ<sub>máx</sub> (cm) = 12.54</b>	Desplazamiento lateral máx.
<b>Δ<sub>y</sub> (cm) = 1.433</b>	Desplazamiento de fluencia
<b>μ = 8.75</b>	Demanda de ductilidad



Curva de Capacidad sísmica y factores. Fuente: Aguiar, R. (2007)

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aportadas de concreto armado en Lima, 2018"



### V. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = 5.01$$

Factor de reducción de resistencia por ductilidad

$$R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} = 1.73$$

Factor de sobre resistencia

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_R$$

$$R = 8.67$$

Nota: El factor de redundancia  $R_R$  no se considera variable debido a tratarse de una sola estructura con una cantidad determinada y fija de elementos estructurales

### V. Comparación con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente

$R = 8$  Coeficiente considerado para porticos de concreto armado

$R_{AENL} = 8.67$  Coeficiente resultado del análisis estatico no lineal

$ER_a = 0.67$  Error absoluto

$ER = 0.084$  Error relativo

$ER\% = 8.4\%$  Error relativo porcentual



## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"



### V. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = 6.99 \qquad R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} = 1.24$$

Factor de reducción de resistencia por ductilidad                      Factor de sobre resistencia

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_R$$

$$R = 8.67$$

Nota: El factor de redundancia  $R_R$  no se considera variable debido a tratarse de una sola estructura con una cantidad determinada y fija de elementos estructurales

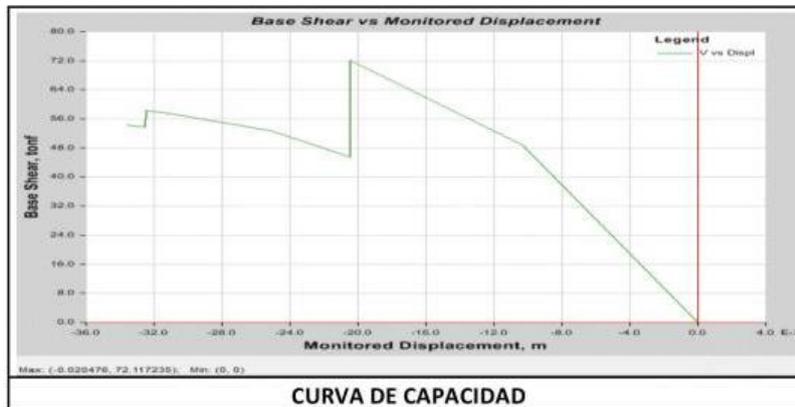
### V. Comparación con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente

R =	8	Coficiente considerado para porticos de concreto armado
$R_{AEENL}$ =	8.67	Coficiente resultado del análisis estatico no lineal
$ER_a$ =	0.67	Error absoluto
ER =	0.084	Error relativo
ER% =	8.4%	Error relativo porcentual



## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"



### V. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = 6.99 \qquad R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} = 1.24$$

Factor de reducción de resistencia por ductilidad                      Factor de sobre resistencia

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_R$$

$$R = 8.67$$

Nota: El factor de redundancia  $R_R$  no se considera variable debido a tratarse de una sola estructura con una cantidad determinada y fija de elementos estructurales

### V. Comparación con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente

R =	8	Coeficiente considerado para porticos de concreto armado
$R_{AENL}$ =	8.67	Coeficiente resultado del análisis estatico no lineal
$ER_a$ =	0.67	Error absoluto
ER =	0.084	Error relativo
ER% =	8.4%	Error relativo porcentual

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"

### I. Datos de la muestra

Código : ER3-C1 Sistema estructural : Porticos de concreto armado  
 f'c(kg/cm<sup>2</sup>) : 210 Numero de pisos : 1  
 Fy (kg/cm<sup>2</sup>) : 4200 Descripción: Estructura de 3 niveles con columnas de sección cuadrada de 50cm de lado, vigas de 25cmx50cm y losas bidireccionales de 20 cm de altura. Vigas y columnas controladas por corte con espaciamiento de estribos en vigas menor a d/2.

### II. Elementos estructurales

Viga: 1-VX2C

GEOMETRIA		ACERO COLOCADO			
		Progresiva	0	L	
b(cm) =	25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	12.50	12.50
h(cm) =	50		Inferior(+)	5.97	5.97

Viga: 2-VX2C

GEOMETRIA		ACERO COLOCADO			
		Progresiva	0	L	
b(cm) =	25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	8.52	8.52
h(cm) =	50		Inferior(+)	3.98	3.98

Columna: C50x50

GEOMETRIA		DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO			
		N° de Barras	Diámetro	As fila (cm <sup>2</sup> )	
b(cm) =	50	Fila 1	5	∅ 5/8"	9.95
h(cm) =	50	Fila 2...n-1	2	∅ 5/8"	3.98
		Fila n	5	∅ 5/8"	9.95

### III. Ductilidad local

Viga: 1-VX2C

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	2.53

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.92E-04	4143.69
Momento último	4.85E-04	4991.89

Viga: 2-VX2C

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	4.41

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.49E-04	2937.43
Momento último	6.55E-04	3854.62

Columna: C50x50

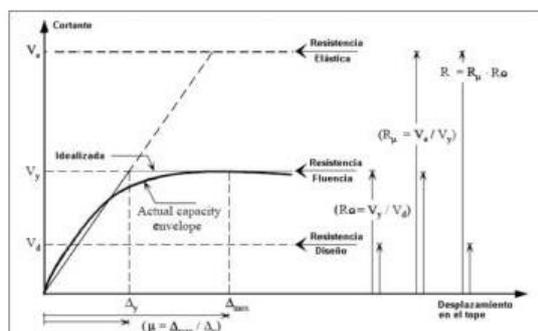
Carga axial: 145.13 (ton)

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	1.36

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	9.84E-05	40769.59
Momento último	1.34E-04	42568.50

### IV. Análisis estático no lineal

Ve (ton) = 341.96 Cortante basal elástico  
 Vy (ton) = 48.89 Cortante de fluencia  
 Vd (ton) = 39.44 Cortante de diseño  
  
 Δmáx (cm) = 3.23 Desplazamiento lateral máx.  
 Δy (cm) = 1.03 Desplazamiento de fluencia  
  
 μ = 3.14 Demanda de ductilidad



Curva de Capacidad sísmica y factores. Fuente: Aguiar, R. (2007)

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"



### V. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = 6.99 \qquad R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} = 1.24$$

Factor de reducción de resistencia por ductilidad                      Factor de sobre resistencia

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_R$$

$$R = 8.67$$

Nota: El factor de redundancia  $R_R$  no se considera variable debido a tratarse de una sola estructura con una cantidad determinada y fija de elementos estructurales

### V. Comparación con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente

R =	8	Coefficiente considerado para porticos de concreto armado
$R_{AENL}$ =	8.67	Coefficiente resultado del análisis estatico no lineal
$ER_a$ =	0.67	Error absoluto
ER =	0.084	Error relativo
ER% =	8.4%	Error relativo porcentual

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"

### I. Datos de la muestra

Código :	ER3-A2	Sistema estructural :	Porticos de concreto armado
f'c(kg/cm <sup>2</sup> ) :	210	Numero de pisos :	1
Fy (kg/cm <sup>2</sup> ) :	4200	Descripción:	Estructura de 3 niveles con columnas de sección cuadrada de 50cm de lado, vigas de 25cmx50cm y losas bidireccionales de 20 cm de altura.

### II. Elementos estructurales

Viga: 1-VX2A

GEOMETRIA	ACERO COLOCADO		
	Progresiva	0	L
b(cm) = 25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	11.65
h(cm) = 50		Inferior(+)	5.97

Viga: 2-VX2A

GEOMETRIA	ACERO COLOCADO		
	Progresiva	0	L
b(cm) = 25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	7.67
h(cm) = 50		Inferior(+)	3.98

Columna: C50x50

GEOMETRIA	DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO		
	N° de Barras	Diámetro	As fila (cm <sup>2</sup> )
b(cm) = 50	Fila 1	2 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"	9.66
h(cm) = 50	Fila 2...4	2 Ø 5/8"	3.98
	Fila 5	2 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"	9.66

### III. Ductilidad local

Viga: 1-VX2A

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	2.56

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.92E-04	4123.91
Momento último	4.91E-04	4974.07

Viga: 2-VX2A

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	4.49

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.48E-04	2930.89
Momento último	6.66E-04	3847.57

Columna: C50x50

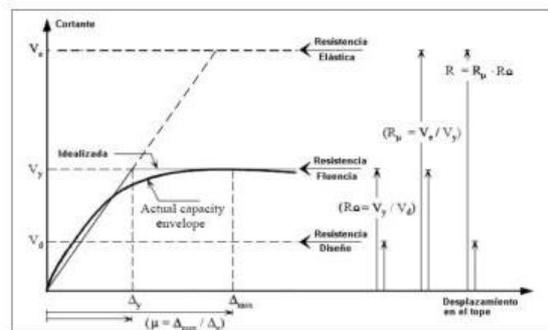
Carga axial: 145.13 (ton)

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	1.36

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	9.84E-05	40769.59
Momento último	1.34E-04	42568.50

### IV. Análisis estático no lineal

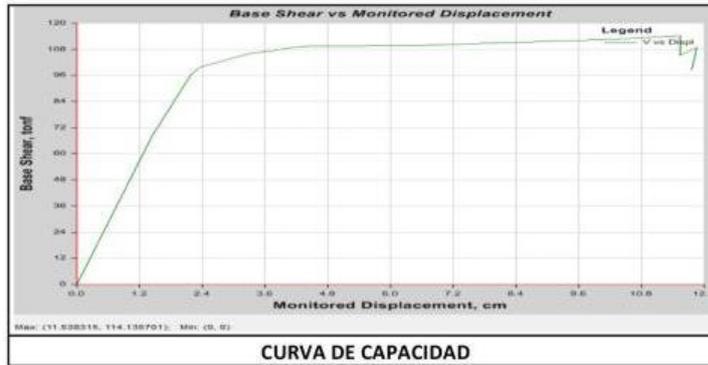
<b>Ve (ton) = 341.96</b>	Cortante basal elástico
<b>Vy (ton) = 66.2</b>	Cortante de fluencia
<b>Vd (ton) = 39.44</b>	Cortante de diseño
<b><math>\Delta_{m\acute{a}x}</math> (cm) = 11.54</b>	Desplazamiento lateral máx.
<b><math>\Delta_y</math> (cm) = 1.4336</b>	Desplazamiento de fluencia
<b><math>\mu = 8.05</math></b>	Demanda de ductilidad



Curva de Capacidad sísmica y factores. Fuente: Aguiar, R. (2007)

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"



### V. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = 5.17 \quad R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} = 1.68$$

Factor de reducción de resistencia por ductilidad                      Factor de sobre resistencia

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_R$$

$$R = 8.67$$

Nota: El factor de redundancia  $R_R$  no se considera variable debido a tratarse de una sola estructura con una cantidad determinada y fija de elementos estructurales

### V. Comparación con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente

R =	8	Coficiente considerado para porticos de concreto armado
$R_{AENL}$ =	8.67	Coficiente resultado del análisis estatico no lineal
$ER_a$ =	0.67	Error absoluto
ER =	0.084	Error relativo
ER% =	8.4%	Error relativo porcentual

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"

### I. Datos de la muestra

Código : ER3-B2	Sistema estructural : Porticos de concreto armado
f'c(kg/cm <sup>2</sup> ) : 210	Numero de pisos : 1
Fy (kg/cm <sup>2</sup> ) : 4200	Descripción: Estructura de 3 niveles con columnas de sección cuadrada de 50cm de lado, vigas de 25cmx50cm y losas bidireccionales de 20 cm de altura.

### II. Elementos estructurales

Viga: 1-VX2B

GEOMETRIA		ACERO COLOCADO			
		Progresiva	O	L	
b(cm) =	25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	11.94	11.94
h(cm) =	50		Inferior(+)	5.97	5.97

Viga: 2-VX2B

GEOMETRIA		ACERO COLOCADO			
		Progresiva	O	L	
b(cm) =	25	As (cm <sup>2</sup> )	Superior(-)	7.96	7.96
h(cm) =	50		Inferior(+)	3.98	3.98

Columna: C50x50

GEOMETRIA		DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO		
		N° de Barras	Diámetro	As fila (cm <sup>2</sup> )
b(cm) =	50	Fila 1	2 Ø 3/4" + 2Ø 5/8"	9.66
h(cm) =	50	Fila 2...4	2 Ø 5/8"	3.98
		Fila 5	2 Ø 3/4" + 2Ø 5/8"	9.66

### III. Ductilidad local

Viga: 1-VX2B

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$	2.55

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.92E-04	4130.76
Momento último	4.89E-04	4980.35

Viga: 2-VX2B

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$	4.49

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.48E-04	2920.34
Momento último	6.66E-04	3760.02

Columna: C50x50

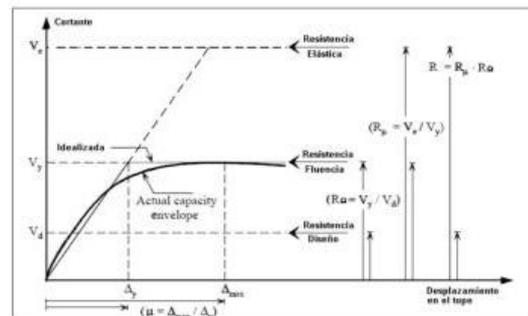
Carga axial: 145.13 (ton)

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$	1.36

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	9.84E-05	40769.59
Momento último	1.34E-04	42568.50

### IV. Análisis estático no lineal

Ve (ton) = 341.96	Cortante basal elástico
Vy (ton) = 68.2	Cortante de fluencia
Vd (ton) = 39.44	Cortante de diseño
$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm) = 11.32	Desplazamiento lateral max.
$\Delta_y$ (cm) = 1.433	Desplazamiento de fluencia
$\mu = 7.90$	Demanda de ductilidad



Curva de Capacidad sísmica y factores. Fuente: Aguiar, R. (2007)

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"



### V. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = 5.01$$

Factor de reducción de resistencia por ductilidad

$$R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} = 1.73$$

Factor de sobre resistencia

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_R$$

$$R = 8.67$$

Nota: El factor de redundancia  $R_R$  no se considera variable debido a tratarse de una sola estructura con una cantidad determinada y fija de elementos estructurales

### V. Comparación con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente

$R =$	8	Coficiente considerado para porticos de concreto armado
$R_{AENL} =$	8.67	Coficiente resultado del análisis estatico no lineal
$ER_a =$	0.67	Error absoluto
$ER =$	0.084	Error relativo
$ER\% =$	8.4%	Error relativo porcentual

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporcadadas de concreto armado en Lima, 2018"

### I. Datos de la muestra

Código : ER3-C2 Sistema estructural : Porticos de concreto armado  
 f'c(kg/cm2) : 210 Numero de pisos : 1  
 Fy (kg/cm2) 4200 Descripción: Estructura de 3 niveles con columnas de sección cuadrada de 50cm de lado, vigas de 25cmx50cm y losas bidireccionales de 20 cm de altura.

### II. Elementos estructurales

Viga: 1-VX2C

GEOMETRIA		ACERO COLOCADO			
		Progresiva	0	L	
b(cm) =	25	As (cm2)	Superior(-)	12.50	12.50
h(cm) =	50		Inferior(+)	5.97	5.97

Viga: 2-VX2C

GEOMETRIA		ACERO COLOCADO			
		Progresiva	0	L	
b(cm) =	25	As (cm2)	Superior(-)	8.52	8.52
h(cm) =	50		Inferior(+)	3.98	3.98

Columna: C50x50

GEOMETRIA		DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO		
		N° de Barras	Diámetro	As fila (cm2)
b(cm) =	50	Fila 1	2 Ø 3/4" + 2Ø 5/8"	9.66
h(cm) =	50	Fila 2...4	2 Ø 5/8"	3.98
		Fila 5	2 Ø 3/4" + 2Ø 5/8"	9.66

### III. Ductilidad local

Viga: 1-VX2C

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	2.53

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.92E-04	4143.69
Momento último	4.85E-04	4991.89

Viga: 2-VX2C

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	4.41

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	1.49E-04	2937.43
Momento último	6.55E-04	3854.62

Columna: C50x50

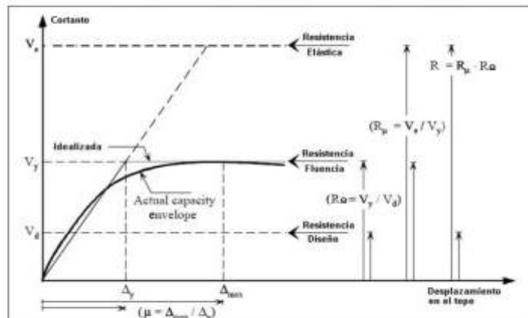
Carga axial: 145.13 (ton)

DUCTILIDAD	
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$	1.36

Punto	$\phi$ (1/cm)	M (kgf.m)
Inicio	0	0
Cedencia	9.84E-05	40769.59
Momento último	1.34E-04	42568.50

### IV. Análisis estático no lineal

**Ve (ton) = 341.96** Cortante basal elástico  
**Vy (ton) = 68.2** Cortante de fluencia  
**Vd (ton) = 39.44** Cortante de diseño  
**Δmáx (cm) = 11.07** Desplazamiento lateral máx.  
**Δy (cm) = 1.433** Desplazamiento de fluencia  
**μ = 7.73** Demanda de ductilidad



Curva de Capacidad sísmica y factores. Fuente: Aguiar, R. (2007)

## FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

"Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018"



### V. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = 5.01 \quad \text{Factor de reducción de resistencia por ductilidad}$$

$$R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} = 1.73 \quad \text{Factor de sobre resistencia}$$

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_R$$

$$R = 8.67$$

Nota: El factor de redundancia  $R_R$  no se considera variable debido a tratarse de una sola estructura con una cantidad determinada y fija de elementos estructurales

### V. Comparación con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente

R =	8	Coficiente considerado para porticos de concreto armado
$R_{AEENL}$ =	8.67	Coficiente resultado del análisis estatico no lineal
$ER_a$ =	0.67	Error absoluto
ER =	0.084	Error relativo
ER% =	8.4%	Error relativo porcentual