UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

**INFLUENCIA DEL CONCRETO LIVIANO EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO DE
UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 10 PISOS UBICADA EN LIMA**

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR(ES)

Oliveros Andrade, Edgard Andrés (0000-0002-3700-1950)

Tapahuasco Guillén, Dayan (0000-0002-5505-6365)

ASESOR

Moreno Sánchez, Javier Daniel (0000-0003-2132-8171)

Lima, 19 de noviembre del 2019

DEDICATORIA

Edgard:

A mis padres Marino y Catalina, a quien les agradezco infinitamente el gran apoyo y cariño incondicional que durante todos estos años de formación profesional y personal siempre me han dado. Además de darles profundamente las gracias por los valores y principios que me han inculcado durante toda mi vida.

A mi hermana Katherine, por todo el apoyo moral que me ha brindado durante mi carrera, además de su confianza y estar siempre presente.

Dayan:

A mis abuelos, Emilio y Angélica, a quienes admiro mucho por todos los esfuerzos que han realizado en su vida, por lo que siempre generaron una gran motivación hacia mi.

A mis padres, Hugo y Norma, por brindarme su apoyo incondicional durante esta etapa de mi vida, aconsejándome constantemente para tomar las mejores decisiones.

AGRADECIMIENTOS

Durante el transcurso de mi estadía en la universidad tuve la suerte de encontrar muchas personas valiosas que han sido parte importante para mí en esta etapa tan memorable para mi desarrollo profesional, les agradezco por ayudarme a crecer y darme la motivación necesaria para lograr culminar mis estudios superiores, gracias a cada uno de ellos.

Agradezco a mi asesor de tesis, Javier Moreno Sánchez, por toda su valiosa ayuda durante el transcurso de todo el trabajo de investigación.

Por último, mis agradecimientos a los profesores que he tenido durante el transcurso de mi carrera los cuales de alguna forma han contribuido a que haya podido lograr una formación académica óptima.

RESUMEN

La presente investigación contempla el diseño de 2 estructuras de 10 pisos, una hecha de concreto convencional y otra de un concreto ligero de arcilla expandida, cabe mencionar que para el diseño y análisis de la estructura de concreto ligero se han considerado criterios del ACI 213R para posteriormente ser verificados con las normativa peruana (norma E030 y E060); sin embargo, analizar una edificación hecha con un material que no ha sido usado con objetivo sismo resistente en nuestra nación, tiene la necesidad de ser evaluado con un método más preciso que el análisis lineal estipulado en nuestra normativa E030. Para este caso, el método de evaluación sísmico está en base al diseño por desempeño que contempla un análisis estático no lineal, el cual permite ver a mejor detalle las diferencias en el comportamiento estructural de ambas edificaciones luego de superar su estado lineal. El objetivo de evaluar ambas estructuras es el de evidenciar la influencia que tiene el uso del concreto ligero en el diseño estructural, comportamiento no lineal, desempeño sísmico y costos en comparación de una estructura de concreto convencional. Tras la evaluación por desempeño sísmico se determinó que, para este caso en específico, las edificaciones convencional y de concreto ligero no cumplen con todos los objetivos de desempeño planteados para una vivienda multifamiliar; sin embargo, la estructura de concreto ligero presenta una mejor respuesta dinámica en comparación de la estructura convencional debido a su principal propiedad, el de presentar un menor peso, que dio como resultados valores de pseudoaceleración mayores al de la estructura de concreto convencional. Finalmente se hace una comparación de costos, donde no se vio mucho ahorro al usar un concreto ligero, pero que este resultado se podría optimizar si se usara el concreto convencional y ligero de forma mixta en una edificación, teniendo en cuenta que el concreto ligero si se puede usar en elementos estructurales que resistan fuerzas sísmicas.

Palabras clave: Concreto Ligero; Análisis no lineal; Desempeño Sísmico; Pseudoaceleración.

Influence of the light concrete in the seismic performance of a multifamily housing of 10 floors located in lima

ABSTRACT

The present investigation contemplates the design of 2 structures of 10 floors, one made of conventional concrete and another of a lightweight concrete of expanded clay, it is worth mentioning that for the design and analysis of the structure of light concrete, criteria of the ACI 213R have been considered for subsequently be verified with Peruvian regulations (E030 and E060); However, to analyze a building made with a material that has not been used with a resistant earthquake objective in our nation, needs to be evaluated with a more precise method than the linear analysis stipulated in our E030 regulations. For this case, the seismic evaluation method is based on the performance design that contemplates a non-linear static analysis, which allows us to see in greater detail the differences in the structural behavior of both buildings after overcoming their linear state. The objective of evaluating both structures is to demonstrate the influence of the use of lightweight concrete in structural design, non-linear behavior, seismic performance and costs in comparison to a conventional concrete structure. After the evaluation for seismic performance, it was determined that, for this specific case, conventional and light concrete buildings do not meet all the performance objectives set for a multi-family home; however, the lightweight concrete structure has a better dynamic response compared to the conventional structure due to its main property, that of presenting a lower weight, which resulted in pseudo-acceleration values greater than that of the conventional concrete structure. Finally, a cost comparison is made, where there was not much savings when using a lightweight concrete, but that this result could be optimized if conventional and lightweight concrete is used mixed in a building, taking into account that the lightweight concrete does It can be used in structural elements that resist seismic forces.

Keywords: Lightweight Concrete; Nonlinear analysis; Seismic performance; Pseudo acceleration.

TABLA DE CONTENIDOS

<i>DEDICATORIA</i>	2
AGRADECIMIENTOS	3
RESUMEN.....	4
Antecedentes	21
Realidad Problemática	23
Formulación del Problema	24
Hipótesis.....	24
Objetivo General	25
Objetivos Específicos.....	25
1. MATERIALES Y MÉTODOS.....	26
1.1. Material.....	26
1.1.1. Población	26
1.1.2. Muestra	27
1.2. Método.....	27
1.2.1. Nivel de Investigación	27
1.2.2. Diseño de Investigación.....	27
1.2.3. Variables de estudio y operacionalización	28
1.2.4. Técnicas e Instrumentos de recolección de datos	28
1.2.5. Técnicas de Procesamiento y Análisis de datos	29
2. MARCO TEÓRICO	30
2.1. Estado del Arte	32
2.2. Concreto Liviano	35
2.2.1. Definición	35
2.2.2. Tipos de Concreto Ligero	35
2.2.3. Agregados Ligeros.....	36
2.2.3.1. Agregados ligeros Artificiales.....	37
2.2.3.2. Agregados ligeros Naturales	38
2.2.4. Propiedades del Concreto Liviano.....	39
2.2.4.1. Resistencia a la compresión	41
2.2.4.2. Densidad.....	41
2.2.4.3. Módulo de Elasticidad.....	42

2.2.4.4.	Coeficiente de Poisson	44
2.2.4.5.	Deformación por fluencia lenta	44
2.2.4.6.	Contracción de secado	45
2.2.4.7.	Resistencia a la tracción	46
2.2.4.8.	Módulo de Ruptura.....	47
2.2.4.9.	Resistencia de adhesión.....	47
2.2.4.10.	Tensión de rotura.....	48
2.2.4.11.	Durabilidad del concreto ligero	49
2.2.4.12.	Fatiga	50
2.2.5.	Arcilla Expandida	53
2.2.5.1.	Proceso de Fabricación.....	53
2.2.5.2.	Aplicación	54
2.2.5.3.	Propiedades	54
2.2.6.	Ventajas y desventajas del Concreto Liviano	56
2.2.7.	Normativa	57
2.2.7.1.	Actualidad	57
2.2.7.2.	Consideraciones para el Diseño estructural con concreto liviano	59
2.2.7.3.	Consideraciones para el Diseño sísmico de las estructuras.....	60
2.3.	Diseño Sísmico por Desempeño	60
2.3.1.	Curva Esfuerzo-Deformación del Material	60
2.3.1.1.	Curva esfuerzo-deformación del concreto ligero con arcilla expandida....	62
2.3.2.	Carga Axial Curvatura ($P-\phi$)	64
2.3.3.	Momento Curvatura ($M-\phi$).....	65
2.3.3.1.	Conversión del diagrama momento-curvatura a un diagrama momento-giro	69
2.3.4.	Análisis Estático no Lineal	70
2.3.4.1.	Objetivo del Análisis Pushover	71
2.3.5.	Niveles de Desempeño	73
2.3.5.1.	Niveles de Desempeño según la propuesta del comité VISION 2000	74
2.3.5.2.	Niveles de Desempeño según la propuesta del ATC-40 y FEMA 356	76
2.3.5.2.1.	Niveles de los elementos estructurales	76
2.3.5.2.2.	Niveles de los elementos no estructurales	77
2.3.5.3.	Objetivos de diseño por desempeño	79

2.3.5.3.1.	Objetivos de diseño por desempeño según el comité VISION 2000	79
2.3.5.3.2.	Objetivos de diseño por desempeño según la propuesta FEMA 356	80
2.3.6.	Espectro de Demanda	81
2.3.6.1.	Movimientos sísmicos de diseño.....	81
2.3.6.1.1.	Movimientos sísmicos según la propuesta del comité VISION 2000.....	82
2.3.6.1.2.	Movimientos sísmicos según la propuesta del ATC-40.....	83
2.3.6.1.3.	Movimientos sísmicos según la propuesta del FEMA 356	84
2.3.6.2.	Espectro Sísmico (NTP-E.030)	85
2.3.6.2.1.	Transformación del Espectro Sísmico a un formato de Espectro de Demanda.....	85
2.3.7.	Curva de Capacidad	86
2.3.7.1.	Generalidades	86
2.3.7.2.	Transformación de la Curva de Capacidad a un Espectro de Capacidad...	87
2.3.7.3.	Representación Bilineal del Espectro de Capacidad	88
2.3.8.	Punto de Desempeño	89
2.3.8.1.	Obtención del punto de desempeño con los espectros de capacidad y demanda.....	90
2.3.8.2.	Obtención del punto de desempeño para el caso de intersección en la zona elástica del espectro de capacidad y no intersección de espectros	91
3.	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	97
3.1.	Descripción del Proyecto	97
3.1.1.	Ubicación	97
3.1.2.	Descripción Arquitectónica del Proyecto	98
3.1.3.	Descripción Estructural del Proyecto	98
3.1.3.1.	Características mecánicas de los materiales	98
3.1.3.2.	Normas y Cargas de Diseño	98
3.1.3.3.	Características del suelo	99
3.2.	Diseño Estructural	99
3.2.1.	Modelo Estructural de la Edificación	100
3.2.1.1.	Pre dimensionamiento	100
3.2.2.	Cargas y Combinaciones de Cargas	102
3.2.2.1.	Cargas Muertas y Vivas	103
3.2.2.2.	Combinación de Cargas.....	103

3.2.2.3.	Análisis Modal Espectral.....	104
3.2.2.3.1.	Espectro de demanda según norma técnica sismorresistente E.030.....	106
3.2.3.	Características dinámicas.....	109
3.2.4.	Desplazamientos y distorsiones.....	111
3.2.5.	Fuerzas internas en losas, vigas, columnas y placas.....	112
3.2.6.	Diseño de los elementos estructurales	116
3.2.6.1.	Diseño de columnas.....	116
3.2.6.2.	Diseño de vigas	125
3.2.6.3.	Diseño de placas.....	135
3.2.6.4.	Diseño de cimentación	148
3.2.6.5.	Diseño de losas.....	156
4.	EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO SÍSMICO	169
4.1.	Espectro de Demanda	169
4.1.1.	Conversión del espectro a formato ADRS.....	169
4.2.	Sismos de diseño según el objetivo del desempeño	170
4.3.	Análisis Estático No Lineal “Pushover”	172
4.3.1.	Obtención de los Diagramas Momento-Curvatura de las columnas, vigas y placas.	172
4.3.1.1.	Diagramas Momento Curvatura y Momento Giro de la Columnas	175
4.3.1.2.	Diagramas Momento Curvatura y Momento Giro de la Vigas	234
4.3.1.3.	Diagramas Momento Curvatura y Momento Giro de la Placas	253
4.3.2.	Asignación de Rótulas Plásticas al modelo	269
4.3.3.	Obtención de Curva de Capacidad	270
4.3.4.	Espectro de Capacidad.....	273
4.3.5.	Reducción del Espectro de Demanda	275
4.3.6.	Intersección de espectros y niveles de desempeño	277
4.4.	Análisis de Uso de Materiales y Costos	282
4.4.1.	Costos	284
5.	CONCLUSIONES.....	287
6.	RECOMENDACIONES.....	291
7.	REFERENCIAS	292

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: <i>Características técnicas de la arcilla expandida</i>	56
Tabla 2: <i>Ventajas y desventajas del concreto liviano</i>	56
Tabla 3: <i>Peraltes o espesores mínimos de vigas no pre esforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones</i>	59
Tabla 4: <i>Módulo de Elasticidad estático y dinámico de los concretos analizados</i>	63
Tabla 5: <i>Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño</i>	75
Tabla 6: <i>Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras</i>	80
Tabla 7: <i>Objetivos de desempeño de la estructura</i>	81
Tabla 8: <i>Movimientos sísmicos de diseño</i>	83
Tabla 9: <i>Espesores de losas según la luz libre</i>	101
Tabla 10: <i>Parámetros para obtener la fuerza basal de las estructuras</i>	105
Tabla 11: <i>Peso de cada piso en las estructuras de NC y LWC</i>	107
Tabla 12: <i>Masa participativa acumulada de la estructura de concreto convencional en las direcciones X e Y</i>	109
Tabla 13: <i>Masa participativa acumulada de la estructura de concreto liviano en las direcciones X e Y</i>	110
Tabla 14: <i>Distorsiones en eje X para estructura de concreto convencional y liviano</i>	111
Tabla 15: <i>Distorsiones en eje Y para estructura de concreto convencional y liviano</i>	112
Tabla 16: <i>Fuerzas axiales y momento flector actuantes en la columna C5 de concreto convencional y liviano</i>	117
Tabla 17: <i>Distribución de acero longitudinal en la columna C5 de concreto convencional y liviano.</i>	118
Tabla 18: <i>Separaciones de estribos en la zona de confinamiento de las columnas</i> ...	122
Tabla 19: <i>Separaciones de estribos en la zona central de las columnas</i>	123
Tabla 20: <i>Longitud de confinamiento en ambas columnas</i>	124
Tabla 21: <i>Acero requerido para las vigas NC ubicadas en el Piso 5, Eje G</i>	127
Tabla 22: <i>Acero requerido para la viga LWC ubicadas en el Piso 5, Eje G</i>	128
Tabla 23: <i>Diámetros y Áreas correspondientes a cada tipo de varilla de acero</i>	128
Tabla 24: <i>Separación de los estribos en la zona de confinamiento de las vigas</i>	133
Tabla 25: <i>Distribuciones de acero longitudinal y transversal para las vigas de concreto convencional en el Eje G</i>	134

Tabla 26: <i>Distribuciones de acero longitudinal y transversal para las vigas de concreto liviano en el Eje G</i>	134
Tabla 27: <i>Fuerzas Cortante, Axial y Momento que interactúan con la Placa P2 de NC en función a las combinaciones de carga máximas</i>	135
Tabla 28: <i>Fuerzas Cortante, Axial y Momento que interactúan con la Placa P2 de LWC en función a las combinaciones de carga máximas</i>	136
Tabla 29: <i>Coeficientes para momentos negativos por carga ultima</i>	161
Tabla 30: <i>Coeficientes para momentos positivos por carga muerta</i>	161
Tabla 31: <i>Coeficientes para momentos positivos por carga viva</i>	162
Tabla 32: <i>Coeficientes para el modelamiento del análisis no lineal de vigas</i>	173
Tabla 33: <i>Coeficientes para el modelamiento del análisis no lineal de columnas</i>	174
Tabla 34: <i>Coeficientes para el modelamiento del análisis no lineal de muros controlados por flexión</i>	174
Tabla 35: <i>Coeficientes para el modelamiento del análisis no lineal de muros controlados por corte</i>	175
Tabla 36: <i>Datos requeridos de la columna de concreto convencional</i>	176
Tabla 37: <i>Datos requeridos de la columna de concreto liviano</i>	176
Tabla 38: <i>Valores requeridos en función de fuerza axial, momento cedente y momento últimos</i>	218
Tabla 39: <i>Valores calculados en función de fuerza axial, momento cedente y momento últimos en la columna de concreto convencional</i>	219
Tabla 40: <i>Valores calculados en función de fuerza axial, momento cedente y momento últimos en la columna de concreto liviano</i>	219
Tabla 41: <i>Valores requeridos en función de fuerza axial, curvatura cedente y curvatura ultima</i>	221
Tabla 42: <i>Valores calculados en función de fuerza axial, curvatura cedente y curvatura ultima en la columna de concreto convencional</i>	221
Tabla 43: <i>Valores calculados en función de fuerza axial, curvatura cedente y curvatura ultima en la columna de concreto liviano</i>	222
Tabla 44: <i>Puntos requeridos de los diagramas momento – curvatura</i>	226
Tabla 45: <i>Puntos calculados de los diagramas momento – curvatura en la columna de NC</i>	227

Tabla 46: <i>Puntos calculados de los diagramas momento – curvatura en la columna de LWC</i>	227
Tabla 47: <i>Puntos requeridos de los diagramas fuerza momento – rotación</i>	232
Tabla 48: <i>Puntos calculados en función de momento flector – rotación para la columna NC</i>	233
Tabla 49: <i>Puntos calculados en función de momento flector – rotación para la columna LWC</i>	233
Tabla 50: <i>Datos requeridos de la viga de concreto convencional</i>	235
Tabla 51: <i>Datos requeridos de la viga de concreto liviano</i>	235
Tabla 52: <i>Puntos requeridos de los diagramas momento – curvatura</i>	245
Tabla 53: <i>Puntos calculados de los diagramas momento – curvatura para la viga de concreto convencional</i>	246
Tabla 54: <i>Puntos calculados de los diagramas momento – curvatura para la viga de concreto liviano</i>	246
Tabla 55: <i>Puntos requeridos de los diagramas fuerza momento – rotación</i>	251
Tabla 56: <i>Puntos calculados de los diagramas momento flector – rotación para la viga de concreto convencional</i>	251
Tabla 57: <i>Puntos calculados de los diagramas momento flector – rotación para la viga de concreto liviano</i>	252
Tabla 58: <i>Datos requeridos de la placa de concreto convencional</i>	254
Tabla 59: <i>Datos requeridos de la placa de concreto liviano</i>	254
Tabla 60: <i>Fuerzas laterales por cada piso en la edificación NC</i>	271
Tabla 61: <i>Fuerzas laterales por cada piso en la edificación LWC</i>	271
Tabla 62: <i>Puntos de fluencia y últimos de la curva de capacidad de LWC y NC</i>	273
Tabla 63: <i>Límites de los niveles de desempeño en función a los desplazamientos según Visión 20009</i>	277
Tabla 64: <i>Desempeño de las estructuras LWC y NC según los objetivos básicos</i>	281
Tabla 65: <i>Comparación de concreto y acero en las columnas de las estructuras</i>	282
Tabla 66: <i>Comparación de concreto y acero en las vigas de las estructuras</i>	282
Tabla 67: <i>Comparación de concreto y acero en las placas de las estructuras</i>	283
Tabla 68: <i>Comparación de concreto y acero en las losas de las estructuras</i>	283
Tabla 69: <i>Comparación de concreto y acero en toda la estructura</i>	283
Tabla 70: <i>Análisis de costos del NC y LWC</i>	284

Tabla 71: <i>Comparación de materiales y costos por elementos de las 2 estructuras evaluadas</i>	285
Tabla 72: <i>Comparación de costos cuando la cimentación de la estructura de LWC se realiza con el concreto convencional</i>	286

INDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1:</i> Esquema del diseño de investigación. Fuente propia.	28
<i>Figura 2:</i> Determinación de las variables de estudio y operacionalización. Fuente propia.	28
<i>Figura 3:</i> Densidad del concreto versus Tiempo de secado para concreto ligero estructural. Adaptado de “Densidad del concreto ligero estructural”, por Holm,1994.	42
<i>Figura 4:</i> Gráfico comparativo del módulo de elasticidad del concreto ligero y el concreto convencional. Adaptado de “Módulo de Elasticidad del Concreto liviano”, por ACI 213-R, 2003.	44
<i>Figura 5:</i> Gráfico comparativo de la deformación por fluencia lenta del concreto ligero y concreto convencional con un curado normal. Adaptado de “Creep del Concreto Liviano”, por ACI 213-R, 2003.	45
<i>Figura 6:</i> Gráfico comparativo de la contracción de secado del concreto ligero y concreto convencional. Adaptado de “Contracción al seco del Concreto liviano”, por ACI 213-R, 2003.	46
<i>Figura 7:</i> Gráfico comparativo de la resistencia a la tracción del concreto ligero y concreto convencional. Adaptado de “Resistencia a la tracción del Concreto liviano”, por ACI 213-R, 2003.	46
<i>Figura 8:</i> Gráfico comparativo del módulo a la ruptura del concreto ligero y concreto convencional. Adaptado de “Módulo a la ruptura del Concreto liviano”, por ACI 213-R, 2003.	47
<i>Figura 9:</i> Gráfico comparativo de la resistencia a la adhesión del concreto ligero y concreto convencional. Adaptado de “Resistencia a la adhesión del Concreto liviano”, por ACI 213-R, 2003.	48
<i>Figura 10:</i> Gráfico comparativo de la tensión de rotura del concreto ligero y concreto convencional. Adaptado de “Tensión de rotura del Concreto liviano”, por ACI 213-R, 2003.	49
<i>Figura 11:</i> Puente de concreto liviano ubicado en Florida, Estados Unidos. Adaptado de “Puente de Florida”, por Engineering News Record,1964.	51
<i>Figura 12:</i> Deformaciones esperadas debido a cargas aplicadas en las vigas de un puente de concreto liviano en el año 1968. Adaptado de “Sistema de clasificación de	

puentes por el Departamento de Transportes en Florida”, por Brown, Larsen y Holm,1993.	52
<i>Figura 13:</i> Deformaciones esperadas debido a cargas aplicadas en las vigas de un puente de concreto liviano en el año 1992. Adaptado de “Sistema de clasificación de puentes por el Departamento de Transportes en Florida”, por Brown, Larsen y Holm,1993.	52
<i>Figura 14:</i> Ilustración de la curva esfuerzo-deformación mostrando todos sus componentes. Adaptado de “Curva esfuerzo-deformación”, por Universidad de Granada, 1995.....	61
<i>Figura 15:</i> Ilustración comparativa de las curvas esfuerzo-deformación del concreto liviano con arcilla expandida y concreto de peso normal. Adaptado de “Esfuerzo y Deformación de los concretos”, por Moravia, 2010.....	63
<i>Figura 16:</i> Diagrama M- ϕ de una sección de concreto reforzado con la respectiva señalización de sus puntos más importantes. Adaptado de “Diagrama M- ϕ del concreto reforzado”, por Universidad Nacional Autónoma de México, 2010. ..	67
<i>Figura 17:</i> Representación bilineal del Diagrama M- ϕ de una sección de concreto reforzado. Adaptado de “Diagrama bilineal del gráfico M- ϕ del concreto reforzado”, por Universidad Nacional Autónoma de México, 2010.	68
<i>Figura 18:</i> Conversión del diagrama momento-curvatura a un diagrama momento-giro. Adaptado de “Diagrama momento-curvatura y momento-giro para una sección de concreto”, por Mora, 2015.....	70
<i>Figura 19:</i> Secuencia del análisis Pushover. Adaptado de “Análisis Estático No Lineal de estructuras”, por Arango, 2009.	73
<i>Figura 20:</i> Descripción de los niveles de desempeño para los elementos estructurales según ATC-40 y FEMA 356.Fuente propia.	77
<i>Figura 21:</i> Descripción de los niveles de desempeño para los elementos no estructurales según ATC-40 y FEMA 356. Fuente propia.	78
<i>Figura 22:</i> Descripción de los niveles de desempeño fundamentales de las estructuras según ATC-40 y FEMA 356. Fuente propia.	79
<i>Figura 23:</i> Espectro de Demanda en Formato ADRS. Adaptado de “Espectro de respuesta en Formato ADRS (Sa VS Sd)”, por ATC-40, 1996.	86
<i>Figura 24:</i> Gráfico de Fuerza vs Deformación de la estructura. Adaptado de “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building”, por ASCE, 2013.....	87

<i>Figura 25: Representación Bilineal del Espectro de Capacidad. Adaptado de “Representación Bilineal” por Delgadillo, 2005.</i>	89
<i>Figura 26: Caso de Intersección en la zona elástica del espectro de capacidad. Adaptado de “Curva de Intersección Elástica”, por Mora,2015.</i>	90
<i>Figura 27: Caso de Intersección en la zona inelástica del espectro de capacidad. Adaptado de “Curva de Intersección Inelástica”, por Mora,2015.</i>	91
<i>Figura 28: Caso de no intersección entre los espectros de capacidad y demanda. Adaptado de “Curva de No Intersección”, por Mora,2015.</i>	91
<i>Figura 29: Reducción del espectro de demanda en relación al daño de la estructura. Adaptado de “Reducción del espectro de Demanda”, por Mora,2015.</i>	92
<i>Figura 30: Obtención del punto tentativo de desempeño. Adaptado de “Punto tentativo de Desempeño”, por Mora,2015.</i>	93
<i>Figura 31: Cálculo de la línea de periodo. Adaptado de “Línea de Periodo”, por Mora,2015.</i>	93
<i>Figura 32: Espectro de Demanda reducido. Adaptado de “Espectro de Demanda”, por Mora,2015.</i>	94
<i>Figura 33: Cálculo del punto P'i. Adaptado de “Calculo del P'i ”, por Mora,2015....</i>	94
<i>Figura 34: Cálculo del punto de desempeño con el EDAV. Adaptado de “Cálculo del punto de desempeño”, por Mora,2015.</i>	95
<i>Figura 35: Obtención de punto de desempeño. Adaptado de “Cálculo del punto de desempeño”, por Mora,2015.</i>	96
<i>Figura 36: Imagen referencial de una vivienda multifamiliar ubicada en Miraflores – Lima. Fuente: Internet.</i>	97
<i>Figura 37: Vista en 3D de la edificación. Fuente propia.</i>	100
<i>Figura 38: Vista en planta de un piso típico. Fuente propia.</i>	104
<i>Figura 39: Espectro de Demanda según E.030.Fuente propia.</i>	107
<i>Figura 40: Fuerzas dinámicas de la estructura de concreto convencional en el eje X y Y. Fuente propia.</i>	108
<i>Figura 41: Fuerzas dinámicas de la estructura de concreto liviano en el eje X y Y. Fuente propia.</i>	108
<i>Figura 42: Vista en elevación del Eje A. Fuente propia.</i>	112
<i>Figura 43: Diagramas de carga axial de la estructura con NC y LWC. Fuente propia.</i>	113

<i>Figura 44:</i> Diagrama de cortante de la estructura con NC y LWC. Fuente propia. ..	113
<i>Figura 45:</i> Diagrama de momento de la estructura con NC y LWC. Fuente propia.	114
<i>Figura 46:</i> Diagramas de carga axial de la estructura con NC y LWC. Fuente propia.	114
<i>Figura 47:</i> Diagrama de cortante de la estructura con NC y LWC. Fuente propia. ..	114
<i>Figura 48:</i> Diagrama de momento de la estructura con NC y LWC. Fuente propia.	115
<i>Figura 49:</i> Momentos máximos en losa de estructura con NC. Fuente propia.....	115
<i>Figura 50:</i> Momentos máximos en losa de estructura con LWC. Fuente propia.	116
<i>Figura 51:</i> Vista en planta de la columna C5 seleccionada. Fuente propia.....	117
<i>Figura 52:</i> Diagramas de Interacción de las columnas C5 de concreto convencional y liviano. Fuente propia.	118
<i>Figura 53:</i> Diagrama de Interacción Nominal de la columna C5 de concreto convencional y liviana. Fuente propia.	120
<i>Figura 54:</i> Diseño final de la columna de concreto convencional. Fuente propia. ...	124
<i>Figura 55:</i> Diseño final de la columna de concreto liviano. Fuente propia.....	125
<i>Figura 56:</i> Tramos de vigas del Eje G del Piso 5 de las estructuras de concreto convencional y liviano. Fuente propia.	126
<i>Figura 57:</i> Envolvente de momentos en el tramo de vigas del Piso 5, Eje G en la estructura de concreto convencional y liviano. Fuente propia.	126
<i>Figura 58:</i> Diseño final de la viga de concreto convencional. Fuente propia.	134
<i>Figura 59:</i> Diseño final de la viga de concreto liviano. Fuente propia.....	135
<i>Figura 60:</i> Diagrama de Interacción de la placa de concreto convencional. Fuente propia.	137
<i>Figura 61:</i> Diagrama de Interacción de la placa de concreto liviano. Fuente propia.	137
<i>Figura 62:</i> Distribución de acero vertical en la placa de concreto convencional. Fuente propia.	138
<i>Figura 63:</i> Distribución de acero vertical en la placa de concreto liviano. Fuente propia.	138
<i>Figura 64:</i> Diagrama de Interacción Nominal de la columna de concreto convencional. Fuente propia.	140
<i>Figura 65:</i> Diagrama de Interacción Nominal de la columna de concreto liviano. Fuente propia.	140
<i>Figura 66:</i> Diseño final de la placa de concreto convencional. Fuente propia.....	147

<i>Figura 67: Diseño final de la placa de concreto liviano. Fuente propia.</i>	148
<i>Figura 68: Ubicación de la columna seleccionada para realizar el cálculo de la cimentación correspondiente a las zapatas aisladas en ambas estructuras. Fuente propia.</i>	149
<i>Figura 69: Datos requeridos para el cálculo de la zapata aislada de concreto convencional. Fuente propia.</i>	149
<i>Figura 70: Datos requeridos para el cálculo de la zapata aislada de concreto liviano. Fuente propia.</i>	150
<i>Figura 71: Esquema final de la zapata aislada de concreto convencional. Fuente propia</i>	155
<i>Figura 72: Esquema final de la zapata aislada de concreto liviano. Fuente propia...</i>	156
<i>Figura 73: Ubicación de la losa armada en 2 direcciones en las edificaciones que servirá de análisis. Fuente propia</i>	157
<i>Figura 74: Datos requeridos para el cálculo de la losa armada de concreto convencional. Fuente propia</i>	157
<i>Figura 75: Datos requeridos para el cálculo de la losa armada de concreto liviano. Fuente propia</i>	158
<i>Figura 76: Longitudes de la luz interna mayor y menor de la losa de análisis. Fuente propia</i>	158
<i>Figura 77: Esquema final de la losa maciza en 2 direcciones de concreto convencional. Fuente propia.</i>	168
<i>Figura 78: Esquema final de la losa maciza en 2 direcciones de concreto liviano. Fuente propia.</i>	168
<i>Figura 79: Espectro de demanda para un sismo con periodo de retorno de 475 años en formato ADRS. Fuente propia.</i>	170
<i>Figura 80: Objetivos de desempeño según los sismos de diseño con diferentes periodos de recurrencia. Adaptado del comité VISION 2000 (1995).</i>	170
<i>Figura 81: Espectros de diseño con diferentes periodos de retorno en formato ADRS. Fuente propia.</i>	172
<i>Figura 82: Diagrama Generalizado Momento – Curvatura. Adaptado de dado de FEMA 356.</i>	173
<i>Figura 89: Diagramas Fuerza Axial (P) vs Momento Cedente (My) y Momento Ultimo (Mu) para el caso de columna de concreto convencional. Fuente propia.</i>	220

<i>Figura 90:</i> Diagramas Fuerza Axial (P) vs Momento Cedente (M_y) y Momento Ultimo (M_u) para el caso de columna de concreto liviano. Fuente propia.	220
<i>Figura 91:</i> Diagramas Fuerza Axial (P) vs Curvatura Cedente (ϕ_y) y Curvatura Ultima (ϕ_u) para el caso de columna de concreto convencional. Fuente propia.	222
<i>Figura 92:</i> Diagramas Fuerza Axial (P) vs Curvatura Cedente (ϕ_y) y Curvatura Ultima (ϕ_u) para el caso de columna de concreto liviano. Fuente propia.	223
<i>Figura 93:</i> Determinación de la Curvatura Cedente(ϕ_y) y Curvatura Ultima (ϕ_u) para el caso de columna de concreto convencional bajo una carga axial de 116 t. Fuente propia.	224
<i>Figura 94:</i> Determinación de la Curvatura Cedente(ϕ_y) y Curvatura Ultima (ϕ_u) para el caso de columna de concreto liviano bajo una carga axial de 86 t. Fuente propia.	224
<i>Figura 95:</i> Determinación de la Momento Cedente (M_y) y Momento Último (M_u) para el caso de columna de concreto convencional bajo una carga axial de 119 t. Fuente propia.	225
<i>Figura 96:</i> Determinación de la Momento Cedente (M_y) y Momento Último (M_u) para el caso de columna de concreto liviano bajo una carga axial de 86 t. Fuente propia.	225
<i>Figura 97:</i> Diagrama Momento Curvatura de la columna de concreto convencional. Fuente propia.	227
<i>Figura 98:</i> Diagrama Momento Curvatura de la columna de concreto liviano. Fuente propia.	228
<i>Figura 99:</i> Diagramas Momento Flector (M) vs Rotación (Θ) para el caso de columna de concreto convencional. Fuente propia.	233
<i>Figura 100:</i> Diagramas Momento Flector (M) vs Rotación (Θ) para el caso de columna de concreto liviano. Fuente propia.	234
<i>Figura 101:</i> Diagrama Momento Curvatura de la viga de concreto convencional. Fuente propia.	246
<i>Figura 102:</i> Diagrama Momento Curvatura de la viga de concreto liviano. Fuente propia.	247
<i>Figura 103:</i> Diagramas Momento Flector (M) vs Rotación (Θ) para el caso de viga de concreto convencional. Fuente propia.	252

<i>Figura 104:</i> Diagramas Momento Flector (M) vs Rotación (Θ) para el caso de viga de concreto liviano. Fuente propia.	253
<i>Figura 105:</i> Gráfico para calcular la resistencia a la compresión del concreto en secciones rectangulares.....	261
<i>Figura 106:</i> Diagrama Momento Curvatura de la placa de concreto convencional. Fuente propia.	264
<i>Figura 107:</i> Diagrama Momento Curvatura de la placa de concreto liviano. Fuente propia.	265
<i>Figura 108:</i> Diagramas Momento Flector (M) vs Rotación (Θ) para el caso de placa de concreto convencional. Fuente propia.	268
<i>Figura 109:</i> Diagramas Momento Flector (M) vs Rotación (Θ) para el caso de placa de concreto liviano. Fuente propia.	269
<i>Figura 110:</i> Rótulas plásticas generadas automáticamente. Fuente propia.	270
<i>Figura 111:</i> Curva de capacidad de la estructura en el eje X. Fuente propia.	272
<i>Figura 112:</i> Curva de capacidad de la estructura en el eje Y. Fuente propia.	272
<i>Figura 113:</i> Espectro de capacidad de las 2 estructuras en el eje X. Fuente propia..	274
<i>Figura 114:</i> Espectro de capacidad de las 2 estructuras en el eje Y. Fuente propia.	274
<i>Figura 115:</i> Bilinealización del Espectro de Capacidad NC Eje X. Fuente Propia...	276
<i>Figura 116:</i> Reducción del Espectro de Demanda para la estructura NC Eje X. Fuente Propia.....	276
<i>Figura 117:</i> Bilinealización del Espectro de Capacidad LWC Eje X. Fuente Propia	277
<i>Figura 118:</i> Espectro de Capacidad en el Eje Y seccionados para la estructura de NC y LWC. Fuente Propia.	278
<i>Figura 119:</i> Espectros de Capacidad en el Eje X seccionados para la estructura de NC y LWC. Fuente Propia.	278
<i>Figura 120:</i> Puntos de desempeño de la estructura de NC en el eje Y frente a diferentes niveles sísmicos reducidos. Fuente Propia	279
<i>Figura 121:</i> Puntos de desempeño de la estructura de LWC en el eje Y frente a diferentes niveles sísmicos. Fuente Propia.	279
<i>Figura 122:</i> Puntos de desempeño de la estructura de NC en el eje X frente a diferentes niveles sísmicos. Fuente Propia.	280
<i>Figura 123:</i> Puntos de desempeño de la estructura de LWC en el eje X frente a diferentes niveles sísmicos. Fuente Propia.	280

INTRODUCCION

Antecedentes

Desde tiempos remotos el diseño de estructuras grandes y avanzadas ha estado presente en la línea de tiempo de grandes culturas del mundo antiguo tales como los griegos, egipcios y romanos, además ha sido objeto de profundo interés por la humanidad. Esto es debido a que el concreto es el material idóneo por excelencia para la construcción de estructuras desde tiempos remotos, por lo tanto, la composición del concreto se fue modificando física y químicamente con el propósito de mejorar sus características y propiedades con relativa rapidez. Una de estas variantes del concreto convencional que poseen un valor agregado debido a sus características es el concreto hecho a partir de agregados ligeros. El primer uso conocido de agregados ligeros se remonta a más de 2000 años.

Hay varias estructuras ligeras de agregados ligeros en la región mediterránea, pero las tres estructuras más notables fueron construidas durante el Imperio romano temprano e incluyen el Puerto de Cosa, La Cúpula del Panteón, y El Coliseo. El Puerto de Cosa, construido alrededor de 273 a. C., utilizó agregado ligero hecho de materiales volcánicos naturales. El Panteón, terminado en 27 a. C., incorpora agregado que varía en densidad desde el fondo hasta la parte superior de la cúpula. Los ingenieros romanos tenían suficiente confianza en el agregado ligero para construir una cúpula cuyo diámetro de 43.3 m no fue excedido por casi dos milenios. El Coliseo, construido en 75 a 80 A.D., es un gigantesco anfiteatro con una capacidad de 50.000 espectadores. Los cimientos fueron fundidos usando como agregado ligero la lava volcánica triturada (Bremmer, Holm y Stepanova, 1994).

Los avances tecnológicos y académicos respecto al estudio del concreto han permitido que nuevos tipos de materiales se agregaran a la composición del concreto, tal es el caso de los agregados naturales ligeros (diatomita, piedra pómez, escoria volcánica, aserrín, etc.) y los agregados artificiales ligeros (pizarra expandida, pizarra, perlita, ceniza volante sinterizada, ceniza y vermiculita). Los agregados naturales ligeros son significativamente más económicos que los artificiales, por lo que es recomendable

emplear un agregado ligero que pertenezca a esta categoría como material que complementario al concreto para la construcción de estructuras.

La finalidad última de cualquier tipo de edificación es que ésta sea segura, durable y cumpla con todas las normas para asegurar el cumplimiento de los parámetros mencionados anteriormente aun frente a situaciones adversas tal es el caso de los movimientos telúricos. Los movimientos sísmicos son de carácter impredecible por naturaleza, puede ocurrir en cualquier momento ocasionado graves daños en las estructuras. Es por esto que las edificaciones deben ser diseñadas empleando un modelo matemático que pueda predecir con precisión el comportamiento de la estructura frente a un fenómeno sísmico. Se pueden encontrar varios procedimientos de análisis sísmico en estructuras, los más utilizados son: Análisis Estáticos Lineales (ALE), Análisis Dinámicos Lineales (ALD), Análisis Estáticos No Lineales (ANLE) y los Análisis Dinámicos No Lineales (ANLD). Los métodos de análisis lineales (ALE y ALD) fueron útiles en su momento para el análisis de los desplazamientos de la estructura al ocurrir un sismo, pero éste al poseer un comportamiento no lineal no permite la obtención de resultados muy precisos, posteriormente se logró enlazar las curvas de capacidad de los ensayos con las solicitudes sísmicas, obteniéndose análisis estáticos no lineales donde los Espectros de Capacidad y Demanda fueron un gran avance para el campo del análisis estructural.

En tiempos actuales que la tecnología cada vez más va avanzando y nos proporciona herramientas informáticas capaces de procesar una inmensa cantidad de datos con gran rapidez, los métodos de análisis estáticos no lineales han adquirido mayor notoriedad. Un método que se desprende de los Análisis Estáticos No Lineales es el “Pushover”. En este sentido, se llega al planteamiento de que el empleo del concreto ligero puede ser beneficioso para la construcción de estructuras debido a la gran cantidad de cualidades que posee y la gran disponibilidad que tiene su uso debido al vasto conjunto de agregados de distintos tipos que pueden ser utilizados según las posibilidades del constructor. Pero una realidad es que, en muchos países, incluido el Perú no existe una regulación para el control de estructuras hechas con este tipo de material debido a la inexperiencia en el uso del concreto liviano (Tomicic, 2015). Es por ello que ante estas situaciones adversas se procedió a dar conocimiento sobre los beneficios asociados con

el uso del concreto ligero, mediante un análisis no lineal “pushover” de las edificaciones hechas con este material para evaluar el desempeño sísmico de la estructura, además de una revisión de la literatura que menciona los resultados favorables de la aplicación del concreto ligero en estudios previos.

Realidad Problemática

Si bien el empleo del concreto ligero estructural en Sudamérica se introdujo en la década de los 90, a partir de entonces ha logrado alcanzar un buen nivel de aceptación y producción en ciertos países de la región. Tal es el caso de Brasil, Venezuela y Colombia en donde el concreto ligero estructural ha logrado un notable auge en los últimos años, principalmente en monumentos, estatuas de gran envergadura y viviendas sociales de un solo nivel (Carrillo y López, 2015).

Caso contrario sucede en el Perú donde en tiempos cuales la utilización del concreto liviano para el diseño de estructuras aún no se ha difundido al nivel de los países mencionados anteriormente, aunque cabe destacar que su uso se ha dado en menor medida desde hace algunos años.

A pesar de lo mencionado anteriormente en el Perú existe un gran potencial en cuanto al empleo de agregados ligeros en la producción de concreto ligero, como es el caso del sillar en Arequipa; no obstante, su uso en esa región y en el Perú en general es muy empírico y artesanal en concreto (Carbajal, 1992). Esto en gran parte debe al uso extensivo y masificación que tiene el concreto con agregado de peso normal en el Perú para la construcción de edificaciones además de una resistencia al cambio por parte de los constructores para optar por otro tipo de material. Esto genera que las principales y más importantes fábricas de cemento en el Perú (Cementos Inka, Cementos Pacasmayo, UNACEM y Cementos Yura) únicamente opten por producir un único tipo de concreto; lo cual ocasiona que la disponibilidad de este tipo de concreto disminuya, agravando la situación

Otra de las razones del poco uso del concreto ligero estructural es debido a que la presente y única norma técnica peruana de diseño sismorresistente E.030 solamente contempla las consideraciones y procedimientos a tomar en cuenta para diseñar estructuras de concreto convencional, por lo que no se puede garantizar que las edificaciones tengan un adecuado comportamiento sísmico de acuerdo con los principios y filosofías del Diseño Sismorresistente si es que se utiliza el concreto ligero.

Por estas razones es preciso utilizar una metodología más fiable y que pueda predecir con más exactitud el comportamiento sísmico de las estructuras hechas con concreto liviano estructural ante un determinado movimiento telúrico (principalmente de mediana y alta intensidad), debido a que emplear otro tipo de material no especificado en la norma de diseño sismorresistente peruana aún existe cierta incertidumbre sobre cómo será este comportamiento.

Por consiguiente, la presente tesis propone la evaluación del desempeño sísmico de una estructura, específicamente una vivienda multifamiliar de 10 pisos ubicada en Lima mediante el análisis estático no lineal “Pushover”.

Formulación del Problema

¿Cuál es el comportamiento estructural que presentan las edificaciones con fines de vivienda ubicadas en Lima hechas con concreto liviano frente a fuerzas sísmicas?

Hipótesis

Las edificaciones con fines de vivienda construidas con concreto liviano ubicadas en Lima presentarían un buen comportamiento estructural frente a fuerzas sísmicas, esto debido a que el concreto al presentar menor densidad específica reduce la cantidad de algunos materiales como el acero además de disminuir las dimensiones de algunos elementos estructurales, lo que trae como consecuencia un menor peso de la estructura y consecuentemente una buena respuesta sísmica de la edificación.

Objetivo General

Determinar el desempeño estructural de una edificación hecha con concreto liviano ubicada en lima.

Objetivos Específicos

- Encontrar un agregado ligero apto para un uso estructural.
- Diseñar los elementos estructurales de las edificaciones.
- Determinar los espectros de demanda según el objetivo de desempeño.
- Obtener la respuesta no lineal de las secciones de los elementos estructurales junto a la capacidad de deformación de las edificaciones.
- Determinar la variación del uso de materiales y el costo que se dará al diseñar una de las edificaciones con concreto liviano en reemplazo del concreto convencional.

1. MATERIALES Y MÉTODOS

1.1. Material

Los modelos analíticos son dos edificios, uno hecho de concreto convencional armado mientras que el otro será de concreto liviano de arcilla expandida estructural o también denominado LECA. Ambas edificaciones serán de 10 pisos con una altura de entrepiso de 3 m y una altura total de 30 m. Ambas estructuras tendrán una geometría simple por lo que serán regulares tanto en planta como en elevación.

Las dos edificaciones están constituidas por vigas, columnas y placas las cuales variarán en sus dimensiones y distribución de acero según el tipo de estructura con su respectivo concreto.

El material predominante de la primera edificación es el concreto armado convencional, el concreto tendrá una resistencia a la compresión de 210 kg/cm² y de 280 kg/cm², con módulos de elasticidad de 218819.789 kg/cm² y 252671.328 kg/cm² respectivamente. Asimismo, las barras de refuerzo serán de grado 60 con un punto de fluencia (f_y) de 4200 kg/cm².

El material predominante de la segunda edificación es el concreto liviano de arcilla expandida conocido también como LECA, el concreto tendrá una resistencia a la compresión de 210 kg/cm² y de 280 kg/cm², con módulos de elasticidad de 127350.118 kg/cm² y 147051.25 kg/cm² respectivamente. Asimismo, las barras de refuerzo serán de grado 60 con un punto de fluencia (f_y) de 4200 kg/cm².

1.1.1. Población

La población serán las edificaciones de 10 pisos (hechas de concreto convencional y concreto ligero), las cuales tienen fines de vivienda y estarán ubicadas en la ciudad de Lima.

Esto es debido a que nuestro objetivo principal, es el de determinar el desempeño sísmico de las estructuras diseñadas bajo las normativas peruanas de una forma más precisa empleando el Análisis Estático no Lineal “Pushover”.

1.1.2. Muestra

La muestra serán las edificaciones de 10 pisos con que tienen uso de vivienda multifamiliar ubicadas específicamente en Miraflores.

1.2. Método

1.2.1. Nivel de Investigación

De acuerdo a la naturaleza del estudio de la investigación, reúne por su nivel las características de un estudio principalmente exploratorio debido a la poca utilización de la metodología y uso del nuevo material en el sector constructivo e ingenieril del Perú por lo tanto los resultados obtenidos son una visión aproximada de la realidad.

En menor medida también es de carácter descriptivo debido a que se implica el comportamiento del nuevo material, en lo que respecta a propiedades físicas y mecánicas.

1.2.2. Diseño de Investigación

Para la elaboración del diseño de investigación, se empleará el de una investigación por objetivos conforme al esquema siguiente:

Figura 1: Esquema del diseño de investigación. Fuente propia.

Donde:

OG= Objetivo General

oe= Objetivo Especifico

cp= Conclusiones parciales

CF=Conclusiones finales

1.2.3. Variables de estudio y operacionalización

Variables	Dimensiones	Indicadores	Unidad de Medida	Instrumento de Investigación
Independiente (VI): X: Determinar el desempeño estructural de una edificación hecha con concreto liviano.	X1: Determinación del punto de desempeño de la estructura.	Intersección del espectro de demanda y espectro de capacidad	Númerico	Observación directa
Dependiente (VD): Y: Conocer los efectos del concreto en las propiedades mecánicas de los elementos estructurales de concreto liviano.	Y1: Resistencia al corte de los elementos estructurales de concreto liviano.	Utilización de las fórmulas de la norma E-0.60 referidas al concreto liviano para el diseño de los elementos estructurales.	Númerico	Observación directa
	Y2: Resistencia a la tracción de los elementos estructurales de concreto liviano.	Utilización de las fórmulas de la norma E-0.60 referidas al concreto liviano para el diseño de los elementos estructurales.	Númerico	Observación directa
	Y3: Modulo de Elasticidad de los elementos estructurales de concreto liviano.	Utilización de las fórmulas de la norma ACI 213-R referida al concreto liviano estructural para el diseño de los elementos estructurales.	Númerico	Observación directa
Dependiente (VD): Y: Determinar la capacidad de deformación de las estructuras.	Y4: Determinación de las deformaciones unitarias asociadas a la deformación máxima a compresión de los elementos estructurales.	Empleo del Modelo de Mander en los elementos estructurales de ambas edificaciones.	Númerico	Observación directa
Dependiente (VD): Y: Determinar el espectro de capacidad y el espectro de demanda de las estructuras.	Y5: Determinación del espectro de demanda de las edificaciones.	Empleo de los factores sísmicos (ZUCS) de la norma de sismorresistencia peruana E-0.30.	Númerico	Observación directa
	Y6: Determinación del espectro de capacidad de las edificaciones.	Calculo de los diagramas momento curvatura y momento giro de los principales elementos estructurales (vigas, columnas, placas) de las edificaciones.	Númerico	Observación directa

Figura 2: Determinación de las variables de estudio y operacionalización. Fuente propia.

1.2.4. Técnicas e Instrumentos de recolección de datos

Técnicas

a) Análisis de contenido

Esta técnica se aplicará a toda la documentación, referente a las variables en estudio

Instrumentos

Para la ejecución de las técnicas antes mencionadas se utilizará los siguientes instrumentos:

a) Guía de análisis de contenido

Los instrumentos que se emplearon para realizar el proceso de recolección son las normativas nacionales e internacionales necesarias para realizar el diseño estructural, como la norma E-0.30, E-0.60, FEMA356, ATC-40, ASCE 41-13 ACI 213R y ACI 318-14 entre otros. De estas normativas se sacaron formulas, tablas y cuadros comparativos.

1.2.5. Técnicas de Procesamiento y Análisis de datos

Procesamiento

El presente trabajo de investigación estará comprendido por un conjunto de capítulos orientados a recabar información importante acerca de las propiedades mecánicas e influencia del concreto liviano en los principales elementos estructurales de las edificaciones, lo cual es realizado para lograr el objetivo principal.

Análisis de datos

Para poder procesar la información obtenida a partir de la aplicación de los instrumentos de recolección de datos se emplearon programas computacionales de análisis sísmico tales como Etabs y el programa Excel para poder procesar estos datos y poder realizar los cálculos con mayor facilidad.

2. MARCO TEÓRICO

La trascendencia del presente trabajo de investigación consiste en dar conocimiento del desempeño sísmico de las estructuras hechas con concreto ligero en el Perú. Esto lo realizaremos mediante la utilización de los principios y criterios de la norma de sismo-resistencia peruana E.030 en conjunto con la metodología de “Diseño por Desempeño”.

Como se sabe la norma E.030 mayormente es empleada para el diseño de estructuras de concreto convencional, en ella se especifica que el alcance de la norma sismorresistente peruana es establecer las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los parámetros señalados en el numeral 1.3 concerniente a la “Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente” , la filosofía consiste en 3 factores : Evitar pérdidas de vidas humanas ; Asegurar la continuidad de los servicios básicos y Minimizar los daños a la propiedad.

Por otro lado en conjunto con tal filosofía se establecen 3 principios: La estructura no debe colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes a consecuencia de los sismos clasificados como “severos” para el lugar del proyecto ; La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados , pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables ; por último para edificaciones esenciales definidas por su importancia y uso se deben tomar en cuenta consideraciones especiales enfocadas a lograr que éstas permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo (Norma E.030 – 2016).

Empleando únicamente la norma de diseño sismorresistente peruana no se puede asegurar que la estructura hecha con concreto ligero cumpla con lograr un buen comportamiento sísmico al presentarse una determinada demanda sísmica, por lo que también se optó por la metodología de “Diseño por Capacidad o Desempeño” para intentar tratar de lograr este objetivo.

Existen numerosas investigaciones y artículos que abordan la interrogante sobre si los métodos de diseño actual basados en análisis lineales, tal como es el caso de la norma

peruana E.030 realmente cumple con predecir el comportamiento de una estructura frente a sismos severos y hasta moderada intensidad además de cumplir principalmente el objetivo de no colapso y reducción de pérdidas humanas.

Tal como ha concluido Piqué del Pozo (2003), la metodología de diseño actual, está basada en un terremoto de diseño de única intensidad o nivel de aceleración. En concordancia con la filosofía de diseño, toda estructura que es sometida a un terremoto intenso debería diseñarse para evitar el colapso más no evitar sufrir daños estructurales. Este criterio no está adecuadamente representado en la metodología actual de diseño y constituye uno de los puntos débiles de la ingeniería sismorresistente. El diseño en la condición límite del sismo no es verificado o calibrado contra demandas o sollicitaciones del sismo por lo que no hay ninguna garantía sobre la capacidad real de la estructura bajo estas condiciones.

A raíz de la poca confiabilidad de los métodos de análisis lineales actuales que se utilizan para el diseño de estructuras de concreto convencional frente a moderados o severos sismos, en el presente trabajo de investigación se ha generado la necesidad de utilizar un método que evalúe de forma mas certera el comportamiento real de una estructura y determinar si garantiza el cumplimiento de los principios y filosofías del diseño sismo resistente. Además porque resulta ilógico tratar utilizar la norma peruana E.030 sabiendo que mayormente es empleada y da resultados más precisos cuando es utilizada para realizar el diseño de estructuras de concreto convencional.

Por otro lado, el diseño por capacidad tiene como objetivo asegurar la supervivencia estructural de las edificaciones frente a terremotos de proporciones catastróficas debido a su magnitud e intensidad, los cuales podrían ocurrir una vez cada 1000 años (Paulay, Thomas y Nigel, 1992). Por esta razón el “Diseño por Capacidad o Desempeño” surge como una alternativa viable para apuntar a lograr el objetivo principal de la presente tesis, el cual es el de dar a conocer con fiabilidad el desempeño sísmico de las estructuras hechas con concreto liviano. Para detallar los procesos que se contemplan en una evaluación por desempeño en conjunto con la normativa peruana, se recomienda revisar el Anexo N° 01.

Tras una exhaustiva revisión de la literatura relacionada al tema se consideró pertinente nombrar múltiples limitaciones que podrían restringir en menor o mayor medida el desarrollo de la tesis, las cuales se pondrán a continuación:

- Conseguir empresas proveedoras de concreto ligero estructural en el Perú
- No poder encontrar la data necesaria respecto al empleo del concreto ligero estructural en el Perú debido a la falta de investigaciones, estructuras hechas con este tipo de material y resultados.
- No tener una norma técnica peruana que establezca las condiciones mínimas para que las edificaciones hechas con concreto liviano estructural cumplan con los principios y filosofía de diseño sismorresistente

2.1. Estado del Arte

Las investigaciones realizadas en la Primera Guerra Mundial acerca de los agregados ligeros generaron la primera industria que comercializaba este tipo de material en grandes cantidades. Como resultado en 1919 la compañía de construcción “Turner” en Nueva York sugirió que el concreto que poseía agregados livianos en su composición el cual más tarde se denominaría como “concreto ligero estructural” podía ofrecer estructuras más económicas mediante la reducción del acero requerido para la construcción, además explicó que había un ahorro en el concreto de las columnas debido a la reducción del peso de la estructura.

Aun así, en esos tiempos había muy poco criterio de diseño disponible que pudiera demostrar que el uso del concreto ligero era óptimo para ser utilizado en la construcción de edificaciones, los arquitectos, ingenieros y constructores estaban poco dispuestos a experimentar con un nuevo material. No fue hasta 1922 que la industria tenía un ejemplo viviente para probar el buen desempeño del concreto liviano utilizado en la construcción. El gimnasio del Colegio Westpor en la ciudad de Kansas, demostró los beneficios económicos y la fiabilidad en el proceso constructivo del concreto ligero estructural.

En ese tiempo la pizarra expandida que era uno de los primeros agregados de peso ligero en ser comercializados industrialmente costaba alrededor de \$6 por yarda cúbica mientras que los agregados de peso normal como la arena y la grava estaban \$2 por yarda cúbica.

Aun así, los beneficios económicos logrados al reducir la carga muerta de la estructura utilizando la pizarra expandida compensar satisfactoriamente la diferencia de precios inicial entre agregados. El primer gran proyecto de construcción que empleó el concreto ligero estructural se llevó a cabo entre los años 1928 y 1929 en la construcción de las oficinas principales de la compañía de teléfonos Southwestern Bell en la ciudad de Kansas.

La edificación en un principio fue diseñada para tener 14 pisos, pero la compañía al tomar en cuenta que el empleo del concreto liviano disminuye la carga muerta del edificio por lo que se aumentó el número de pisos en 8. Sin embargo, los análisis hechos por los diseñadores estructurales indicaron que se podía doblar el número de pisos inicial de forma segura empleando concreto ligero, por lo cual la estructura que en un inicio sería un gran edificio posteriormente se convertiría en el diseño de un rascacielos de 28 pisos. Cuando se completó, la edificación mostró una reducción de la carga muerta en más de 9 millones de libras debido al empleo del concreto con agregado ligero, los cuales están distribuidos en 6 millones en la parte estructural del rascacielos y 3 millones en los muros. La resistencia a la compresión del concreto ligero era de 250 kg/cm² a los 28 días, la cual era una resistencia bastante alta para la época.

Después de 97 años el rascacielos aún sigue en funcionamiento, lo cual es la más clara demostración de las excelentes propiedades mecánicas, estructurales y económicas del concreto liviano. Se dio un impulso considerable al desarrollo del concreto ligero a finales de la década de 1940 cuando se llevó a cabo una encuesta de la Agencia Nacional de Vivienda sobre el uso potencial del concreto ligero para la construcción de viviendas, lo cual condujo a un extenso estudio del concreto hecho con agregados ligeros. Los estudios se realizaron simultáneamente en los laboratorios de la Oficina Nacional de Normas y en la Oficina de Reclamación de los Estados Unidos con el propósito de

determinar las propiedades del concreto fabricado con una amplia gama de distintos tipos de agregados ligeros.

En la década de 1950 los estudios y trabajos anteriores centraron su atención en el potencial uso estructural de elementos hechos de concreto liviano para la construcción de armaduras, puentes y viviendas prefabricadas. Los beneficios del concreto ligero estructural se fueron dando a conocer después del colapso del puente de Tacoma Narrows cuando en el reemplazo de la estructura de suspensión se utilizó concreto ligero en la cubierta para incorporar carriles adicionales sin tener la necesidad de sustituir los pilares originales además durante esta década muchas estructuras de varios pisos fueron diseñadas desde las cimentaciones aprovechando la reducción del peso muerto por la utilización del concreto ligero.

Algunos ejemplos son el Edificio de de 42 pisos en Chicago y el Hotel Statler Hilton de 18 pisos en Dallas. Más tarde estas aplicaciones estructurales estimularon la investigación más concentrada en las propiedades del concreto liviano. Tal es el caso de las estructuras flotantes, en las cuales al emplear concreto ligero el cual debido a sus propiedades como material liviano y permeable se obtienen mejores resultados. Esto es debido a que una reducción del 25 % en la masa del concreto resulta en un 50% de reducción de carga cuando se sumerge.

Por estos avances la industria del petróleo reconoció que el concreto ligero podría ser utilizado con buenos resultados en sus estructuras flotantes, así como en sus grandes centros de extracción de petróleo, por lo que para proporcionar los datos técnicos necesarios para la construcción de enormes estructuras de concreto costa afuera, se formó un consorcio de compañías petroleras y contratistas para evaluar los candidatos agregados ligeros adecuados para fabricar concreto ligero de alta resistencia que cumpliera con sus requisitos de diseño. Las evaluaciones comenzaron a principios de los años 1980 y los resultados se pusieron a disposición en 1992.

Como resultado de esta investigación, la información de diseño se hizo fácilmente disponible y permitió el establecimiento de normas de diseño estructural con el propósito que el concreto ligero se usará para aplicaciones nuevas y novedosas donde

se desea alta resistencia y alta durabilidad tal es el caso de la construcción de viviendas, edificios entre otros (Hoff ,1992).

2.2. Concreto Liviano

2.2.1. Definición

Este concreto liviano es parecido al concreto convencional, con la diferencia que presenta una menor densidad seca que no supera a 1920 Kg/m³ según el ACI-213R, la variación de pesos se produce por una presencia de vacíos en el agregado o entre partículas del agregado grueso.

El concreto ligero es resultado del reemplazo del agregado convencional con uno ligero; sin embargo, a pesar de esto el material puede presentar propiedades parecidas a las de un concreto convencional dependiendo del diseño que se realiza, con la virtud de que este concreto presenta una densidad considerablemente menor reduciendo de esta manera las cargas muertas en una estructura. Es importante mencionar que un concreto puede ser usado en zonas sísmicas del Perú si su resistencia a la compresión es mayor a 210 kg/cm².

2.2.2. Tipos de Concreto Ligero

Debido a que las propiedades dependen del diseño y los materiales, el concreto liviano se clasifica por aplicación, densidad y composición.

Según la PCA (The Portland Cement Association) se identifican los siguientes tipos de concretos ligeros.

- Concreto ligero estructural

Es un concreto similar al concreto convencional, con la excepción que éste posee una densidad baja (1350 a 1920 Kg/m³) y en general llega a una resistencia a compresión de 180 kg/cm² en 28 días. La función principal de este tipo de concreto es la de reducir la carga muerta (peso propio, carga muerta) de los elementos de concreto, como losas, vigas, columnas.

➤ Concreto ligero aislante de baja resistencia

Este concreto presenta una densidad mucho más baja que va entre 240 a 800 kg/m³ con una resistencia a compresión promedio máxima de 70 kg/cm² en 28 días. Este tipo de concreto se usa principalmente para aislamiento térmico y acústico, cubiertas, relleno para sub-bases de losas, capas de nivelación de pisos o cubiertas, muros a prueba de fuego y revestimientos de conductos térmicos subterráneos.

➤ Concreto ligero aislante de moderada resistencia

Este tipo de concreto posee una densidad que varía entre 800 a 1900 kg/m³ además posee una resistencia a la compresión de 70 a 180 kg/cm².

➤ Concreto ligero celular

Este tipo de concreto posee al menos un 80% de aire en su volumen total. El concreto posee una densidad de 320 a 800 kg/m³, además de una resistencia a la compresión de 21 a 63 kg/cm².

2.2.3. Agregados Ligeros

Es un material que se usa para la producción del concreto liviano, la propiedad principal que tiene es su baja densidad, el cual varía entre 560 a 1120 kg/m³ que es mucho más bajo en comparación de los agregados regulares que tienen una densidad que varía entre 1200 a 1760 kg/m³. Este agregado puede ser obtenido por dos formas (natural y artificialmente).

2.2.3.1. Agregados ligeros Artificiales

Obtenidos a base de procesos que mantienen una temperatura de hasta 1300 °C con el objetivo de expandir el material, cambiando así sus propiedades mecánicas junto a la densidad del mismo. Es importante mencionar que antes de realizar estos procesos se debe tener los estudios necesarios del material para verificar si cuenta con las características básicas para llegar a cumplir la expansión de manera óptima. Los agregados livianos más comunes son las arcillas expandidas, las pizarras o esquistos expandidos y las cenizas volantes calcinadas que serán descritas a continuación:

➤ Escoria de alto horno

Se produce en una fábrica de siderurgia en donde una materia constituida por minerales es separada en 2 luego de ingresar a un horno alto a temperaturas de 1500 °C: el hierro e impurezas. Sus propiedades mecánicas hacen que este pueda ser usado como agregado del concreto. Su gran porosidad favorece el drenaje, además de presentar una absorción de agua de 6%. (CEDEX)

➤ Arcillas expandidas

Es obtenido sometiendo a un material aislante de origen cerámico a altas temperaturas para lograr la expansión (aproximadamente 40%) de este debido a la gasificación de los minerales existentes en la arcilla. Es uno de los agregados ligeros que son más comunes en elementos estructurales.

➤ Perlita

Es el resultado de la expansión de un mineral crudo mediante altas temperaturas superiores a los 1000 °C en donde llega a aumentar su tamaño entre 10 a 20 veces, presenta una estructura definida por el aire que trae efectos en sus propiedades aislantes

y acústicas. A comparación de la arcilla expandida, este agregado puede llegar a presentar una densidad de 8 más baja.

2.2.3.2. Agregados ligeros Naturales

Estos son obtenidos de la explotación de fuentes naturales para continuar con diferentes procesos ejecutados por el hombre que no alteran sus propiedades y características. A continuación, se mencionan algunos agregados naturales:

➤ Piedra pómez

Es un material poroso y áspero que se llega a formar por algunas lavas, Esta roca ígnea presenta una baja densidad debido a la gran cantidad de vacíos que posee. Para ser usado en la construcción tiene que ser triturado debido a que normalmente se usa en morteros y concretos que en algunos casos serán usados de forma estructural, no estructural y arquitectónicas dependiendo del diseño de la mezcla.

➤ Escorias

Se encuentran en diferentes tamaños además de que generalmente son porosos, esto debido a los gases que contenían dentro antes de la solidificación. Este material normalmente se solidifica al entrar en contacto con los ríos lo que genera una superficie conocida como malpaís.

➤ Diatomita

Roca sedimentaria formada por microfósiles de diatomeas con una densidad promedio de 450 kg/m³, debido a que los restos fósiles pertenecen a algas, este material se encuentra normalmente cerca de depósitos de agua existentes o secos. Su principal uso es para otorgar una mayor trabajabilidad de la mezcla.

➤ Obsidiana

Es una roca volcánica que es conocida como vidrio volcánico, este material no es muy usado debido a la gran cantidad de óxidos sílices que presenta en su composición.

➤ **Pizarra**

Es un material que es producto de la arcilla que ha sido sometida a altas temperaturas de forma natural, la cual ha sido compactada formando la pizarra.

2.2.4. Propiedades del Concreto Liviano

A continuación, se mostrará las propiedades mecánicas del concreto ligero de uso estructural, esta información se obtiene en base a numerosos estudios y registros de un gran número de estructuras existentes de concreto liviano, que han presentado resultados satisfactorios durante más de ocho décadas (Holm y Ries,2007).

El primer gran proyecto que empleaba el concreto ligero estructural se dio entre los años 1928 y 1929 en la adición de una oficina de operaciones de 28 pisos de la compañía Southwestern Bell Telephone Company ubicado en Kansas City, para la cual se utilizó concreto ligero para las vigas y columnas, esta edificación logró una resistencia a la compresión de 246 kg/cm² (3500 libras por pulgada cuadrada) la cual era una resistencia bastante alta y sin precedentes hasta ese entonces.

En 1930 se empleó concreto ligero de pizarra expandida para la construcción del Hotel Park Plaza en St. Louis (ahora la plaza Chase-Park) para el diseño de las vigas y losas del edificio en donde este tipo de concreto aparte de reducir notablemente la carga muerta del edificio también resultó ser un buen aislante térmico, tener un factor de contracción nominal y una resistencia a la compresión igual o superior que los bloques con agregado de peso normal y una misma cantidad de cemento.

Posteriormente el rascacielos Dallas Stratler-Hilton de 18 pisos el cual fue construido en 1955 y es la primera edificación de gran calibre en la cual se emplea el concreto ligero estructural en toda su estructura la cual aún sigue en funcionamiento, en el mismo

estudio mencionan que desde entonces se han construido muchas otras, tales como las famosas torres gemelas del complejo de edificios Marina City, finalizado en 1964 y ubicado en Chicago. Cada una de estas torres posee 65 pisos, estas estructuras establecieron el récord mundial de la edificación de concreto liviano reforzado más alta del mundo, empleando concreto ligero estructural para el diseño de pisos y columnas.

Posteriormente en los años subsiguientes el empleo del concreto ligero para los de elementos estructurales no solamente se enfocó en las edificaciones, sino que su uso se expandió al momento de diseñar puentes debido a su propiedad como material de buena resistencia a la humedad, el concreto ligero ha sido utilizado en los elementos estructurales de alrededor de 200 puentes de autopista en los Estados Unidos, los cuales van desde las pasarelas peatonales hasta para el diseño de los cables de alta tensión en los puentes de vigas (Raithby y Lydon, 1981).

En un comienzo las propiedades del concreto ligero eran comparadas con las del concreto convencional y el estándar de comparación era únicamente el peso del agregado, pero en tiempos actuales con millones de metros cuadrados de estructuras de concreto ligero construidas cada año, tal como se señala en un artículo de estudio de mercado hecho por la “Industrial Fabrics Association International” donde se reportó una tasa de crecimiento de aproximadamente 2 por ciento anual para el mercado de estructuras livianas principalmente en Estados Unidos, Canadá y Europa esto se traduce como un consumo de aproximadamente 10 millones de metros cuadrados (IFAI, 2008).

Asimismo, se menciona en el reporte que el mercado de estructuras livianas es bastante estable por su alta demanda principalmente por su alto uso para el diseño de elementos arquitectónicos, con lo cual se da a entender que el empleo del concreto liviano con fines estructurales y no estructurales es bastante difundido y común en ciertas partes del mundo.

Por lo tanto, tal comparación únicamente en base a una propiedad no puede ser adecuada, esto es debido a que en tiempos actuales son varios los requerimientos que un material debe cumplir para ser empleados por la industria de la construcción.

Por esta razón ha surgido la necesidad de ampliar el número de parámetros para realizar de manera apropiada tal comparación, las cuales se harán en base a propiedades específicas del material tales como resistencia a la compresión, composición química, densidad entre otros.

2.2.4.1. Resistencia a la compresión

Los niveles de resistencia a la compresión normalmente requeridos por la industria de la construcción son de 210 kg/cm² a más. Se tienen resultados en donde, dependiendo de la dosificación, el concreto ligero puede llegar a presentar resistencias mayores a los 450 kg/cm². En grandes estructuras civiles tales como Plataforma Heidrun y los puentes noruegos se han logrado resistencias de 611 kg/cm².

2.2.4.2. Densidad

La densidad del concreto ligero está en función de las proporciones de la mezcla, contenido del aire, demanda del agua, densidad relativa del agregado y del contenido de humedad.

Cuando se conocen los parámetros mencionados anteriormente, se puede determinar la densidad real, es decir la “densidad de equilibrio” del concreto ligero el cual se calcula según la ASTM C 567 a partir de las Ecuaciones 2.1 y 2.2 :

$$O = \frac{(W_{df} + W_{dc} + 1.2 W_{ct})}{V} \quad (2.1)$$

$$E = O + 50 \frac{kg}{m^3} \quad (2.2)$$

Donde:

O=Densidad seca en el horno (kg/m³)

Wdf = Masa del agregado fino seco (kg)

Wdc= Masa del agregado grueso (kg)

Wct= Masa de cemento (kg)

V= Volumen de concreto (m³)

E = Densidad de equilibrio (kg/m³)

Figura 3: Densidad del concreto versus Tiempo de secado para concreto ligero estructural. Adaptado de “Densidad del concreto ligero estructural”, por Holm,1994.

Como se puede observar en la Figura 3, la densidad estándar de un concreto ligero estructural es de aproximadamente 1875 kg/m², este valor puede variar según el tipo de agregado liviano que se emplee en la mezcla y el tipo de uso que se le va a dar al concreto.

2.2.4.3. Módulo de Elasticidad

El módulo de elasticidad del concreto depende de las cantidades relativas de pasta y agregado, además del módulo de cada constituyente (LaRue,1946).

El concreto convencional posee un módulo de elasticidad (E_c) más alto, esto es debido a que los módulos de elasticidad de los agregados de peso normal tales como la arena, piedra y grava son mayores a los módulos de los agregados ligeros.

Por lo general se considera que el módulo de elasticidad del concreto liviano es una fracción (1/2 a 3/4) del módulo de elasticidad del concreto convencional, hecho con arena o grava de la misma resistencia. Las utilizaciones de distintos tipos de agregados

ligeros tienen poco efecto sobre el módulo de elasticidad del concreto, si los volúmenes de pasta de cemento y agregado permanecen constantes.

La fórmula del ACI 318 para calcular el módulo de elasticidad es la Ecuación 2.3:

$$E_c = w_c^{1.5} 33 \sqrt{f_c'} (w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f_c'}) \quad (2.3)$$

Donde :

E_c = Módulo de Elasticidad (MPa)

w_c = Densidad del agregado (kg/m³)

f_c' = Resistencia a la compresión (MPa)

Se puede deducir que el concreto ligero, al poseer un menor peso disminuye el valor del factor “ w_c ” relacionado a la densidad del agregado y para una resistencia a la compresión que no varía entre ambos tipos de concreto el módulo de elasticidad (E_c) se reduce.

En el siguiente gráfico se puede observar la influencia del agregado ligero en el módulo de elasticidad del concreto. El concreto convencional porcentaje volumétrico de agregado liviano en su composición posee un E_c de aproximadamente 3×10^4 MPa , el concreto con un porcentaje de agregado liviano 2.5×10^4 MPa y el concreto hecho completamente con agregado ligero 1.75×10^4 MPa , tal como se presenta en la Figura 4 :

Figura 4: Gráfico comparativo del módulo de elasticidad del concreto ligero y el concreto convencional. Adaptado de “Módulo de Elasticidad del Concreto liviano”, por ACI 213-R, 2003.

Cabe resaltar que la fórmula del ACI 318 para hallar el módulo de elasticidad da resultados precisos cuando la densidad del agregado es de 1440 a 2480 kg/m³ y niveles de resistencia a la compresión de 210 a 350 kg/cm². Cuando se requiere una evaluación precisa del módulo de elasticidad para un tipo particular de concreto se deben realizar pruebas de laboratorio según lo estipulado por los métodos descritos en la norma ASTM C 469.

2.2.4.4. Coeficiente de Poisson

Los ensayos realizados según la norma ASTM C469 para obtener el coeficiente de Poisson del concreto ligero mostraron que variaba ligeramente en comparación al concreto convencional, éste valor se encontraba entre 0.16 a 0.25 siendo el promedio 0.21 mientras que el módulo del concreto de peso normal variaba entre 0.15 y 0.25 con un promedio de 0.2. Por lo cual se puede concluir que, si bien este factor variaba ligeramente con la edad, condiciones de ensayo y las propiedades físicas del concreto, esta variación era casi despreciable.

2.2.4.5. Deformación por fluencia lenta

La deformación por fluencia lenta o « Creep » es la deformación que presenta el concreto al estar sometido a un estado de fuerzas sostenido. Las propiedades de fluencia del concreto pueden ser beneficiosas o perjudiciales dependiendo de las condiciones estructurales. Las concentraciones de fuerza, ya sea por compresión o tracción, pueden reducirse mediante la transferencia de tensión por fluencia, o la fluencia puede conducir a deflexión excesiva a largo plazo, pérdida de pretensión o pérdida de curvatura. Los factores que influyen en la fluencia del concreto son el tipo de agregado, tipo de cemento, contenido de agua en la mezcla, contenido de humedad en la mezcla, cantidad de aire, tamaño del agregado, entre otros.

En el presente estudio se analizó dos tipos de concreto, uno que es el concreto normalmente curado el cual desarrolla una resistencia a los 28 días y un concreto curado al vapor el cual obtiene una resistencia deseada en un plazo mucho menor.

En la Figura 5 se muestran las deformaciones que sufre el concreto curado bajo distintas condiciones al estar bajo cargas constantes durante 1 año. Como se puede observar en ambas imágenes el concreto liviano posee una deformación por fluencia mayor al convencional. Con el propósito de reducir la fluencia se recomienda emplear un tipo de concreto ligero de mayor resistencia a la compresión, entre 210 a 350 kg/cm².

Figura 5: Gráfico comparativo de la deformación por fluencia lenta del concreto liviano y concreto convencional con un curado normal. Adaptado de “Creep del Concreto Liviano”, por ACI 213-R, 2003.

2.2.4.6. Contracción de secado

La contracción por secado es una propiedad que puede afectar el grado de agrietamiento, resistencia a la tracción y deformación del concreto.

En la Figura 6 se indican los amplios rangos de valores de contracción después de 1 año de secado para concreto liviano. Como se puede observar los concretos con agregados ligeros poseen una contracción de secado mayor a los concretos con agregados de peso normal.

Figura 6: Gráfico comparativo de la contracción de secado del concreto ligero y concreto convencional. Adaptado de “Contracción al seco del Concreto liviano”, por ACI 213-R, 2003.

2.2.4.7. Resistencia a la tracción

Como se puede observar en la Figura 7 la resistencia a la tracción del concreto ligero varía aproximadamente de un 70 – 100 % a la del concreto convencional.

Figura 7: Gráfico comparativo de la resistencia a la tracción del concreto ligero y concreto convencional. Adaptado de “Resistencia a la tracción del Concreto liviano”, por ACI 213-R, 2003.

2.2.4.8. Módulo de Ruptura

El módulo de rotura según la ASTM C 78 es también una medida de la resistencia a la tracción del concreto. Después de realizarse las pruebas pertinentes se informó que el módulo de rotura del concreto ligero de alta resistencia cumplía con los requisitos de la AASHTO para ser utilizados con fines estructurales, esto es debido a que los módulos de rotura obtenidos eran de un 60% a 85% al valor de los obtenidos con el concreto convencional de alta resistencia (Huffington ,2000). Los resultados se muestran en la Figura 8:

Figura 8: Gráfico comparativo del módulo a la ruptura del concreto ligero y concreto convencional. Adaptado de “Módulo a la ruptura del Concreto liviano”, por ACI 213-R, 2003.

2.2.4.9. Resistencia de adhesión

Debido a la menor resistencia del agregado, se espera que el concreto ligero tenga una menor resistencia a la tracción y capacidad de carga que el concreto de peso normal con la misma resistencia a la compresión. Como resultado la resistencia de adhesión de las barras fundidas en concreto ligero, con o sin refuerzo transversal es menor que en el concreto de peso normal.

En general, los datos indican que el uso de concreto ligero puede dar lugar a resistencias de adhesión que van desde casi igual al 65% de los valores obtenidos con concreto de peso normal, tal como se muestra en la Figura 9 :

Figura 9: Gráfico comparativo de la resistencia a la adhesión del concreto ligero y concreto convencional. Adaptado de “Resistencia a la adhesión del Concreto liviano”, por ACI 213-R, 2003.

2.2.4.10. Tensión de rotura

La tensión de rotura se obtuvo cargando excéntricamente especímenes de concreto convencional y ligero con el propósito de simular el comportamiento a la compresión de la cara de una viga reforzada en flexión (Hognestad, Hanson y McHenry ,1955). Los resultados mostrados en la Figura 10 indican que la deformación de compresión máxima de la mayoría de concretos ligeros puede ser algo mayor que el valor de 0.003 asumido para propósitos de diseño.

Figura 10: Gráfico comparativo de la tensión de rotura del concreto ligero y concreto convencional. Adaptado de “Tensión de rotura del Concreto liviano”, por ACI 213-R, 2003.

2.2.4.11. Durabilidad del concreto ligero

La durabilidad del concreto ligero está relacionada con el comportamiento que éste desarrolla al estar expuesto frente a situaciones adversas que pudieran afectar sus propiedades físicas y mecánicas al momento de estar bajo condiciones tales como congelamiento, descongelamiento, corrosión, sulfatos, cloruros y la acción del agua.

Numerosos programas que someten al concreto bajo condiciones de congelación y descongelación de forma acelerada han sido realizados en América del Norte y Europa, en los cuales se investigó el comportamiento concreto ligero con aire comprimido proporcionaron resultados satisfactorios de durabilidad cuando se realizan este tipo de ensayos. Se observó que las resistencias al deterioro del concreto liviano en la presencia de sales de deshielo en puentes indican un rendimiento similar entre el concreto de peso ligero y el concreto de peso ligero. Además, las investigaciones acerca del rendimiento a largo plazo de las cubiertas de puentes y estructuras marinas expuestas durante muchos años a ambientes severos respaldan las conclusiones obtenidas por laboratorio y sugieren que el concreto liviano tiene una performance igual o mejor que el concreto de peso normal.

En resumen, las pruebas realizadas al concreto liviano para observar la durabilidad del concreto al estar en ambientes difíciles mencionados anteriormente tienen como resultado más importante demostrar que éste posee una resistencia superior a la microfisuración al estar expuesto principalmente a la contaminación natural, congelamiento y descongelamiento.

Esto se debe a que las estructuras hechas con concreto ligero de alta densidad poseen una densa zona de contacto en la interfaz de matriz-agregado (la cual evalúa el desempeño del concreto frente a los mecanismos de fractura). Por lo tanto, existe una mayor resistencia a presentar microfisuras debido a la acción de factores externos.

2.2.4.12. Fatiga

El límite de fatiga es la resistencia máxima que puede soportar una estructura de concreto al momento de ser aplicadas cargas fluctuantes o dinámicas en su superficie sin que se ocasionen daños estructurales.

En los estudios realizados por Gray, McLaughlin y Antrim (1961) se realiza la primera comparación acerca del comportamiento frente a la fatiga del concreto de peso liviano y peso normal, los investigadores llegaron a la conclusión que el comportamiento del concreto ligero frente a la fatiga no es significativamente diferente a las del concreto convencional.

Posteriormente Ramakrishnan, Bremner y Malhotra (1992), especifican que para condiciones húmedas el límite de resistencia a la fatiga era el mismo para ambos tipos de concreto.

Debido a la importancia de probar que el concreto ligero responde de igual y en ocasiones de una mejor forma frente a la acción de la fatiga se tomó como referencia las estructuras cercanas a la costa marítima, que están en constante contacto con las fuerzas dinámicas generadas por la acción de las olas en las que en base a pruebas de laboratorio se pudo concluir que bajo cargas de fatiga las estructuras hechas con concreto liviano

de alta resistencia responden de igual y hasta mejor forma que las construidos con concreto convencional de similares características.

Sin embargo, cabe resaltar que es el funcionamiento a largo plazo del servicio de las estructuras el que proporciona una mayor fiabilidad acerca del comportamiento del material, en lugar de las conclusiones obtenidos en base a investigaciones de laboratorio.

El rendimiento a lo largo plazo de los miembros de una estructura de concreto ligero, ya sea la de un puente construido en Florida en 1964, como se muestra en la Figura 11 fue elegido para evaluar la performance de este tipo de concreto con respecto a la fatiga en estudios realizados con mayor profundidad en 1992.

Figura 11: Puente de concreto liviano ubicado en Florida, Estados Unidos. Adaptado de “Puente de Florida”, por Engineering News Record, 1964.

Se realizaron mediciones exhaustivas tomadas en campo en los años 1968 y 1992 con el propósito de analizar las deformaciones por cargas de servicio y deflexiones que presentó el puente a lo largo de sus años de servicio, mediante una comparación de las respuestas del puente teóricas predichas por un modelo de elementos finitos que es parte del sistema de calificación de puentes del Departamento de Transporte de la Florida.

En la Figura 12 se puede observar la deformación teórica que la estructura debería presentar en 1968 y una vez transcurrido un periodo de tiempo significativo (31 años) que es hasta 1992 era de 7.1 milímetros medida desde 18.4 m desde el extremo libre del tramo. Mientras que en la Figura 13 se muestra la deflexión máxima real que se registró

en 1968 y posteriormente en 1992 la cual fue de 6.6 milímetros medida a 50.4 metros del extremo libre.

Figura 12: Deformaciones esperadas debido a cargas aplicadas en las vigas de un puente de concreto liviano en el año 1968. Adaptado de “Sistema de clasificación de puentes por el Departamento de Transportes en Florida”, por Brown, Larsen y Holm, 1993.

Figura 13: Deformaciones esperadas debido a cargas aplicadas en las vigas de un puente de concreto liviano en el año 1992. Adaptado de “Sistema de clasificación de puentes por el Departamento de Transportes en Florida”, por Brown, Larsen y Holm, 1993.

En estas investigaciones se pudo observar que el concreto ligero tenía un performance igual y en muchas ocasiones hasta mejor que las estructuras hechas con concreto de peso normal. El buen rendimiento presentado de la estructura de concreto liviano frente a condiciones de fatiga se debe, según muchos autores a la compatibilidad elástica de las partículas del agregado ligero con la matriz de cemento.

En el concreto ligero el módulo elástico de las fases constituyentes del concreto (agregado grueso y fase mortero envolvente) es relativamente similar, mientras que con el concreto de peso normal el módulo elástico puede ser de tres a cinco veces mayor que su fase de mortero envolvente (Bremner y Holm, 1986).

Con el concreto liviano, la similitud elástica de las dos fases da como resultado una profunda reducción de las concentraciones de tensión sobre la sección transversal del elemento cargado, mientras que con el concreto de peso normal debido a este desbalance elástico entre fases se generan mayores concentraciones de tensión en su superficie lo cual puede dar lugar a micro fisuras en el compuesto del concreto.

2.2.5. Arcilla Expandida

Este es un agregado artificial, obtenido de la arcilla pura que se encuentra en canteras, que pasa por un proceso donde es sometido a altas temperaturas que por los gases que presentan dentro se producen reacciones que traen como resultado un agregado poroso con altas resistencias mecánicas que también pueden presentarse en diferentes granulometrías dependiendo del uso que se le dé.

El propósito de este trabajo es aportar información respecto a las edificaciones de concreto liviano para saber si este tipo de construcciones pueden ser fiables o no en la región, por tal motivo se ha decidido usar este agregado porque presenta unas buenas propiedades mecánicas que cumplen con los requisitos establecidos por las normativas de un concreto liviano estructural.

2.2.5.1. Proceso de Fabricación

Luego de obtener el material de la cantera, este es separado de los elementos que ajenos como los orgánicos, formación rocosa, suelo calcáreo, etc. Se transporta a plantas de producción en donde el material tiene que ser saturado hasta su máximo nivel para ser ingresados a hornos que mantienen temperaturas de hasta 1200 °C.

Dentro del horno, los gases existentes dentro de la arcilla empiezan a expandirse aumentando el volumen de la arcilla hasta en 40% además de presentar un diámetro máximo de diámetro de 2 cm aproximadamente, es importante que las temperaturas sean monitoreadas constantemente para que el resultado sea el esperado. Al salir del horno,

el material es introducido en almacenes refrigerados que cambia bruscamente la temperatura con el objetivo de dar las propiedades de porosidad y resistencia finales a la arcilla.

Finalmente se hace la granulometría del material para poder ser clasificado y almacenado según la aplicación que se deberá dar. El ciclo de producción de la arcilla expandida tiene una duración promedio de 3 horas.

2.2.5.2. Aplicación

Debido a las propiedades que tiene este material, la cantidad de usos que se le puede dar es amplia. Para empezar, la arcilla expandida es el único certificado para usos geotécnicos según la normativa EN 15732, en donde las granulometrías más recomendadas son 3/8, 8/20 y 0/30, sin embargo, se pueden generar otras dependiendo especificaciones deseadas.

Otra de las aplicaciones es en prefabricados, que mayormente son bloques destinados a la albañilería debido a sus características de protección contra el fuego pero que no cumplirán con funciones estructurales; sin embargo, debido a la baja densidad que tiene reduce considerablemente el peso total de la estructura influyendo directamente en el diseño estructural.

Para finalizar, una de las aplicaciones más importantes de este agregado es su uso para la fabricación de concreto liviano estructural, que presenta una menor densidad en comparación al concreto convencional manteniendo unas buenas propiedades como el alcanzar el 80% de su resistencia a los 7 días, tener una mayor elasticidad que el convencional, propiedades aislantes, características de resistencia similares al convencional etc. Esto hace que se cree la necesidad de investigar más a fondo la influencia que este concreto tiene en los elementos estructurales.

2.2.5.3. Propiedades

El uso de agregados ligeros (LWA) en la industria de la construcción se está incrementando progresivamente debido a que ofrece ventajas funcionales y económicas

a los proyectos de construcción de estructuras. La utilización de un agregado ligero como la arcilla expandida, la cual comúnmente definida como “LECA” mejora notablemente algunas características de las edificaciones.

La utilización del agregado ligero de arcilla expandida (LECA) cada vez va ganando popularidad debido a la arcilla es un material abundante en todo el mundo. Las principales propiedades de este material serán presentadas a continuación:

➤ **Ligereza**

Esta es la principal propiedad de los agregados ligeros. En este caso debido a que la arcilla expandida puede aumentar hasta en 5 veces su tamaño inicial, su densidad natural de 1500 kg/m³ aproximadamente pasa a ser de 300 kg/m³ en una arcilla expandida de las más ligeras.

➤ **Aislamiento térmico**

En la actualidad se sabe que el mejor aislante es el aire en reposo. Debido a la estructura porosa que presenta la arcilla, esta adquiere buenas capacidades aislantes con valores de conductividad de hasta 0.099 W/m² °K.

➤ **Aislamiento acústico**

Su comportamiento como aislante acústico es muy bueno, esto debido a que las vibraciones causadas por las frecuencias son amortiguadas gracias a la estructura porosa de este agregado.

➤ **Resistencia al fuego**

El punto de fusión de este material cerámico excede los 1200 °C junto a la ausencia de componentes orgánicos en su estructura originan que la emisión de gases ante temperaturas altas sea nula.

➤ **Durabilidad**

Es resistente a heladas y presenta un buen comportamiento frente a reacciones químicas, esto es debido a que es un material inerte.

➤ Resistencia a la compresión

Actualmente se realizan diferentes métodos de expansión de la arcilla para obtener concretos estructurales más resistentes. El objetivo de estos procesos es dar un núcleo poroso, menos expandido y una estructura externa más gruesa, logrando así resistencias a la compresión del concreto ligero de hasta 400-500 Kg/cm².

Tabla 1: *Características técnicas de la arcilla expandida*

Laterlite Arcilla Expandida	Granulometría				Triturada		Estructural
Tipos	0-2	2-3	3-8	8-20	FRT 0-2	FRT 2-4	0-15
Densidad Kg/m ³	700	480	380	350	600	350	680
Resistencia a compresión de los granos MPa	4,5	2,5	1,5	1,0	-	-	11,0
Coefficiente de conductividad térmica λ W/mK	0,12	0,10	0,09	0,09	0,10	0,08	0,13
Reacción al fuego	Euroclase A1 (incombustible)						

Nota: Propiedades de la arcilla expandida según el tipo de granulometría del agregado.
Adaptado de “Structural lightweight concrete with expanded clay laterlite” por Laterlite.

2.2.6. Ventajas y desventajas del Concreto Liviano

El concreto liviano ha sido usado durante las últimas décadas más como un material con aplicación a elementos no estructurales, esto debido a las diferentes ventajas y desventajas que presenta, tal como se muestra en la Tabla 2.

Tabla 2: *Ventajas y desventajas del concreto liviano*

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> ● Baja densidad ● Amigable con el medio ambiente ● Impermeabilidad alta, no altera su conductividad térmica ● Buenas propiedades acústicas 	<ul style="list-style-type: none"> ● Debido a que el módulo de elasticidad es bajo, normalmente se producen mayores deformaciones. ● Debido a la gran absorción, no se puede determinar el grado de

<ul style="list-style-type: none"> ● No requiere protección especial para ser manipulado, es decir buena trabajabilidad 	<p>incidencia en la relación agua/cemento.</p> <ul style="list-style-type: none"> ● Tiene un alto nivel de contracción por secado. ● Poca experiencia de los ingenieros con el uso de este material.
--	--

Nota: Ventajas y desventajas del empleo del concreto liviano con fines estructurales.
Fuente propia.

2.2.7. Normativa

Actualmente debido a que el uso del concreto liviano está siendo usado en más lugares alrededor del mundo gracias a sus bondadosas propiedades, muchos estados han tenido la necesidad de implementar reglamentos respecto a este material de construcción.

2.2.7.1. Actualidad

Como se ha mencionado anteriormente, el agregado liviano se ha usado de forma estructural por más de 80 años, y durante este periodo los diseños de las estructuras como puentes, edificios o proyectos marinos se han realizado en base a los códigos de concreto convencional cambiando algunos coeficientes dependiendo de los ingenieros que decidían usar este material, pero todo esto se realizaba sin ninguna guía que muestre datos confiables de que si lo que realizaban era la manera más acertada o no.

En 1963 cuando se implementó el código de edificaciones del ACI, el concreto liviano llega a ser reconocido como un material aceptable para la construcción de elementos estructurales. La guía ACI-213R, la cual hace referencia a la norma ASTM C330, brinda información sobre el diseño con concreto liviano, teniendo ecuaciones modificadas que se adaptan a este material liviano, además mencionan que el desempeño puede ser igual al del concreto convencional y otros materiales de construcción.

Los resultados que se muestran son en base al comportamiento que varias estructuras construidas con concreto liviano. Por otro lado está el ACI 318S el cual no habla

directamente del concreto liviano, pero sí de los requisitos que tiene que cumplir cualquier concreto para poder ser usado en diferentes tipos de estructuras, ya sean pequeñas medianas o grandes. Los concretos livianos que se van probando con diferentes agregados livianos, son verificados en base a esta norma.

Una norma que habla respecto a materiales ligeros es ASTM C330, esta norma es referenciada por varios códigos de diferentes estados debido a que es considerada como la adecuada para tener agregados ligeros que brinden las características esperadas en el concreto. Esta especificación normalizada comprende los tipos de agregados ligeros con sus respectivas composiciones químicas, además muestra tablas acerca de algunos requisitos que los agregados livianos deberían de cumplir si se toma como referencia a esta norma, como la granulometría, máxima densidad aparente, resistencia a la compresión y otras propiedades. En este documento se encuentran los métodos y cantidades de ensayos a los que deberían ser sometidos los agregados livianos.

Países como Perú, México y Colombia han planteado sus normativas de concreto liviano en base a las normas mencionadas anteriormente (ACI y ASTM). Todo esto debido a la falta de conocimiento respecto a este material. En el caso de Perú la Norma E.060 incluye ciertos requisitos que el concreto liviano debería cumplir, como el caso de la densidad del concreto liviano que no exceda de 1850 kg/m³ según el test planteado por el ASTM C567 con un agregado seco y suelto de densidad no mayor a 1100 kg/m³.

Algunos ensayos para determinar propiedades mecánicas del concreto liviano deben de ser realizados en base a la ASTM C330. En el caso del diseño de los elementos estructurales, la norma E.060 brinda coeficientes que reemplazarán a ciertos valores o ecuaciones que son usados para el concreto de peso normal.

Por otro lado, los elementos que presentarán resistencias a los sismos no pueden estar diseñados con un concreto ligero que sea mayor a 350 kg/cm² a menos que existan pruebas experimentales que demuestren que estos elementos presentan un comportamiento similar o mejor que los elementos a base de concreto convencional.

2.2.7.2. Consideraciones para el Diseño estructural con concreto liviano

A continuación, se presentarán las ecuaciones que se usarán para el diseño de los elementos de concreto liviano en base al ACI-213R y la NTP-E060.

➤ Columnas.

La norma E060 no especifica detalles respecto al diseño de las columnas si se usa concreto liviano. En cambio, el ACI-213R menciona que el diseño de este elemento estructural es básicamente el mismo, pero que presentará algunos comportamientos diferentes debido a que su módulo de elasticidad es menor en comparación al concreto de peso normal.

➤ Flexión.

En el punto 9.6.2.1 de la Norma E060 se indican los peraltes mínimos de la Tabla 3, los cuales se pueden tener como referencia para elementos de concreto convencional reforzados en 1 dirección (aligerados, losas macizas y vigas).

Tabla 3: *Peraltes o espesores mínimos de vigas no pre esforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones*

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Nota: Los valores son para elementos de concreto de peso normal y refuerzo con f_y de 4200 kg/cm². Adaptado de “Peraltes mínimos para elementos reforzados en una dirección” por Reglamento Nacional de Edificaciones-E060, 2009.

La modificación que se debe de hacer a esta tabla para poder ser usada en elementos de concreto ligero (1459 a 1900 Kg/m³) es multiplicar a los valores por (1.65 - 0.0003 w_c), pero no menos de 1.09.

Para hallar el módulo de rotura (f_r) de un concreto de peso normal, la norma E060 usa la siguiente ecuación: $f_r = 0.62\sqrt{f'c}$. La modificación que se realiza para obtener el f_r de un concreto ligero se encuentra en el punto 9.6.2.3 y consiste en sustituir $f'c$ por $1.8f'ct$, donde: $f'ct$ es la resistencia promedio a la tracción por compresión diametral.

➤ Cortante y Torsión

En el Capítulo 11 de la E060 se menciona que para la resistencia a cortante y torsión del concreto ligero, se tiene que modificar $\sqrt{f'c}$ en las ecuaciones establecidas del capítulo mencionado con excepción de 11.5.5.3, 11.5.7.9, 11.6.3.1 y 11.12.3.2. La modificación consiste en sustituir $\sqrt{f'c}$ por $1.8f'ct$, donde $1.8f'ct$ no puede exceder de $\sqrt{f'c}$; en caso el $f'ct$ no esté definido, $\sqrt{f'c}$ tiene que reducirse a un 75% si el concreto es ligero en todos sus componentes, o a un 85% si el concreto ligero usa arena de peso normal.

2.2.7.3. Consideraciones para el Diseño sísmico de las estructuras

Para estructuras de concreto liviano en zonas sísmicas, el ACI318S indica que la resistencia límite a la compresión del concreto es de 350 Kg/cm². En cuanto al diseño sísmico, el ACI213R afirma que el concreto liviano es adaptable debido a la reducción de las fuerzas de inercia, además se menciona que existe una cantidad considerable de edificios y puentes de concreto ligero que se encuentran en áreas sujetas a terremotos.

2.3. Diseño Sísmico por Desempeño

2.3.1. Curva Esfuerzo-Deformación del Material

Esta curva se define como la relación entre esfuerzos y deformaciones que se obtiene al momento de aplicar cargas sobre un material. Esta curva es importante porque explica

de manera gráfica los diferentes estados de deformación que va a sufrir el material al estar sometido a cargas, esto se observa al momento de producirse cambios de pendiente en la misma con lo cual se puede ver el tipo de deformación que ocurrirá en determinado instante.

Una vez aplicadas las cargas al material se produce una deformación elástica, en la cual la relación esfuerzo-deformación se mantiene linealmente, por lo que una vez retiradas las cargas el material vuelve a su estado inicial. Posteriormente si las cargas aplicadas son muy intensas una vez que se ha sobrepasado la resistencia elástica límite del material se produce una deformación inelástica no lineal, la cual se define como zona plástica en la cual el material no podrá volver a su forma original una vez retiradas las cargas debido a que sufre deformaciones permanentes.

Al entrar en la zona plástica se producen los agrietamientos en el material el cual resistirá deformaciones de una forma aparentemente constante hasta llegar a su límite de ductilidad máxima generando lo que se conoce como fractura o rotura. Todos los cambios que se dan en el material son resultado de la necesidad de liberar energía por las fuerzas aplicadas.

Figura 14: Ilustración de la curva esfuerzo-deformación mostrando todos sus componentes. Adaptado de “Curva esfuerzo-deformación”, por Universidad de Granada, 1995.

Como se puede observar en la Figura 14, la zona elástica y lineal del material empieza desde el inicio de la curva hasta el punto “a”, donde se cumple la Ley de Hooke donde los esfuerzos generados por las cargas aplicadas al material se mantienen proporcionales a las deformaciones que ésta presenta.

Del tramo “a” al tramo “b” se presenta una zona de fluencia, en donde el material deja de presentar un comportamiento elástico para manifestar un comportamiento plástico. Por último, del tramo “c” al “d” el material se va deformando progresivamente hasta llegar a su límite de resistencia el cual procede a su punto de ruptura.

2.3.1.1. Curva esfuerzo-deformación del concreto ligero con arcilla expandida

El agregado liviano que se empleará para diseñar la mezcla de concreto es la arcilla expandida, la cual se produce a partir de varios tipos de arcilla que se expanden durante un tratamiento térmico debido a la descomposición de algunos de sus componentes y la consecuente formación de gases que permanecen atrapados dentro de la masa viscosa de la arcilla durante su coalescencia (W. G Moravia, A. Gumieri y W.L ,2010).

La arcilla expandida es un material frecuentemente usado para el diseño de mezclas de concreto liviano debido a sus buenas propiedades mecánicas y físicas, entre las que destacan su baja densidad y alta resistencia a la compresión además ante una creciente escasez de agregados convencionales la arcilla expandida surge como una buena alternativa para el diseño del concreto estructural por su alta disponibilidad en el Perú.

En estudios realizados por W. G Moravia, A. Gumieri y W.L. Vasconcelos se muestra la curva esfuerzo-deformación del concreto ligero con arcilla expandida, tal como se puede observar en la Figura 15:

Figura 15: Ilustración comparativa de las curvas esfuerzo-deformación del concreto liviano con arcilla expandida y concreto de peso normal. Adaptado de “Esfuerzo y Deformación de los concretos”, por Moravia, 2010.

Los gráficos de la Figura 15 corresponden a las curvas esfuerzo-deformación obtenidas en concretos con resistencias mayores a 40 MPa o 407 kg/cm², que por lo general son mezclas de concreto utilizados con fines estructurales. Se pudo encontrar que el concreto ligero de arcilla expandida tenía un comportamiento similar al concreto convencional de peso normal, pero el concreto ligero poseía una ligeramente menor resistencia a la compresión y menor módulo de elasticidad.

En la Tabla 4 se puede observar los valores de resistencia a la compresión y módulo de elasticidad obtenidos en los estudios, para el concreto convencional y concreto ligero.

Tabla 4: Módulo de Elasticidad estático y dinámico de los concretos analizados

Static and dynamic modulus of elasticity of the analyzed concretes				
Strength (MPa)	Specimens	Modulus of elasticity (GPa)		
		Static	Dynamic	Empiric
46.6	NWC	25.1	29.1	34.7
33.4	LWAC	16.0	18.2	16.6

Nota: Valores de Módulo de Elasticidad para concreto ligero y concreto convencional. Adaptado de “Factor de Eficiencia y Módulo de Elasticidad del Concreto Ligero con Agregado Expandido de Arcilla” por W.G. Moravia, 2010.

La menor resistencia a la compresión del concreto liviano de arcilla expandida en comparación al concreto convencional se puede explicar a la menor resistencia que la arcilla expandida posee en comparación al agregado de piedra caliza, que es el material con el que normalmente se diseña el concreto de peso normal.

Sin embargo, desde el punto de vista de densidad y resistencia a la compresión el concreto liviano de arcilla expandida se puede clasificar como concreto estructural.

Debido a que, a pesar de su menor resistencia a la compresión, el concreto ligero presenta un factor de eficiencia dúctil mayor al concreto de peso normal, esto es debido a que el módulo de elasticidad del concreto ligero de arcilla expandida era alrededor de una tercera parte del concreto convencional.

El módulo de elasticidad está relacionado a la capacidad de un material para deformarse, un mayor valor en este parámetro indica que el material será menos deformable, lo cual indica una mayor capacidad del concreto liviano para poder deformarse progresivamente sin perder significativamente su resistencia.

En consecuencia, el concreto liviano se vuelve un material más flexible y más dúctil por lo que las tensiones internas y la probabilidad de formación de grietas y microfisuras debido a un fuerte movimiento sísmico se reducen, aumentando el tiempo de servicio y vida útil del concreto ligero en comparación al convencional.

2.3.2. Carga Axial Curvatura ($P-\phi$)

La carga axial influye en la curvatura, en consecuencia, no hay una curvatura única momento-curvatura para una sección dada de columnas, lo contrario al caso de una sección de viga determinada. Sin embargo, es posible graficar las combinaciones de carga axial P y momento flector M que hacen que la sección alcance la capacidad última y la curvatura correspondiente a esas combinaciones.

La mayor importancia del cálculo de los diagramas carga axial – curvatura es para determinar la ductilidad de los elementos estructurales. El proceso de análisis se llevó a cabo desde las Páginas 175 a 226 de la presente tesis, pero a continuación se describirá el desarrollo de la metodología de forma resumida para un entendimiento rápido del lector.

Primero se determinó manualmente los diagramas de interacción de las columnas para una determinada asignación de acero de refuerzo, esto se llevó a cabo en función a distintas hipótesis respecto a los tipos fallas que se presentan en las secciones de concreto armado frente a solicitaciones de fuerza axial, tracción y compresión. Tal es el caso de falla a compresión pura, falla a tracción pura, falla a flexión pura, falla controlada por compresión, falla controlada por tracción y la falla balanceada.

Con los diagramas de interacción se pueden determinar valores de cargas axiales, momentos flectores y curvaturas en función a las hipótesis mencionadas, con lo cual se procede a determinar los diagramas fuerza axial – curvatura de las secciones; tal como se mostró en las Figuras 91 y 92. Después se procede a determinar las curvaturas de cedencia y últimas para una determinada demanda de carga axial P .

Cabe destacar que una vez obtenidos estos valores se deben de calcular los momentos flectores asociados a las curvaturas de cedencia y última. Esto es debido a que ambos datos sirven para finalmente determinar los diagramas momento – curvatura, los cuales sirven para precisar las máximas capacidades de los elementos estructurales antes del colapso.

2.3.3. Momento Curvatura ($M-\phi$)

El comportamiento de las secciones de concreto impuestas a cargas de diseño puede explicarse de una forma más clara utilizando gráficas en las cuales se relacione el momento flexionante resistente en una sección de concreto armado con su curvatura correspondiente. La curvatura se define como el ángulo de inclinación que se forma con la vertical, es la línea que señala el perfil de deformaciones unitarias que se generan en la sección. Este diagrama es de suma importancia para el diseño de estructuras frente a

cargas estáticas y dinámicas, porque de una forma sencilla se puede observar que tan dúctil y resistente es una sección de concreto.

El área bajo la curva del diagrama momento-curvatura representa la energía interna, en la parte debajo de la región elástica es la energía de deformación acumulada en el elemento de concreto, el área debajo de la región post fluencia, que es la zona de transición en la que el material pasa de tener un comportamiento elástico a uno plástico corresponde a la energía disipada en las deformaciones plásticas del mismo, (Hernández, 2009).

A partir de la relación momento-curvatura se puede obtener la capacidad máxima a flexión del elemento (M_u), la curvatura última (ϕ_u), como sus valores de momento y curvatura de fluencia, para que posteriormente estos datos se puedan comparar los las demandas requeridas por diseño.

La obtención del diagrama momento-curvatura se obtiene a partir de las curvas del material en términos de esfuerzo-deformación del tipo de concreto utilizado y del acero, que a su vez también depende de la geometría, refuerzo longitudinal y transversal de la sección (Aguiar 2002).

Otra de las consideraciones a tomar en cuenta para calcular el diagrama momento-curvatura de una sección de concreto es que se debe utilizar las relaciones esfuerzo-deformación de los materiales. Por ejemplo, si una sección de concreto tiene un núcleo con confinamiento debe utilizar una relación únicamente para el núcleo, así como otra para el concreto del recubrimiento que no tiene confinamiento. De otra forma si la sección de concreto no es confinada entonces basta con utilizar únicamente una relación esfuerzo-deformación para el diseño de todo el concreto.

Cabe mencionar que es aconsejable emplear una curva esfuerzo-deformación para el acero en la cual se incluya la zona de endurecimiento por deformación, con el propósito de lograr resultados más precisos y cercanos a la realidad.

Como se sabe la deformación unitaria del concreto ϵ_c varía desde 0 hasta la deformación máxima del material ϵ_u , para cada una de las deformaciones de la sección se obtiene un punto del diagrama momento-curvatura de manera iterativa.

En el diagrama momento-curvatura de una sección de concreto existen 3 puntos importantes, los cuales son A, Y, U, tal como se muestra en la Figura 16:

Figura 16: Diagrama M- ϕ de una sección de concreto reforzado con la respectiva señalización de sus puntos más importantes. Adaptado de “Diagrama M- ϕ del concreto reforzado”, por Universidad Nacional Autónoma de México, 2010.

- El punto “A” es el correspondiente al primer agrietamiento, en este tramo del diagrama el concreto alcanza su resistencia a la tensión, así como por falla local empiezan a aparecer las primeras grietas al aumentar deformaciones por las cargas aplicadas al elemento. En la Figura 16 se puede observar que la capacidad a flexión de un elemento de concreto reforzado es muy baja por lo que en la mayoría de estudios se desprecia, incluso en una gran cantidad de investigaciones relacionados al diseño de concreto consideran que a partir del punto A se da comienzo del rango elástico de la sección.

Cabe mencionar que debido a que el tramo de la curva anterior al punto A en varias ocasiones se debe obviar, esto es con el propósito de simplificar los cálculos ya que para el diseño es de poca o nula utilidad. En consecuencia, realiza el diagrama momento-curvatura únicamente tomando en consideración 2 puntos, el “Y” e “U”, esta

simplificación de la curva $M-\phi$ toma el nombre de “Representación bilineal del diagrama $M-\phi$ ”, tal como se muestra en la Figura 17.

- El punto “Y” corresponde al punto de fluencia del acero a tensión el cual define el final de comportamiento elástico de la sección. En varios estudios y más claramente al hacer la representación bilineal del diagrama $M-\phi$ la zona elástica se considera como la recta que une el origen de coordenadas con el punto Y, este punto es cuando el acero a tensión alcanza su máxima fluencia.
- El punto “U” se obtiene cuando el concreto llega a su máxima deformación útil a compresión ϵ_u o cuando el acero alcance su punto de rotura, Aguiar, (2002).

Figura 17: Representación bilineal del Diagrama $M-\phi$ de una sección de concreto reforzado. Adaptado de “Diagrama bilineal del gráfico $M-\phi$ del concreto reforzado”, por Universidad Nacional Autónoma de México, 2010.

La base teórica que se debe seguir en orden para obtener el diagrama Momento-Curvatura es la siguiente:

- Se debe escoger un valor de deformación unitaria máxima para la sección de concreto (ϵ_c) con el propósito de calcular un punto del diagrama momento-curvatura.
- Se debe imponer una ubicación del eje neutro y con relación a esta ubicación dibujar el perfil de deformación a lo largo de la sección del elemento de concreto, se asume que la deformación mantiene un comportamiento lineal. Después utilizando la compatibilidad de deformaciones se calculan las deformaciones en el acero (ϵ_s).

- Una vez calculadas las deformaciones en el acero y el concreto se obtienen los respectivos esfuerzos para cada uno de éstos en base a las curvas esfuerzo-deformación de los respectivos materiales, en los que se analiza su zona no lineal.
- Con relación a los esfuerzos se determinan las fuerzas aplicadas sobre la sección de concreto y acero en los que se multiplica cada esfuerzo por su área.
- Se debe verificar que las fuerzas obtenidas mantengan el equilibrio en el elemento de concreto y acero, si no se cumple esta condición se debe aumentar o disminuir la profundidad del eje neutro hasta llegar a un estado de equilibrio.
- Después se logra obtener el momento flector interno que corresponde a la profundidad del eje neutro que causa el equilibrio en el elemento, mediante la multiplicación de cada fuerza por su brazo de momento respectivo. El brazo de momento es la distancia del eje de referencia considerado al centroide de la sección.
- La curvatura es la razón de deformación unitaria del concreto (ϵ_c) sobre la distancia al eje neutro.
- Por último, para construir el diagrama momento-curvatura se debe variar el valor de (ϵ_c) para obtener un valor de curvatura correspondiente y unir los puntos.

2.3.3.1. Conversión del diagrama momento-curvatura a un diagrama momento-giro

Para el análisis no lineal se considera una zona de daño en la cual se concentra la mayor parte de la deformación inelástica, esta zona se denomina rótula plástica. La zona de rótula plástica presenta una longitud de desarrollo que es medida desde la unión viga-columna a lo largo de la viga llamada longitud de rótula plástica (L_p).

En una revisión de la literatura respecto a qué consideraciones tomar para el valor de la longitud de la rótula plástica, algunas fuentes consideran a ésta el 10% de la longitud de la viga o columna.

Pero estudios realizados por Paula y Priestley (1992), demostraron que para obtener resultados más exactos se debe considerar que el valor de la longitud de rótula plástica (L_p) se aproxima al 50 % del peralte de la sección de viga o columna.

Con el propósito de poder analizar los diagramas momento-curvatura del elemento con programas computacionales como el Etabs, éstos se deben transformar a diagramas de momento-giro los cuales están función del momento flector y giro de la sección. Esta transformación se obtiene de multiplicar cada valor de la curvatura por la longitud de la rótula plástica (L_p), tal como se muestra en la Figura 18:

Figura 18: Conversión del diagrama momento-curvatura a un diagrama momento-giro. Adaptado de “Diagrama momento-curvatura y momento-giro para una sección de concreto”, por Mora, 2015.

Después de definir las rótulas plásticas, que son los diagramas momento-curvatura de la sección de viga o columna, éstas se deben asignar en los extremos de cada elemento. Esto es debido a que en estas zonas se concentran los mayores esfuerzos y deformaciones al momento de ocasionarse un movimiento sísmico

2.3.4. Análisis Estático no Lineal

El análisis que se realiza al comportamiento no lineal de los elementos estructurales, como vigas y columnas es de suma importancia en el diseño sismorresistente de la edificación. Esto se debe a que cuando se genera un movimiento sísmico de gran magnitud cuya recurrencia sea de 50 años a más, en las estructuras actúan fuerzas que las llevan a su rango inelástico.

En teoría los análisis dinámicos no lineales modelan de una forma más precisa el comportamiento de una estructura al producirse un movimiento sísmico, esto es debido a que su análisis va más allá del rango inelástico hasta llegar a su fase de rotura por lo que se puede calcular sus fuerzas axiales, cortantes y momento último en los que posteriormente se genera el colapso de la estructura.

A pesar de que este método es el más preciso también está sujeto a ciertas limitaciones, por ejemplo, su análisis es bastante complejo y debe ser realizado con herramientas computacionales más avanzadas que puedan procesar rápida y simultáneamente una gran cantidad de datos y variables.

Es por ello que se utilizará el Análisis Estático No Lineal (Pushover) para el estudio del comportamiento de las estructuras. Si bien este método no es muy exacto a comparación de los análisis dinámicos no lineales, es el que posee mayor aceptación y uso en la actualidad debido a su practicidad y buenos resultados. Principalmente el método de análisis Pushover consiste en aplicar cargas laterales a la estructura, aumentando monotónicamente las fuerzas de estas cargas hasta que la ésta colapse o se obtenga el desplazamiento del techo deseado.

Cabe mencionar que otro importante paso a considerar para realizar este análisis es el de utilizar los diagramas momento-curvatura para calcular las zonas más críticas de la sección de concreto, es decir donde al ocasionarse un movimiento sísmico se generarán las mayores deformaciones.

2.3.4.1. Objetivo del Análisis Pushover

El principal objetivo del procedimiento de análisis no lineal es el de generar la Curva de Capacidad, este gráfico relaciona la resistencia a la carga lateral de la edificación, que es la fuerza cortante basal versus su desplazamiento lateral en el techo.

La capacidad de la estructura es representada por esta curva, la forma más conveniente de trazarla es que esté en función de fuerza vs desplazamiento es mediante el seguimiento de la cortante basal y el desplazamiento en el techo.

Esta curva es generalmente construida para representar el primer modo de respuesta de la estructura basándonos en la suposición que este modo en función a la vibración que sufre la estructura es la respuesta predominante de la estructura.

La anterior suposición es generalmente aplicable para estructuras con periodos fundamentales de vibración de hasta aproximadamente un segundo.

La base teórica a seguir en orden para poder construir la curva de capacidad es la siguiente (Purca, 2015):

- Se debe realizar la modelación estructural de la edificación con la utilización de programas computacionales de diseño de estructuras como ETABS, SAP 2000, RISA, etc.
- Clasificar cada elemento del modelo, principalmente vigas y columnas como primarios o secundarios.
- Aplicar cargas laterales a la estructura tomando en consideración la geometría de la edificación, esto debido a que en función a este parámetro la forma de aplicación de las formas variará. Por ejemplo, para edificios convencionales se debe aplicar las fuerzas laterales sin considerar la fuerza vertical concentrada en el techo. Para edificios irregulares se debe aplicar fuerzas laterales en proporción al producto de las masas de piso y la forma del primer modo del modelo elástico de la estructura. Por último, para edificios flexibles se aplican fuerzas laterales de igual forma que para los edificios irregulares hasta la primera fluencia, después las fuerzas se ajustan que sean consistentes con el cambio de la forma de flexión.

- Calcular las fuerzas internas en los miembros debido a las fuerzas gravitacionales y fuerzas laterales externas.
- Recopilar los datos obtenidos de la cortante basal y los desplazamientos del techo, también puede ser de utilizar recopilar las fuerzas y rotaciones generados en los miembros de la estructura para después revisar el desempeño local.

Figura 19: Secuencia del análisis Pushover. Adaptado de “Análisis Estático No Lineal de estructuras”, por Arango, 2009.

2.3.5. Niveles de Desempeño

El nivel de desempeño representa un estado límite de daño, es una condición límite o tolerable que es establecida en función de tres parámetros fundamentales:

- Los posibles daños físicos que se pueden ocasionar en la estructura en los elementos estructurales y no estructurales de la edificación.
- La potencial amenaza en la seguridad de las ocupaciones de la edificación a consecuencia de los daños físicos.
- La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

Los niveles de desempeño se expresan en términos cualitativos y son útiles para el diseño por desempeño de las edificaciones. Para la presente tesis se utilizará la metodología de Niveles de Desempeño propuesto por el comité VISION 2000.

Como una revisión de la literatura relacionada a la evaluación del desempeño sísmico de una edificación empleando el criterio de niveles de desempeño, se presenta una descripción detallada de los estudios más completos hechos hasta el momento: el ATC-40, FEMA 356 y VISIÓN 2000.

En un principio la metodología de clasificación de los niveles de desempeño establecidos por el ATC-40 fueron más adelante acogidos en su totalidad por la FEMA 356 por lo que serán explicados como un solo conjunto.

2.3.5.1. Niveles de Desempeño según la propuesta del comité VISION 2000

Esta propuesta especifica cuatro niveles de desempeño que se describen según los siguientes parámetros.

Operacional: Este nivel corresponde a un estado en el cual esencialmente no ocurren deterioros en la edificación, esto debido a que los daños son tan insignificantes que se desprecian. La edificación en su totalidad y los servicios que ésta provee a sus ocupantes permanecer funcionales y disponibles para su uso inmediato, por lo general no es necesario recurrir a reparaciones.

Inmediatamente Operacional: En este nivel se exhiben daños moderados en los elementos no estructurales e incluso daños leves en los elementos estructurales de la edificación. El daño es escaso y no se compromete la seguridad de la estructura, por lo que puede ser ocupada en un tiempo inmediatamente posterior al sismo. Aunque los daños en algunos componentes no estructurales pueden paralizar parcialmente ciertas funciones de la estructura, por lo común reparaciones menores son necesarias.

Seguridad de Vida: Este nivel está relacionado a la ocurrencia de daños moderados en los elementos estructurales y los elementos no estructurales de la edificación. La rigidez

lateral de la estructura y su capacidad de soportar cargas laterales se ven reducidas ampliamente.

Sin embargo, la estructura aún posee un margen de seguridad para prevenir su colapso. Los daños producidos son considerables por lo que éstos pueden impedir que la edificación sea ocupada una vez finalizado el sismo, por lo que existe la posibilidad que sea necesario ejecutar trabajos de rehabilitación siempre y cuando sea viable económicamente.

Prevención del colapso : En este nivel la degradación excesiva de la rigidez lateral y la capacidad de la estructura para resistir cargas compromete la estabilidad de la estructura lo cual señala que está al borde del colapso. Los sistemas de evacuación pueden verse inhabilitados por fallos locales, aunque los elementos resistentes a las cargas verticales aún continúan en funcionamiento. En estas condiciones la edificación es insegura para la vida de sus ocupantes y los costos de reparación pueden ser no viables desde un punto de vista económico.

En la siguiente imagen se incluye una descripción resumida de los niveles permisibles de daño relacionados a cada uno de los cuatro niveles de desempeño propuestos por el comité VISION 2000, cada nivel posee sus componentes que están en función de los sistemas resistencias a cargas verticales y laterales, así como el nivel de daño hacia los componentes estructurales y no estructurales del sistema.

Tabla 5: *Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño*

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Inmediatamente Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad de vida	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Prevención Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Nota: Distintos niveles de desempeños y estados de daño en las estructuras. Adaptado de “Niveles de desempeño de las edificaciones”, por Comité Visión 2000, 1995.

2.3.5.2. Niveles de Desempeño según la propuesta del ATC-40 y FEMA 356

Los niveles de desempeño propuestos por el ATC-40 y la FEMA 356 para las edificaciones corresponden a una combinación de los niveles empleados para los elementos estructurales y los niveles utilizados para los elementos no estructurales los cuales son definidos y evaluados de forma independiente.

2.3.5.2.1. Niveles de los elementos estructurales

Existen tres niveles o estados de daños discretos, los cuales son: estabilidad estructural, seguridad y ocupación inmediata. Los niveles discretos pueden ser empleados para establecer criterios técnicos en los procesos de evaluación y reparación de estructuras.

Además, también se especifican dos rangos intermedios los cuales son: seguridad limitada y daño controlado. Los rangos intermedios sirven para discriminar de una forma más útil y adecuada el nivel de desempeño de la edificación, lo cual es especialmente de gran utilidad en caso de requerirse una evaluación o reforzamiento de un elemento de la estructura en particular.

Para la normativa ATC-40 los niveles se especifican con la abreviación, SP-n (Donde SP es la abreviatura en inglés de “Performance Estructural” y n es un número que oscila entre 1 y 6), para el caso de la FEMA 356 se utiliza S-n. En la presente tesis utilizaremos la nomenclatura SP-n.

A continuación, se detallarán estos 6 niveles de desempeño que se resumen de forma detallada en la Figura 20:

Niveles de desempeño para los elementos estructurales según la propuesta ATC-40 y FEMA 356	
Ocupación inmediata SP-1	Los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.
Daño controlado SP-2	Corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados.
Seguridad SP-3	Los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.
Seguridad Limitada SP-4	Corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.
Estabilidad Estructural SP-5	Este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que al sistema de cargas verticales continua funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles réplicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.
No considerado SP-6	Este no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

Figura 20: Descripción de los niveles de desempeño para los elementos estructurales según ATC-40 y FEMA 356.Fuente propia.

2.3.5.2.2. Niveles de los elementos no estructurales

Para los elementos no estructurales se consideran 4 niveles de desempeño, los cuales corresponde a estados discretos de daño, los cuales son: operacional, ocupación inmediata, seguridad, amenaza reducida. Los niveles poseen una abreviación NP-n (Las siglas NP corresponden a la traducción en inglés de “Performance No-Estructural” y n es una letra que toma valores que oscilan entre A y E), como se muestra en la Figura 21:

Niveles de desempeño para los elementos no estructurales según la propuesta ATC-40 y FEMA 356	
Operacional NP-A	Los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.
Ocupación inmediata NP-B	A pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.
Seguridad NP-C	Pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados.
Amenaza reducida NP-D	Se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.
No considerado NP-E	No es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones.

Figura 21: Descripción de los niveles de desempeño para los elementos no estructurales según ATC-40 y FEMA 356. Fuente propia.

Existen cuatro niveles de desempeño comúnmente aplicados para el análisis por desempeño de las estructuras, estos niveles son la combinación de los niveles de desempeño de los elementos estructurales (correspondiente a un número) y los no estructurales (correspondiente a una letra) de la edificaciones más comunes utilizados para el diseño de una edificación son los siguientes : Nivel de desempeño operacional (1-A), Nivel de desempeño ocupación inmediata (1-B) , Nivel de desempeño de seguridad (3-C) y el Nivel de desempeño prevención de estabilidad estructural (5-E) , tal como se ve en la siguiente en Figura 22 :

Niveles de Desempeño fundamentales para las estructuras	
Operacional 1-A	Los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad.
Ocupación inmediata 1-B	Corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.
Seguridad 3-C	La probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos corrientes. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden fallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.
Estabilidad estructural 5-E	El margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

Figura 22: Descripción de los niveles de desempeño fundamentales de las estructuras según ATC-40 y FEMA 356. Fuente propia.

2.3.5.3. Objetivos de diseño por desempeño

Una vez definidos los niveles de desempeño y los niveles de movimientos sísmicos se debe seleccionar los objetivos del desempeño sísmico para el diseño, los cuales son las expresiones que acoplan los niveles de desempeño deseados en una edificación para un nivel de movimiento sísmico esperado.

Estos objetivos de diseño están en función a parámetros como: ocupación, importancia de las funciones que suceden dentro de la edificación, factores económicos que incluyen los costos de reparación e interrupción de actividades, así como la importancia de la estructura como una fuente de patrimonio histórico y cultural (León, 2003).

2.3.5.3.1. Objetivos de diseño por desempeño según el comité VISION 2000

La presente investigación usará los objetivos por desempeño que presenta este comité, el cual comprende de 4 sismos de demanda y de 4 niveles de desempeño. Cabe recordar que las estructuras evaluadas corresponden a estructuras básicas, las cuales según la

Tabla 6, deberías de cumplir con el objetivo básico

Tabla 6: *Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras*

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al Colapso
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy raro (970 años)	-	3	2	1
0. Desempeño inaceptable				
1. Estructuras básicas				
2. Estructuras esenciales / riesgosas				
3. Estructuras de seguridad crítica				

Nota: Adaptado de “Performance Based Seismic Engineering of Buildings”, por comité VISION 2000, 1995.

2.3.5.3.2. Objetivos de diseño por desempeño según la propuesta FEMA 356

Los objetivos de desempeño se resumen en la Tabla 7 la cual es denominada como matriz de desempeño, en la que cada celda representa un objetivo de desempeño, el cual genera un objetivo de desempeño específico: Objetivo de Seguridad Básico, Objetivo Mejorado, Objetivo Limitado), estos se determinan de la siguiente forma (Soto, 2009):

- **k +p** = Objetivo de Seguridad Básico (BSO, de “Basic Safety Objective)
- **k +p** + cualquier letra de **a, e, i, b, f, j, ó n** = Objetivos Mejorados (Enhanced Objectives)
- Únicamente **ó n** únicamente **ó m** únicamente = Objetivo Mejorado (Enhanced Objective)
- **k** únicamente **ó p** únicamente = Objetivo Limitado (Limited Objective)
- **c, g, d, h, l** = Objetivo Limitado (Limited Objective)

Tabla 7: *Objetivos de desempeño de la estructura*

Movimiento	Nivel de desempeño de la estructura			
Sísmico	Operacional Nivel (1-A)	Ocupación inmediata Nivel (1-B)	Seguridad Nivel (3-C)	Estabilidad estructural Nivel (5-E)
50%/50 años	a	b	c	d
20%/50 años	e	f	g	h
BSE-1 (10%/50 años)	i	j	k	l
BSE-2 (2%/50 años)	m	n	o	p

Nota: Descripción de los objetivos de desempeño según la propuesta FEMA 356.
Adaptado de “Objetivos de desempeño en estructuras”, por FEMA 356, 2000.

2.3.6. Espectro de Demanda

El espectro de demanda se obtendrá de la transformación del espectro sísmico, el cual será hallado con la Norma E 030. Estos espectros sísmicos serán modificados con los factores de escala para obtener los diferentes movimientos sísmicos que se presentan en la normativa del comité VISION 2000.

2.3.6.1. Movimientos sísmicos de diseño

En este tópico se evalúa la amenaza sísmica, la cual comprende los efectos directos que sufre la edificación tales como: rotura en el epicentro, vibración del suelo, licuefacción del terreno, derrumbes de tierra, asentamientos y efectos indirectos como maremotos, incendios, deslizamientos de tierra entre otros (Soto, 2009).

Estos efectos pueden generar daños que pueden afectar el desempeño estructural de la edificación la cual a su vez también depende de la magnitud del mismo, distancia de la

edificación al epicentro del sismo, la dirección de propagación de la ruptura de falla y las características geomorfológicas de la región.

Cada uno de estos efectos son los componentes de las potenciales amenazas que podría sufrir la estructura al presentarse una sollicitud sísmica por lo que deben ser investigados específicamente como una parte del proceso del diseño por desempeño.

Con el propósito de lograr aplicaciones prácticas en base al diseño por desempeño es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos que probablemente ocurran en un periodo de tiempo establecido y que puedan ocasionar un rango de severidad sísmica para un nivel de desempeño en particular que la estructura debe presentar.

Los eventos sísmicos discretos recién el nombre de “Movimientos sísmicos de diseño”, el cual varía dependiendo del sitio, así como de la sismicidad de la región en la que se va a construir la edificación también depende de los niveles social y económicamente aceptables del daño por parte de las instituciones responsables, los propietarios y usuarios de las estructuras (León, 2003).

Como una revisión de la literatura se explicarán los movimientos sísmicos de diseño considerados por VISION 2000, ATC-40 y FEMA 356.

2.3.6.1.1. Movimientos sísmicos según la propuesta del comité VISION 2000

Los movimientos sísmicos de diseño son descritos por el comité VISION 2000 en función de intervalos de recurrencia media o probabilidades de excedencia, estos intervalos son una expresión del periodo promedio de tiempo el cual está expresado en años que transcurre una vez que se produce un determinado sismo.

La probabilidad de excedencia es una representación estadística de la probabilidad que un sismo exceda cierta severidad durante un periodo de tiempo en años, tal como se puede observar en la Tabla 8.

El periodo de retorno TR se relaciona directamente con la probabilidad de excedencia p para un determinado número t de años, utilizando la Ecuación 2.4:

$$T_r = -\frac{t}{\ln(1-p)} \quad (2.4)$$

T: Periodo de retorno, en años.

p: Probabilidad de excedencia.

t: Tiempo de exposición, en años.

Tabla 8: *Movimientos sísmicos de diseño*

Movimiento sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	950 años	10% en 100 años

Nota: Intervalos de recurrencia y probabilidades de excedencia para los distintos tipos de movimientos sísmicos. Adaptado de “Movimientos sísmicos de diseño en estructuras”, por SEAOC, 2000.

2.3.6.1.2. Movimientos sísmicos según la propuesta del ATC-40

El ATC-40 emplea tres niveles de movimientos sísmicos de diseño para las edificaciones, las cuales son: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Las nomenclaturas en inglés de S, D, M y E corresponde a su traducción en español como Servicio, Diseño, Máximo y Terremoto por “Earthquake”.

Sismo de servicio (SE): Corresponde a un movimiento sísmico que posee una probabilidad del 50 % en ser excedido durante un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 72 años. Los sismos de este tipo son los más frecuentes debido a que existen altas probabilidades que se presenten más de una vez durante el periodo de servicio de

la estructura. La magnitud de estos sismos se puede aproximar a la mitad de los sismos de diseño empleados en las normativas y códigos.

Sismo de diseño (DE): Corresponde a un movimiento sísmico de poca frecuencia de intensidad que varía entre moderada y severa que puede ocurrir por lo menos una vez durante el periodo de servicio de la estructura. Es un movimiento sísmico que tiene una probabilidad del 10 % en ser excedido durante un periodo de 50 años, además tiene un periodo de retorno de 475 años. Este tipo de sismo generalmente se utiliza en los códigos de diseño para estructuras.

Sismo Máximo (ME): Corresponde al máximo movimiento sísmico que se puede esperar en el terreno donde se encuentra la edificación, posee una probabilidad de 5% de ser excedido durante un periodo de 50 años, además posee un periodo de retorno de 975 años. Este tipo de demanda sísmica oscila entre 1.25 y 1.5 veces el valor del sismo de diseño especificado en las normas y es empleado para el diseño de estructuras especiales.

2.3.6.1.3. Movimientos sísmicos según la propuesta del FEMA 356

La normativa FEMA 356 posee cuatro niveles de movimientos sísmicos en los cuales las estructuras deben cumplir cierto nivel de desempeño, Soto (2009). La nomenclatura de esta normativa es BSE-n (Las ciclas BSE corresponde a “Seguridad Básica en el terremoto” y “n” es un valor numérico que oscila entre 1 y 2). Los movimientos sísmicos según la FEMA 356 se describirán a continuación.

- Sismo con una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años con un periodo de retorno de 72 años, es el sismo Frecuente.
- Sismo con una probabilidad de excedencia de 20% en 50 años con un periodo de retorno de 225 años, es el sismo Ocasional.
- Sismo con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años con un periodo de retorno de 474 años, es el sismo Raro.
- Sismo con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años con un periodo de retorno de 2475 años, es el sismo Muy Raro

2.3.6.2. Espectro Sísmico (NTP-E.030)

Con la Norma Peruana E.030 se obtiene un espectro de respuesta elástico lineal correspondiente a un sismo considerado como Sismo de Diseño en base a la Ecuación 2.5:

$$S_a = ZUCSg \quad (2.5)$$

S_a : Espectro de pseudo aceleración

Z : Factor de zona

U : Factor de uso o importancia

C : Factor de amplificación sísmica

S : Factor de amplificación de suelo

g : Gravedad

Para obtener el espectro elástico en base a un nivel de sismo definido, se multiplica el espectro sísmico inicial por los coeficientes sugeridos en puntos anteriores.

2.3.6.2.1. Transformación del Espectro Sísmico a un formato de Espectro de Demanda

El espectro sísmico deberá ser transformado a un formato de pseudo aceleración vs pseudo desplazamiento, esto con el objetivo de poder determinar el punto de desempeño. Cada punto de la curva del espectro de respuesta está asociado con una única aceleración espectral, S_a , velocidad espectral, S_v , desplazamiento espectral, S_d y un periodo, T . Para convertir un espectro desde su forma estándar, es necesario determinar el valor de S_{di} para cada punto de la curva, S_{ai} , T_i (ATC, 1996), tal como se observa en la Figura 23. Esto puede ser realizado con la Ecuación 2.6:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g \quad (2.6)$$

S_{di} : Desplazamiento espectral

T_i : Periodo de retorno
 S_{ai} : Aceleracion espectral
 g : Gravedad

Figura 23: Espectro de Demanda en Formato ADRS. Adaptado de “Espectro de respuesta en Formato ADRS (S_a VS S_d)”, por ATC-40, 1996.

2.3.7. Curva de Capacidad

2.3.7.1. Generalidades

La capacidad que una estructura depende de los materiales con los que ha sido construido, principalmente de la capacidad de deformación del material. Como se mencionó, el análisis estático no lineal pushover tiene como objetivo principal generar la Curva de Capacidad, tal como se muestra en la Figura 24 que será obtenida con el uso del programa Etabs, presentando en su abscisa el desplazamiento lateral y en la ordenada la fuerza aplicada a la estructura.

Esta curva presenta pendientes que disminuyen conforme aumentan los desplazamientos de la estructura, lo que es producto de la disminución de la rigidez de los elementos que la componen. Es por esto que la curva de capacidad ayuda a entender el comportamiento de la estructura luego de superar sus estados elásticos.

Figura 24: Gráfico de Fuerza vs Deformación de la estructura. Adaptado de “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building”, por ASCE, 2013.

La idealización de la curva de capacidad presenta 2 puntos de control que son los de mayor importancia:

- Capacidad de fluencia. Es el límite de la respuesta lineal, pasando esto ya se considera que la estructura está en un comportamiento plástico.
- Capacidad última. Es el punto en el que la estructura ya presenta más propiedades dúctiles; es decir, puede seguir presentando desplazamientos sin proporcionar resistencia alguna hacia la fuerza que se le aplica.

2.3.7.2. Transformación de la Curva de Capacidad a un Espectro de Capacidad

En el diseño por desempeño para usar la curva de capacidad, esta tiene que ser transformada a un Espectro de Capacidad, el cual está en un formato de pseudo aceleración-pseudo desplazamiento (S_a VS S_d). Para lograr esta transformación se utilizarán las Ecuaciones 2.7, 2.8, 2.9 y 2.10 que son establecidas por el ATC-40 y que se mostraran a continuación:

$$PF1 = \frac{\left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1})/g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2)/g} \right]}{\quad} \quad (2.7)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1})/g}{\sum_{i=1}^N w_i/g} \right]^2}{\left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2)/g}{\sum_{i=1}^N w_i/g} \right]} \quad (2.8)$$

$$S_{ai} = \frac{V_i/W}{\alpha_1} \quad (2.9)$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo,1}} \quad (2.10)$$

Donde:

PF1: Factor de participación modal para el primer modo

α_1 : Coeficiente modal de masa para el primer modo

w_i/g : Masa asignada al nivel i

ϕ_{i1} : Amplitud del modo 1 en el nivel 1

N : Nivel N, nivel que es el más alto en la parte principal de la estructura

V: Cortante basal

W: peso muerto del edificio más posible carga viva

Δ_{techo} : Desplazamiento del techo

S_a : Aceleración espectral

S_d : Desplazamiento espectral

2.3.7.3. Representación Bilineal del Espectro de Capacidad

Para determinar el amortiguamiento efectivo y realizar una reducción correcta de la Demanda Espectral, es necesario realizar una representación bilineal del Espectro de Capacidad. La construcción de esta idealización requiere tener un punto (api, dpi), el cual es conocido como un punto de desempeño tentativo definido por el encargado de diseñar la estructura.

Esto con el objetivo de obtener un espectro de demanda reducido. En el caso que el punto tentativo sea el punto de intersección entre el espectro de demanda reducido y el espectro de capacidad, entonces este será el Punto de Desempeño, tal como se muestra en la Figura 25.

Figura 25: Representación Bilineal del Espectro de Capacidad. Adaptado de “Representación Bilineal” por Delgadillo, 2005.

La construcción de esta representación bilineal se realiza dibujando una línea siguiendo la rigidez inicial desde el origen junto a otra línea que parte del punto tentativo (api , dpi) hasta la intersección con el punto (ay , dy) usando una pendiente que mantenga al área $A1$ y al área $A2$ con valores aproximadamente iguales. Esto último es con el objetivo de mantener las energías iguales en cada curva.

2.3.8. Punto de Desempeño

El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento estructural esperado para un sismo con determinada demanda sísmica. Es extremadamente útil para el diseño de nuevas edificaciones, para la rehabilitación de las estructuras existentes y para poder realizar un análisis de vulnerabilidad y daños generados por un sismo.

La correcta identificación del punto permite a los diseñadores estructurales entender mejor el comportamiento de una edificación sometida a movimientos sísmicos con distinta intensidad por lo que es una metodología para aumentar los niveles de seguridad a un mejor costo.

El punto de desempeño es el punto de intersección entre los espectros de capacidad y espectro de demanda, los cuales están en función de aceleración espectral y desplazamiento espectral.

2.3.8.1. Obtención del punto de desempeño con los espectros de capacidad y demanda

Después de construir los espectros de capacidad y demanda en formato de desplazamiento espectral y aceleración espectral se debe calcular el punto de desempeño, que es el punto en donde se interceptan ambos espectros. Al momento de realizar este procedimiento se pueden presentar 3 posibles casos, los cuales se muestran en las Figuras 26, 27 y 28:

Figura 26: Caso de Intersección en la zona elástica del espectro de capacidad. Adaptado de “Curva de Intersección Elástica”, por Mora, 2015.

Figura 27: Caso de Intersección en la zona inelástica del espectro de capacidad. Adaptado de “Curva de Intersección Inelástica”, por Mora,2015.

Figura 28: Caso de no intersección entre los espectros de capacidad y demanda. Adaptado de “Curva de No Intersección”, por Mora,2015.

Para el Caso 1 en donde la intersección está ubicada en la zona elástica del espectro de capacidad el punto de desempeño corresponde al mismo punto de esta intersección.

Esto es debido a que la intersección en la zona elástica de la estructura determina un comportamiento elástico ante un nivel de demanda presentado por lo que al ocasionarse un movimiento sísmico de gran magnitud la edificación no presentará grandes daños estructurales.

2.3.8.2. Obtención del punto de desempeño para el caso de intersección en la zona elástica del espectro de capacidad y no intersección de espectros

Para el Caso 2 y Caso 3 en donde la intersección está ubicada en la zona inelástica del espectro o cuando la intersección de ambos espectros es inexistente, el análisis para calcular el punto de desempeño consiste en reducir el espectro de demanda en relación al grado de daño que tenga la estructura, debido a que el daño que una estructura pueda presentar ante una determinada demanda sísmica está relacionado con el grado de amortiguamiento que ésta presente, este proceso se muestra en las Figuras 29,30,31,32,33,34 y 35.

El espectro de demanda utilizado en la norma E.030 corresponde a un amortiguamiento máximo de 5 %, pero una estructura que presente mucho daño tendrá un amortiguamiento mayor a 5%. Esto es debido a que el amortiguamiento total de una estructura es la suma del amortiguamiento inherente de la estructura especificado en la norma E.030 (5%) y el amortiguamiento histerético generado por los desplazamientos inelásticos que se generan en la edificación.

Por esta razón el espectro de demanda debe ser reducido para que se pueda llegar a un grado de amortiguamiento cercano al crítico.

Figura 29: Reducción del espectro de demanda en relación al daño de la estructura. Adaptado de “Reducción del espectro de Demanda”, por Mora,2015.

Para realizar la reducción del espectro de demanda se utilizan los procedimientos indicados en la norma ATC-40.

- En primer lugar, se debe identificar un punto tentativo en la zona inelástica del espectro de capacidad

Figura 30: Obtención del punto tentativo de desempeño. Adaptado de “Punto tentativo de Desempeño”, por Mora,2015.

- Después se tendrá un modelo bilineal de la curva de capacidad, acto seguido se traza una línea radial de periodo la cual parte del origen de coordenadas y cruza al punto tentativo de desempeño (Pi).

Figura 31: Cálculo de la línea de periodo. Adaptado de “Línea de Periodo”, por Mora,2015.

- A continuación, se debe realizar la reducción del espectro de demanda empleando las Ecuaciones 2.11 y 2.12:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[\frac{6.37k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12} \quad (2.11)$$

$$SR_v = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[\frac{6.37k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} \quad (2.12)$$

k : Factor de modificación por amortiguamiento. El cual depende del tipo de estructura, cuando se analiza estructuras básicas k es el valor de 1.

(a_{pi}, d_{pi}) : Coordenadas del punto tentativo de desempeño.

(a_y, d_y) : Coordenadas del punto de fluencia efectiva, que se calcula a partir del modelo bilineal del espectro de capacidad

Figura 32: Espectro de Demanda reducido. Adaptado de “Espectro de Demanda”, por Mora,2015.

- Después se identifican las intersecciones entre la línea de periodo con el Espectro de Demanda reducido, representados con puntos verdes ($P'i$)

Figura 33: Cálculo del punto $P'i$. Adaptado de “Calculo del $P'i$ ”, por Mora,2015.

- El procedimiento se ejecutará varias veces para varios puntos de desempeño tentativos (P_i) asumidos en el tramo inelástico del espectro de capacidad. La unión de todos los puntos P_i darán como resultado el “Espectro de Demanda para Amortiguamiento variable”, conocido como EDAV.
- Por último, la intersección del EDAV con el Espectro de Capacidad dará como resultado el punto de desempeño de la estructura.

Figura 34: Cálculo del punto de desempeño con el EDAV. Adaptado de “Cálculo del punto de desempeño”, por Mora, 2015.

Para la obtención del punto de desempeño también se considera que si el desplazamiento que corresponde a la nueva intersección (d_p) del espectro de capacidad y el espectro reducido está dentro del 5% de variación del desplazamiento tentativo (d_{pi}), el punto de desempeño será la nueva intersección. Caso contrario, al no cumplirse esta tolerancia, se debe repetir con otros puntos tentativos.

Figura 35: Obtención de punto de desempeño. Adaptado de “Cálculo del punto de desempeño”, por Mora, 2015.

3. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1. Descripción del Proyecto

Las edificaciones propuestas en la presente tesis de investigación y que serán diseñadas empleando dos tipos distintos de materiales los cuales serán el concreto convencional y concreto ligero con el objetivo de poder comparar resultados más adelante tienen por nombre “Viviendas Multifamiliares Miraflores”.

Figura 36: Imagen referencial de una vivienda multifamiliar ubicada en Miraflores – Lima. Fuente: Internet.

3.1.1. Ubicación

El edificio se ubica en Miraflores, Calle Grimaldo Del Solar Cdra. 4, Distrito de Miraflores, Departamento de Lima-Perú.

3.1.2. Descripción Arquitectónica del Proyecto

Las propuestas arquitectónicas de las viviendas multifamiliares se basan en una edificación de 10 pisos, por cada piso van a existir dos departamentos, además estos van a poseer características similares para toda la estructura.

3.1.3. Descripción Estructural del Proyecto

3.1.3.1. Características mecánicas de los materiales

El material predominante de la primera edificación es el concreto armado convencional, el concreto tendrá una resistencia a la compresión de 210 kg/cm² y de 280 kg/cm², con módulos de elasticidad de 218819.789 kg/cm² y 252671.328 kg/cm² respectivamente. Asimismo, las barras de refuerzo serán de grado 60 con un punto de fluencia (fy) de 4200 kg/cm².

El material predominante de la segunda edificación es el concreto liviano de arcilla expandida conocido también como LECA, el concreto tendrá una resistencia a la compresión de 210 kg/cm² y de 280 kg/cm², con módulos de elasticidad de 127350.118 kg/cm² y 147051.25 kg/cm² respectivamente. Asimismo, las barras de refuerzo serán de grado 60 con un punto de fluencia (fy) de 4200 kg/cm².

3.1.3.2. Normas y Cargas de Diseño

Se emplearon los siguientes códigos y normas para realizar el análisis y diseño de las edificaciones:

- Norma de Cargas: E-0.20
- Norma de Diseño Sismorresistente: E-0.30
- Norma de Suelos y Cimentaciones: E-0.50
- Norma Peruana de Concreto Armado: E-0.60

3.1.3.3. Características del suelo

El suelo superficial del terreno perteneciente al área donde va a estar ubicada nuestra edificación es variado, posee un depósito aluvial hacia el continente que se diferencia en función a su cercanía al litoral después encontrándose en la parte baja del acantilado y por el litoral donde existen depósitos marinos.

Para propósitos de evaluación de la peligrosidad sísmica del sector a nivel de superficie del terreno se determinó que el factor de amplificación sísmica por efecto local en la zona de construcción de la vivienda multifamiliar es $S=1$ se consideraron valores de los periodos $T_p=0.4$ y $T_l=2.5$ con lo cual se determina que la zona posee un suelo tipo 1 procedente de la norma sismorresistente peruana E.030, además la capacidad portante del suelo oscila entre 2 a 5 kg/cm².

3.2. Diseño Estructural

En este capítulo se mostrará y detallarán los procedimientos y consideraciones que se han tomado para el pre dimensionamiento, análisis sísmico, diseño estructural y diseño por desempeño de las 2 estructuras estudiadas en la presente investigación.

3.2.1. Modelo Estructural de la Edificación

Para alcanzar los objetivos de la presente investigación es necesario el uso de diferentes herramientas que son necesarias para poder conocer los desplazamientos de las estructuras con sus características dinámicas. En este caso las estructuras han sido modeladas mediante el software Etabs, se puede ver una vista en 3D del modelo de edificaciones empleado en la Figura 37.

Figura 37: Vista en 3D de la edificación. Fuente propia.

3.2.1.1. Pre dimensionamiento

Toda estructura inicialmente no tiene definidas las secciones de sus elementos estructurales, el cual termina de ser verificado luego del diseño estructural. Es por esto que para iniciar con una geometría que se acerque a la realidad se hace un pre dimensionamiento, que por lo general ya cuenta con diferentes criterios que se deben tomar. Para los elementos de concreto liviano, se han tomado las consideraciones brindadas por el ACI 318 (2014).

a) Losas

Se decidió usar losa maciza en las estructuras, sus dimensiones iniciales fueron obtenidas de la Tabla 9:

Tabla 9: *Espesores de losas según la luz libre*

Espesor	Descripción
h = 12 o 13 cm	Para luces menores a 4 m
h = 15 cm	Para luces menores a 5.5 m
h = 20 cm	Para luces menores a 6.5 m
h = 25 cm	Para luces menores a 7.5 m

Nota: Espesores recomendados para las luces indicadas, estas son 5cm menos que los espesores de las aligeradas.

❖ La luz más crítica de nuestra edificación es de 5.4 metros y debido a que ésta trabaja en dos direcciones se utilizará un espesor para ambas losas de concreto convencional y liviano de 20 cm.

b) Vigas

Para el pre dimensionamiento de las vigas se recomienda la siguiente relación que generalmente es usada para obtener el peralte en función de la luz libre, con la Ecuación 3.1.

$$h = \frac{1}{10} L \quad (3.1)$$

Donde:

h = Peralte de la viga

L = Luz libre

Las vigas centrales concreto convencional serán de secciones de 40x60 cm mientras que las vigas perimetrales serán de 30x50 cm.

Las vigas centrales concreto liviano serán de secciones de 40x50 cm mientras que las vigas perimetrales serán de 30x50 cm.

c) Columnas

En este caso, la norma mencionada anteriormente indica que el diseño de las columnas es el mismo tanto para las estructuras de concreto convencional como para las de concreto liviano. Por este motivo el pre dimensionamiento tendrá el mismo procedimiento para todas las columnas. Sin embargo, se encuentran ciertas diferencias en las dimensiones de las columnas de las 2 estructuras debido a que este proceso depende directamente del peso que estos elementos soportarán.

El pre-dimensionamiento de columnas se usa las Ecuaciones 3.2 y 3.3:

$$\text{Área de columna} = \frac{PxAN}{0.45 f'c} \quad (3.2)$$

$$\text{Área de columna} = \frac{PxAN}{0.35 f'c} \quad (3.3)$$

Donde:

P: 1000 – 1300 para NC y 650 - 900 para LWC

A: Área tributaria

N: Número de pisos

f'c: Resistencia a la compresión del concreto

Empleando la Ecuación 3.2 para las columnas centrales y la Ecuación 3.3 para las columnas perimetrales se determinó sus dimensiones, escogiéndose la dimensión más crítica y homogeneizándose con el propósito de hacer más sencillo el proceso de diseño. En el caso de la estructura de concreto convencional se utilizaron columnas de 60x60 cm mientras que en la estructura de concreto se utilizó columnas de 50x50 cm.

3.2.2. Cargas y Combinaciones de Cargas

Existen diferentes cargas que ejercen fuerzas a las estructuras; sin embargo, para el diseño de estas, se usan las cargas más críticas debido a que no todas las cargas actúan

en simultáneo. En este punto se explicarán cuáles son las consideraciones que se han tomado para definir las cargas que ejercen fuerzas sobre las estructuras en diferentes direcciones. Es necesario mencionar que estas serán la base de las fuerzas con las que se diseñen los elementos estructurales.

3.2.2.1. Cargas Muertas y Vivas

Las cargas externas son muy importantes, ya que de estas dependen las fuerzas laterales que serán aplicadas a las estructuras. Además de las cargas por peso propio de los elementos, están las cargas vivas que son definidas por la norma E020 en su capítulo 3. Para el caso de la presente investigación se tiene que la carga viva es de 200 kg/m^2 en un piso típico debido a que las estructuras son con fines de vivienda; sin embargo, para el techo esta carga cambia a 100 kg/m^2 .

Para el caso de la carga muerta, se define que la tabiquería junto al acabado suma un total de 250 kg/m^2 y al igual que el caso de la carga viva, en el techo se tiene una carga muerta de 100 kg/m^2 .

3.2.2.2. Combinación de Cargas

Como los elementos son diseñados para obtener resistencias como mínimo iguales a las resistencias requeridas, las fuerzas que se aplican a las estructuras son amplificadas mediante combinaciones que son establecidas por la Norma E060. Para la presente investigación, se tiene a la combinación de resistencia requerida solo para cargas muertas y cargas vivas, además debido a que existen fuerzas sísmicas se usan un par de combinaciones más que consideran a esta fuerza. Los casos mencionados anteriormente son representados con las Ecuaciones 3.4, 3.5 y 3.6:

$$U = 1,4 CM + 1.7 CV \quad (3.4)$$

$$U = 1,25 (CM + CV) \pm CS \quad (3.5)$$

$$U = 0.9 CM \pm CS \quad (3.6)$$

Las combinaciones que se usarán en esta investigación son en total 9, dado que las fuerzas sísmicas están presentes en diferentes ejes.

3.2.2.3. Análisis Modal Espectral

En este punto se definirán los parámetros de ingreso al software y las consideraciones que se deben tomar en función a la norma técnica sismorresistente E.030. Por lo que se empieza obteniendo el diagrama de pseudo-aceleración que es fundamental para obtener los desplazamientos y características dinámicas de las edificaciones. Este diagrama se obtiene en función a las características de la zona en la que se encuentran las edificaciones, de sus características físicas y principalmente de su ductilidad, ya que este determinará cual es el factor de reducción que se tendrá que aplicar al espectro de aceleraciones. Estos parámetros se encuentran en la Tabla 10.

Antes de realizar el análisis sismorresistente se recomienda tener bien estructurada la edificación del proyecto. A continuación, se mostrará en la Figura 38 la estructuración en planta correspondiente a un piso típico.

Figura 38: Vista en planta de un piso típico. Fuente propia.

La cortante basal se calcula utilizando la fórmula establecida por la norma técnica peruana sismo resistente E.030, que se muestra en la Ecuación 3.7.

$$V = \frac{ZUCS}{R} P \quad (3.7)$$

Donde:

Z: Factor de zona

U: Factor de uso o importancia

C: Factor de amplificación sísmica

S: Factor de amplificación del suelo

R: Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

P: Peso total de la edificación

Tabla 10: *Parámetros para obtener la fuerza basal de las estructuras*

Factor	Descripción	Valor
Factor de zona, Z	Edificación ubicada en la ciudad de Lima	0.45
Factor de suelo, S	El suelo de la cimentación corresponde a un suelo rígido	1
Periodo T_p y T_l	Según el tipo de suelo	0.4 y 2.5 respectivamente
Factor de uso, U	Edificación de categoría C, vivienda	1
Periodo Fundamental de Vibración, T	Considerando un $C_t=45$	0.8
Factor de Reducción de fuerzas, R	Según la norma	7

Nota: Los parámetros son los mismos para las 2 estructuras (Convencional y de Concreto Liviano). Fuente propia.

El peso de la estructura según la norma E.030 para la edificación de tipo C será definida por la Ecuación 3.8.

$$W = CM + 0.25*CV + 0.25*CVT \quad (3.8)$$

Donde:

W: Peso total de la estructura

CM: Carga muerta de la estructura

CV: Carga viva de la estructura

CVT: Carga viva de techo

3.2.2.3.1. Espectro de demanda según norma técnica sismorresistente E.030

Cada una de las direcciones estudiadas necesita tener un espectro inelástico definido de pseudo-aceleraciones. En base a la norma E030, se tiene que este valor corresponde a la Ecuación 3.9.

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} g \quad (3.9)$$

Donde:

Z: Factor de zona

U: Factor de uso o importancia

C: Factor de amplificación sísmica

S: Factor de amplificación del suelo

R: Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

Sa: Espectro de pseudoaceleraciones

g: Gravedad

Considerando que:

- $T < Tp$ $C = 2.5$
- $Tp < T < Tl$ $C = 2.5 * \left(\frac{Tp}{T}\right); C \leq 2.5$
- $T > Tl$ $C = 2.5 * \left(\frac{Tp * Tl}{T^2}\right)$

Usando las ecuaciones presentadas anteriormente se obtiene el espectro de pseudo-aceleraciones (Sa) vs Periodo (T) que se presenta en la Figura 39.

Figura 39: Espectro de Demanda según E.030.Fuente propia.

Tras insertar los parámetros junto a las cargas y el espectro de pseudo-aceleración a Etabs, se verifica que las fuerzas cortantes dinámicas en la base de las estructuras sean como mínimo el 80% de las fuerzas basales estáticas para cumplir con el requerimiento que estipula la norma E0.30 en su numeral 4.6.4 correspondiente a la “Fuerza Cortante Mínima”. Las fuerzas basales estáticas y dinámicas de las estructuras cuales fueron halladas con la Ecuación 3.7. Para este proceso, se obtienen los pesos de cada piso con ayuda del software mencionado anteriormente como se muestra en la Tabla 11:

Tabla 11: *Peso de cada piso en las estructuras de NC y LWC*

Piso	NC	LWC
Story10	425952	298113.6
Story9	587520	434217.6
Story8	587520	434217.6
Story7	587520	434217.6
Story6	587520	434217.6
Story5	587520	434217.6
Story4	587520	434217.6
Story3	587520	434217.6
Story2	587520	434217.6
Story1	587520	434217.6
Total (kg)	5713632	4206072
Total (ton)	5713.632	4206.072

Nota: Los pesos de ambas estructuras fueron calculados con el programa ETABS. Fuente propia.

A continuación, se muestran las Figuras 40 y 41 donde se visualizan las fuerzas dinámicas en el eje X y eje Y, la fuerza del eje X está representada por la línea de color azul y para el eje Y de color rojo.

Figura 40: Fuerzas dinámicas de la estructura de concreto convencional en el eje X y Y. Fuente propia.

Figura 41: Fuerzas dinámicas de la estructura de concreto liviano en el eje X y Y. Fuente propia.

El 80% de la fuerza estática basal en la estructura de concreto convencional es de 338.92 t, mientras que su cortante basal dinámico tiene un valor de 354.23 t. Asimismo, para la estructura de concreto liviano el 80% de su fuerza estática basal dio un resultado 202.72 t y su cortante basal dinámico un valor de 219.03 t por lo tanto se cumple con este criterio y no es necesario escalar los resultados obtenidos.

3.2.3. Características dinámicas

Las características dinámicas ayudan a comprender de una forma correcta la respuesta de la estructura frente a diferentes fuerzas. El periodo fundamental junto a la masa participante es muy importante para decidir el tipo de análisis que se desea realizar a la estructura.

Después se debe verificar ciertos parámetros para realizar correctamente el análisis modal espectral. De acuerdo a la norma peruana NTE E030 en primer lugar se debe incluir en el análisis un suficiente número de modos para obtener una participación de masa modal combinada de al menos 90% de la masa de la edificación ya sean en la dirección X o Y, las cuales son las que reciben mayor participación modal, para ambos tipos de estructuras.

Cabe mencionar que al realizar este análisis también se debe verificar en las estructuras que en los dos primeros modos de vibración las estructuras tengan una respuesta en forma de desplazamientos traslacionales ya sea en X o Y y recién en el tercer modo de vibración presenten movimientos torsionales.

Tabla 12: *Masa participativa acumulada de la estructura de concreto convencional en las direcciones X e Y*

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
		sec					
Modal	1	0.867	0.7899	0	0	0.7899	0
Modal	2	0.86	0	0.7863	0	0.7899	0.7863
Modal	3	0.612	0	0	0	0.7899	0.7863
Modal	4	0.276	0.102	0	0	0.8919	0.7863
Modal	5	0.272	0	0.1025	0	0.8919	0.8888
Modal	6	0.195	0	0	0	0.8919	0.8888
Modal	7	0.152	0.0393	0	0	0.9311	0.8888
Modal	8	0.149	0	0.0397	0	0.9311	0.9286

Nota: Fuente propia.

Tabla 13: Masa participativa acumulada de la estructura de concreto liviano en las direcciones X e Y

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
		sec					
Modal	1	1.067	0.7981	0	0	0.7981	0
Modal	2	1.041	0	0.7859	0	0.7981	0.7859
Modal	3	0.729	0	0	0	0.7981	0.7859
Modal	4	0.344	0.1008	0	0	0.899	0.7859
Modal	5	0.33	0	0.1036	0	0.899	0.8895
Modal	6	0.234	0	0	0	0.899	0.8895
Modal	7	0.193	0.0372	0	0	0.9362	0.8895
Modal	8	0.18	0	0.0394	0	0.9362	0.9289

Nota: Fuente propia.

Comparando las Tablas 12 y 13 se puede observar que para el modo 8 en ambas estructuras de concreto convencional y liviano, principalmente en el desplazamiento traslacional en X que es el que rige el modo fundamental de vibración se determina un valor mayor al 90% de masa participativa acumulada que exige este criterio. Cabe mencionar que, al realizar al análisis modal, para ambas estructuras tanto de NC y LWC la respuesta que predominantemente tendrán es del desplazamiento traslacional en eje X.

Para concluir con este análisis, se puede concluir que según lo visto en las tablas mostradas anteriormente se evidencia que las 2 estructuras tienen un comportamiento dinámico parecido, esto debido a la estructuración idéntica que tienen. Para realizar el análisis pushover es importante verificar que el modo fundamental se dé en una dirección, caso contrario no podría realizarse dicho análisis por los motivos que fueron mencionados en los capítulos anteriores.

3.2.4. Desplazamientos y distorsiones

El objetivo principal del análisis sísmico es obtener las distorsiones y desplazamientos de las estructuras para verificar si cumplen con las normas establecidas. En el caso de Perú, las distorsiones máximas permitidas para estructuras de concreto armado son de 0.007; se asumió esta distorsión máxima permitida también para la estructura de concreto liviano, ya que su ductilidad puede ser semejante a la del concreto convencional dependiendo del refuerzo que se le asigne.

En las Tablas 14 y 15 que se presentarán a continuación se podrá observar las diferencias que existe al usar concreto liviano que, a pesar de presentar menor peso, las distorsiones son mayores en comparación de la estructura de concreto convencional.

Tabla 14: *Distorsiones en eje X para estructura de concreto convencional y liviano*

Piso	Direccion	NC			LWC		
		Deriva Elastica	Deriva Inelastica	Verificación	Deriva Elastica	Deriva Inelastica	Verificación
Story10	X	0.000261	0.00137025	CUMPLE	0.000318	0.0016695	CUMPLE
Story9	X	0.000399	0.00209475	CUMPLE	0.000506	0.0026565	CUMPLE
Story8	X	0.000541	0.00284025	CUMPLE	0.000684	0.003591	CUMPLE
Story7	X	0.000662	0.0034755	CUMPLE	0.000825	0.00433125	CUMPLE
Story6	X	0.000763	0.00400575	CUMPLE	0.000936	0.004914	CUMPLE
Story5	X	0.000848	0.004452	CUMPLE	0.00103	0.0054075	CUMPLE
Story4	X	0.000915	0.00480375	CUMPLE	0.001115	0.00585375	CUMPLE
Story3	X	0.000945	0.00496125	CUMPLE	0.001171	0.00614775	CUMPLE
Story2	X	0.000881	0.00462525	CUMPLE	0.001154	0.0060585	CUMPLE
Story1	X	0.000462	0.0024255	CUMPLE	0.000642	0.0033705	CUMPLE

Nota: Fuente propia.

Tabla 15: *Distorsiones en eje Y para estructura de concreto convencional y liviano*

Piso	Direccion	NC			LWC		
		Deriva Elastica	Deriva Inelastica	Verificación	Deriva Elastica	Deriva Inelastica	Verificación
Story10	Y	0.000267	0.00140175	CUMPLE	0.000354	0.0018585	CUMPLE
Story9	Y	0.000402	0.0021105	CUMPLE	0.000519	0.00272475	CUMPLE
Story8	Y	0.000542	0.0028455	CUMPLE	0.000688	0.003612	CUMPLE
Story7	Y	0.000662	0.0034755	CUMPLE	0.000826	0.0043365	CUMPLE
Story6	Y	0.000763	0.00400575	CUMPLE	0.000937	0.00491925	CUMPLE
Story5	Y	0.000847	0.00444675	CUMPLE	0.00103	0.0054075	CUMPLE
Story4	Y	0.000912	0.004788	CUMPLE	0.001106	0.0058065	CUMPLE
Story3	Y	0.000938	0.0049245	CUMPLE	0.001144	0.006006	CUMPLE
Story2	Y	0.000863	0.00453075	CUMPLE	0.001064	0.005586	CUMPLE
Story1	Y	0.000436	0.002289	CUMPLE	0.000539	0.00282975	CUMPLE

Nota: Fuente propia.

Ambas estructuras cumplen con la norma de verificación de derivas máximas, debido a que ambas estructuras no poseen derivas inelásticas cuyos valores sean mayores a 0.007.

3.2.5. Fuerzas internas en losas, vigas, columnas y placas

Las fuerzas internas en los elementos estructurales son necesarias para realizar el diseño de estas, el software en el que se han modelado las estructuras nos brinda los diagramas de fuerza axial, cortante y momento flector. Con fines prácticos en este punto se tomará como ejemplo el eje A de la edificación, tal como se muestra en la Figura 42.

Figura 42: Vista en elevación del Eje A. Fuente propia.

Los diagramas de las Figuras 43, 44 y 45 que se muestran a continuación corresponden a la carga muerta.

Figura 43: Diagramas de carga axial de la estructura con NC y LWC. Fuente propia.

Figura 44: Diagrama de cortante de la estructura con NC y LWC. Fuente propia.

Figura 45: Diagrama de momento de la estructura con NC y LWC. Fuente propia.

Los diagramas de las Figuras 46, 47 y 48 que se muestran a continuación corresponden a la carga viva.

Figura 46: Diagramas de carga axial de la estructura con NC y LWC. Fuente propia.

Figura 47: Diagrama de cortante de la estructura con NC y LWC. Fuente propia.

Figura 48: Diagrama de momento de la estructura con NC y LWC. Fuente propia.

Los diagramas de las Figuras 49 y 50 que se muestran a continuación corresponden a la combinación 1 porque este elemento no se diseña con fuerzas sísmicas.

Figura 49: Momentos máximos en losa de estructura con NC. Fuente propia.

Figura 50: Momentos máximos en losa de estructura con LWC. Fuente propia.

3.2.6. Diseño de los elementos estructurales

Como se mencionó, los diagramas mostrados anteriormente son los necesarios para poder realizar el diseño de los elementos. En este punto se detallarán el diseño de algunos elementos con el fin de enfatizar las diferencias que existen entre la estructura de concreto liviano y la de concreto convencional.

3.2.6.1. Diseño de columnas

Diseño por flexo compresión

De acuerdo al ACI 213R (2003), las columnas de concreto liviano pueden ser diseñadas de la misma forma que las de concreto convencional. Por lo que a continuación se mostrará el diseño por flexo compresión, con apoyo de hojas de cálculo en Excel, de una columna C5 del eje G de la estructura de LWC y NC, como se muestra en la Figura 51:

Figura 51: Vista en planta de la columna C5 seleccionada. Fuente propia

En el pre dimensionamiento se obtuvo columnas con unas dimensiones de 60x60 para la estructura de concreto convencional y 50x50 para la estructura de concreto liviano, estas mismas dimensiones fueron empleadas para la realización de este análisis. Con el software ETABS y con las combinaciones de carga que se especifican en la norma E.060 se obtuvieron las cargas axiales y momento que actúan en la columna de concreto convencional y liviano, tal como se muestra en la Tabla 16.

Tabla 16: Fuerzas axiales y momento flector actuantes en la columna C5 de concreto convencional y liviano

Columna C5				
Combinaciones	NC		LWC	
	P (t)	M (t-m)	P (t)	M (t-m)
C1	394.66523	0.00953	284.36206	0.00546
C2	338.4785	0.0401	239.1175	0.0083
C3	338.4785	-0.0241	239.1175	0.0007
C4	338.4785	14.0045	239.1175	4.6482
C5	338.4785	-13.9885	239.1175	-4.6392
C6	196.99659	0.03615	122.51322	0.00578
C7	196.99659	-0.02805	122.51322	-0.00182
C8	196.99659	14.00055	122.51322	4.64568
C9	196.99659	-13.99245	122.51322	-4.64172

Nota: Fuente propia.

Posteriormente se pasa a verificar que los puntos trazados en función de las fuerzas axiales y momentos estén dentro de los diagramas de interacción para ambos tipos de columnas. Tal como se muestra en la Figura 52

Figura 52: Diagramas de Interacción de las columnas C5 de concreto convencional y liviano. Fuente propia.

Con ello se obtiene las distribuciones de acero longitudinal para las columnas de concreto convencional y liviano, siempre tomando en cuenta las consideraciones de cuantía y resistencia. Tal como se muestra en las Tabla 17

Tabla 17: Distribución de acero longitudinal en la columna C5 de concreto convencional y liviano.

Columna C5	Distribucion de Acero Longitudinal
NC	16 varillas de 3/4"
LWC	16 varillas de 5/8"

Nota: Fuente propia.

Como se puede observar existe una reducción notable en la distribución de acero longitudinal al momento de utilizar concreto liviano. Se determinó que la columna de concreto convencional necesitó 16 varillas de 3/4” mientras que la de concreto liviano 16 varillas de 5/8”.

Diseño por corte

Una vez realizado el diseño por flexo compresión se debe verificar el diseño por corte, para ello se debe calcular el aporte cortante del acero de la sección (V_s) con el propósito de calcular la separación efectiva de los estribos, denominado como refuerzo transversal. Esto se da empleando las Ecuaciones 3.10, 3.11 y 3.12. Cabe destacar que en la Ecuación 3.12 se debe realizar una modificación cuando se calcula el aporte a la resistencia al corte del concreto liviano, multiplicando la ecuación por 0.85.

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c \quad (3.10)$$

$$V_u = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{h_n} \quad (3.11)$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g}\right) b_w d \quad (3.12)$$

Donde:

V_u : Fuerza cortante ultima amplificada

V_s : Resistencia al corte de la sección proporcionado por el refuerzo transversal

V_c : Resistencia al corte de la sección proporcionado por el concreto

N_u : Fuerza axial amplificada actuante en la columna

M_{nd} : Momento nominal en sentido horario actuante en la sección

M_{ni} : Momento nominal en sentido anti horario actuante en la sección

b_w : Ancho de la sección

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

Con los datos que se poseen en función de las características de las columnas de NC y LWC definidas en la verificación por flexo-compresión se procede a calcular la fuerza cortante última amplificada (V_u). En primer lugar, se amplifica los diagramas de interacción para obtener los diagramas de interacción nominal para ambas secciones de columna, tal como se muestra en la Figura 53:

Figura 53: Diagrama de Interacción Nominal de la columna C5 de concreto convencional y liviana. Fuente propia.

Después con la ayuda de las Tabla 16 se escogen los mayores valores de fuerza axial actuantes en las columnas, así como los momentos flectores asociados. En el caso de la columna de concreto convencional se tiene una fuerza axial de 338.48 t y un momento de 14 t.m, en el caso de la columna de concreto liviano se tiene una fuerza axial de 239.12 t y un momento de 4.65 t.m.

Estas cargas de fuerza axial y momento son ubicadas en el gráfico y posteriormente se traza una línea horizontal hasta que intercepte en el diagrama de interacción nominal, después se traza una línea vertical para obtener los valores de momento nominal en ambos sentidos (Mnd y Mni). En el caso de la columna NC los valores de Mnd y Mni toman valores de 91 t.m mientras que en el caso de la columna LWC se obtienen valores Mnd y Mni de 54 t.m aproximadamente, tal como se observa en las Figuras 61 y 62.

Una vez obtenidos los valores Mnd y Mdi con los gráficos de interacción nominal tanto para la columna de NC y LWC se calcula la fuerza cortante ultima Vu empleando la Ecuación 3.11, tal como se muestra.

$$\begin{aligned} \circ Vu(NC) &= \frac{91+91}{(3-0.6)} = 75.83 \text{ t} \\ \circ Vu(LWC) &= \frac{54+54}{(3-0.5)} = 43.20 \text{ t} \end{aligned}$$

Después para calcular se debe calcular el aporte a la resistencia cortante de la sección proporcionada por el concreto (Vc), esto se da empleando la Ecuación 3.12 tal como se

muestra. Cabe resaltar que esta educación se debe multiplicar por 0.85 al momento de utilizar concreto liviano.

$$V_c(NC) = 0.53\sqrt{280} \left(1 + \frac{330.48 \cdot 1000}{140 \cdot 60 \cdot 60}\right) * (60) * (60 - 6) = 48.03 \text{ t}$$

$$V_c(LWC) = 0.85 * 0.53\sqrt{280} \left(1 + \frac{239.12 \cdot 1000}{140 \cdot 50 \cdot 50}\right) * (50) * (50 - 6) = 27.91 \text{ t}$$

Con los valores de V_u y V_c determinados anteriormente se procede a calcular el factor V_s correspondiente a la resistencia al corte de la sección proporcionado por el refuerzo transversal con la Ecuación 3.10, de la siguiente forma.

$$V_s(NC) = \frac{75.83}{0.85} - 48.03 = 41.18 \text{ t}$$

$$V_s(LWC) = \frac{43.20}{0.85} - 27.91 = 22.91 \text{ t}$$

Por último se debe calcular el espaciamiento efectivo de los estribos (S_o) en la zona de confinamiento (L_o) y el espaciamiento de los estribos en la zona central (S_o') a partir del factor V_s calculado y siguiendo los parámetros que exigen la norma de diseño E.060 en sus numerales 21.4.4.4 y 21.4.5.3, las cuales estipulan que entre los distintos espaciamientos calculados con las Ecuaciones 3.13, 3.14, 3.15, 3.16 y 3.17 se debe escoger siempre los menos valores S_o y S_o' , como se muestra a continuación.

Para el caso de los estribos que se encuentren en la zona de confinamiento, estos tendrán una separación “s” menor o igual a: un tercio de la mínima dimensión de la sección, seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal o 100 mm. Además, el primer estribo se encontrará a 5cm de la cara del elemento.

$$S_{o1} = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \quad (3.13)$$

$$S_{o2} = 8 * d_b \quad (3.14)$$

$$S_{o3} = \min\left(\frac{b}{2} \text{ ó } \frac{h}{2}\right) \quad (3.15)$$

$$S_{o4} = 100 \text{ mm ó } 10 \text{ cm}$$

Donde:

Av: Área de refuerzo transversal

db: Diámetro de refuerzo longitudinal

Reemplazando los valores se obtienen los siguientes resultados para ambas secciones en la columna de NC y LWC.

$$So1(NC) = \frac{(2*0.71)*(4200)*(60-6)}{(41.18*1000)} = 11.70 \text{ cm}$$

$$So2(NC) = 8 * 1.9 = 15.2 \text{ cm}$$

$$So3(NC) = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$So4(NC) = 10 \text{ cm}$$

$$So1(LWC) = \frac{(2*0.71)*(4200)*(50-6)}{(22.91*1000)} = 11.50 \text{ cm}$$

$$So2(LWC) = 8 * 1.59 = 12.72 \text{ cm}$$

$$So3(LWC) = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$So4(LWC) = 10 \text{ cm}$$

En las Tablas 18,19 y 20 se muestran las separaciones de estribos en la zona de confinamiento y central de las vigas de concreto convencional y liviano, así como la longitud de la zona de confinamiento.

Tabla 18: Separaciones de estribos en la zona de confinamiento de las columnas

ITEM	NC	LWC
So1 (cm)	11.7	11.5
So2 (cm)	15.2	12.7
So3 (cm)	30	25
So4 (cm)	10	10

Nota: Fuente Propia.

Para el caso de los estribos que se encuentren en la zona central de la columna, estos tendrán una separación So' menor o igual a: 16 veces el diámetro de refuerzo longitudinal, 48 veces el diámetro de refuerzo transversal, la mínima dimensión de la

sección o 300mm. Después con las Ecuaciones 3.16 y 3.17 se debe escoger siempre el menor valor So' , como se muestra a continuación.

$$So'1 = 16 * db \quad (3.16)$$

$$So'2 = 48 * de \quad (3.17)$$

$$So'3 = \min(b \text{ ó } h)$$

$$So'4 = 300 \text{ mm ó } 30 \text{ cm}$$

Donde:

de: Diámetro de refuerzo transversal

db: Diámetro de refuerzo longitudinal

Reemplazando los valores se obtienen los siguientes resultados para ambas secciones en la columna de NC y LWC.

Tabla 19: Separaciones de estribos en la zona central de las columnas

ITEM	NC	LWC
So'1 (cm)	30.4	25
So'2 (cm)	45.6	45.6
So'3 (cm)	60	50
So'4 (cm)	30	30

Nota: Fuente Propia.

La longitud de confinamiento se determina escogiendo el mayor valor entre: la sexta parte de la luz libre, la mayor dimensión de la sección, o 500 mm, tal como se muestra empleando la Ecuación 3.18 y siguiendo los criterios sugeridos por la norma de diseño.

$$Lo1 = \frac{hn}{6} \quad (3.18)$$

$$Lo2 = \max(b \text{ o } h)$$

$$Lo3 = 500 \text{ mm ó } 50 \text{ cm}$$

Reemplazando los valores se obtienen los siguientes resultados para ambas secciones en la columna de NC y LWC

Tabla 20: Longitud de confinamiento en ambas columnas

ITEM	NC	LWC
Lo1 (cm)	40	42
Lo2 (cm)	60	50
Lo3 (cm)	50	50

Nota: Fuente Propia.

Reemplazando los valores se obtienen que los resultados para la longitud de confinamiento serán de 60 cm en la columna de concreto convencional y 50 cm en la columna de concreto liviano.

Con lo mencionado, se obtuvo la distribución de estribos en la columna de concreto convencional que será usando estribos de 3/8: 1@5cm, 6@10cm, Rto. @ 30cm en cada extremo, para la columna de concreto liviano se usará estribos de 3/8: 1@5cm, 5@10cm, Rto. @ 25cm en cada extremo. Las distribuciones de refuerzo transversal se representan en las Figura 54 y 55.

Figura 54: Diseño final de la columna de concreto convencional. Fuente propia.

3.2.6.2. Diseño de vigas

El diseño de las vigas se realiza considerando todas las combinaciones. Se iniciará con el diseño por flexión para continuar con la verificación por corte de una viga principal tanto de concreto convencional (NC) y concreto liviano (LWC). Esto con el fin de mostrar la influencia que se da en el diseño de la viga a causa del uso de concreto liviano.

Diseño por flexión

Con los resultados obtenidos de Etabs, se usan las envolventes debido a que las vigas son diseñadas en función a las fuerzas máximas de todas las combinaciones en toda su luz. El tramo de vigas al cual se detallará el diseño será la del Piso 5, Eje G. Tal como se muestra en la Figura 56.

Figura 56: Tramos de vigas del Eje G del Piso 5 de las estructuras de concreto convencional y liviano. Fuente propia.

Las Ecuaciones 3.19 y 3.20 son las que se usan para poder estimar el área de acero requerido que se realiza tomando los máximos valores de momento para cada tramo de viga, los cuales obtienen mediante el Etabs y se muestra en la Figura 57.

$$Mu = Asfy(d - 0.5a) \quad (3.19)$$

$$a = \frac{Asfy}{0.85f'cb} \quad (3.20)$$

Figura 57: Envolvente de momentos en el tramo de vigas del Piso 5, Eje G en la estructura de concreto convencional y liviano. Fuente propia.

También se realiza la verificación por acero mínimo que se tendrá en las vigas, para garantizar que la sección tenga cierta cantidad mínima de acero y garantizar una correcta

resistencia al momento, tal como se especifica en el numeral 11.3.1.1 de la norma E.060. Usando la Ecuación 3.21 se determina que el área mínima de acero, además según el numeral 21.4.4.3 de la misma norma para diseño en flexión en vigas se debe verificar que el que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio la resistencia a momento negativo provista en dicha cara.

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (3.21)$$

Donde:

$A_{s_{min}}$: Acero mínimo requerido

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto

b_w : Ancho del alma

d : Distancia desde la fibra externa en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal

Usando los momentos obtenidos con el software en las Ecuaciones 3.19 y 3.20, se obtiene el acero requerido en la parte central y los extremos para las vigas de NC y LWC, tal como se muestra en las Tablas 21 y 22.

Tabla 21: *Acero requerido para las vigas NC ubicadas en el Piso 5, Eje G*

Tramo	NC					
	As (-) (cm2)			As (+) (cm2)		
Tramo 1-4	10.69	3.44	5.77	6.97	5.73	6.02
Tramo 4-7	7.56	2.46	7.24	4.96	4.81	4.75
Tramo 7-10	7.26	2.45	7.53	4.77	4.81	4.94
Tramo 10-13	5.69	3.46	10.75	6.07	5.76	7

Nota: Fuente propia.

Tabla 22: Acero requerido para la viga LWC ubicadas en el Piso 5, Eje G

Tramo	LWC					
	As (-) (cm2)			As (+) (cm2)		
Tramo 1-4	7.8	2.49	3.73	5.05	4.82	3.83
Tramo 4-7	5.89	1.7	5.89	3.43	4.72	3.35
Tramo 7-10	5.89	1.69	5.89	3.36	4.72	3.42
Tramo 10-13	3.67	2.51	7.84	3.87	4.83	5.08

Nota: Fuente propia.

Después para continuar con el diseño en flexión se debe verificar que la resistencia al momento positivo sea como mínimo una tercera parte de la resistencia al momento negativo tal como se especificó anteriormente. Para realizar esto se debe especificar los siguientes datos que están en función de la geometría del elemento estructural y características de sus materiales.

En primer lugar, se diseñará la viga correspondiente al Tramo 1-4 del Eje G, en donde como se puede observar en las Tablas 18 y 19 el área de acero positivo As (+) requerido es de 6.97 y 5.05 cm² para los casos de vigas de NC y LWC respectivamente.

As (+) req NC= 6.97 cm²

As (+) req LWC= 5.05 cm²

Posteriormente es necesario calcular un área de acero óptimo para suplir las demandas que requieren las vigas, para lo cual se empleó la Tabla 23.

Tabla 23: Diámetros y Áreas correspondientes a cada tipo de varilla de acero

Varilla	Ø Diametro(cm)	Area(cm2)
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.9	2.85
1"	2.54	5.07

Nota: Fuente propia.

Para el acero positivo de la viga de concreto convencional se empleó 3 varillas de 3/4", lo cual da un área de acero de 8.55 cm² para el área de acero requerido de 6.97 cm², mientras que en el caso de la viga de concreto liviano se empleó 3 varillas de 5/8" dando un área de acero de 5.94 cm² para el área de acero requerido de 5.05 cm².

Una vez verificado el área de acero positivo de ambas vigas se debe calcular los requerimientos respecto al área de acero negativo que requieren, debido a que los requerimientos con respecto al área de acero negativo es mayor que los del acero positivo se debe agregar un acero de refuerzo cuya longitud es un tercio de la luz total de la viga, además se debe partir de la distribución que se posee del acero positivo en ambos casos.

Tal como se observa en las Tablas 18 y 19 el acero negativo requerido para la viga de concreto convencional es de 10.69 cm² mientras que en caso de la viga de concreto liviano es de 7.8 cm².

As (-) req NC= 10.69 cm²

As (-) req LWC= 7.8 cm²

Para el acero negativo de la viga de concreto convencional se empleó 3 varillas de 3/4" sumado a un refuerzo de 3 varillas de 3/4", lo cual da un área de acero de 17.1 cm² para el área de acero requerido de 10.69 cm², mientras que en el caso de la viga de concreto liviano se empleó 3 varillas de 5/8" sumado a un refuerzo de 3 varillas de 3/4", dando un área de acero de 14.49 cm² para el área de acero requerido de 7.8 cm².

Posteriormente se calculan los momentos nominales positivos y negativos para ambas vigas, con el propósito de verificar si el momento nominal positivo es mayor al tercero del momento nominal negativo, esto se realiza empleando las Ecuaciones 3.22 y 3.23.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (3.22)$$

$$\frac{Mu}{\phi} = Mn = A_s * f_y * (d - \frac{a}{2}) \quad (3.23)$$

Teniendo áreas de acero positivas 8.55 cm² y 5.94 cm², además de áreas de acero negativas de 12.51 y 8.48 cm² para las vigas de concreto NC y LWC respectivamente se calculan los momentos nominales positivos y negativos, tal como se muestra a continuación.

$$\begin{aligned} \circ \quad Mn(+) NC &= \frac{(8.55 \cdot 4200 \cdot (56 - \frac{5.029}{2}))}{(10^5)} = 19.21 \text{ t.m} \\ \circ \quad Mn(+) LWC &= \frac{(5.94 \cdot 4200 \cdot (46 - \frac{3.494}{2}))}{(10^5)} = 11.04 \text{ t.m} \\ \circ \quad Mn(-) NC &= \frac{(17.1 \cdot 4200 \cdot (56 - \frac{10.05}{2}))}{(10^5)} = 36.61 \text{ t.m} \\ \circ \quad Mn(-) LWC &= \frac{(14.49 \cdot 4200 \cdot (46 - \frac{8.52}{2}))}{(10^5)} = 25.40 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Se debe especificar que el momento nominal mínimo positivo es un tercio del negativo, por lo que se calcula de la siguiente forma.

$$\begin{aligned} \circ \quad Mn(+) \min NC &= \frac{Mn(-)NC}{3} = \frac{36.61}{3} = 12.20 \text{ t.m} \\ \circ \quad Mn(+) \min LWC &= \frac{Mn(-)LWC}{3} = \frac{25.40}{3} = 8.47 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Los momentos positivos obtenidos son 19.21 y 11.04 t.m para la viga de concreto convencional y liviano respectivamente, por lo que se cumple con este criterio que exige la norma de diseño debido a que son mayores que los momentos nominales mínimos positivos obtenidos de 12.20 y 8.47 t.m para los casos de concreto convencional y liviano. Por lo tanto, la distribución de acero longitudinal calculada en pasos anteriores es óptima

Diseño por corte

Al igual que en las columnas, la resistencia al corte del elemento debe ser verificada. Esta resistencia será el aporte de la resistencia al corte por parte del concreto y por parte de los estribos. Para iniciar con esta verificación, se debe calcular el aporte a la

resistencia al corte del acero de los tramos de viga a analizar con las Ecuaciones 3.24, 3.25, 3.26 y 3.27.

$$V_s = \frac{V_u}{0.75} - V_c \quad (3.24)$$

$$V_u = \frac{W_u * l_n}{2} + \frac{M_n(-) + M_n(+)}{l_n} \quad (3.25)$$

$$W_u = 1.25 (W_{cm} + W_{cv}) \quad (3.26)$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (3.27)$$

En este caso para el tramo AB piso 5, eje 5 para ambas edificaciones la resistencia a la corte última se calcula de la siguiente forma, con las Ecuaciones 3.25 y 3.26.

$$V_u(NC) = \frac{5.21 * 5.4}{2} + \frac{36.61 + 19.21}{5.4} = 24.40 \text{ t}$$

$$V_u(LWC) = \frac{3.83 * 5.4}{2} + \frac{25.40 + 11.04}{5.4} = 17.10 \text{ t}$$

Después se calculó la resistencia al corte del concreto de las secciones de vigas (V_c), empleando la Ecuación 3.27. Cabe mencionar que esta ecuación se debe multiplicar por 0.85 al emplear concreto liviano.

$$V_c(NC) = 0.53 * \sqrt{210} * 40 * (60 - 4) = 17.20 \text{ t}$$

$$V_c(LWC) = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 40 * (50 - 4) = 12.01 \text{ t}$$

Calculándose el aporte del acero a la resistencia al corte de las secciones de viga (V_s) con la Ecuación 3.24.

$$V_s(NC) = \frac{24.40}{0.75} - 17.20 = 15.32 \text{ t}$$

$$V_s(LWC) = \frac{17.10}{0.75} - 12.01 = 10.79 \text{ t}$$

Después para verificar si necesita acero de refuerzo transversal se debe emplear la Ecuación 3.28, tal como se muestra, si el aporte al corte del concreto minorada ϕV_c es menor a la cortante última de la sección quiere decir que si requiere refuerzo transversal,

cabe resaltar que al emplear el concreto liviano se debe utilizar otro factor de reducción a la resistencia al corte del concreto el cual es 0.85:

$$\phi V_c < V_u \quad (3.28)$$

$$\phi V_c(NC) = 0.75 * 17.20 = 12.90 \text{ t} < 24.40 \text{ t} \rightarrow \text{REFORZAR}$$

$$\phi V_c(LWC) = 0.85 * 0.75 * 12.01 = 9.01 \text{ t} < 17.10 \text{ t} \rightarrow \text{REFORZAR}$$

Después se debe verificar que el aporte a la resistencia al corte (V_s) sea menor a lo especificado en la Ecuación 3.29, tal como dice el numeral 11.5.5.3 para separaciones máximas de $d/4$ y 300.

$$V_s < 2.1 * \sqrt{f'_c} * bw * d \quad (3.29)$$

$$\circ V_s(NC) < 2.1 * \sqrt{f'_c} * bw * d$$

$$15.23 < \frac{2.1 * \sqrt{210} * 40 * (60 - 4)}{1000} = 68.17 \text{ t} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$\circ V_s(LWC) < 2.1 * \sqrt{f'_c} * bw * d$$

$$10.79 < \frac{2.1 * \sqrt{210} * 40 * (40 - 4)}{1000} = 55.99 \text{ t} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Una vez verificado que se cumplan estos requerimientos se debe calcular la separación “s” de estribos en las vigas en la zona de confinamiento, que posee una longitud de 2 veces el peralte de la sección de viga, en este caso la longitud de zona de confinamiento para la columna de concreto convencional es 120 cm mientras que en el caso de la columna de concreto liviano es de 100 cm. Eso se da empleando las Ecuaciones 3.30, 3.31, 3.32, 3.33 y 3.34.

$$s1 = \frac{Av * fy * d}{V_s} \quad (3.30)$$

$$s2 = \frac{d}{4} \quad (3.31)$$

$$s3 = 10 * db \quad (3.32)$$

$$s4 = 24 * de \quad (3.33)$$

$$s5 = 300 \text{ mm o } 30 \text{ cm} \quad (3.34)$$

Realizando los cálculos se obtienen los resultados presentados en la Tabla 24:

Tabla 24: *Separación de los estribos en la zona de confinamiento de las vigas*

ITEM	NC	LWC
s1 (cm)	24.31	30.63
s2 (cm)	13.5	11
s3 (cm)	19	15.9
s4 (cm)	22.8	22.8
s5 (cm)	30	30

Nota: Fuente Propia.

En donde se debe escoger el menor valor calculado de separación de estribos, para ambas vigas de NC y LWC los cuales para cada caso son de 13.5 y 11 pero para el análisis se escogió un espesor de estribos dentro de la zona de confinamiento de 10 cm, redondeándose estos valores.

La longitud de la zona de confinamiento es simplemente 2 veces el peralte de la viga, por lo tanto, para el caso de viga de concreto convencional es 120 cm mientras que para el caso de viga de concreto liviano es 100 cm.

Para calcular el espaciamiento de estribos en la zona central de las vigas únicamente deben poseer una distribución de $d/2$ en ambas vigas, tanto en el caso de las vigas de concreto convencional como liviano se posee una separación de 25 cm aproximadamente.

Con lo mencionado anteriormente se tiene que la distribución de los estribos en el Tramo 1-4 del piso 5, Eje G para la viga de NC será de 1@5, 12@0.10, resto @25 cm usando estribos de 3/8". Por otro lado, se tendrá una distribución de 1@5, 10@10, resto @25 cm usando estribos de 3/8" para la viga de LWC en el mismo tramo.

El mismo proceso de verificación por flexión y fuerza cortante se realiza a todos los Tramos del Eje G para las vigas de concreto liviano y convencional, obteniéndose distintas distribuciones de acero longitudinal y similar refuerzo transversal, tal como se muestra en la Tablas 25 y 26.

Tabla 25: Distribuciones de acero longitudinal y transversal para las vigas de concreto convencional en el Eje G

NC				
Eje	Tramo	Refuerzo Longitudinal Positivo As(+)	Refuerzo Longitudinal Negativo As(-)	Distribucion Refuerzo Transversal
G	Tramo 1-4	3 varillas de Ø 3/4"	3 varillas de Ø 3/4" + 3 Ø 3/4" (refuerzo)	1@5,12@10,resto@25 cm
	Tramo 4-7	3 varillas de Ø 5/8"	3 varillas de Ø 5/8" + 2 Ø 1/2" (refuerzo)	1@5,12@10,resto@25 cm
	Tramo 7-10	3 varillas de Ø 5/8"	3 varillas de Ø 5/8" + 2 Ø 1/2" (refuerzo)	1@5,12@10,resto@25 cm
	Tramo 10-13	3 varillas de Ø 3/4"	3 varillas de Ø 3/4" + 2 Ø 5/8" (refuerzo)	1@5,12@10,resto@25 cm

Nota: Fuente propia.

Tabla 26: Distribuciones de acero longitudinal y transversal para las vigas de concreto liviano en el Eje G

LWC				
Eje	Tramo	Refuerzo Longitudinal Positivo As(+)	Refuerzo Longitudinal Negativo As(-)	Distribucion Refuerzo Transversal
G	Tramo 1-4	3 varillas de Ø 5/8"	3 varillas de Ø 5/8" + 3 Ø 3/4" (refuerzo)	1@5,10@10,resto@25 cm
	Tramo 4-7	2 varillas de Ø 5/8" + 1 varilla de Ø 1/2"	2 varillas de Ø 5/8" + 1 varilla de Ø 1/2" + 2 Ø 3/8" (refuerzo)	1@5,10@10,resto@25 cm
	Tramo 7-10	2 varillas de Ø 5/8" + 1 varilla de Ø 1/2"	2 varillas de Ø 5/8" + 1 varilla de Ø 1/2" + 2 Ø 3/8" (refuerzo)	1@5,10@10,resto@25 cm
	Tramo 10-13	3 varillas de Ø 5/8"	3 varillas de Ø 5/8" + 2 Ø 1/2" (refuerzo)	1@5,10@10,resto@25 cm

Nota: Fuente propia.

Por último, se diseña las secciones de vigas tomando en consideración las especificaciones de refuerzo longitudinal y transversal calculado anteriormente, tal como se muestra en las Figuras 58 y 59 donde se puede apreciar el diseño final.

Figura 58: Diseño final de la viga de concreto convencional. Fuente propia.

Figura 59: Diseño final de la viga de concreto liviano. Fuente propia.

3.2.6.3. Diseño de placas

El diseño de placas es realizado de una forma similar al de columnas, sin embargo, se debe considerar que estos elementos estructurales poseen una gran capacidad de absorción de las fuerzas cortantes a las que estará inmersa la edificación que a su vez producen grandes momentos. A continuación, se mostrará como un ejemplo el proceso de diseño de la placa P2 que posee una longitud de 1.2 m y un espesor de 30 cm.

Los valores obtenidos de momento y cortante para las combinaciones de carga asignadas de obtienen del software Etabs, tal como se muestra en las Tablas 27 y 28.

Tabla 27: Fuerzas Cortante, Axial y Momento que interactúan con la Placa P2 de NC en función a las combinaciones de carga máximas

TABLE: Pier Forces									
Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				t	t	t	t-m	t-m	t-m
Story1	P2	Comb1	Bottom	-130.767	-0.0424	0.0337	0.0001	0	-0.0847
Story1	P2	Comb2 Max	Bottom	-111.455	28.5261	0.0381	0.0257	0	71.4492
Story1	P2	Comb3 Max	Bottom	-111.455	28.5261	0.0381	0.0257	0	71.4492
Story1	P2	Comb4 Max	Bottom	-101.612	1.6955	0.5227	0.0259	0	4.1577
Story1	P2	Comb5 Max	Bottom	-101.612	1.6955	0.5227	0.0259	0	4.1577
Story1	P2	Comb6 Max	Bottom	-66.8726	28.5422	0.0253	0.0257	0	71.4823
Story1	P2	Comb7 Max	Bottom	-66.8726	28.5422	0.0253	0.0257	0	71.4823
Story1	P2	Comb8 Max	Bottom	-57.0303	1.7116	0.5099	0.0258	0	4.1909
Story1	P2	Comb9 Max	Bottom	-57.0303	1.7116	0.5099	0.0258	0	4.1909

Nota: Fuente propia.

Tabla 28: *Fuerzas Cortante, Axial y Momento que interactúan con la Placa P2 de LWC en función a las combinaciones de carga máximas*

TABLE: Pier Forces									
Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				t	t	t	t-m	t-m	t-m
Story1	P2	Comb1	Bottom	-104.299	-0.0361	0.0478	0.0001	0	-0.0738
Story1	P2	Comb2 Max	Bottom	-87.6615	19.9711	0.0457	0.0174	0	51.1498
Story1	P2	Comb3 Max	Bottom	-87.6615	19.9711	0.0457	0.0174	0	51.1498
Story1	P2	Comb4 Max	Bottom	-82.1868	1.0132	0.4048	0.0176	0	2.62
Story1	P2	Comb5 Max	Bottom	-82.1868	1.0132	0.4048	0.0176	0	2.62
Story1	P2	Comb6 Max	Bottom	-48.077	19.9865	0.0252	0.0174	0	51.1821
Story1	P2	Comb7 Max	Bottom	-48.077	19.9865	0.0252	0.0174	0	51.1821
Story1	P2	Comb8 Max	Bottom	-42.6023	1.0285	0.3843	0.0175	0	2.6524
Story1	P2	Comb9 Max	Bottom	-42.6023	1.0285	0.3843	0.0175	0	2.6524

Nota: Fuente propia.

Con el propósito de tantear un área de acero preliminar para ambas secciones de placa, se empleó la Ecuación 3.35:

$$Mu = \phi * As * fy * L * 0.9 \quad (3.35)$$

Donde:

Mu= Momento último que soporta la placa

As= Área del acero

Fy= Limite de fluencia del acero

L= Longitud del muro

De esta forma se calcula un área tentativa de acero vertical, de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} \circ \quad As(NC) &= \frac{(71.44 * 1000)}{(0.9 * 4200 * 0.9 * 1.2)} = 15.74 \text{ cm}^2 \\ \circ \quad As(LWC) &= \frac{(51.14 * 1000)}{(0.9 * 4200 * 0.9 * 1.2)} = 11.27 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Diseño por flexo-compresión

El diseño por flexo-compresión principalmente consiste en elegir una distribución tentativa de acero de refuerzo. El refuerzo vertical será distribuido uniformemente a lo largo de la longitud de las placas y en estas se concentrarán la mayor parte del acero,

mientras que en los extremos se tendrá una menor cantidad de acero. El refuerzo vertical repartido a lo largo de la placa a diseñar deberá cumplir con la cuantía mínima que corresponde a los parámetros de diseño de muros de corte que se establece en la norma E.0.60.

En primer lugar, se define las fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores actuantes en las placas de NC y LWC las cuales son calculadas en base a las 9 combinaciones de carga impuestas por la norma E.060.

Posteriormente se pasa a verificar que los puntos trazados en función de las fuerzas axiales y momentos estén dentro de los diagramas de interacción para ambos tipos de placas. Tal como se muestra en las Figuras 60 y 61.

Figura 60: Diagrama de Interacción de la placa de concreto convencional. Fuente propia.

Figura 61: Diagrama de Interacción de la placa de concreto liviano. Fuente propia.

Con ello se obtiene las distribuciones de acero vertical para las columnas de concreto convencional y liviano, siempre tomando en cuenta las consideraciones de cuantía y resistencia. Tal como se muestra en las Figuras 62 y 63.

Figura 62: Distribución de acero vertical en la placa de concreto convencional. Fuente propia.

Figura 63: Distribución de acero vertical en la placa de concreto liviano. Fuente propia.

Como se puede observar existe una reducción notable en la distribución de acero vertical de la placa de concreto liviano en la se empleó una menor medida de acero y aun así cumplió con los requisitos de diseño en flexo compresión. Se determinó que la columna de concreto convencional necesitó 14 varillas de 1" mientras que la de concreto liviano 14 varillas de 3/4".

Diseño por cortante

Una vez realizado el diseño por flexo compresión se debe verificar el diseño por corte el cual es necesario es necesario para colocar el acero de refuerzo horizontal en las placas, de manera que éstas puedan soportar los esfuerzos generados por las cargas horizontales ocasionadas por un sismo.

Para ello se debe calcular el aporte cortante del acero de la sección (V_s) con el propósito de calcular la separación del acero horizontal. Esto se realiza empleando las Ecuaciones

3.36, 3.37 y 3.38. Cabe destacar que en la Ecuación 3.38 se debe realizar una modificación cuando se calcula el aporte a la resistencia al corte del concreto liviano (V_c), multiplicando la ecuación por 0.85.

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c \quad (3.36)$$

$$V_u = \frac{V_{ua} * M_n}{M_{ua}} \quad (3.37)$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (3.38)$$

Donde:

V_u : Fuerza cortante última amplificada

V_s : Resistencia al corte proporcionado por el refuerzo transversal

V_c : Resistencia al corte de la sección proporcionado por el concreto

V_{ua} : Fuerza cortante amplificada proveniente del análisis

M_{ua} : Momento flector amplificado proveniente del análisis

M_n : Momento nominal resistente del muro

b : Ancho de la sección

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

Con los datos que se poseen en función de las características de las placas de NC y LWC definidas en la verificación por flexo-compresión se procede a calcular la fuerza cortante última amplificada (V_u). En primer lugar, se amplifica los diagramas de interacción para obtener los diagramas de interacción nominal para ambas secciones de columna, tal como se muestra en las Figuras 64 y 65.

Figura 64: Diagrama de Interacción Nominal de la columna de concreto convencional.

Fuente propia.

Figura 65: Diagrama de Interacción Nominal de la columna de concreto liviano. Fuente propia.

Después con la ayuda de las Tablas 27 y 28 se escogen los mayores valores de fuerzas axiales, fuerzas cortantes, así como los momentos flectores actuantes en las placas. En el caso de la columna de concreto convencional se tiene una fuerza axial de 108.36 t que sería el P_u , una fuerza cortante de 22.31 t que vendría a ser el V_u y un momento ultimo actuante de 68.18 t.m que sería el M_u , en el caso de la columna de concreto liviano se tiene una fuerza axial P_u de 89.81, una fuerza cortante V_u de 19.97 t y un momento M_u de 51.15 t.m.

Las cargas de fuerza cortante y momento son ubicadas en los gráficos y posteriormente se traza una línea horizontal hasta que intercepte en el diagrama de interacción nominal, después se traza una línea vertical para obtener los valores de momento nominal M_n . En el caso de la columna NC el valor de momento nominal es de 170 t.m mientras que en el caso de la columna LWC el valor de momento nominal es de 120 t.m aproximadamente, tal como se observa en las Figuras 64 y 65.

Una vez obtenidos los valores M_u , V_u y M_n con las combinaciones de carga y los gráficos de interacción nominal tanto para la placa de NC y LWC se calcula la fuerza cortante última V_u de las placas, empleando la Ecuación 3.37, tal como se muestra.

$$\begin{aligned} \circ \quad V_u(NC) &= \frac{22.31 \cdot 170}{68.18} = 55.62 \text{ t} \\ \circ \quad V_u(LWC) &= \frac{19.97 \cdot 120}{51.15} = 46.85 \text{ t} \end{aligned}$$

Antes de calcular el aporte del concreto a la resistencia cortante de las placas se debe realizar una verificación con la Ecuación 3.39. Donde si $0.1 \cdot A_g \cdot f'_c$ es menor que la fuerza axial última amplificada de la sección de placa P_u quiere decir que se considera el aporte del concreto a la resistencia al corte de la sección, caso contrario no se considerará.

$$0.1 \cdot A_g \cdot f'_c < P_u \quad (3.39)$$

Donde:

P_u : Fuerza axial última amplificada

A_g : Área de la sección

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto

Se realizará la verificación de la siguiente forma:

$$0.1 \cdot A_g \cdot f'_c(NC) = 0.1 \cdot 1.2 \cdot 0.3 \cdot 2800 = 100.8 \text{ t}$$

$$0.1 \cdot A_g \cdot f'_c(LWC) = 0.1 \cdot 1.2 \cdot 0.3 \cdot 2800 = 100.8 \text{ t}$$

$$P_u(NC) = 108.36 \text{ t}$$

$$P_u(LWC) = 89.81 \text{ t}$$

Como se puede observar para ambas placas, tanto de concreto convencional como concreto liviano los valores de fuerzas axiales P_u son mayores por lo que si se considerará el aporte del concreto (V_c) a la resistencia al corte de las placas.

Con los valores calculados de cortante última de las secciones (V_u) y una vez realizada la verificación del aporte del concreto al corte con la Ecuación 3.39 se debe calcular el aporte a la resistencia cortante de la sección proporcionada por el concreto (V_c) para obtener la resistencia al corte del acero del elemento estructural (V_s). Cabe mencionar que el factor V_c se debe multiplicar por 0.85 cuando se analiza el elemento estructural empleando concreto liviano. Esto se da empleando la Ecuación 3.38, tal como se muestra

$$V_c(NC) = \frac{0.53\sqrt{280}*(30)*(120)}{1000} = 31.93 \text{ t}$$

$$V_c(LWC) = \frac{0.85*0.53\sqrt{280}*(30)*(120)}{1000} = 27.14 \text{ t}$$

Con los valores de V_u y V_c determinados anteriormente se procede a calcular el factor V_s correspondiente a la resistencia al corte de la sección proporcionado por el acero horizontal con la Ecuación 3.36, de la siguiente forma.

$$V_s(NC) = \frac{55.62}{0.85} - 31.92 = 33.51 \text{ t}$$

$$V_s(LWC) = \frac{46.85}{0.85} - 27.14 = 27.98 \text{ t}$$

Finalmente se calcula el espaciamiento “s” del acero horizontal para ambas placas, esto se realiza empleando las Ecuaciones 3.40, 3.41, 3.42 y 3.43.

$$s1 = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \quad (3.40)$$

$$s2 = \frac{b}{n} \quad (3.41)$$

$$n = \frac{A_{smin}}{A_v} \quad (3.42)$$

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * t \quad (3.43)$$

Donde:

A_v : Área de refuerzo cortante con un espaciamiento “s”

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en tracción

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo
 V_s : Resistencia al corte proporcionado por el refuerzo transversal
 b : Ancho en compresión del elemento
 t : Espesor del muro
 n : Numero de franjas de refuerzo
 A_{smin} : Área mínima de refuerzo de flexión
 ρ_{min} : Cuantía mínima de refuerzo

Además, se debe verificar que el espaciamiento de refuerzo horizontal y vertical de las placas no deben exceder tres veces el espesor del muro, que en ambos casos sería 90 cm ni 400 mm o 40 cm tal como especifica el numeral 11.10.10.4 de la norma de diseño E.060. Además, en el numeral 11.10.10.5 de la misma norma se especifica que para muros cuyos espesores sean mayores de 20 cm como es el caso, se debe considerar refuerzo vertical y horizontal en ambas caras de los muros, es decir en dos hileras o doble malla.

Una vez establecidas las condiciones de diseño y cálculo se procede a obtener el espaciamiento del acero horizontal, de la siguiente forma.

$$s1(NC) = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 96}{33.51 * 1000} = 17 \text{ cm}$$

$$s1(LWC) = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 96}{27.98 * 1000} = 20 \text{ cm}$$

$$s2(NC) = \frac{100}{\left(\frac{0.0025 * 30 * 100}{2 * 0.71}\right)} = 18.93 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

$$s2(LWC) = \frac{100}{\left(\frac{0.0025 * 30 * 100}{2 * 0.71}\right)} = 18.93 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Se utiliza el menor valor de separación “s1” o “s2” para la separación de refuerzo horizontal, tanto para la placa de concreto convencional como la de concreto liviano tuvieron una separación de acero horizontal de 3/8” cada 20 cm, por lo que no hubo variación en este parámetro de diseño.

Verificación de elementos de borde o confinamiento

La necesidad de usar elementos de borde confinados en los extremos de los muros estructurales debe verificarse de acuerdo con el numeral 21.9.7.4 que establece la norma técnica de edificaciones de concreto armado E.060.

Según la norma E.060 los elementos de borde en las zonas de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda el máximo valor permisible, tal como se muestra en la Ecuaciones 3.44 y 3.45.

$$c \geq c_{max} \quad (3.44)$$

$$c_{max} = \frac{l_m}{600(\delta u/hm)} \quad (3.45)$$

Donde:

c: Profundidad del eje neutro

l_m: Longitud del muro estructural en su plano horizontal

δu: Desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro estructural

hm: Altura total del muro estructural

El valor de “c” correspondiente a la profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema del elemento a compresión se calcula con los diagramas de interacción nominal de la placa tomando en consideración la mayor fuerza axial amplificada y resistencia nominal a momento flector, las cuales son calculadas en base a las combinaciones de carga que establece la norma E.060.

Con lo cual se tiene los siguientes valores de “c”:

$$c_{(NC)} = 0.36735 \text{ m}$$

$$c_{(LWC)} = 0.28538 \text{ m}$$

El valor de “ l_m ” es el correspondiente a la longitud del muro estructural en su lado más largo, debido a que ambas placas poseen las mismas dimensiones entonces el valor para cada caso es de 1.2 metros.

$$l_{m(NC)} = l_{m(LWC)} = 1.2 \text{ m}$$

El valor de “ δu ” es el máximo desplazamiento lateral producido por un sismo, lo cual se determina analizando el punto más alto y alejado de la placa tal como se muestra en la Figura <> para ambos casos. Cabe resaltar que el desplazamiento inelástico se obtiene multiplicando el desplazamiento elástico por el factor de ductilidad “ R ” y 0.75.

Figura <>: Desplazamientos laterales elásticos máximos en los puntos más altos de ambas placas al ocurrir el sismo de diseño. Fuente propia.

Con lo cual se tiene los siguientes valores de “ δu ”, siendo “ R ” un valor de 7 por ser un sistema estructural tipo dual:

$$\delta u_{\text{inelastico}(NC)} = \delta u_{\text{elastico}(NC)} * R * 0.75 = 0.019336 * 0.75 * 7 = 0.101514 \text{ m}$$

$$\delta u_{\text{inelastico}(LWC)} = \delta u_{\text{elastico}(LWC)} * R * 0.75 = 0.023841 * 0.75 * 7 = 0.125165 \text{ m}$$

El valor de “hm” es el correspondiente a la altura total del muro estructural, para ambos casos este valor es de 30 m considerando una estructura de 10 pisos.

$$hm_{(NC)} = hm_{(LWC)} = 30 \text{ m}$$

Es importante considerar que el valor del cociente ($\delta u / hm$) debe ser como mínimo 0.005 tal como especifica la norma E.60.

$$\frac{\delta u}{hm_{(NC)}} = \frac{0.101514}{30} = 0.00338, \text{ entonces } = 0.005$$

$$\frac{\delta u}{hm_{(NC)}} = \frac{0.125165}{30} = 0.00417, \text{ entonces } = 0.005$$

Una vez determinados los factores requeridos se procede a calcular la profundidad máxima del eje neutro para ambas placas, tal como se muestra.

$$c_{max(NC)} = c_{max(LWC)} = \frac{1.2}{600(0.005)} = 0.4 \text{ m}$$

Para determinar si es necesario agregar elementos de borde o confinamiento a las placas se procede a verificar la Ecuación 3.44, tomando en consideración que la profundidad del eje neutro obtenida con el diagrama de interacción nominal no debe ser mayor al calculado con la Ecuación 3.45. Tal como se muestra a continuación:

$$c_{(NC)} \leq c_{\text{max}(NC)}, 0.36735 < 0.4 \quad \text{¡ NO REQUIERE CONFINAMIENTO!}$$

$$c_{(LWC)} \leq c_{\text{max}(LWC)}, 0.28538 < 0.4 \quad \text{¡ NO REQUIERE CONFINAMIENTO!}$$

Se concluye que debido a que los valores de profundidad de eje neutro “c” obtenidos de los diagramas de interacción nominal para ambos casos de placas son menores que los

valores de profundidad de eje neutro máxima “c.max” entonces no es necesario confinarlas con miembros de borde.

Por último, se diseña las placas tomando en consideración las especificaciones de refuerzo vertical y horizontal e calculado anteriormente, así como tomando en consideración los requerimientos de miembros de confinamiento. Esto se muestra en las Figuras 66 y 67 donde se puede apreciar el diseño final.

Figura 66: Diseño final de la placa de concreto convencional. Fuente propia.

Figura 67: Diseño final de la placa de concreto liviano. Fuente propia.

3.2.6.4. Diseño de cimentación

Realizar un correcto diseño de la cimentación requerida para ambas estructuras es esencial para proporcionar un medio de liberación de energía, el cual las cargas actuantes en los elementos estructuras (vigas, columnas y placas) generados por las cargas muertas y vigas de la edificación así como las fuerzas sísmicas puedan ser transmitidas al terreno de manera uniforme , siempre teniendo en cuenta que al realizarse este proceso no se produzcan asentamientos o si estos se presentan , deban ser asentamientos tolerables.

A continuación, se presentará el diseño de una zapata aislada que servirá de cimentación para la columna C5 en ambas estructuras. Tal como se muestra en la Figura 68

Figura 68: Ubicación de la columna seleccionada para realizar el cálculo de la cimentación correspondiente a las zapatas aisladas en ambas estructuras. Fuente propia.

Primero se procede a establecer los siguientes parámetros necesarios para el cálculo que se realizará posteriormente para ambos casos de zapatas de concreto convencional y liviano, tal como se muestra en las Figuras 69 y 70.

Caso NC				
P(CM)=	219.37	t		
P(CV)=	54.88	t		
P=	274.25	t		
Pu=	400.414	t		
σ_t =	3	kg/cm ²	30	tn/m ²
γ_m =	2	tn/m ³		
hf=	2	m		
f _c =	210	kg/cm ²	0.21	tn/cm ²
f _y =	4200	kg/cm ²		
s/c=	200	kg/m ²	0.2	tn/m ²
n=	0.25			

Figura 69: Datos requeridos para el cálculo de la zapata aislada de concreto convencional. Fuente propia.

Caso LWC				
P(CM)=	151.79	t		
P(CV)=	55.28	t		
P=	207.07	t		
Pu=	306.482	t		
$\sigma_t =$	3	kg/cm ²	30	tn/m ²
$\gamma_m =$	2	tn/m ³		
hf=	2	m		
f _c =	210	kg/cm ²	0.21	tn/cm ²
f _y =	4200	kg/cm ²		
s/c=	200	kg/m ²	0.2	tn/m ²
n=	0.25			

Figura 70: Datos requeridos para el cálculo de la zapata aislada de concreto liviano.
Fuente propia.

En primer lugar, se procede a dimensionar el área de la zapata aislada que tendrán las columnas, empleando las Ecuaciones 3.46, 3.47 y 3.48.

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_m * hf - s/c \quad (3.46)$$

Donde:

σ_n : Esfuerzo admisible nominal

σ_t : Esfuerzo admisible del suelo

γ_m : Peso específico del suelo

hf: Nivel de fondo de cimentación

s/c: Fuerza de sobrecarga

$$A_{zap} = \frac{P}{\sigma_n} \quad (3.47)$$

Donde:

A_{zap}: Área de la zapata

P: Fuerza axial actuante

$$\sigma_n(NC) = 30 - 2 * 2 - 0.2 = 25.8 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_n(LWC) = 30 - 2 * 2 - 0.2 = 25.8 \text{ t/m}^2$$

$$Azap(NC) = \frac{274.25}{25.8} = 10.63 \text{ m}^2$$

$$Azap(LWC) = \frac{207.07}{25.8} = 8.03 \text{ m}^2$$

Con estas áreas calculadas para ambas zapatas aisladas se establecen unas dimensiones tentativas que posteriormente se procederá verificar, obteniéndose.

$$\circ \text{ Dimensiones Zapata Aislada} = B \times b \quad (3.48)$$

Donde:

B: Dimensión del lado mayor de la zapata

b: Dimensión del lado menor de la zapata

$$\circ \text{ Dimensiones Zapata Aislada (NC)} = 3.5 \times 3.5 \text{ m}$$

$$\circ \text{ Dimensiones Zapata Aislada (LWC)} = 2.5 \times 2.5 \text{ m}$$

Después se procede al cálculo del Wnu empleando la Ecuación 3.49:

$$Wnu = \frac{Pu}{B \times b} \quad (3.49)$$

Donde:

Wnu: Reacción neta del terreno

Pu: Fuerza axial ultima actuante

$$Wnu(NC) = \frac{400.41}{(3.5 \times 3.5)} = 32.69 \text{ t/m}^2$$

$$Wnu(LWC) = \frac{306.48}{(2.5 \times 2.5)} = 49.04 \text{ t/m}^2$$

Ahora se realiza la verificación por punzonamiento para las zapatas aisladas con las Ecuaciones 3.50, 3.51 y 3.52. Cabe resaltar que en la Ecuación 3.51 se debe multiplicar por 0.85 al emplear concreto liviano.

$$Vu = Pu - Wnu * (B + d) * (b + d) \quad (3.50)$$

$$\phi Vn = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * bo * d * 10 \quad (3.51)$$

$$h = d + 7.5 + \phi_{acero} \quad (3.52)$$

Donde:

Vu: Fuerza cortante ultima

Vn: Fuerza cortante nominal

bo: Perímetro de la zapata

h: Peralte de la zapata

d: distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción

Igualando las Ecuaciones 3.50 y 3.51 para ambos casos se obtiene el valor de “d” así como el valor de “h”.

$$Vu(NC) = 400.14 - 32.69 * (0.6 + d) * (0.6 + d)$$

$$Vu(LWC) = 306.48 - 40.04 * (0.5 + d) * (0.5 + d)$$

$$\phi Vn(NC) = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * (2.4 + 4d) * d * 10$$

$$\phi Vn(LWC) = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * (2 + 4d) * d * 10$$

$$d(NC) = 60 \text{ cm} = 0.6 \text{ m}$$

$$d(LWC) = 50 \text{ cm} = 0.5 \text{ m}$$

$$h(NC) = 60 + 7.5 + 1.9 = 70 \text{ cm}$$

$$h(LWC) = 50 + 7.5 + 1.9 = 60 \text{ cm}$$

Después se realiza la verificación por corte empleando las Ecuaciones 3.53 y 3.54 además se debe verificar que la cortante ultima (Vu) sea menor que la cortante nominal minorada (ϕVn). Cabe resaltar que en la Ecuación 3.54 se debe multiplicar por 0.85 al emplear concreto liviano.

$$Vu = Wnu * (Lv1 - d) * B \quad (3.53)$$

$$\phi Vn = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * B * d * 10 \quad (3.54)$$

Donde:

Lv1: Longitud promedio de la zapata

Calculando:

$$Vu(NC) = 32.69 * (1.45 - 0.6) * (3.5) = 97.24 \text{ t}$$

$$Vu(LWC) = 49.04 * (1 - 0.5) * (2.5) = 61.30 \text{ t}$$

$$\phi Vn(NC) = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 3.5 * 0.6 * 10 = 137.10 \text{ t}$$

$$\phi Vn(LWC) = 0.85 * 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 2.5 * 0.5 * 10 = 69.36 \text{ t}$$

$$97.24 \leq 137.10 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$61.30 \leq 69.36 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Una vez determinadas las verificaciones por punzonamiento y corte se proceden a realizar el diseño por flexión para determinar la cantidad y distribución del acero que tendrán las zapatas aisladas de concreto convencional y liviano. Esto se realiza empleando las Ecuaciones 3.55 y 3.56 las cuales se igualan para hallar el acero requerido (As).

$$Mu1 = (Wnu * Lv * B) \left(\frac{Lv}{2} \right) * 10^5 \quad (3.55)$$

$$Mu2 = \phi As * fy * \left(d - \frac{As * fy}{1.7 * f'c * b} \right) \quad (3.56)$$

Donde:

Mu1: Momento ultimo calculado con la Ecuación 3.53

Mu2: Momento ultimo calculado con la Ecuación 3.54

As: Acero requerido de diseño

$$Mu1(NC) = (32.69 * 1.45 * 3.5) \left(\frac{1.45}{2} \right) * 10^5 = 120.27 * 10^5$$

$$Mu1(LWC) = (49.04 * 1 * 2.5) \left(\frac{1}{2} \right) * 10^5 = 61.30 * 10^5$$

$$Mu2(NC) = 0.9 * As * 4200 * \left(60 - \frac{As * 4200}{1.7 * 210 * 350} \right) = 226800As - 127.06As^2$$

$$Mu2(LWC) = 0.9 * As * 4200 * \left(50 - \frac{As * 4200}{1.7 * 210 * 250} \right) = 189000As - 177.88As^2$$

Igualando:

$$120.27 * 10^5 = 226800As_{(NC)} - 127.06As_{(NC)}^2$$

$$61.30 * 10^5 = 189000As_{(LWC)} - 177.88As_{(LWC)}^2$$

$$As(NC) = 54.70 \text{ cm}^2$$

$$As(LWC) = 33.48 \text{ cm}^2$$

Posteriormente se procede a verificación que el acero requerido (As) sea mayor al valor de acero mínimo determinado con la Ecuación 3.57.

$$Asmin = 0.0018 * b * d \quad (3.57)$$

Donde:

Amin: Acero mínimo

$$Asmin(NC) = 0.0018 * 350 * 60 = 37.80 \text{ cm}^2$$

$$Asmin(LWC) = 0.0018 * 250 * 50 = 22.50 \text{ cm}^2$$

$$37.80 \leq 54.70 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$22.50 \leq 33.48 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Por último, se procede a determinar la distribución de acero de las zapatas aisladas de concreto convencional y liviano empleando la Ecuación 3.58.

$$S = \frac{b \cdot A_s(\text{varilla})}{A_s(\text{req})} \quad (3.58)$$

Donde:

S: Espaciamiento del refuerzo con acero

Donde para ambos casos se probará utilizando aceros con medidas 3/4" o 1" que es el común empleado para el tipo de cimentación con zapatas aisladas, determinando los espaciamientos para cada uno y escogiendo el menor valor.

- $S1(NC) = \frac{350 \cdot 2.85}{54.70} = 18.23 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$
- $S2(NC) = \frac{350 \cdot 5.07}{54.70} = 32.44 \text{ cm} = 35 \text{ cm}$
- $S1(LWC) = \frac{250 \cdot 2.85}{33.48} = 21.28 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$
- $S2(LWC) = \frac{350 \cdot 5.07}{33.48} = 37.86 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$

Obteniéndose el esquema final de las zapatas aisladas, tal como se ve en las Figuras 71 y 72.

Figura 71: Esquema final de la zapata aislada de concreto convencional. Fuente propia

Figura 72: Esquema final de la zapata aislada de concreto liviano. Fuente propia

Tal como se puede observar en las Figuras 71 y 72, la distribución de acero en ambos sentidos (X y Y) para las zapatas aisladas es empleando acero de 3/4" cada 20 cm. Las dimensiones y peralte de la zapata aislada de concreto convencional son de 3.5 m x 3.5 m con un peralte de 70 cm, mientras que en el caso de la zapata aislada de concreto liviano es de 2.5 m x 2.5 m con un peralte de 60 cm, lo cual se traduce en un ahorro de significativo de concreto.

3.2.6.5. Diseño de losas

Las losas en una edificación sirven para transmitir las cargas muertas y vivas a las vigas para que posteriormente éstas se disipen en el terreno. También tienen como función hacer que cada piso de una edificación se comporte como un diafragma rígido y continuo, es decir que la losa de entrepiso no se deforme ni doble ante las cargas sísmicas. Así también su importancia radica en que las losas en una estructura actúen como elementos que integren a los muros estructurales y compatibilicen sus desplazamientos laterales.

Se analizará la losa armada en 2 direcciones que se ubica entre los Ejes D-G y 4-7 tal como se muestra en la Figura 73 además la distribución de acero calculado se repetirá en las losas de toda la edificación.

Figura 73: Ubicación de la losa armada en 2 direcciones en las edificaciones que servirá de análisis. Fuente propia

Primero se procede a establecer los siguientes parámetros necesarios para el cálculo que se realizará posteriormente para ambos casos de concreto convencional y liviano, tal como se muestra en las Figuras 74 y 75.

Losa NC D-G , 4-7		
$\gamma_c =$	2400 kg/m ³	
$f'_c =$	210 kg/cm ²	
$f_y =$	4200 kg/cm ²	
$h =$	20 cm	0.2 m

Figura 74: Datos requeridos para el cálculo de la losa armada de concreto convencional. Fuente propia

Losa LWC D-G , 4-7		
$\gamma_c=$	1600 kg/m ³	
$f'_c=$	210 kg/cm ²	
$f_y=$	4200 kg/cm ²	
$h=$	22 cm	0.22 m

Figura 75: Datos requeridos para el cálculo de la losa armada de concreto liviano.

Fuente propia

En primer lugar, se debe calcular el valor de “m” que es una división entre la luz interna mayor (B) y menor de la losa de análisis (A). Tal como se muestra en la Figura 76.

Figura 76: Longitudes de la luz interna mayor y menor de la losa de análisis. Fuente propia

Debido a que la losa es cuadrada en ambas estructuras de concreto liviano y convencional y además posee iguales medidas en ambas direcciones tanto el valor de “A” como “B” son iguales, tomando un valor de 5 m.

Con ello se calcula el valor de un coeficiente “m”, con la Ecuación 3.59:

$$m = \frac{A}{B} \quad (3.59)$$

Donde:

A: Longitud menor del tramo de losa de análisis

B: Longitud mayor del tramo de losa de análisis

$$\circ m_{(NC)} = \frac{5}{5} = 1$$

$$\circ m_{(LWC)} = \frac{5}{5} = 1$$

En segundo lugar, se procede a determinar el valor de cargas muertas (peso propio, acabado y tabiquerías) y vivas (sobrecarga) que soportará la losa, lo cual se realiza en la Ecuación 3.60.

$$PP = \gamma_c * h \quad (3.60)$$

Donde:

PP: Peso propio de la losa

γ_c : Peso específico del concreto

h: Peralte de la losa

$$Acabado + Tabiquerías = 150 \frac{kg}{m^2}$$

$$Sobrecarga_{(EDIFICACION DE TIPO VIVIENDA- NORMA E.020)} = 200 \frac{kg}{m^2}$$

Determinándose los valores de carga muerta y viva para ambas losas.

$$Peso\ propio_{(NC)} = 2400 * 0.2 = 480 \frac{kg}{m^2}$$

$$Peso\ propio_{(LWC)} = 1600 * 0.22 = 352 \frac{kg}{m^2}$$

$$CM_{(NC)} = 480 + 150 = 630 \frac{kg}{m^2}$$

$$CM_{(LWC)} = 352 + 150 = 502 \frac{kg}{m^2}$$

$$CV_{(NC)} = 200 \frac{kg}{m^2}$$

$$CV_{(LWC)} = 200 \frac{kg}{m^2}$$

Estos valores de carga viva y ultima se proceden a mayorarse para calcular la carga ultima, tal como se observa en las Ecuaciones 3.61, 3.62 y 3.63.

$$Wu(CM) = 1.4 * CM \quad (3.61)$$

$$Wu(CV) = 1.7 * CV \quad (3.62)$$

$$Wu = 1.4 * CM + 1.7 * CV \quad (3.63)$$

Donde:

$Wu(CM)$: Carga ultima en función de la carga muerta

$Wu(CV)$: Carga ultima en función de la carga viva

Wu : Carga ultima en función de la carga muerta y carga viva

$$Wu(CM)_{(NC)} = 1.4 * 630 = 882 \frac{kg}{m^2}$$

$$Wu(CV)_{(NC)} = 1.7 * 200 = 340 \frac{kg}{m^2}$$

$$Wu_{(NC)} = 1.4 * 630 + 1.7 * 200 = 1222 \frac{kg}{m^2}$$

$$Wu(CM)_{(LWC)} = 1.4 * 502 = 702.8 \frac{kg}{m^2}$$

$$Wu(CV)_{(LWC)} = 1.7 * 200 = 340 \frac{kg}{m^2}$$

$$Wu_{(LWC)} = 1.4 * 502 + 1.7 * 200 = 1042.8 \frac{kg}{m^2}$$

Posteriormente con los coeficientes del E.060 para el diseño de losas armadas en 2 direcciones de las Tablas 29, 30 y 31 se procede a determinar los momentos negativos y positivos debido a la carga muerta y viva.

Tabla 29: Coeficientes para momentos negativos por carga ultima

		$M_a \text{ neg} = C_a w_u A^2$ $M_b \text{ neg} = C_b w_u B^2$							
		$w_u = \text{carga amplificada total}$							
		$m = \frac{A}{B}$							
Relación		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8
1,00	C_a		0,045		0,050	0,075	0,071		0,033
	C_b		0,045	0,076	0,050			0,071	0,061
0,95	C_a		0,050		0,055	0,079	0,075		0,038
	C_b		0,041	0,072	0,045			0,067	0,056
0,90	C_a		0,055		0,060	0,080	0,079		0,043
	C_b		0,037	0,070	0,040			0,062	0,052
0,85	C_a		0,060		0,066	0,082	0,083		0,049
	C_b		0,031	0,065	0,034			0,057	0,046
0,80	C_a		0,065		0,071	0,083	0,086		0,055
	C_b		0,027	0,061	0,029			0,051	0,041
0,75	C_a		0,069		0,076	0,085	0,088		0,061
	C_b		0,022	0,056	0,024			0,044	0,036
0,70	C_a		0,074		0,081	0,086	0,091		0,068
	C_b		0,017	0,050	0,019			0,038	0,029
0,65	C_a		0,077		0,085	0,087	0,093		0,074
	C_b		0,014	0,043	0,015			0,031	0,024
0,60	C_a		0,081		0,089	0,088	0,095		0,080
	C_b		0,010	0,035	0,011			0,024	0,018
0,55	C_a		0,084		0,092	0,089	0,096		0,085
	C_b		0,007	0,028	0,008			0,019	0,014
0,50	C_a		0,086		0,094	0,090	0,097		0,089
	C_b		0,006	0,022	0,006			0,014	0,010

Nota: Coeficientes para el diseño de losas armadas en 2 direcciones. Adaptado del reglamento de las construcciones para concreto estructural, por E.060, 2009.

Tabla 30: Coeficientes para momentos positivos por carga muerta

		$M_a \text{ pos} = C_a w_{ud} A^2$ $M_b \text{ pos} = C_b w_{ud} B^2$							
		$w_{ud} = \text{carga muerta amplificada}$							
		$m = \frac{A}{B}$							
Relación		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8
1,00	C_a	0,036	0,018	0,018	0,027	0,027	0,033	0,027	0,020
	C_b	0,036	0,018	0,027	0,027	0,018	0,027	0,033	0,023
0,95	C_a	0,040	0,020	0,021	0,030	0,028	0,036	0,031	0,022
	C_b	0,033	0,016	0,025	0,024	0,015	0,024	0,031	0,021
0,90	C_a	0,045	0,022	0,025	0,033	0,029	0,039	0,035	0,025
	C_b	0,029	0,014	0,024	0,022	0,013	0,021	0,028	0,019
0,85	C_a	0,050	0,024	0,029	0,036	0,031	0,042	0,040	0,029
	C_b	0,026	0,012	0,022	0,019	0,011	0,017	0,025	0,017
0,80	C_a	0,056	0,026	0,034	0,039	0,032	0,045	0,045	0,032
	C_b	0,023	0,011	0,020	0,016	0,009	0,015	0,022	0,015
0,75	C_a	0,061	0,028	0,040	0,043	0,033	0,048	0,051	0,036
	C_b	0,019	0,009	0,018	0,013	0,007	0,012	0,020	0,013
0,70	C_a	0,068	0,030	0,046	0,046	0,035	0,051	0,058	0,040
	C_b	0,016	0,007	0,016	0,011	0,005	0,009	0,017	0,011
0,65	C_a	0,074	0,032	0,054	0,050	0,036	0,054	0,065	0,044
	C_b	0,013	0,006	0,014	0,009	0,004	0,007	0,014	0,009
0,60	C_a	0,081	0,034	0,062	0,053	0,037	0,056	0,073	0,048
	C_b	0,010	0,004	0,011	0,007	0,003	0,006	0,012	0,007
0,55	C_a	0,088	0,035	0,071	0,056	0,038	0,058	0,081	0,052
	C_b	0,008	0,003	0,009	0,005	0,002	0,004	0,009	0,005
0,50	C_a	0,095	0,037	0,080	0,059	0,039	0,061	0,089	0,056
	C_b	0,006	0,002	0,007	0,004	0,001	0,003	0,007	0,004

Nota: Coeficientes para el diseño de losas armadas en 2 direcciones. Adaptado del reglamento de las construcciones para concreto estructural, por E.060, 2009.

Tabla 31: *Coeficientes para momentos positivos por carga viva*

		$M_a \text{ pos } l = C_a \text{ wul } A^2$ $wul = \text{carga viva amplificada}$ $M_b \text{ pos } l = C_b \text{ wul } B^2$								
Relación										
$m = \frac{A}{B}$		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	C_a	0,036	0,027	0,027	0,032	0,032	0,035	0,032	0,028	0,030
	C_b	0,036	0,027	0,032	0,032	0,027	0,032	0,035	0,030	0,028
0.95	C_a	0,040	0,030	0,031	0,035	0,034	0,038	0,036	0,031	0,032
	C_b	0,033	0,025	0,029	0,029	0,024	0,029	0,032	0,027	0,025
0.90	C_a	0,045	0,034	0,035	0,039	0,037	0,042	0,040	0,035	0,036
	C_b	0,029	0,022	0,027	0,026	0,021	0,025	0,029	0,024	0,022
0.85	C_a	0,050	0,037	0,040	0,043	0,041	0,046	0,045	0,040	0,039
	C_b	0,026	0,019	0,024	0,023	0,019	0,022	0,026	0,022	0,020
0.80	C_a	0,056	0,041	0,045	0,048	0,044	0,051	0,051	0,044	0,042
	C_b	0,023	0,017	0,022	0,020	0,016	0,019	0,023	0,019	0,017
0.75	C_a	0,061	0,045	0,051	0,052	0,047	0,055	0,056	0,049	0,046
	C_b	0,019	0,014	0,019	0,016	0,013	0,016	0,020	0,016	0,013
0.70	C_a	0,068	0,049	0,057	0,057	0,051	0,060	0,063	0,054	0,050
	C_b	0,016	0,012	0,016	0,014	0,011	0,013	0,017	0,014	0,011
0.65	C_a	0,074	0,053	0,064	0,062	0,055	0,064	0,070	0,059	0,054
	C_b	0,013	0,010	0,014	0,011	0,009	0,010	0,014	0,011	0,009
0.60	C_a	0,081	0,058	0,071	0,067	0,059	0,068	0,077	0,065	0,059
	C_b	0,010	0,007	0,011	0,009	0,007	0,008	0,011	0,009	0,007
0.55	C_a	0,088	0,062	0,080	0,072	0,063	0,073	0,085	0,070	0,063
	C_b	0,008	0,006	0,009	0,007	0,005	0,006	0,009	0,007	0,006
0.50	C_a	0,095	0,066	0,088	0,077	0,067	0,078	0,092	0,076	0,067
	C_b	0,006	0,004	0,007	0,005	0,004	0,005	0,007	0,005	0,004

Nota: Coeficientes para el diseño de losas armadas en 2 direcciones. Adaptado del reglamento de las construcciones para concreto estructural, por E.060, 2009.

Cabe mencionar que en las Tablas del E.060 se debe escoger de entre 9 casos, que varían según el tipo de losa que se presente en la edificación. El borde sombreado significa que la losa es continua en ese lado mientras que un borde no sombreado se traduce en discontinuidad de losa, es decir que en ese lado no existe otra losa.

La losa de análisis posee sus 4 lados con continuidad de losa, es decir en sus bordes existen otras losas de soporte por lo tanto según las Tablas del E.060 escogemos los coeficientes correspondientes al Caso 2.

Se determinan los coeficientes C_a y C_b con la Tabla 29 y posteriormente se calculan los momentos negativos asociados a la carga última.

Los momentos negativos en dirección A y B se determinan con la Ecuaciones 3.64 y 3.65:

$$M_{a \text{ neg}} = C_a * Wu * A^2 \quad (3.64)$$

$$M_{b \text{ neg}} = C_b * Wu * B^2 \quad (3.65)$$

Donde:

Ma neg: Momento negativo en dirección de la menor longitud de losa

Mb neg: Momento negativo en dirección de la mayor longitud de losa

$$C_{a(NC)} = 0.045$$

$$Wu_{(NC)} = 1222 \frac{kg}{m^2}$$

$$A_{(NC)} = 5 \text{ m}$$

$$M_{a \text{ neg } (NC)} = 0.045 * 1222 * 5^2 = 1374.75 \text{ kg.m}$$

$$C_{b(NC)} = 0.045$$

$$Wu_{(NC)} = 1222 \frac{kg}{m^2}$$

$$B_{(NC)} = 5 \text{ m}$$

$$M_{b \text{ neg } (NC)} = 0.045 * 1222 * 5^2 = 1374.75 \text{ kg.m}$$

$$C_{a(LWC)} = 0.045$$

$$Wu_{(LWC)} = 1042.80 \frac{kg}{m^2}$$

$$A_{(LWC)} = 5 \text{ m}$$

$$M_{a \text{ neg } (LWC)} = 0.045 * 1042.80 * 5^2 = 1173.15 \text{ kg.cm}$$

$$C_{b(LWC)} = 0.045$$

$$Wu_{(LWC)} = 1042.80 \frac{kg}{m^2}$$

$$B_{(LWC)} = 5 \text{ m}$$

$$M_{b \text{ neg } (LWC)} = 0.045 * 1042.80 * 5^2 = 1173.15 \text{ kg.cm}$$

Ahora se determinan los coeficientes C_a y C_b con las Tablas 30 y 31 para posteriormente calcular los momentos positivos asociados a las cargas vivas y muertas.

Los momentos positivos en dirección A y B se determinan con las Ecuaciones 3.66 y 3.67:

$$M_{a \text{ pos}} = C_a.CM * Wu.CM * A^2 + C_a.CV * Wu.CV * A^2 \quad (3.66)$$

$$M_{b \text{ pos}} = C_b.CM * Wu.CM * B^2 + C_b.CV * Wu.CV * B^2 \quad (3.67)$$

Donde:

$M_a \text{ pos}$: Momento positivo en dirección de la menor longitud de losa

$M_b \text{ pos}$: Momento positivo en dirección de la mayor longitud de losa

$$C_a.CM_{(NC)} = 0.018$$

$$C_a.CV_{(NC)} = 0.027$$

$$Wu.CM_{(NC)} = 882 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$Wu.CV_{(NC)} = 340 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$A_{(NC)} = 5 \text{ m}$$

$$M_{a \text{ pos } (NC)} = 0.018 * 882 * 5^2 + 0.027 * 340 * 5^2 = 626.4 \text{ kg.cm}$$

$$C_b.CM_{(NC)} = 0.018$$

$$C_b.CV_{(NC)} = 0.027$$

$$Wu.CM_{(NC)} = 882 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$Wu.CV_{(NC)} = 340 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$B_{(NC)} = 5 \text{ m}$$

$$M_{b \text{ pos } (NC)} = 0.018 * 882 * 5^2 + 0.027 * 340 * 5^2 = 626.4 \text{ kg.cm}$$

$$Ca.CM_{(LWC)} = 0.018$$

$$Ca.CV_{(LWC)} = 0.027$$

$$Wu.CM_{(LWC)} = 702.80 \frac{kg}{m^2}$$

$$Wu.CV_{(LWC)} = 340 \frac{kg}{m^2}$$

$$A_{(LWC)} = 5 m$$

$$M_a pos_{(LWC)} = 0.018 * 702.80 * 5^2 + 0.027 * 340 * 5^2 = 545.76 kg.cm$$

$$Cb.CM_{(LWC)} = 0.018$$

$$Cb.CV_{(LWC)} = 0.027$$

$$Wu.CM_{(LWC)} = 702.80 \frac{kg}{m^2}$$

$$Wu.CV_{(LWC)} = 340 \frac{kg}{m^2}$$

$$B_{(LWC)} = 5 m$$

$$M_b pos_{(LWC)} = 0.018 * 702.80 * 5^2 + 0.027 * 340 * 5^2 = 545.76 kg.cm$$

Una vez determinados los momentos negativos y positivos se procede a realizar el diseño por flexión mediante el cual se obtiene el área de acero requerida para las losas.

Los valores de momento negativo y positivo hallados anteriormente se introducen en la Ecuación 3.68 para hallar el factor “w”.

$$Mu = 0.9 * f'c * b * d^2 * w (1 - 0.59w) \quad (3.68)$$

Donde:

Mu: Momento ultimo actuante en la losa

Posteriormente estos valores “w” nos sirven para hallar la cuantía requerida, la que posteriormente se verificará que sea menor al 75% de la cuantía balanceada para un concreto con un $f'c$ de 210 kg/cm².

$$\rho_{req} \leq 75\% \rho_b$$

Una vez verificado lo anterior mencionado se utiliza el valor de cuantía requerida para hallar el área de acero, empleando la Ecuación 3.69:

$$A_s = \rho_{req} * b * d \quad (3.69)$$

Donde:

A_s : Acero requerido de la losa

ρ_{req} : Cuantía requerido

Después se realiza la última verificación, en donde el área de acero calculada debe ser mayor al área de acero mínima impuesta por la Ecuación 3.70.

$$A_{s(min)} = 0.0018 * b * h \quad (3.70)$$

Donde:

A_{smin} : Acero mínimo de la losa

$$A_{(min,NC)} = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{(min,LWC)} = 0.0018 * 100 * 22 = 3.96 \text{ cm}^2$$

Se realizó el proceso mencionado anteriormente para el cálculo de las áreas de acero negativas y positivas para la losa de concreto convencional y liviano, donde éstas no sobrepasaron los valores de acero mínimo establecido anteriormente. Por lo tanto, se utilizaron las áreas de acero mínima para el diseño de acero de ambos tipos de losas.

$$A_{s \text{ a pos } (NC)} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ b pos } (NC)} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ a neg } (NC)} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ b neg } (NC)} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ a pos } (LWC)} = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ b pos } (LWC)} = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$As_{a\ neg\ (LWC)} = 3.96\ cm^2$$

$$As_{b\ neg\ (LWC)} = 3.96\ cm^2$$

Por último, se procede a determinar la distribución de acero de las losas de concreto convencional y liviano empleando la Ecuación 3.71:

$$S = \frac{b \cdot As(varilla)}{As(req)} \quad (3.71)$$

Donde:

S: Espaciamiento del acero de refuerzo

Donde para ambos casos se probará utilizando aceros con medidas 3/8" o 1/2" que es el común empleado para las losas macizas, determinando los espaciamentos para cada uno y escogiendo el menor valor.

$$S1(NC) = \frac{100 \cdot 0.71}{3.6} = 20\ cm$$

$$S2(NC) = \frac{100 \cdot 1.29}{3.6} = 36\ cm = 40\ cm$$

$$S1(LWC) = \frac{100 \cdot 0.71}{3.96} = 18\ cm = 20\ cm$$

$$S2(LWC) = \frac{100 \cdot 1.29}{3.96} = 33\ cm = 35\ cm$$

Obteniéndose el esquema final de las losas macizas en 2 direcciones.

Figura 77: Esquema final de la losa maciza en 2 direcciones de concreto convencional.

Fuente propia.

Figura 78: Esquema final de la losa maciza en 2 direcciones de concreto liviano. Fuente propia.

Tal como se puede observar en las Figuras 77 y 78 la distribución de acero en ambos sentidos (X y Y) es empleando acero de 3/8" cada 20 cm para los dos tipos de losas por lo tanto no existe variación en la cantidad de acero requerido. En el caso del concreto empleado para las losas no existe variación alguna, debido a que las losas para cada caso de concreto convencional y liviano tienen un espesor uniforme de 20 cm.

4. EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO SÍSMICO

4.1. Espectro de Demanda

En los primeros capítulos se presentaron la importancia que tienen los espectros para poder obtener el punto de desempeño, como se mencionó este es necesario para superponerlo con la curva de capacidad; sin embargo, para realizar esto, las gráficas tienen que estar en un formato aceleración/desplazamiento espectral (ADSR). En este punto se realizará la conversión del espectro sísmico tradicional a un espectro en formato ADRS.

4.1.1. Conversión del espectro a formato ADRS

El procedimiento consiste en determinar cada desplazamiento espectral para cada periodo con la ecuación que se muestra en la Ecuación 4.1:

$$S_{di} = \left(\frac{T_i}{2\pi}\right)^2 S_{ai}g \quad (4.1)$$

Donde:

S_{di} : Pseudo-desplazamiento

S_{ai} : Pseudo-aceleración

T_i : Periodo

g : Gravedad

Para el espectro de formato estándar elástico, es decir cuando $R=1$, se realizó esta conversión al formato ADRS, el cual se muestra en la Figura 79.

Figura 79: Espectro de demanda para un sismo con periodo de retorno de 475 años en formato ADRS. Fuente propia.

4.2. Sismos de diseño según el objetivo del desempeño

Las estructuras que se están analizando en la presente investigación serán evaluadas para determinar cuál es su grado de comportamiento frente a diferentes intensidades de fuerzas sísmicas, cabe reiterar que una edificación designada como vivienda debería de cumplir con el objetivo básico de la filosofía de respuestas estructurales por desempeño, para tener más claro los diferentes objetivos de desempeño se muestra la Figura 80.

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al Colapso
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy raro (970 años)	-	3	2	1
0. Desempeño inaceptable				
1. Estructuras básicas				
2. Estructuras esenciales / riesgosas				
3. Estructuras de seguridad crítica				

Figura 80: Objetivos de desempeño según los sismos de diseño con diferentes periodos de recurrencia. Adaptado del comité VISION 2000 (1995).

Los diferentes sismos de diseño se obtendrán en base al sismo que está definido como raro en Perú con un periodo de retorno de 475 años y una probabilidad de ser excedido

de 10% en 50 años. Para realizar esto se tuvo como referencia al Eurocódigo 8, que da una expresión para escalar de un sismo a otro en función a su periodo de retorno, esta se presenta a en la Ecuación 4.2:

$$FE = \left(\frac{T_2}{T_1} \right)^k \quad (4.2)$$

Donde:

FE: Factor de escala para el sismo por determinar.

T2: Periodo de retorno del sismo por determinar.

T1: Periodo de retorno del sismo base.

K: Constante entre 0.3 y 0.4

El periodo es definido por una ecuación que depende de la probabilidad de ser excedido en un cierto número de años, esta es la ecuación 4.3:

$$T = \frac{1}{1-(1-p)^{1/n}} \quad (4.3)$$

La Figura 80 mostró los periodos de recurrencia para cada tipo de sismo.

Tras obtener los factores de escala para todos los sismos de demanda, se obtienen los espectros correspondientes al sismo frecuente, ocasional y muy raro. Estos espectros se muestran en la Figura 81:

Figura 81: Espectros de diseño con diferentes periodos de retorno en formato ADRS.
Fuente propia.

4.3. Análisis Estático No Lineal “Pushover”

El presente capítulo, tiene por finalidad brindar la respuesta total de la edificación ante distintos niveles de sollicitación sísmica. Esta respuesta, surge después de darle al modelo creado la información recopilada en el desarrollo del capítulo 3.

Asimismo, se exponen algunos conceptos nuevos acerca del modelamiento de los elementos estructurales en su rango inelástico. Al final del capítulo se obtendrá el punto de desempeño, que permitirá conocer la respuesta final de la estructura en estudio de acuerdo con los parámetros de nuestra Norma E-030.

4.3.1. Obtención de los Diagramas Momento-Curvatura de las columnas, vigas y placas.

Para analizar de forma más precisa la incursión en el rango inelástico de la estructura es necesario calcular los diagramas momento-curvatura de cada elemento estructural que la componga, tales como vigas, columnas y placas. El momento y la curvatura en una sección de concreto armado guardan una relación lineal solo en el caso de momentos flectores menores al momento de agrietamiento. Una vez ocurrido el agrietamiento la relación continua con tendencia lineal, pero con diferente pendiente hasta que el acero fluye o se agota el concreto.

Los programas computacionales de análisis de estructuras tales como SAP 2000 o ETABS determinan automáticamente los puntos más críticos de una edificación con la identificación de las “rotulas plásticas”, las cuales son calculadas automáticamente mediante la conversión de los diagramas momento curvatura a diagramas momento giro, empleando diferentes parámetros numéricos aceptables para modelar el comportamiento no lineal de los elementos estructurales, tal como es el caso de las tablas proporcionadas por la normas FEMA o ASCE 41-13, siendo esta última norma la elegida para el cálculo manual de los diagramas momento-giro en este trabajo de investigación.

Esta generación de rótulas se basa en modelos dados por el FEMA, los cuales nacen de ensayos de diversas configuraciones de armados y dimensiones de elementos estructurales, tal como se muestra en la Figura 82:

Figura 82: Diagrama Generalizado Momento – Curvatura. Adaptado de dado de FEMA 356.

Como se observa, la figura anterior es una idealización del momento-giro real, siendo la pendiente AB la pendiente elástica, el punto “B” el llamado punto de fluencia, el tramo BC la pendiente de endurecimiento (puede considerarse entre 0 y 10% de la pendiente elástica), el tramo CD la degradación significativa de la resistencia, el tramo DE la reducción sustancial de resistencia y finalmente el punto “E” la pérdida total de resistencia.

Estas idealizaciones van a depender del tipo de elemento estructural y del comportamiento que este tenga, para esto, el ASCE 41-13 establece las Tablas 32, 33, 34 y 35 donde se pueden encontrar los puntos notables expuestos en el párrafo anterior

Tabla 32: Coeficientes para el modelamiento del análisis no lineal de vigas.

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
						Performance Level		
a	b	c	IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$V - V'$ ^d						
ρ_w	$b_w d \sqrt{f'_c}$							
≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	$\geq 6 (0.5)$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	$\geq 6 (0.5)$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 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 ^b								
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 ^b								
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 ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Nota: Parámetros numéricos aceptables para modelar el comportamiento no lineal de vigas. Adaptado de ASCE-41 ,2013.

Tabla 33: *Coeficientes para el modelamiento del análisis no lineal de columnas*

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			Performance Level					
			IO	LS		CP		
Condition i. ^b								
$\rho - \rho'$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
A_s/f'_c	$b_w s$							
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	≤ 0.002	$\leq 3 (0.25)$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	≤ 0.002	$\geq 6 (0.5)$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. ^b								
$\rho - \rho'$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$V - V'$						
A_s/f'_c	$b_w s$	$b_w d \sqrt{f'_c}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. ^b								
$\rho - \rho'$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
A_s/f'_c	$b_w s$							
≤ 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 ^b								
$\rho - \rho'$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
A_s/f'_c	$b_w s$							
≤ 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

Nota: Parámetros numéricos aceptables para modelar el comportamiento no lineal de columnas. Adaptado de ASCE-41 ,2013.

Tabla 34: *Coeficientes para el modelamiento del análisis no lineal de muros controlados por flexión*

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation* (radians)		
			a	b		c	Performance Level	
					IO		LS	CP
i. Shear walls and wall segments								
$(A_t - A_t')f_y + P$	V	Confined Boundary ^a	0.015					
$t_w k_w f_c'$	$t_w k_w \sqrt{f_c'}$							
≤ 0.1	≤ 4	Yes	0.010	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.009	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 4	Yes	0.005	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.008	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 4	No	0.006	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	No	0.003	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 4	No	0.002	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004
ii. Shear wall coupling beams ^c								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ^a		V	0.050					
		$t_w k_w \sqrt{f_c'}$						
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement		≤ 3	0.025	0.040	0.75	0.010	0.025	0.050
		≥ 6	0.020	0.035	0.50	0.005	0.020	0.040
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement		≤ 3	0.020	0.025	0.50	0.006	0.020	0.035
		≥ 6	0.010	0.050	0.25	0.005	0.010	0.025
Diagonal reinforcement		NA	0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050

Nota: Parámetros numéricos aceptables para modelar el comportamiento no lineal de muros controlados por flexión. Adaptado de ASCE-41 ,2013.

Tabla 35: Coeficientes para el modelamiento del análisis no lineal de muros controlados por corte

Conditions			Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians)*			Strength Ratio		Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians)*		
								Performance Level		
			d	e	g	c	f	IO	LS	CP
i. Shear walls and wall segments ^b										
$(A_t - A_t')f_y + P$	$t_w k_w f_c'$	≤ 0.05	1.0	2.0	0.4	0.20	0.6	0.40	1.5	2.0
$(A_t - A_t')f_y + P$	$t_w k_w f_c'$	> 0.05	0.75	1.0	0.4	0.0	0.6	0.40	0.75	1.0
ii. Shear wall coupling beams'										
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ^a	V									
	$t_w k_w \sqrt{f_c'}$									
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3		0.02	0.030		0.60		0.006	0.020	0.030
	≥ 6		0.016	0.024		0.30		0.005	0.016	0.024
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3		0.012	0.025		0.40		0.006	0.010	0.020
	≥ 6		0.008	0.014		0.20		0.004	0.007	0.012

Nota: Parámetros numéricos aceptables para modelar el comportamiento no lineal de muros controlados por corte. Adaptado de ASCE-41 ,2013.

4.3.1.1. Diagramas Momento Curvatura y Momento Giro de la Columnas

Teniendo como datos de las columnas C5 para las estructuras una distribución de refuerzo longitudinal de 16 varillas de 3/4" en el caso del elemento estructural de concreto convencional y 16 varillas de 5/8" para el mismo elemento de concreto liviano, así como también un requerimiento de refuerzo transversal en estribos de 3/8" de

1@5cm,5@10cm , resto @30cm para la columna de concreto convencional y una distribución de 3/8" de 1@5cm,5@10cm , resto @25cm para la columna de concreto liviano.

De esta forma se muestran los datos de las secciones de columna requeridos para realizar el análisis, tal como se muestra a continuación en las Tablas 36 y 37.

Tabla 36: *Datos requeridos de la columna de concreto convencional*

COLUMNA C5 - NC			
1.Seccion general:			
b=	60 cm	0.6 m	
h=	60 cm	0.6 m	
r=	4 cm	0.04 m	
d'=	4 cm	0.04 m	
d=	56 cm	0.56 m	
2.Materiales:			
f'c=	280 kgf/cm2		
fy=	4200 kgf/cm2		
Ec=	252671.328 kgf/cm2	2486808.897 t /m2	
Es=	2100000 kgf/cm2	20668347 t /m2	
β_1 =	0.85		
ϵ_y =	0.002		
ϵ_{cu} =	0.003		
3.Acero de refuerzo:			
3.1.Acero en compresion:			
As=	22.8 cm2		
3.2.Acero en traccion			
A's=	22.8 cm2		

Nota: Parámetros requeridos para el análisis no lineal de las columnas de concreto convencional. Fuente propia.

Tabla 37: *Datos requeridos de la columna de concreto liviano*

COLUMNA C5 - LWC			
1.Seccion general:			
b=	50 cm	0.5 m	
h=	50 cm	0.5 m	
r=	4 cm	0.04 m	
d'=	4 cm	0.04 m	
d=	46 cm	0.46 m	
2.Materiales:			
γ_c =	1600 kg/m3		
f'c=	280 kgf/cm2	27.45862 Mpa	
fy=	4200 kgf/cm2		
Ec=	147051.2499 kgf/cm2	1447288.695 t /m2	
Es=	2100000 kgf/cm2	20668347 t /m2	
β_1 =	0.85		
ϵ_y =	0.002		
ϵ_{cu} =	0.003		
3.Acero de refuerzo:			
3.1.Acero en compresion:			
As=	15.84 cm2		
3.2.Acero en traccion			
A's=	15.84 cm2		

Nota: Parámetros requeridos para el análisis no lineal de las columnas de concreto liviano. Fuente propia.

Determinación de los momentos de cedencia y últimos de las secciones

Una vez establecidos los datos requeridos para el análisis se debe comenzar calculando los diagramas de interacción de las secciones de columnas. Esto se realiza con el propósito de determinar los momentos de cedencia y últimos que soportará la sección en función de la demanda sísmica.

Para calcular los puntos componentes de los diagramas de interacción se deben asumir ciertas hipótesis que están en función al comportamiento que tienen las secciones de concreto armado ante sollicitaciones de esfuerzos de compresión, tracción y flexión. Así mismo, también se debe considerar los tipos de fallas que se generan en estos elementos al estar sometidos a los esfuerzos mencionados anteriormente, con ello se definen tres tipos de fallas: Falla a compresión pura, falla a tracción pura y falla a flexión pura. Además, se debe considerar los distintos tipos de falla de los elementos sometidos a flexión tales como la falla controlada por compresión, falla controlada por tracción y la falla balanceada.

Cabe destacar que en todas las hipótesis se asume que el acero posee un comportamiento elasto-plástico. En el caso del concreto se asume que éste posee un comportamiento lineal elástico, con excepción que se presente el caso para el cual se supere el esfuerzo límite de comportamiento elástico del concreto, al darse esta condición se debe plantear que el concreto posee un comportamiento no lineal y por lo tanto se establece un modelo bilineal equivalente (elasto-plástico). Para ello, se define una deformación elástica del concreto de 0.0008.

En condiciones de “falla a compresión pura” la resistencia axial a compresión máxima del elemento estructural está dada por la Ecuación 4.7, la cual es determinada sumando los esfuerzos de compresión del concreto, así como los aceros superior e inferior de la sección que se pueden obtener empleando las ecuaciones 4.4, 4.5 y 4.6. También es necesario calcular la distancia del eje neutro a la fibra extrema en compresión bajo estas condiciones, la cual es determinada con la Ecuación 4.8.

$$CA's = A's * fy \quad (4.4)$$

$$Cc = 0.85 * f'c * (b * h - As - A's) \quad (4.5)$$

$$CAs = As * fy \quad (4.6)$$

$$Po = (Cc + CAs + CA's) = 0. \quad (4.7)$$

$$ycp = \frac{Cc*0.5*h + C*As*d + C*A's*d'}{Po} \quad (4.8)$$

Donde:

CA's: Compresión en el acero superior

Cc: Compresión en el concreto

CAs: Compresión en el acero inferior

Po: Fuerza axial a compresión pura

ycp: Distancia del eje neutro a la fibra extrema en compresión de la sección

A's: Acero en compresión

As: Acero en tracción

fy: Limite de fluencia del acero

f'c: Resistencia a la compresión del concreto

Una vez definidas las ecuaciones, variables y constantes requeridas para el cálculo se proceden a realizarse de la siguiente forma para los casos de columna de concreto convencional (NC) y liviano (LWC).

$$CA's_{(NC)} = \frac{22.80 * 4200}{1000} = 95.76 \text{ t}$$

$$CA's_{(LWC)} = \frac{15.84 * 4200}{1000} = 66.53 \text{ t}$$

$$Cc_{(NC)} = \frac{0.85 * 280 * (60 * 60 - 22.80 - 22.80)}{1000} = 845.95 \text{ t}$$

$$Cc_{(LWC)} = \frac{0.85 * 280 * (50 * 50 - 15.84 - 15.84)}{1000} = 587.46 \text{ t}$$

$$CAs_{(NC)} = \frac{22.80 * 4200}{1000} = 95.76 \text{ t}$$

$$CAs_{(LWC)} = \frac{15.84 * 4200}{1000} = 66.53 \text{ t}$$

$$Po_{(NC)} = \frac{95.76 + 845.95 + 95.76}{1000} = 1037.47 \text{ t}$$

$$Po_{(LWC)} = \frac{66.53 + 587.46 + 66.53}{1000} = 720.52 \text{ t}$$

En condiciones de “falla a tracción pura” la resistencia axial a tracción máxima del elemento estructural está dado por la Ecuación 4.11, la cual es determinado sumando los esfuerzos a tracción de los aceros superior e inferior de la sección que se pueden obtener empleando las Ecuaciones 4.9 y 4.10.

$$TA's = A's * fy \quad (4.9)$$

$$TAs = A's * fy \quad (4.10)$$

$$To = -TAs - TA's \quad (4.11)$$

Donde:

TA's: Tracción en el acero superior

TAs: Tracción en el acero inferior

To: Fuerza axial a tracción pura

Una vez definidas las ecuaciones, variables y constantes requeridas para el cálculo se proceden a realizarse de la siguiente forma para los casos de columna de concreto convencional (NC) y liviano (LWC).

$$TA's_{(NC)} = \frac{22.80 * 4200}{1000} = 95.76 \text{ t}$$

$$TA's_{(LWC)} = \frac{15.84 * 4200}{1000} = 66.53 \text{ t}$$

$$TAs_{(NC)} = \frac{22.80 * 4200}{1000} = 95.76 \text{ t}$$

$$TAs_{(LWC)} = \frac{15.84 * 4200}{1000} = 66.53 \text{ t}$$

$$To_{(NC)} = \frac{-95.76 - 95.76}{1000} = -191.52 \text{ t}$$

$$To_{(LWC)} = \frac{-66.53 - 66.53}{1000} = -133.06 \text{ t}$$

En condiciones de “falla balanceada” el concreto del elemento estructural alcanza la deformación unitaria máxima de (0.003) simultáneamente al inicio de la fluencia del

acero en el extremo inferior a tracción, el cual se da cuando éste alcanza una deformación unitaria máxima de (0.002). Por otro lado, el acero del extremo superior a compresión ya alcanzo su deformación unitaria máxima, es decir tiene un valor mayor a (0.002).

Bajo esta hipótesis se puede calcular los momentos y curvaturas asociadas a la falla balanceada de la sección, con las Ecuaciones 4.12,4.13,4.14,4.15,4.16,4.17,4.18,4.19 y 4.20.

$$cb = \frac{\varepsilon_{cu} * d}{\varepsilon_y + \varepsilon_{cu}} \quad (4.12)$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} * \frac{cb - d'}{cb} \quad (4.13)$$

$$CA's = A's * f_y \quad (4.14)$$

$$Cc = 0.85 * f'_c * \beta_1 * cb * b \quad (4.15)$$

$$TAs = As * f_y \quad (4.16)$$

$$Pb = Cc + CA's - TAs \quad (4.17)$$

$$ycp = \frac{h}{2} \quad (4.18)$$

$$Mb = Cc * \left(ycp - \frac{\beta_1 * cb}{2} \right) + CA's * (ycp - d') + TAs * (d - ycp) \quad (4.19)$$

$$\phi b = \frac{\varepsilon_{cu}}{cb} \quad (4.20)$$

Donde:

cb: Profundidad del eje neutro para la falla balanceada

ε'_s : Deformación en el acero superior

Pb: Fuerza axial para falla balanceada

Mb: Momento para la falla balanceada

Φb : Curvatura para la falla balanceada

Una vez definidas las ecuaciones, variables y constantes requeridas para el cálculo se proceden a realizarse de siguiente forma:

- $cb_{(NC)} = \frac{0.003 * 56}{(0.002 + 0.003)} = 33.6 \text{ cm}$
- $cb_{(LWC)} = \frac{0.003 * 46}{(0.002 + 0.003)} = 27.6 \text{ cm}$

- $\varepsilon' s_{(NC)} = 0.003 * \left(\frac{33.6-4}{33.6}\right) = 0.0026$
- $\varepsilon' s_{(LWC)} = 0.003 * \left(\frac{27.6-4}{27.6}\right) = 0.0026$
- $CA' s_{(NC)} = \frac{22.80*4200}{1000} = 95.76 \text{ t}$
- $CA' s_{(LWC)} = \frac{15.84*4200}{1000} = 66.53 \text{ t}$
- $Cc_{(NC)} = \frac{0.85*280*0.85*33.6*60}{1000} = 407.84 \text{ t}$
- $Cc_{(LWC)} = \frac{0.85*280*0.85*27.6*50}{1000} = 279.17 \text{ t}$
- $TAs_{(NC)} = \frac{22.80*4200}{1000} = 95.76 \text{ t}$
- $TAs_{(LWC)} = \frac{15.84*4200}{1000} = 66.53 \text{ t}$
- $Pb_{(NC)} = 407.84 + 95.76 - 95.76 = 407.84 \text{ t}$
- $Pb_{(LWC)} = 279.17 + 66.53 - 66.53 = 279.17 \text{ t}$
- $ycp_{(NC)} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$
- $ycp_{(LWC)} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$
- $Mb_{(NC)} = \frac{407.84*\left(30-\frac{0.85*33.6}{2}\right)+95.76*(30-4)+95.76*(56-30)}{10^5} = 113.91 \text{ t.m}$
- $Mb_{(LWC)} = \frac{279.17*\left(25-\frac{0.85*27.6}{2}\right)+66.53*(25-4)+66.53*(46-25)}{10^5} = 64.99 \text{ t.m}$
- $\varphi b_{(NC)} = \frac{0.003}{33.6} * (100) = 0.009 \text{ m}^{-1}$
- $\varphi b_{(LWC)} = \frac{0.003}{27.6} * (100) = 0.011 \text{ m}^{-1}$

En condiciones de “falla controlada por compresión” se asume que el concreto de la sección alcanzó su agotamiento y falla repentinamente, este escenario se da cuando el concreto alcanza su deformación unitaria última de (0.003). Por otro lado, el acero de refuerzo superior a compresión ya cedió, por lo que su deformación unitaria toma un valor mayor a (0.002), que es la deformación unitaria última del acero. En lo que respecta al acero de refuerzo inferior a tracción éste aún no ha cedido, por lo que su deformación unitaria es un valor inferior a (0.002).

Bajo estas condiciones se calculan los momentos y curvaturas últimas asociadas a la falla controlada por compresión de la sección.

Se empieza el procedimiento calculando la carga axial ($P1a$) que soportará la sección, esto se realiza empleando la Ecuación 4.21.

$$P1a = Pb + \frac{(Po - Pb)}{2} \quad (4.21)$$

$$P1a_{(NC)} = (407.84) + \frac{(1037.47 - 407.84)}{2} = 722.65 \text{ t}$$

$$P1a_{(LWC)} = (279.17) + \frac{(720.52 - 279.17)}{2} = 499.85 \text{ t}$$

Después, para el caso de la columna de concreto convencional y liviano estableciendo un equilibrio de fuerzas y de acuerdo a la relación de deformaciones bajo la hipótesis delimitada para el cuarto punto se calculan factores mostrados en la Figura 86 con la Ecuación 4.22:

$$P1a = 0.85 * f'c * \beta_1 * c * b + A's * fy - As * fs * (0.85 * f'c * \beta_1 * b) * c^2 + (A's * fy + As * Es * \epsilon_{cu} - P1a) * c - As * Es * \epsilon_{cu} * d = 0 \quad (4.22)$$

Para calcular el factor “c” correspondiente a la profundidad del eje neutro de la sección de columna, proveniente de la Ecuación 4.22 se procede a factorizar sus términos, con el propósito de hacer más fácil el cálculo.

$$A * c^2 + B * c + D = 0$$

$$A = 0.85 * f'c * \beta_1 * b$$

$$B = A's * fy + As * Es * \epsilon_{cu} - P1a$$

$$D = -As * Es * \epsilon_{cu} * d$$

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 * A * D}}{2 * A}$$

Calculándose de la siguiente forma para ambos casos:

$$A_{(NC)} = 0.85 * 280 * 0.85 * 60 = 12138 \frac{kg}{cm}$$

$$A_{(LWC)} = 0.85 * 280 * 0.85 * 50 = 10115 \frac{kg}{cm}$$

$$B_{(NC)} = 22.80 * 4200 + 22.80 * 2100000 * 0.003 - 722652 = -483252 \text{ kg}$$

$$B_{(LWC)} = 15.84 * 4200 + 15.84 * 2100000 * 0.003 - 499845.08 = -333525.08 \text{ kg}$$

$$D_{(NC)} = -22.80 * 2100000 * 0.003 * 56 = -8043840 \text{ kg.cm}$$

$$D_{(LWC)} = -15.84 * 2100000 * 0.003 * 46 = -4590432.04 \text{ kg.cm}$$

$$c_{(NC)} = \frac{-(-483252) + \sqrt{(-483252)^2 - 4 * 12138 * -8043840}}{2 * 12138} = 52.45 \text{ cm}$$

$$c_{(LWC)} = \frac{-(-333525.08) + \sqrt{(-333525.08)^2 - 4 * 10115 * -4590432}}{2 * 10115} = 43.42 \text{ cm}$$

Para cumplir con la hipótesis delimitada en este punto se debe verificar que el acero superior a compresión ya cedió, y el acero a tracción no ha cedido lo cual se realiza verificando el cumplimiento de la Ecuación 4.23:

$$\varepsilon'_s > \varepsilon_y \quad (4.23)$$

Donde:

ε_y : Deformación máxima cedente del acero, toma un valor constante de 0.002

Calculándose la deformación unitaria del acero superior a compresión con la Ecuación 4.24:

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} * \left(\frac{c-d'}{c} \right) \quad (4.24)$$

ε_{cu} : Deformación última del concreto, toma un valor constante de 0.003

$$\varepsilon'_{s(NC)} = 0.003 * \left(\frac{52.45 - 4}{52.45} \right) = 0.0028$$

$$\varepsilon'_{s(LWC)} = 0.003 * \left(\frac{43.42 - 4}{43.42} \right) = 0.0027$$

Tal como se puede observar las deformaciones unitarias de los aceros a compresión de las secciones toman valores mayores a 0.002, por lo cual estos aceros ya han cedido.

$$\varepsilon'_{s(NC)} > \varepsilon_y = 0.0028 > 0.002 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$\varepsilon'_{s(LWC)} > \varepsilon_y = 0.0027 > 0.002 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Para cumplir con la hipótesis delimitada en este punto se debe verificar que el acero inferior a tracción aún no ha cedido, lo cual se verifica con la Ecuación 4.25.

$$\varepsilon_y > \varepsilon_s \quad (4.25)$$

Donde:

ε_s : Deformación unitaria en el acero inferior a tracción

Calculándose de la siguiente forma, con la Ecuación 4.26.

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} * \left(\frac{d-c}{c} \right) \quad (4.26)$$

$$\varepsilon_{s(NC)} = 0.003 * \left(\frac{56 - 52.45}{52.45} \right) = 0.00020$$

$$\varepsilon_{s(LWC)} = 0.003 * \left(\frac{46 - 43.42}{43.42} \right) = 0.00018$$

Tal como se puede observar se cumple la condición de la Ecuación 3.95 requerida para asumir las condiciones de esta hipótesis, debido a que los valores calculados son

menores a la máxima deformación unitaria cedente del acero (0.002). Tal como se muestra.

$$\varepsilon_y > \varepsilon_{S(NC)} = 0.002 > 0.00020 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$\varepsilon_y > \varepsilon_{S(LWC)} = 0.002 > 0.00018 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Para terminar con el cálculo de los factores de este punto se calculan los momentos y curvaturas ultimas bajo falla controlada por compresión, esto se realiza con las Ecuaciones 4.18,4.27,4.28,4.29,4.30,4.31,4.32 y 4.33. Tal como se muestra a continuación.

$$f's = f_y \quad (4.27)$$

$$f_s = \varepsilon_s * E_s \quad (4.28)$$

$$CA's = A's * f's \quad (4.29)$$

$$Cc = 0.85 * f'c * \beta_1 * c * b \quad (4.30)$$

$$TAs = As * f_s \quad (4.31)$$

$$\phi u1a = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (4.32)$$

$$Mu1a = Cc * \left(y_{cp} - \frac{\beta_1 * c}{2} \right) + CA's * (y_{cp} - d') + TAs * (d - y_{cp}) \quad (4.33)$$

Donde:

$f's$: Esfuerzo en el acero superior

f_s : Esfuerzo en el acero inferior

E_s : Modulo de elasticidad del acero

ε_{cu} : Deformación última del concreto en compresión, valor constante de 0.003

y_{cp} : Centroide plástico

c : Profundidad del eje neutro

$\phi u1a$: Curvatura última

$Mu1a$: Momento último en compresión

Una vez definidas las variables se procede con el cálculo, de la siguiente forma:

$$f's_{(NC)} = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f's_{(LWC)} = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$fs_{(NC)} = 0.00020 * 2100000 = 426.61 \frac{kg}{cm^2}$$

$$fs_{(LWC)} = 0.00018 * 2100000 = 373.69 \frac{kg}{cm^2}$$

$$CA's_{(NC)} = \frac{22.80 * 4200}{1000} = 95.76 t$$

$$CA's_{(LWC)} = \frac{15.84 * 4200}{1000} = 66.53 t$$

$$Cc_{(NC)} = \frac{0.85 * 280 * 0.85 * 52.45 * 60}{1000} = 636.62 t$$

$$Cc_{(LWC)} = \frac{0.85 * 280 * 0.85 * 43.42 * 50}{1000} = 439.24 t$$

$$TAs_{(NC)} = \frac{22.80 * 426.61}{1000} = 9.73 t$$

$$TAs_{(LWC)} = \frac{15.84 * 373.79}{1000} = 5.92 t$$

$$\varphi u1a_{(NC)} = \frac{0.003}{52.45} = 0.0000571 cm^{-1} = 0.0057 m^{-1}$$

$$\varphi u1a_{(LWC)} = \frac{0.003}{43.42} = 0.000069 cm^{-1} = 0.0069 m^{-1}$$

$$ycp_{(NC)} = \frac{60}{2} = 30 cm$$

$$ycp_{(LWC)} = \frac{50}{2} = 25 cm$$

$$Mu1a_{(NC)} = \frac{636618.73 * \left(30 - \frac{0.85 * 52.45}{2}\right) + 95760 * (30 - 4) + 9726.73 * (56 - 30)}{10^5} = 76.51 t.m$$

$$Mu1a_{(LWC)} = \frac{439236.33 * \left(25 - \frac{0.85 * 43.42}{2}\right) + 66528 * (25 - 4) + 5919.25 * (46 - 25)}{10^5} = 43.96 \text{ t.m}$$

Tal como se realizó en el paso anterior se procede a calcular una carga axial, que en este caso será (P1b) bajo condiciones de falla controlada por compresión. La única variación en el procedimiento es que ahora se utilizará la Ecuación 4.34 para el cálculo de esta carga.

$$P1b = Pb + \frac{(Po - Pb)}{4} \quad (4.34)$$

Calculándose de la siguiente forma:

$$P1b_{(NC)} = (407.84) * \frac{(1037.47 - 407.84)}{4} = 565.24 \text{ t}$$

$$P1b_{(LWC)} = (279.17) * \frac{(720.52 - 279.17)}{4} = 389.51 \text{ t}$$

Después, para el caso de la columna de concreto convencional y liviano estableciendo un equilibrio de fuerzas y de acuerdo a la relación de deformaciones bajo la hipótesis delimitada para el cuarto punto se calculan factores mostrados en la Figura 86 con la Ecuación 4.35:

$$0.85 * f'c * \beta_1 * c * b + A's * fy - As * fs * (0.85 * f'c * \beta_1 * b) * c^2 + (A's * fy + As * Es * \epsilon_{cu} - P1b) * c - As * Es * \epsilon_{cu} * d = 0 \quad (4.35)$$

Para calcular el factor “c” correspondiente a la profundidad del eje neutro de la sección de columna, proveniente de la Ecuación 4.35 se procede a factorizar sus términos, tal como se realizó anteriormente.

$$A * c^2 + B * c + D = 0$$

$$A = 0.85 * f'c * \beta_1 * b$$

$$B = A's * fy + As * Es * \epsilon_{cu} - P1b$$

$$D = -As * Es * \epsilon_{cu} * d$$

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 * A * D}}{2 * A}$$

Calculándose de la siguiente forma para ambos casos:

$$A_{(NC)} = 0.85 * 280 * 0.85 * 60 = 12138 \frac{kg}{cm}$$

$$A_{(LWC)} = 0.85 * 280 * 0.85 * 50 = 10115 \frac{kg}{cm}$$

$$B_{(NC)} = 22.80 * 4200 + 22.80 * 2100000 * 0.003 - 565244.4 = -325844.4 kg$$

$$B_{(LWC)} = 15.84 * 4200 + 15.84 * 2100000 * 0.003 - 389509.54 = -223189.54 kg$$

$$D_{(NC)} = -22.80 * 2100000 * 0.003 * 56 = -8043840 kg.cm$$

$$D_{(LWC)} = -15.84 * 2100000 * 0.003 * 46 = -4590432 kg.cm$$

$$c_{(NC)} = \frac{-(-325844.4) + \sqrt{(-325844.4)^2 - 4 * 12138 * -8043840}}{2 * 12138} = 45.45 cm$$

$$c_{(LWC)} = \frac{-(-223189.54) + \sqrt{(-223189.54)^2 - 4 * 10115 * -4590432}}{2 * 10115} = 35.02 cm$$

Para cumplir con la hipótesis delimitada en este punto se debe verificar que el acero superior a compresión ya cedió, y el acero a tracción no ha cedido lo cual se realiza verificando el cumplimiento de las Ecuaciones 4.25 y 4.36.

$$\varepsilon'_s > \varepsilon_y \quad (4.36)$$

Calculándose de la siguiente forma con la Ecuación 4.37.

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} * \left(\frac{c-d'}{c} \right) \quad (4.37)$$

$$\varepsilon'_{s(NC)} = 0.003 * \left(\frac{42.45 - 4}{42.45} \right) = 0.0027$$

$$\varepsilon'_{s(LWC)} = 0.003 * \left(\frac{35.02 - 4}{35.02} \right) = 0.0026$$

Tal como se puede observar se cumple la condición de la Ecuación 4.36 requerida para asumir las condiciones de esta hipótesis, tal como se muestra.

$$\varepsilon' s_{(NC)} > \varepsilon_y = 0.0027 > 0.002 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$\varepsilon' s_{(LWC)} > \varepsilon_y = 0.0026 > 0.002 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Otra condición que se debe cumplir con la hipótesis delimitada en este punto es la delimitada por la Ecuación 4.25.

Calculándose de la siguiente forma y con la Ecuación 4.26.

$$\varepsilon s_{(NC)} = 0.003 * \left(\frac{56 - 42.45}{42.45} \right) = 0.00096$$

$$\varepsilon s_{(LWC)} = 0.003 * \left(\frac{46 - 35.02}{35.02} \right) = 0.00094$$

Tal como se puede observar se cumple la condición de la Ecuación 4.25 requerida para asumir las condiciones de esta hipótesis, tal como se muestra.

$$\varepsilon_y > \varepsilon s_{(NC)} = 0.002 > 0.00096 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$\varepsilon_y > \varepsilon s_{(LWC)} = 0.002 > 0.00094 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Para terminar con el cálculo de los factores de este punto se calculan los momentos y curvaturas ultimas bajo condiciones de falla controlada por compresión, de forma similar a como se realizó anteriormente.

$$f' s_{(NC)} = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f' s_{(LWC)} = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f s_{(NC)} = 0.00096 * 2100000 = 2010.06 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{s(LWC)} = 0.00094 * 2100000 = 1974.55 \frac{kg}{cm^2}$$

$$CA'_{s(NC)} = \frac{22.80 * 4200}{1000} = 95.76 t$$

$$CA'_{s(LWC)} = \frac{15.84 * 4200}{1000} = 66.53 t$$

$$Cc_{(NC)} = \frac{0.85 * 280 * 0.85 * 42.45 * 60}{1000} = 515.31 t$$

$$Cc_{(LWC)} = \frac{0.85 * 280 * 0.85 * 35.02 * 50}{1000} = 354.26 t$$

$$TA_{s(NC)} = \frac{22.80 * 2010.06}{1000} = 45.83 t$$

$$TA_{s(LWC)} = \frac{15.84 * 1974.55}{1000} = 31.28 t$$

$$\phi u_{1b(NC)} = \frac{0.003}{42.45} = 0.000071 cm^{-1} = 0.0071 m^{-1}$$

$$\phi u_{1b(LWC)} = \frac{0.003}{35.02} = 0.000086 cm^{-1} = 0.0086 m^{-1}$$

$$y_{cp(NC)} = \frac{60}{2} = 30 cm$$

$$y_{cp(LWC)} = \frac{50}{2} = 25 cm$$

$$Mu_{1b(NC)} = \frac{515313.71 * \left(30 - \frac{0.85 * 42.45}{2}\right) + 95767.71 * (30 - 4) + 45829.31 * (56 - 30)}{10^5} = 98.43 t.m$$

$$Mu_{1b(LWC)} = \frac{354258.35 * \left(25 - \frac{0.85 * 35.02}{2}\right) + 66528 * (25 - 4) + 31276.81 * (46 - 25)}{10^5} = 56.37 t.m$$

En condiciones de “falla controlada por tracción” se asume que la concreto de la sección alcanzó su agotamiento y falla repentinamente, este escenario se da cuando el concreto alcanza su deformación unitaria última de (0.003). Por otro lado, el acero de refuerzo superior a compresión ya cedió, por lo que su deformación unitaria toma un valor mayor

a (0.002) que es la deformación unitaria última del acero. En lo que respecta al acero de refuerzo inferior a tracción éste también ha cedido, por lo que su deformación unitaria es un valor también mayor a (0.002).

Bajo estas condiciones se calculan los momentos y curvaturas últimas asociadas a la falla controlada por tracción de la sección.

Con los valores de fuerza axial en condición de “falla balanceada” se procede a calcular las fuerzas axiales (P2a) en condiciones de “falla controlada por tracción”, esto se realiza empleando la Ecuación 4.40.

$$Pb_{(NC)} = 407.84 \text{ t}$$

$$Pb_{(LWC)} = 279.17 \text{ t}$$

$$P2a = 2 * \frac{Pb}{3} \quad (4.40)$$

Calculándose de la siguiente forma:

$$P2a_{(NC)} = (2) * \frac{407.84}{3} = 271.89 \text{ t}$$

$$P2a_{(LWC)} = (2) * \frac{279.17}{3} = 186.12 \text{ t}$$

Después, para el caso de la columna de concreto convencional y liviano estableciendo un equilibrio de fuerzas y de acuerdo a la relación de deformaciones bajo la hipótesis delimitada para el cuarto punto se calculan factores mostrados en la Figura 87 con las Ecuación 4.41.

$$P2a = 0.85 * f'c * \beta_1 * c * b + A's * fy - As * fy \quad (4.41)$$

Factorizando la Ecuación 3.113 se procede a calcular el factor “c” correspondiente a la profundidad del eje neutro que es de nuestro interés, de la siguiente forma.

$$c = \frac{P2a + fy * (As - A's)}{0.85 * f'c * \beta_1 * b}$$

Entonces:

$$c_{(NC)} = \frac{271891.2 + 4200 * (22.80 - 22.80)}{0.85 * 280 * 0.85 * 60} = 22.4 \text{ cm}$$

$$c_{(LWC)} = \frac{186116 + 4200 * (15.84 - 15.84)}{0.85 * 280 * 0.85 * 50} = 18.4 \text{ cm}$$

Para cumplir con la hipótesis delimitada en este punto se debe verificar que el acero superior a compresión ya cedió, y el acero inferior a tracción ya cedió lo cual se realiza verificando el cumplimiento de la Ecuaciones 4.36 y 4.42.

Calculándose los factores de la misma forma y tal como se mostró en pasos anteriores.

$$\varepsilon'_{s(NC)} = 0.003 * \left(\frac{22.4 - 4}{22.4} \right) = 0.0025$$

$$\varepsilon'_{s(LWC)} = 0.003 * \left(\frac{18.4 - 4}{18.4} \right) = 0.0023$$

Tal como se puede observar se cumple la condición de la Ecuación 3.114 requerida para asumir las condiciones de esta hipótesis, tal como se muestra.

$$\varepsilon'_{s(NC)} > \varepsilon_y = 0.0025 > 0.002 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$\varepsilon'_{s(LWC)} > \varepsilon_y = 0.0023 > 0.002 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Otra condición que se debe cumplir con la hipótesis delimitada en este punto es la delimitada por la Ecuación 4.42.

$$\varepsilon_s > \varepsilon_y \quad (4.42)$$

Calculándose de la siguiente forma:

$$\varepsilon_{s(NC)} = 0.003 * \left(\frac{56 - 22.4}{22.4} \right) = 0.0045$$

$$\varepsilon_{s(LWC)} = 0.003 * \left(\frac{46 - 18.4}{18.4} \right) = 0.0045$$

Tal como se puede observar se cumple la condición de la Ecuación 4.42 requerida para asumir las condiciones de esta hipótesis, tal como se muestra.

$$\varepsilon_{S(NC)} > \varepsilon_y = 0.0045 > 0.002 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$\varepsilon_{S(LWC)} > \varepsilon_y = 0.0045 > 0.002 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Para terminar con el cálculo de los factores de este punto se calculan los momentos y curvaturas ultimas bajo condiciones de “falla controlada por tracción” con las Ecuaciones 4.14,4.18,4.30,4.31,4.43,4.44,4.45 ,4.46 y 4.47 tal como se muestra:

$$f's = \varepsilon's * Es \quad (4.43)$$

$$fs = fy \quad (4.44)$$

$$CA's = A's * fy \quad (4.45)$$

$$\phi u2a = \frac{\varepsilon cu}{c} \quad (4.46)$$

$$Mu2a = Cc * \left(ycp - \frac{\beta 1 * c}{2} \right) + CA's * (ycp - d') + TAs * (d - ycp) \quad (4.47)$$

Donde:

f's: Esfuerzo en el acero superior

fs: Esfuerzo en el acero inferior

Es: Modulo de elasticidad del acero

ecu: Deformación última del concreto en compresión, toma un valor constante de 0.003

ycp: Centroides plástico

c: Profundidad del eje neutro

$\phi u2a$: Curvatura última en tracción

Mu2a: Momento último en tracción

Una vez definidas las variables se procede con el cálculo, de la siguiente forma:

$$f's_{(NC)} = 0.0025 * 2100000 = 5175 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f's_{(LWC)} = 0.0023 * 2100000 = 4930.43 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{s(NC)} = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{s(LWC)} = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$CA'_{s(NC)} = \frac{22.80 * 4200}{1000} = 95.76 t$$

$$CA'_{s(LWC)} = \frac{15.84 * 4200}{1000} = 66.53 t$$

$$CC_{(NC)} = \frac{0.85 * 280 * 0.85 * 22.4 * 60}{1000} = 271.89 t$$

$$CC_{(LWC)} = \frac{0.85 * 280 * 0.85 * 18.4 * 50}{1000} = 186.12 t$$

$$TA_{s(NC)} = \frac{22.80 * 4200}{1000} = 95.76 t$$

$$TA_{s(LWC)} = \frac{15.88 * 4200}{1000} = 66.53 t$$

$$\varphi u2a_{(NC)} = \frac{0.003}{22.4} = 0.00013 cm^{-1} = 0.013 m^{-1}$$

$$\varphi u2a_{(LWC)} = \frac{0.003}{18.4} = 0.00016 cm^{-1} = 0.016 m^{-1}$$

$$ycp_{(NC)} = \frac{60}{2} = 30 cm$$

$$ycp_{(LWC)} = \frac{50}{2} = 25 cm$$

$$Mu2a_{(NC)} = \frac{271891.2 * \left(30 - \frac{0.85 * 22.4}{2}\right) + 95760 * (30 - 4) + 95760 * (56 - 25)}{10^5} = 105.48 t.m$$

$$Mu2a_{(LWC)} = \frac{186116 * \left(25 - \frac{0.85 * 18.4}{2}\right) + 66528 * (25 - 4) + 66528 * (46 - 20)}{10^5} = 59.92 t.m$$

Tal como se realizó en el paso anterior se procede a calcular una carga axial, que en este caso será (P2b) bajo condiciones de falla controlada por tracción. La única variación en el procedimiento es que ahora se utilizará la Ecuación 4.48 para el cálculo de esta carga.

Donde tal como se calculó en pasos anteriores se tienen los siguientes valores de fuerza axial bajo condiciones de falla balanceada:

$$Pb_{(NC)} = 407.84 t$$

$$Pb_{(LWC)} = 279.17 t$$

Calculándose los valores de P2b con la Ecuación 4.48.

$$P2b = \frac{Pb}{3} \quad (4.48)$$

$$P2b_{(NC)} = \frac{407.84}{3} = 135.95 \text{ t}$$

$$P2b_{(LWC)} = \frac{279.17}{3} = 93.06 \text{ t}$$

Después, para el caso de la columna de concreto convencional y liviano estableciendo un equilibrio de fuerzas con la Ecuación 4.49.

$$P2b = 0.85 * f'c * \beta_1 * c * b + A's * fy - As * fy * (0.85 * f'c * \beta_1 * b) * c^2 + (A's * Es * \epsilon_{cu} - As * fy - P2b) * c - A's * Es * \epsilon_{cu} * d' = 0 \quad (4.49)$$

Para calcular el factor “c” correspondiente a la profundidad del eje neutro de la sección de columna se procede a factorizar sus términos, tal como se realizó anteriormente.

$$A * c^2 + B * c + D = 0$$

$$A = 0.85 * f'c * \beta_1 * b$$

$$B = A's * Es * \epsilon_{cu} - As * fy - P2b$$

$$D = -A's * Es * \epsilon_{cu} * d'$$

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 * A * D}}{2 * A}$$

Calculándose de la siguiente forma para ambos casos:

$$A_{(NC)} = 0.85 * 280 * 0.85 * 60 = 12138 \frac{kg}{cm}$$

$$A_{(LWC)} = 0.85 * 280 * 0.85 * 50 = 10115 \frac{kg}{cm}$$

$$B_{(NC)} = 22.80 * 2100000 * 0.003 - 22.80 * 4200 - 135945.6 = -88065.6 \text{ kg}$$

$$B_{(LWC)} = 15.84 * 2100000 * 0.003 - 15.84 * 4200 - 93058 = -59794 \text{ kg}$$

$$D_{(NC)} = -22.80 * 2100000 * 0.003 * 4 = -574560 \text{ kg.cm}$$

$$D_{(LWC)} = -15.84 * 2100000 * 0.003 * 4 = -399168 \text{ kg.cm}$$

$$c_{(NC)} = \frac{-(-88065.6) + \sqrt{(-88065.6)^2 - 4 * 12138 * -574560}}{2 * 12138} = 11.41 \text{ cm}$$

$$c_{(LWC)} = \frac{-(-59794) + \sqrt{(-59794)^2 - 4 * 10115 * -399168}}{2 * 10115} = 9.90 \text{ cm}$$

Para cumplir con la hipótesis delimitada en este punto se debe verificar que el acero superior a compresión no ha cedido, y el acero a tracción ya cedió lo cual se realiza verificando el cumplimiento de las Ecuaciones 4.42 y 4.50.

$$\varepsilon_y > \varepsilon'_s \quad (4.50)$$

Calculándose de la misma forma que en pasos anteriores:

$$\varepsilon'_s_{(NC)} = 0.003 * \left(\frac{11.41 - 4}{11.41} \right) = 0.0019$$

$$\varepsilon'_s_{(LWC)} = 0.003 * \left(\frac{9.90 - 4}{9.90} \right) = 0.0018$$

Tal como se puede observar se cumple la condición de la Ecuación 3.126 requerida para asumir las condiciones de esta hipótesis, tal como se muestra.

$$\varepsilon_y > \varepsilon'_s_{(NC)} = 0.002 > 0.0019 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$\varepsilon_y > \varepsilon'_s_{(LWC)} = 0.002 > 0.0018 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Otra condición que se debe cumplir con la hipótesis delimitada en este punto es la delimitada por la Ecuación 4.42.

Calculándose de la siguiente forma:

$$\varepsilon s_{(NC)} = 0.003 * \left(\frac{56 - 11.41}{11.41} \right) = 0.012$$

$$\varepsilon s_{(LWC)} = 0.003 * \left(\frac{46 - 9.90}{9.90} \right) = 0.011$$

Tal como se puede observar se cumple la condición de la Ecuación 4.42 requerida para asumir las condiciones de esta hipótesis, tal como se muestra.

$$\varepsilon_{S(NC)} > \varepsilon_y = 0.012 > 0.002 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$\varepsilon_{S(LWC)} > \varepsilon_y = 0.011 > 0.002 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Para terminar con el cálculo de los factores de este los momentos y curvaturas ultimas bajo condiciones de “falla controlada por tracción” de forma similar a como se realizó anteriormente.

$$f's_{(NC)} = 0.0019 * 2100000 = 4090.56 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f's_{(LWC)} = 0.0018 * 2100000 = 3754.10 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{S(NC)} = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{S(LWC)} = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$CA's_{(NC)} = \frac{22.80 * 4090.56}{1000} = 93.26 t$$

$$CA's_{(LWC)} = \frac{15.84 * 3754.10}{1000} = 59.46 t$$

$$Cc_{(NC)} = \frac{0.85 * 280 * 0.85 * 11.41 * 60}{1000} = 138.44 t$$

$$Cc_{(LWC)} = \frac{0.85 * 280 * 0.85 * 9.90 * 50}{1000} = 100.12 t$$

$$TAs_{(NC)} = \frac{22.80 * 4200}{1000} = 95.76 t$$

$$TAs_{(LWC)} = \frac{15.84 * 4200}{1000} = 66.53 t$$

$$\phi u2b_{(NC)} = \frac{0.003}{11.41} = 0.00026 cm^{-1} = 0.026 m^{-1}$$

$$\phi u2b_{(LWC)} = \frac{0.003}{9.90} = 0.00030 cm^{-1} = 0.030 m^{-1}$$

$$ycp_{(NC)} = \frac{60}{2} = 30 cm$$

$$ycp_{(LWC)} = \frac{50}{2} = 25 cm$$

$$Mu2b_{(NC)} = \frac{138440.94 * \left(30 - \frac{0.85 * 11.41}{2}\right) + 93264.66 * (30 - 4) + 95760 * (56 - 30)}{10^5} = 83.97 \text{ t.m}$$

$$Mu2b_{(LWC)} = \frac{100121.03 * \left(25 - \frac{0.85 * 9.90}{2}\right) + 59464.97 * (25 - 4) + 66528 * (46 - 25)}{10^5} = 47.27 \text{ t.m}$$

En condiciones de “falla a flexión pura” se asume que el momento flector es la única fuerza al interior de la sección, con la cual las fuerzas axiales y cortantes son cero. Además, también se asume que el concreto alcanzó su agotamiento, el acero de refuerzo inferior a tracción ya cedió y el acero de refuerzo superior a compresión aún no ha cedido.

Bajo estas condiciones se calculan los momentos y curvaturas últimas asociadas a la falla flexión pura de la sección.

En primer lugar, se debe determinar la profundidad del eje neutro de la sección de columna, determinado por el factor “c” proveniente de la Ecuación 4.51 se procede a factorizar sus términos, tal como se realizó anteriormente.

Para la condición de flexión pura se debe asumir que la cortante “P” tiene un valor igual a cero, de la siguiente forma.

$$0 = 0.85 * f'c * \beta_1 * c * b + A's * fy - As * fy * (0.85 * f'c * \beta_1 * b) * c^2 + (A's * Es * \epsilon_{cu} - As * fy - P2b) * c - A's * Es * \epsilon_{cu} * d' = 0 \quad (4.51)$$

$$A * c^2 + B * c + D = 0$$

$$A = 0.85 * f'c * \beta_1 * b$$

$$B = A's * Es * \epsilon_{cu} - As * fy$$

$$D = -A's * Es * \epsilon_{cu} * d'$$

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 * A * D}}{2 * A}$$

Calculándose de la siguiente forma para ambos casos:

$$A_{(NC)} = 0.85 * 280 * 0.85 * 60 = 12138 \frac{kg}{cm}$$

$$A_{(LWC)} = 0.85 * 280 * 0.85 * 50 = 10115 \frac{kg}{cm}$$

$$B_{(NC)} = 22.80 * 2100000 * 0.003 - 22.80 * 4200 = -47880 \text{ kg}$$

$$B_{(LWC)} = 15.84 * 2100000 * 0.003 - 15.84 * 4200 = -33264 \text{ kg}$$

$$D_{(NC)} = -22.80 * 2100000 * 0.003 * 4 = -574560 \text{ kg.cm}$$

$$D_{(LWC)} = -15.84 * 2100000 * 0.003 * 4 = -399168 \text{ kg.cm}$$

$$c_{(NC)} = \frac{-(-47880) + \sqrt{(-47880)^2 - 4 * 12138 * -574560}}{2 * 12138} = 5.18 \text{ cm}$$

$$c_{(LWC)} = \frac{-(-33264) + \sqrt{(-33264)^2 - 4 * 10115 * -399168}}{2 * 10115} = 4.85 \text{ cm}$$

Para cumplir con la hipótesis delimitada en este punto se debe verificar que el acero superior a compresión no ha cedido, y el acero inferior a tracción ya cedió lo cual se realiza verificando el cumplimiento de las Ecuaciones 4.42 y 4.50.

Calculándose de la misma forma que en pasos anteriores:

$$\varepsilon'_{s(NC)} = 0.003 * \left(\frac{5.18 - 4}{5.18} \right) = 0.00069$$

$$\varepsilon'_{s(LWC)} = 0.003 * \left(\frac{4.85 - 4}{4.85} \right) = 0.00053$$

Tal como se puede observar se cumple la condición de la Ecuación 4.50 requerida para asumir las condiciones de esta hipótesis, tal como se muestra.

$$\varepsilon_y > \varepsilon'_{s(NC)} = 0.002 > 0.00069 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$\varepsilon_y > \varepsilon'_{s(LWC)} = 0.002 > 0.00053 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Otra condición que se debe cumplir con la hipótesis delimitada en este punto es la delimitada por la Ecuación 4.42.

Calculándose de la siguiente forma:

$$\varepsilon S_{(NC)} = 0.003 * \left(\frac{56 - 5.18}{5.18} \right) = 0.029$$

$$\varepsilon S_{(LWC)} = 0.003 * \left(\frac{46 - 4.85}{4.85} \right) = 0.025$$

Tal como se puede observar se cumple la condición de la Ecuación 4.42 requerida para asumir las condiciones de esta hipótesis, tal como se muestra.

$$\varepsilon S_{(NC)} > \varepsilon y = 0.029 > 0.002 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$\varepsilon S_{(LWC)} > \varepsilon y = 0.025 > 0.002 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Para terminar con el cálculo de los factores de este punto se calculan los momentos y curvaturas ultimas bajo condiciones de “flexión” pura de forma similar a como se realizó anteriormente.

$$f' s_{(NC)} = 0.00069 * 2100000 = 1439.73 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f' s_{(LWC)} = 0.00053 * 2100000 = 1103.37 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f s_{(NC)} = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f s_{(LWC)} = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$CA' s_{(NC)} = \frac{22.80 * 1439.73}{1000} = 32.83 t$$

$$CA' s_{(LWC)} = \frac{15.84 * 1103.37}{1000} = 17.48 t$$

$$Cc_{(NC)} = \frac{0.85 * 280 * 0.85 * 5.18 * 60}{1000} = 62.93 t$$

$$Cc_{(LWC)} = \frac{0.85 * 280 * 0.85 * 4.85 * 50}{1000} = 49.05 t$$

$$TAs_{(NC)} = \frac{22.80 * 4200}{1000} = 95.76 t$$

$$TAs_{(LWC)} = \frac{15.84 * 4200}{1000} = 66.53 t$$

$$\varphi_{ufp_{(NC)}} = \frac{0.003}{5.18} = 0.00058 \text{ cm}^{-1} = 0.058 \text{ m}^{-1}$$

$$\varphi_{ufp_{(LWC)}} = \frac{0.003}{4.85} = 0.00062 \text{ cm}^{-1} = 0.062 \text{ m}^{-1}$$

$$y_{cp_{(NC)}} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$y_{cp_{(LWC)}} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$M_{ufp_{(NC)}} = \frac{62934.24 * \left(30 - \frac{0.85 * 5.18}{2}\right) + 32825.76 * (30 - 4) + 95760 * (56 - 30)}{10^5} = 50.93 \text{ t.m}$$

$$M_{ufp_{(LWC)}} = \frac{49050.63 * \left(25 - \frac{0.85 * 4.85}{2}\right) + 17477.37 * (25 - 4) + 66528 * (46 - 25)}{10^5} = 28.89 \text{ t.m}$$

Por último, se debe calcular los momentos y curvaturas de fluencia asociados a las fuerzas bajo condiciones de falla dúctiles, las cuales se presentan cuando la sección está bajo condiciones de “falla controlada por tracción”, que es el caso de las fuerzas (P2a y P2b). Esto es debido a que están bajo condiciones de una falla en la cual el acero a tracción de la sección tiene la capacidad de fluir una vez que ha llegado a su límite de fluencia.

Cabe destacar que este análisis no se aplica en el caso de las fuerzas (P1a y P1b) debido a que éstas fueron analizadas bajo un tipo de falla que es considerado frágil, tal es el caso de la “falla controlada por compresión”. Por ello, el acero a tracción no tiene la oportunidad de fluir, es decir una vez que el acero del elemento ha llegado a su límite de fluencia la sección falla repentinamente por aplastamiento por lo que teóricamente los valores de “momento de fluencia” bajo estas condiciones vendrían a ser los “momentos últimos”.

Estableciendo un equilibrio de fuerzas y de acuerdo a la relación de deformaciones bajo la hipótesis delimitada para el sexto punto bajo condición se carga axial se calculan factores mostrados en la Figura 88 con las Ecuación 4.52.

$$\left(\frac{Ec * b * \varepsilon_y}{2}\right) * c^2 + (A's * Es * \varepsilon_y + As * f_y * P2a) * c - (A's * Es * \varepsilon_y * d' + As * f_y * d + P2a * d) = 0 \quad (4.52)$$

Para calcular el factor “c” correspondiente a la profundidad del eje neutro de la sección de columna, proveniente de la Ecuación 4.52 se procede a factorizar sus términos, tal como se realizó anteriormente.

Conociendo los valores de P2a que se calcularon anteriormente.

$$P2a_{(NC)} = 271.89 \text{ t}$$

$$P2a_{(LWC)} = 186.12 \text{ t}$$

Se establecen las condiciones de análisis.

$$A * c^2 + B * c + D = 0$$

$$A = \frac{Ec * b * \epsilon y}{2}$$

$$B = A' s * Es * \epsilon y + As * fy + P2a$$

$$D = -(A' s * Es * \epsilon y * d' + As * fy * d + P2a * d)$$

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 * A * D}}{2 * A}$$

Calculándose de la siguiente forma.

$$A_{(NC)} = \frac{252671.32 * 60 * 0.002}{2} = 15160.28 \frac{kg}{cm}$$

$$A_{(LWC)} = \frac{147051.24 * 50 * 0.002}{2} = 7352.56 \frac{kg}{cm}$$

$$B_{(NC)} = 22.80 * 2100000 * 0.002 + 22.80 * 4200 + 271891.2 = 463411.2 \text{ kg}$$

$$B_{(LWC)} = 15.84 * 2100000 * 0.002 + 15.84 * 4200 + 186116 = 319172 \text{ kg}$$

$$D_{(NC)} = -(22.80 * 2100000 * 0.002 * 4 + 22.80 * 4200 * 56 + 271891.2 * 56) = -20971507.20 \text{ kg.cm}$$

$$D_{(LWC)} = -(15.84 * 2100000 * 0.002 * 4 + 15.84 * 4200 * 46 + 186116 * 46) = -11887736 \text{ kg.cm}$$

$$c_{(NC)} = \frac{-(-463411.2) + \sqrt{(-463411.2)^2 - 4 * 15160.28 * -20971507.2}}{2 * 15160.28} = 24.93 \text{ cm}$$

$$c_{(LWC)} = \frac{-(-319172) + \sqrt{(-319172)^2 - 4 * 7352.56 * -11887736}}{2 * 7352.56} = 23.99 \text{ cm}$$

Una vez determinado la profundidad del eje neutro, para cumplir con la hipótesis delimitada en este punto se debe verificar que el acero superior a compresión no ha cedido con la Ecuación 4.50.

Calculándose de la siguiente forma:

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_y * (c - d')}{d - c}$$

$$\varepsilon'_{s(NC)} = \frac{0.002 * (24.93 - 4)}{56 - 24.93} = 0.0013$$

$$\varepsilon'_{s(LWC)} = \frac{0.002 * (23.99 - 4)}{46 - 23.99} = 0.0018$$

Tal como se puede observar se cumple la condición de la Ecuación 4.50 requerida para asumir las condiciones de esta hipótesis, tal como se muestra.

$$\varepsilon_y > \varepsilon'_{s(NC)} = 0.002 > 0.0013 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$\varepsilon_y > \varepsilon'_{s(LWC)} = 0.002 > 0.0018 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

También se verifica que el concreto tenga un comportamiento lineal elástico, con el cumplimiento de las Ecuaciones 4.53 y 4.54.

$$\varepsilon_{cu} > \varepsilon_c \quad (4.53)$$

$$f_{climite} > f'_c \quad (4.54)$$

Donde:

$$\varepsilon_{cu} = 0.003$$

Calculándose de la siguiente forma y con las Ecuaciones 4.55, 4.56 y 4.57.

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_y * c}{(d - c)} \quad (4.55)$$

$$f_{climite} = 70 * f'_c \quad (4.56)$$

$$f_c = E_c * \varepsilon_c \quad (4.57)$$

$$\varepsilon_{c(NC)} = \frac{0.002 * 24.96}{56 - 24.96} = 0.0016$$

$$\varepsilon_{c(LWC)} = \frac{0.002 * 23.99}{46 - 23.99} = 0.0022$$

$$f_{climite(NC)} = 0.70 * 280 = 196 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{climite(LWC)} = 0.70 * 280 = 196 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f'_c(NC) = 252671.32 * 0.0016 = 405.39 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f'_c(LWC) = 147051.24 * 0.0022 = 320.53 \frac{kg}{cm^2}$$

Tal como se puede observar se cumplen las condiciones de las Ecuaciones 4.53 y 4.54 requeridas para asumir las condiciones de esta hipótesis, tal como se muestra.

$$\varepsilon_{cu} > \varepsilon_{c(NC)} = 0.003 > 0.0016 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$\varepsilon_{cu} > \varepsilon_{c(LWC)} = 0.003 > 0.0022 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$f_{climite(NC)} < f_{c(NC)} = 196 < 405.39 \quad \text{¡NO CUMPLE!}$$

$$f_{climite(LWC)} < f_{c(LWC)} = 196 < 320.53 \quad \text{¡NO CUMPLE!}$$

Debido a que no se cumple con las condiciones establecidas para asumir que el concreto se comporta de forma no lineal se establece un modelo bilineal equivalente (elasto plástico). Para ello, se define una deformación elástica del concreto de 0.0008, después se procede a calcular el factor “c” con la Ecuación 4.58.

$$c^2 * (2 * \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) * (0.85 * f'_c * b) - c((2 * \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) * (0.85 * f'_c * b * d) + 2 * \varepsilon_y * f_y * (A_s + A'_s) + 0.85 * f'_c * b * \varepsilon_{cy} * d + 2 * \varepsilon_y * P2a) + 0.85 * f'_c * b * \varepsilon_{cy} * d^2 + 2 * \varepsilon_y * f_y * (A_s * d + A'_s * d') + 2 * \varepsilon_y * P2a * d = 0 \quad (4.58)$$

$$A * c^2 + B * c + D = 0$$

$$A = (2 * \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) * (0.85 * f'_c * b)$$

$$B = -((2 * \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) * (0.85 * f'_c * b * d) + 2 * \varepsilon_y * f_y * (A_s + A'_s) + 0.85 * f'_c * b * \varepsilon_{cy} * d + 2 * \varepsilon_y * P2a)$$

$$D = 0.85 * f'_c * b * \varepsilon_{cy} * d^2 + 2 * \varepsilon_y * f_y * (A_s * d + A'_s * d') + 2 * \varepsilon_y * P2a * d$$

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 * A * D}}{2 * A}$$

Sabiendo que el concreto posee una deformación ultima de 0.0008 por no tener un comportamiento lineal, tal como se muestra:

$$\varepsilon_c = 0.0008$$

Calculándose de la siguiente forma para ambos casos:

$$A_{(NC)} = (2 * 0.002 + 0.0008) * (0.85 * 280 * 60) = 68.54 \frac{kg}{cm}$$

$$A_{(LWC)} = (2 * 0.002 + 0.0008) * (0.85 * 280 * 50) = 57.12 \frac{kg}{cm}$$

$$B_{(NC)} = -((2 * 0.002 + 0.0008) * (0.85 * 280 * 60 * 56) + 2 * 0.002 * 4200 * (22.80 + 22.80) + 0.85 * 280 * 60 * 0.0008 * 56 + 2 * 0.002 * 271891.2) = -6331.85 kg$$

$$B_{(LWC)} = -((2 * 0.002 + 0.0008) * (0.85 * 280 * 50 * 46) + 2 * 0.002 * 4200 * (15.84 + 15.84) + 0.85 * 280 * 50 * 0.0008 * 46 + 2 * 0.002 * 186116) = -4342.13 kg$$

$$D_{(NC)} = 0.85 * 280 * 60 * 0.0008 * 56^2 + 2 * 0.002 * 4200 * (22.80 * 56 + 22.80 * 4) + 2 * 0.002 * 271891.2 * 56 = 119711.69 kg.cm$$

$$D_{(LWC)} = 0.85 * 280 * 50 * 0.0008 * 46^2 + 2 * 0.002 * 4200 * (15.84 * 46 + 15.84 * 4) + 2 * 0.002 * 186116 * 46 = 67695.26 kg.cm$$

$$c_{(NC)} = \frac{-(-6331.85) + \sqrt{(-6331.85)^2 - 4 \cdot 68.54 \cdot 119711.69}}{2 \cdot 68.54} = 26.52 \text{ cm}$$

$$c_{(LWC)} = \frac{-(-4342.13) + \sqrt{(-4342.13)^2 - 4 \cdot 57.12 \cdot 67695.26}}{2 \cdot 57.12} = 21.90 \text{ cm}$$

$$m = \min\left(\frac{\varepsilon_{cy} * (d - c)}{\varepsilon_y}, c\right)$$

$$m'_{(NC)} = \frac{0.0008 * (56 - 26.52)}{0.002} = 11.79 \text{ cm}$$

$$m'_{(LWC)} = \frac{0.0008 * (46 - 21.90)}{0.002} = 9.64 \text{ cm}$$

$$m_{(NC)} = 11.79 \text{ cm}$$

$$m_{(LWC)} = 9.64 \text{ cm}$$

Para cumplir con la hipótesis delimitada en este punto se debe verificar que el acero superior a compresión no ha cedido, lo cual se realiza verificando el cumplimiento de la Ecuación 4.50.

Calculándose de la misma forma que en pasos anteriores:

$$\varepsilon'_{s(NC)} = \frac{0.002 * (26.52 - 4)}{(56 - 26.52)} = 0.0015$$

$$\varepsilon'_{s(LWC)} = \frac{0.002 * (21.90 - 4)}{(46 - 21.90)} = 0.0014$$

Tal como se puede observar se cumple la condición de la Ecuación 4.50 requerida para asumir las condiciones de esta hipótesis, tal como se muestra.

$$\varepsilon_y > \varepsilon'_{s(NC)} = 0.002 > 0.0015 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$\varepsilon_y > \varepsilon'_{s(LWC)} = 0.002 > 0.0014 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Para terminar con el cálculo de los factores de este punto se calcula la curvatura última y el momento último con las Ecuaciones 4.16, 4.18, 4.43, 4.59, 4.60, 4.61, 4.62 y 4.63. De forma similar a como se realizó anteriormente:

Donde:

$$Cc_1 = 0.85 * f'c * (c - m) * b \quad (4.59)$$

$$Cc_2 = 0.85 * f'c * \frac{m}{2} * b \quad (4.60)$$

$$Cs = A's * f's \quad (4.61)$$

$$\phi y2a = \frac{\varepsilon y}{d-c} \quad (4.62)$$

$$My2a = Cc_1 * \left(ycp - \frac{(c-m)}{2}\right) + Cc_2 * \left(ycp - c + \frac{2m}{3}\right) + Cs * (ycp - d') + TAs * (d - ycp) \quad (4.63)$$

$$f's_{(NC)} = 0.0015 * 2100000 = 3208.29 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f's_{(LWC)} = 0.0014 * 2100000 = 3119.17 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Cc_{1(NC)} = 0.85 * 280 * (26.52 - 11.79) * 60 = 210305.94 \text{ kg}$$

$$Cc_{1(LWC)} = 0.85 * 280 * (21.90 - 9.64) * 50 = 145875.75 \text{ kg}$$

$$Cs_{(NC)} = 22.80 * 3208.29 = 73148.97 \text{ kg}$$

$$Cs_{(LWC)} = 15.84 * 3119.17 = 49407.64 \text{ kg}$$

$$Cc_{2(NC)} = 0.85 * 280 * \frac{11.79}{2} * 60 = 84196.29 \text{ kg}$$

$$Cc_{2(LWC)} = 0.85 * 280 * \frac{9.54}{2} * 50 = 57360.61 \text{ kg}$$

$$TAs_{(NC)} = 22.80 * 4200 = 95760 \text{ kg}$$

$$TAs_{(LWC)} = 15.84 * 4200 = 66528 \text{ kg}$$

$$\phi y 2a_{(NC)} = \frac{0.002}{(56 - 26.52)} = 0.000068 \text{ cm}^{-1}$$

$$\phi y 2a_{(LWC)} = \frac{0.002}{(46 - 21.90)} = 0.000083 \text{ cm}^{-1}$$

$$y c p_{(NC)} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$y c p_{(LWC)} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$M y 2a_{(NC)} = 210305.94 * \left(30 - \frac{(26.52-11.79)}{2}\right) + 84196.29 * \left(30 - 26.52 + \frac{2*11.79}{3}\right) + 73148.97 * (30 - 4) + 95760 * (56 - 30) = 10107142.34 \text{ kgf.cm} = 101.07 \text{ t.m}$$

$$M y 2a_{(LWC)} = 145875.75 * \left(25 - \frac{(21.90-6.94)}{2}\right) + 57360.61 * \left(25 - 21.90 + \frac{2*9.64}{3}\right) + 49407.64 * (25 - 4) + 66528 * (46 - 25) = 5733970.74 \text{ kgf.cm} = 55.34 \text{ t.m}$$

Estableciendo un equilibrio de fuerzas y de acuerdo a la relación de deformaciones bajo la hipótesis delimitada para el sexto punto bajo condición de carga axial se calculan factores mostrados en la Figura 88 con la Ecuación 4.64.

$$\left(\frac{E c * b * \epsilon y}{2}\right) * c^2 + (A' s * E s * \epsilon y + A s * f y * P 2 b) * c - (A' s * E s * \epsilon y * d' + A s * f y * d + P 2 b * d) = 0 \quad (4.64)$$

Para calcular el factor “c” correspondiente a la profundidad del eje neutro de la sección de columna, proveniente de la Ecuación 3.153 se procede a factorizar sus términos, tal como se realizó anteriormente.

Conociéndose los valores de P2b que se determinaron anteriormente.

$$P2b(NC) = 135.95 \text{ t}$$

$$P2b(LWC) = 93.06 \text{ t}$$

Se establecen las condiciones de análisis.

$$A * c^2 + B * c + D = 0$$

$$A = \frac{Ec * b * \varepsilon_y}{2}$$

$$B = A' s * E s * \varepsilon_y + A s * f_y + P 2 b$$

$$D = -(A' s * E s * \varepsilon_y * d' + A s * f_y * d + P 2 b * d)$$

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 * A * D}}{2 * A}$$

Calculándose de la siguiente forma para ambos casos:

$$A_{(NC)} = \frac{252671.32 * 60 * 0.002}{2} = 15160.28 \frac{kg}{cm}$$

$$A_{(LWC)} = \frac{147051.24 * 50 * 0.002}{2} = 7352.56 \frac{kg}{cm}$$

$$B_{(NC)} = 22.80 * 2100000 * 0.002 + 22.80 * 4200 + 135945.6 = 327465.60 \text{ kg}$$

$$B_{(LWC)} = 15.84 * 2100000 * 0.002 + 15.84 * 4200 + 93058 = 226114 \text{ kg}$$

$$D_{(NC)} = -(22.80 * 2100000 * 0.002 * 4 + 22.80 * 4200 * 56 + 135945.60 * 56) = -13358553.60 \text{ kg.cm}$$

$$D_{(LWC)} = -(15.84 * 2100000 * 0.002 * 4 + 15.84 * 4200 * 46 + 93058 * 46) = -7607068 \text{ kg.cm}$$

$$c_{(NC)} = \frac{-(-327465.6) + \sqrt{(-327465.6)^2 - 4 * 15160.28 * -13358553.60}}{2 * 15160.28} = 20.79 \text{ cm}$$

$$c_{(LWC)} = \frac{-(-226114) + \sqrt{(-226114)^2 - 4 * 7352.56 * -7607068}}{2 * 7352.56} = 20.28 \text{ cm}$$

Una vez determinado la profundidad del eje neutro, para cumplir con la hipótesis delimitada en este punto se debe verificar que el acero superior a compresión no ha cedido con la Ecuación 4.50.

Calculándose de la siguiente forma:

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_y * (c - d')}{d - c}$$

$$\varepsilon'_{s(NC)} = \frac{0.002 * (20.79 - 4)}{56 - 20.79} = 0.00095$$

$$\varepsilon'_{s(LWC)} = \frac{0.002 * (20.28 - 4)}{46 - 20.28} = 0.0013$$

Tal como se puede observar se cumple la condición de la Ecuación 4.50 requerida para asumir las condiciones de esta hipótesis, tal como se muestra.

$$\varepsilon_y > \varepsilon'_{s(NC)} = 0.002 > 0.00095 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$\varepsilon_y > \varepsilon'_{s(LWC)} = 0.002 > 0.0013 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

También se verifica que el concreto tenga un comportamiento lineal elástico, con el cumplimiento de las Ecuaciones 4.53 y 4.54.

Donde:

$$\varepsilon_{cu} = 0.003$$

Calculándose de la siguiente forma con las Ecuaciones 4.55, 4.56 y 4.57.

$$\varepsilon_{c(NC)} = \frac{0.002 * 20.79}{56 - 20.79} = 0.0012$$

$$\varepsilon_{c(LWC)} = \frac{0.002 * 20.28}{46 - 20.28} = 0.0016$$

$$f_{climite(NC)} = 70 * 280 = 196 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{climite(LWC)} = 70 * 280 = 196 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{c(NC)} = 252671.32 * 0.0012 = 298.33 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{c(LWC)} = 147051.24 * 0.0016 = 231.80 \frac{kg}{cm^2}$$

Tal como se puede observar se cumplen las condiciones de las Ecuaciones 4.53 y 4.54 requeridas para asumir las condiciones de esta hipótesis, tal como se muestra.

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cu} > \varepsilon_{c(NC)} &= 0.003 > 0.0012 && \text{¡CUMPLE!} \\ \varepsilon_{cu} > \varepsilon_{c(LWC)} &= 0.003 > 0.0016 && \text{¡CUMPLE!} \\ f_{climite(NC)} < f_{c(NC)} &= 196 < 298.33 && \text{¡NO CUMPLE!} \\ f_{climite(LWC)} < f_{c(LWC)} &= 196 < 231.80 && \text{¡NO CUMPLE!}\end{aligned}$$

Debido a que no se cumple con las condiciones establecidas para asumir que el concreto se comporta de forma no lineal se establece un modelo bilineal equivalente (elasto plástico). Para ello, se define una deformación elástica del concreto de 0.0008 y se emplea la Ecuación 4.65 para calcular el factor “c”.

$$\begin{aligned}c^2 * (2 * \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) * (0.85 * f'_c * b) - c((2 * \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) * (0.85 * f'_c * b * d) + \\ 2 * \varepsilon_y * f_y * (A_s + A'_s) + 0.85 * f'_c * b * \varepsilon_{cy} * d + 2 * \varepsilon_y * P2b) + 0.85 * f'_c * \\ b * \varepsilon_{cy} * d^2 + 2 * \varepsilon_y * f_y * (A_s * d + A'_s * d') + 2 * \varepsilon_y * P2b * d = 0\end{aligned}$$

(4.65)

Factorizando la Ecuación 4.65 de la siguiente forma:

$$A * c^2 + B * c + D = 0$$

$$A = (2 * \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) * (0.85 * f'_c * b)$$

$$B = -((2 * \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) * (0.85 * f'_c * b * d) + 2 * \varepsilon_y * f_y * (A_s + A'_s) + 0.85 * f'_c * b * \varepsilon_{cy} * d + 2 * \varepsilon_y * P2b)$$

$$D = 0.85 * f'_c * b * \varepsilon_{cy} * d^2 + 2 * \varepsilon_y * f_y * (A_s * d + A'_s * d') + 2 * \varepsilon_y * P2b$$

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 * A * D}}{2 * A}$$

Sabiendo que el concreto posee una deformación ultima de 0.0008 por no tener un comportamiento lineal, tal como se muestra:

$$\varepsilon_{cy} = 0.0008$$

Calculándose de la siguiente forma para ambos casos:

$$A_{(NC)} = (2 * 0.002 + 0.0008) * (0.85 * 280 * 60) = 68.54 \frac{kg}{cm}$$

$$A_{(LWC)} = (2 * 0.002 + 0.0008) * (0.85 * 280 * 50) = 57.12 \frac{kg}{cm}$$

$$B_{(NC)} = -((2 * 0.002 + 0.0008) * (0.85 * 280 * 60 * 56) + 2 * 0.002 * 4200 * (22.80 + 22.80) + 0.85 * 280 * 60 * 0.0008 * 56 + 2 * 0.002 * 135945.60) = -5788.07 kg$$

$$B_{(LWC)} = -((2 * 0.002 + 0.0008) * (0.85 * 280 * 50 * 46) + 2 * 0.002 * 4200 * (15.84 + 15.84) + 0.85 * 280 * 50 * 0.0008 * 46 + 2 * 0.002 * 93058) = -3969.90 kg$$

$$D_{(NC)} = 0.85 * 280 * 60 * 0.0008 * 56^2 + 2 * 0.002 * 4200 * (22.80 * 56 + 22.80 * 4) + 2 * 0.002 * 135945.6 * 56 = 89259.88 kg.cm$$

$$D_{(LWC)} = 0.85 * 280 * 50 * 0.0008 * 46^2 + 2 * 0.002 * 4200 * (15.84 * 46 + 15.84 * 4) + 2 * 0.002 * 93058 * 46 = 50572.59 kg.cm$$

$$c_{(NC)} = \frac{-(-5788.07) + \sqrt{(-5788.07)^2 - 4 * 68.54 * 89259.88}}{2 * 68.54} = 20.30 cm$$

$$c_{(LWC)} = \frac{-(-3969.90) + \sqrt{(-3969.90)^2 - 4 * 57.12 * 50572.59}}{2 * 57.12} = 16.80 cm$$

$$m = \min(\frac{\varepsilon_{cy} * (d - c)}{\varepsilon_y}, c)$$

$$m'_{(NC)} = \frac{0.0008 * (56 - 20.30)}{0.002} = 14.27 cm$$

$$m'_{(LWC)} = \frac{0.0008 * (46 - 16.80)}{0.002} = 11.68 cm$$

$$m_{(NC)} = 14.27 m$$

$$m_{(LWC)} = 11.68 \text{ cm}$$

Para cumplir con la hipótesis delimitada en este punto se debe verificar que el acero superior a compresión no ha cedido, lo cual se realiza verificando el cumplimiento de la Ecuación 4.50.

Calculándose de la misma forma que en pasos anteriores:

$$\varepsilon' s_{(NC)} = \frac{0.002 * (20.30 - 4)}{(56 - 20.30)} = 0.00091$$

$$\varepsilon' s_{(LWC)} = \frac{0.002 * (16.80 - 4)}{(46 - 16.80)} = 0.00088$$

Tal como se puede observar se cumple la condición de la Ecuación 4.50 requerida para asumir las condiciones de esta hipótesis, tal como se muestra.

$$\varepsilon_y > \varepsilon' s_{(NC)} = 0.002 > 0.00091 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$\varepsilon_y > \varepsilon' s_{(LWC)} = 0.002 > 0.00088 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Para terminar con el cálculo de los factores de este punto se calcula la curvatura ultima y el momento último con las Ecuaciones 4.16,4.18,4.43,4.59,4.60,4.61,4.66 y 4.67. De forma similar a como se realizó anteriormente.

Donde:

$$\phi y_{2b} = \frac{\varepsilon_y}{d-c} \quad (4.66)$$

$$M_{y2b} = C c_1 * \left(y_{cp} - \frac{(c-m)}{2} \right) + C c_2 * \left(y_{cp} - c + \frac{2m}{3} \right) + C s * (y_{cp} - d') + T A s * (d - y_{cp}) \quad (4.67)$$

$$f' s_{(NC)} = 0.00091 * 2100000 = 1918.12 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f' s_{(LWC)} = 0.00088 * 2100000 = 1841.08 \frac{kg}{cm^2}$$

$$C c_{1(NC)} = 0.85 * 280 * (20.30 - 14.28) * 60 = 86021.13 \text{ kg}$$

$$C c_{1(LWC)} = 0.85 * 280 * (16.80 - 11.68) * 50 = 60927.09 \text{ kg}$$

$$CS_{(NC)} = 22.80 * 1918.12 = 43733.21 \text{ kg}$$

$$CS_{(LWC)} = 15.84 * 1841.08 = 29162.78 \text{ kg}$$

$$Cc_{2(NC)} = 0.85 * 280 * \frac{14.27}{2} * 60 = 101951.27 \text{ kg}$$

$$Cc_{2(LWC)} = 0.85 * 280 * \frac{11.68}{2} * 50 = 69496.13 \text{ kg}$$

$$TAs_{(NC)} = 22.80 * 4200 = 95760 \text{ kg}$$

$$TAs_{(LWC)} = 15.84 * 4200 = 66528 \text{ kg}$$

$$\phi y 2b_{(NC)} = \frac{0.002}{(56 - 20.30)} = 0.000056 \text{ cm}^{-1}$$

$$\phi y 2b_{(LWC)} = \frac{0.002}{(46 - 16.80)} = 0.000068 \text{ cm}^{-1}$$

$$ycp_{(NC)} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$ycp_{(LWC)} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$My 2b_{(NC)} = 86021.13 * \left(30 - \frac{(20.30 - 14.28)}{2}\right) + 101951.27 * \left(30 - 20.30 + \frac{2 * 14.28}{3}\right) + 43733.21 * (30 - 4) + 95760 * (56 - 30) = 7907511 \text{ kg.cm} = 79.08 \text{ t.m}$$

$$My 2b_{(LWC)} = 60927.09 * \left(25 - \frac{(16.80 - 11.68)}{2}\right) + 69496.13 * \left(25 - 16.80 + \frac{2 * 11.68}{3}\right) + 29162.78 * (25 - 4) + 66528 * (46 - 25) = 4487728.88 \text{ kg.cm} = 44.88 \text{ t.m}$$

Por ultimo y estableciendo un equilibrio de fuerzas y de acuerdo a la relación de deformaciones bajo la hipótesis delimitada para el sexto punto bajo condición de flexión pura, donde se asume que las fuerzas axiales a las que están sometidas los elementos estructurales son despreciables, así se calculan factores mostrados en la Figura 88 con la Ecuación 4.68.

$$\left(\frac{Ec * b * \epsilon y}{2}\right) * c^2 + (A' s * Es * \epsilon y + As * fy) * c - (A' s * Es * \epsilon y * d' + As * fy * d) = 0 \quad (4.68)$$

Para calcular el factor “c” correspondiente a la profundidad del eje neutro de la sección de columna, proveniente de la Ecuación 4.68 se procede a factorizar sus términos, tal como se realizó anteriormente.

$$A * c^2 + B * c + D = 0$$

$$A = \frac{Ec * b * \varepsilon_y}{2}$$

$$B = A' s * Es * \varepsilon_y + As * fy$$

$$D = -(A' s * Es * \varepsilon_y * d' + As * fy * d)$$

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 * A * D}}{2 * A}$$

Calculándose de la siguiente forma para ambos casos:

$$A_{(NC)} = \frac{252671.32 * 60 * 0.002}{2} = 15160.28 \frac{kg}{cm}$$

$$A_{(LWC)} = \frac{147051.24 * 50 * 0.002}{2} = 7352.56 \frac{kg}{cm}$$

$$B_{(NC)} = 22.80 * 2100000 * 0.002 + 22.80 * 4200 = 191520 \text{ kg}$$

$$B_{(LWC)} = 15.84 * 2100000 * 0.002 + 15.84 * 4200 = 133056 \text{ kg}$$

$$D_{(NC)} = -(22.80 * 2100000 * 0.002 * 4 + 22.80 * 4200 * 56) = -5745600 \text{ kg.cm}$$

$$D_{(LWC)} = -(15.84 * 2100000 * 0.002 * 4 + 15.84 * 4200 * 46) = -3326400 \text{ kg.cm}$$

$$c_{(NC)} = \frac{(-191520) + \sqrt{(191520)^2 - 4 * 15160.28 * -5745600}}{2 * 15160.28} = 14.15 \text{ cm}$$

$$c_{(LWC)} = \frac{(-133056) + \sqrt{(133056)^2 - 4 * 7352.56 * -3326400}}{2 * 7352.56} = 14.07 \text{ cm}$$

Una vez determinado la profundidad del eje neutro, para cumplir con la hipótesis delimitada en este punto se debe verificar que el acero superior a compresión no ha cedido con la Ecuación 4.50.

Calculándose de la siguiente forma con la Ecuación 4.69.

$$\varepsilon' S = \frac{\varepsilon y * (c - d')}{d - c} \quad (4.69)$$

$$\varepsilon' S_{(NC)} = \frac{0.002 * (14.15 - 4)}{56 - 14.15} = 0.00049$$

$$\varepsilon' S_{(LWC)} = \frac{0.002 * (14.07 - 4)}{46 - 14.07} = 0.00063$$

Tal como se puede observar se cumple la condición de la Ecuación 4.50 requerida para asumir las condiciones de esta hipótesis, tal como se muestra.

$$\varepsilon y > \varepsilon' S_{(NC)} = 0.002 > 0.00049 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$\varepsilon y > \varepsilon' S_{(LWC)} = 0.002 > 0.00063 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

También se verifica que el concreto tenga un comportamiento lineal elástico, con el cumplimiento de las Ecuaciones 4.53 y 4.54.

Donde:

$$\varepsilon_{cu} = 0.003$$

Calculándose de la siguiente forma y con las Ecuaciones 4.55, 4.56 y 4.57.

$$\varepsilon C_{(NC)} = \frac{0.002 * 14.15}{56 - 14.15} = 0.00068$$

$$\varepsilon C_{(LWC)} = \frac{0.002 * 14.07}{46 - 14.07} = 0.0009$$

$$f_{climite(NC)} = 70 * 280 = 196 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{climite(LWC)} = 70 * 280 = 196 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{C(NC)} = 252671.32 * 0.00068 = 170.87 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{C(LWC)} = 147051.24 * 0.0009 = 129.55 \frac{kg}{cm^2}$$

Tal como se puede observar se cumplen las condiciones de las Ecuaciones 4.53 y 4.54 requeridas para asumir las condiciones de esta hipótesis, tal como se muestra.

$$\varepsilon_{cu} > \varepsilon_{c(NC)} = 0.003 > 0.00068 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$\varepsilon_{cu} > \varepsilon_{c(LWC)} = 0.003 > 0.0009 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$f_{climite(NC)} > f_{c(NC)} = 196 > 170.87 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$f_{climite(LWC)} > f_{c(LWC)} = 196 > 129.55 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Para terminar con el cálculo de los factores de este punto se calcula la curvatura ultima y el momento último con las Ecuaciones 4.16,4.18,4.43,4.61,4.70,4.71 y 4.72. De forma similar a como se realizó anteriormente.

Donde:

$$Cc = \frac{f_c * C * b}{2} \quad (4.70)$$

$$\phi y f p = \frac{\varepsilon_y}{d - c} \quad (4.71)$$

$$M y f p = Cc * \left(y_{cp} - \frac{c}{3} \right) + Cs * (y_{cp} - d') + TAs * (d - y_{cp}) \quad (4.72)$$

$$Cc_{(NC)} = \frac{170.87 * 14.15 * 60}{2} = 72534.31 \text{ kg}$$

$$Cc_{(LWC)} = \frac{129.55 * 14.07 * 50}{2} = 45556.63 \text{ kgf}$$

$$f' s_{(NC)} = 0.00049 * 2100000 = 1018.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f' s_{(LWC)} = 0.00063 * 2100000 = 1323.95 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Cs_{(NC)} = 22.80 * 1018.67 = 23225.69 \text{ kg}$$

$$Cs_{(LWC)} = 15.84 * 1323.95 = 20971.37 \text{ kg}$$

$$T_{(NC)} = 22.80 * 4200 = 95760 \text{ kg}$$

$$T_{(LWC)} = 15.84 * 4200 = 66528 \text{ kg}$$

$$\phi y f p_{(NC)} = \frac{0.002}{(56 - 14.15)} = 0.000048 \text{ cm}^{-1}$$

$$\phi yfp_{(LWC)} = \frac{0.002}{(46 - 14.07)} = 0.000063 \text{ cm}^{-1}$$

$$ycp_{(NC)} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$ycp_{(LWC)} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$Myfp_{(NC)} = 72534.31 * \left(30 - \frac{(14.15)}{3}\right) + 23225.69 * (30 - 4) + 95760 * (56 - 25) = 4927530.73 \text{ kgf.cm} = 49.28 \text{ t.m}$$

$$Myfp_{(LWC)} = 45556.63 * \left(25 - \frac{(14.07)}{3}\right) + 20971.37 * (25 - 4) + 66528 * (46 - 20) = 2762797.64 \text{ kgf.cm} = 27.63 \text{ t.m}$$

Una vez determinados los valores de momento de cedencia y momento último, junto los valores de cargas axiales para cada condición estudiada se proceden a realizar el grafico de carga axial – momento de las secciones de columna concreto y liviano. En la Tabla 38 se puede observar los puntos que irán en el diagrama, además en las Tablas 39 y 40 se muestran los valores numéricos de la misma.

Tabla 38: *Valores requeridos en función de fuerza axial, momento cedente y momento últimos.*

<i>P</i>	<i>My</i>		<i>P</i>	<i>Mu</i>
<i>Po</i>	0		<i>Po</i>	0
<i>P1a</i>	<i>Mu1a</i>		<i>P1a</i>	<i>Mu1a</i>
<i>P1b</i>	<i>Mu1b</i>		<i>P1b</i>	<i>Mu1b</i>
<i>Pb</i>	<i>Mb</i>		<i>Pb</i>	<i>Mb</i>
<i>P2a</i>	<i>My2a</i>		<i>P2a</i>	<i>Mu2a</i>
<i>P2b</i>	<i>My2b</i>		<i>P2b</i>	<i>Mu2b</i>
0	<i>Myfp</i>		0	<i>Mufp</i>
<i>To</i>	0		<i>To</i>	0
Carga Axial y Momento Cedente			Carga Axial y Momento Último	

Nota: Puntos requeridos de los diagramas fuerza axial – momento cedente y fuerza axial – momento último. Fuente propia.

Tabla 39: Valores calculados en función de fuerza axial, momento cedente y momento últimos en la columna de concreto convencional.

P	My	P	Mu
1037.4672	0	1037.4672	0
722.652	76.50621341	722.652	76.5062134
565.2444	98.42826418	565.2444	98.4282642
407.8368	113.907145	407.8368	113.907145
271.8912	101.0714234	271.8912	105.478518
135.9456	79.07511001	135.9456	83.9679465
0	49.27530733	0	50.9257634
-191.52	0	-191.52	0

Nota: Puntos calculados de los diagramas fuerza axial – momento cedente y fuerza axial – momento ultimo para la columna de concreto convencional. Fuente propia

Tabla 40: Valores calculados en función de fuerza axial, momento cedente y momento últimos en la columna de concreto liviano.

P	My	P	Mu
720.51616	0	720.51616	0
499.84508	43.96058722	499.84508	43.9605872
389.50954	56.37293412	389.50954	56.3729341
279.174	64.9881498	279.174	64.9881498
186.116	57.33970739	186.116	59.9164888
93.058	44.87728882	93.058	47.2769236
0	27.62797643	0	28.8928758
-133.056	0	-133.056	0

Nota: Puntos calculados de los diagramas fuerza axial – momento cedente y fuerza axial – momento ultimo para la columna de concreto liviano. Fuente propia

Los cálculos de los diagramas de fuerza axial y momento para los casos de concreto convencional y liviano son mostrado en las Figuras 89 y 90.

Figura 89: Diagramas Fuerza Axial (P) vs Momento Cedente (My) y Momento Ultimo (Mu) para el caso de columna de concreto convencional. Fuente propia.

Figura 90: Diagramas Fuerza Axial (P) vs Momento Cedente (My) y Momento Ultimo (Mu) para el caso de columna de concreto liviano. Fuente propia.

Después se procede a realizar el grafico de carga axial – curvatura de las secciones de columna concreto y liviano. En la Tabla 41 se puede observar los puntos que irán en el diagrama, además en las Tablas 43 y 44 se muestran los valores numéricos de la misma.

Tabla 41: Valores requeridos en función de fuerza axial, curvatura cedente y curvatura última

P	ϕ_u		P	ϕ_y	
P_o	0		P_o	0	
P_{1a}	ϕ_{u1a}	Carga Axial- Curvatura Última	P_{1a}	ϕ_{u1a}	Carga Axial- Curvatura Cedente
P_{1b}	ϕ_{u1b}		P_{1b}	ϕ_{u1b}	
P_b	ϕ_b		P_b	ϕ_b	
P_{2a}	ϕ_{u2a}		P_{2a}	ϕ_{y2a}	
P_{2b}	ϕ_{u2b}		P_{2b}	ϕ_{y2b}	
0	ϕ_{ufp}		0	ϕ_{yfp}	

Nota: Puntos requeridos de los diagramas fuerza axial – curvatura cedente y fuerza axial – curvatura última. Fuente propia.

Tabla 42: Valores calculados en función de fuerza axial, curvatura cedente y curvatura última en la columna de concreto convencional

P(tonf)	ϕ_u (1/m)	P(tonf)	ϕ_y (1/m)
1037.4672	0	1037.4672	0
722.652	0.005719907	722.652	0.00571991
565.2444	0.007066375	565.2444	0.00706638
407.8368	0.008928571	407.8368	0.00892857
271.8912	0.013392857	271.8912	0.00678415
135.9456	0.026302913	135.9456	0.00560268
0	0.057860399	0	0.004779

Nota: Puntos calculados de los diagramas fuerza axial – curvatura cedente y fuerza axial – momento curvatura última para la columna de concreto convencional. Fuente propia.

Tabla 43: Valores calculados en función de fuerza axial, curvatura cedente y curvatura última en la columna de concreto liviano.

P (t)	ϕ_u (1/m)	P (t)	ϕ_y (1/m)
720.51616	0	720.51616	0
499.84508	0.006908582	499.84508	0.00690858
389.50954	0.008565783	389.50954	0.00856578
279.174	0.010869565	279.174	0.01086957
186.116	0.016304348	186.116	0.00829838
93.058	0.030308317	93.058	0.0068493
0	0.06186465	0	0.00626298

Nota: Puntos calculados de los diagramas fuerza axial – curvatura cedente y fuerza axial – momento curvatura última para la columna de concreto liviano. Fuente propia.

Los cálculos de los diagramas de fuerza axial y curvatura para los casos de concreto convencional y liviano son mostrado en las Figuras 91 y 92.

Figura 91: Diagramas Fuerza Axial (P) vs Curvatura Cedente (ϕ_y) y Curvatura Última (ϕ_u) para el caso de columna de concreto convencional. Fuente propia.

Figura 92: Diagramas Fuerza Axial (P) vs Curvatura Cedente (ϕ_y) y Curvatura Ultima (ϕ_u) para el caso de columna de concreto liviano. Fuente propia.

Una vez determinados los gráficos se procede a determinar el diagrama momento curvatura de la sección con la finalidad de calcular la ductilidad de la sección de columna al estar frente una determinada carga axial a compresión. Esto se logra con la ayuda de los diagramas fuerza axial – momento y fuerza axial curvatura determinados anteriormente.

Entonces se procede a calcular el diagrama momento curvatura de las columnas, estando la columna de concreto convencional soportando una carga axial de 119 t y la columna de concreta liviana una carga axial de 86 t.

Siendo las cargas “P” de análisis para cada sección.

$$P_{\text{análisis}}(NC) = 119 \text{ t}$$

$$P_{\text{análisis}}(LWC) = 86 \text{ t}$$

De los diagramas Fuerza Axial – Curvatura con las cargas de 119 t y 86 t para la columna de NC y LWC respectivamente se puede calcular los valores de curvatura ultima y cedente , esto se realiza ubicando en el eje Y correspondiente a fuerza axial el valor de la carga de análisis , posteriormente se prolonga horizontalmente hasta chocar

con la curva correspondiente a curvatura ultima y cedente , por último se interpola verticalmente para determinar el valor de curvatura , tal como se muestra en las Figuras 93 y 94.

Figura 93: Determinación de la Curvatura Cedente(ϕ_y) y Curvatura Ultima (ϕ_u) para el caso de columna de concreto convencional bajo una carga axial de 116 t. Fuente propia.

Figura 94: Determinación de la Curvatura Cedente(ϕ_y) y Curvatura Ultima (ϕ_u) para el caso de columna de concreto liviano bajo una carga axial de 86 t. Fuente propia.

De forma similar se procede a calcular los momentos últimos y cedentes de las secciones estando bajo las cargas de análisis delimitadas anteriormente, utilizando los diagramas fuerza axial – momento cedente y momento último, tal como se muestra con las Figuras 95 y 96.

Figura 95: Determinación de la Momento Cedente (M_y) y Momento Último (M_u) para el caso de columna de concreto convencional bajo una carga axial de 119 t. Fuente propia.

Figura 96: Determinación de la Momento Cedente (M_y) y Momento Último (M_u) para el caso de columna de concreto liviano bajo una carga axial de 86 t. Fuente propia.

Obteniéndose los factores de interés a través del análisis, tal como se muestra.

- $\phi y_{(NC)} = 0.0051 \text{ m}^{-1}$
- $\phi u_{(NC)} = 0.033 \text{ m}^{-1}$
- $My_{(NC)} = 76 \text{ t.m}$
- $Mu_{(NC)} = 81 \text{ t.m}$
- $\phi y_{(LWC)} = 0.005 \text{ m}^{-1}$
- $\phi u_{(LWC)} = 0.031 \text{ m}^{-1}$
- $My_{(LWC)} = 43 \text{ t.m}$
- $Mu_{(LWC)} = 46 \text{ t.m}$

Donde:

ϕy : Curvatura de cedencia

ϕu : Curvatura ultima

My : Momento de cedencia

Mu : Momento ultimo

Después se procede a realizar el grafico de momento – curvatura de las secciones de columna concreto y liviano. En la Tabla 44 se puede observar los puntos que irán en el diagrama, además en las Tablas 45 y 46 se muestran los valores numéricos de la misma.

Tabla 44: *Puntos requeridos de los diagramas momento – curvatura*

M	θ
0	0
My	θy
Mu	θu

Nota: Puntos requeridos para la determinación de los diagramas de los diagramas momento – curvatura. Fuente propia.

Tabla 45: *Puntos calculados de los diagramas momento – curvatura en la columna de NC*

M (tonf.m)	ϕ 120
0	0
76	0.0051
81	0.033

Nota: Puntos calculados de los diagramas momento – curvatura para la columna de concreto convencional. Fuente propia.

Tabla 46: *Puntos calculados de los diagramas momento – curvatura en la columna de LWC*

M (tonf.m)	ϕ 120
0	0
43	0.005
46	0.031

Nota: Puntos calculados de los diagramas momento – curvatura para la columna de concreto liviano. Fuente propia.

Estos valores calculados de momento y curvatura calculados se pasa a plasmarlos gráficamente mediante diagramas, tal como se muestra en las Figuras 97 y 98.

Figura 97: Diagrama Momento Curvatura de la columna de concreto convencional. Fuente propia.

Figura 98: Diagrama Momento Curvatura de la columna de concreto liviano. Fuente propia.

Por último, se calcula la ductilidad por curvatura de la sección, lo cual sirve para determinar cuál es la capacidad del elemento estructural para disipar energía una vez ingrese al rango no lineal. La ductilidad es simplemente una división de la curvatura última entre la curvatura de cedencia, tal como se muestra con la Ecuación 4.73.

$$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (4.73)$$

Donde:

μ : Ductilidad por curvatura

Obteniéndose los valores de ductilidad por curvatura para la columna de concreto convencional y liviano.

$$\mu_{(NC)} = \frac{0.033}{0.0051} = 6.47$$

$$\mu_{(LWC)} = \frac{0.031}{0.0050} = 6.20$$

Una vez calculados los diagramas de momento curvatura de las columnas se procede a convertirlos en términos de diagramas momento rotación, para la presente tesis se utilizó el código de análisis no lineal ASCE 41-13 así como los factores de conversión que nos da esta norma.

En primer lugar, se debe calcular los factores a, b y c que plantean las tablas de esta norma para el diseño de columnas. Para lograr esto se debe determinar los valores numéricos de las Ecuaciones 4.74, 4.75 y 4.76 que son las condiciones que establece la norma ASCE 41-13.

$$\frac{P}{A_g * f'_c} \quad (4.74)$$

$$\frac{V}{b_w * d * \sqrt{f'_c}} \quad (4.75)$$

$$\frac{A_v}{b_w * s} \quad (4.76)$$

Donde:

P : Fuerza axial actuante

A_g : Area bruta de la sección

V : Fuerza cortante actuante

A_v : Area de refuerzo de cortante

s : Espaciamiento del refuerzo transversal

Calculándose de la siguiente forma.

$$\frac{P_{(NC)}}{A_{g(NC)} * f'_c} = \frac{119 * 1000}{60 * 60 * 280} = 0.118$$

$$\frac{P_{(LWC)}}{A_{g(LWC)} * f'_c} = \frac{86 * 1000}{50 * 50 * 280} = 0.122$$

Sabiendo que la columna de concreto convencional está bajo una fuerza cortante de 50.67 t y la columna de concreto liviano a una fuerza cortante de 28.66 t, se calcula la Ecuación 3.189. En la Ecuación 3.189 y en el caso que se utilice concreto liviano se debe aplicar un factor de 0.85 a la formula, tal como se muestra a continuación:

$$\frac{V_{(NC)}}{b_w * d * \sqrt{f'_c}} = \frac{50.67 * 1000}{60 * 56 * \sqrt{280}} = 0.90$$

$$\frac{V_{(LWC)}}{0.85 * bw * d * \sqrt{f'c}} = \frac{28.66 * 1000}{0.85 * 50 * 46 * \sqrt{280}} = 0.88$$

$$\frac{Av_{(NC)}}{bw * s} = \frac{3 * 0.71}{60 * 5} = 0.0085$$

$$\frac{Av_{(NC)}}{bw * s} = \frac{3 * 0.71}{50 * 5} = 0.0071$$

Una vez calculado las condiciones de análisis no lineal se debe interpolar los valores a, b y c con los valores que nos proporciona la tabla de análisis no lineal de columnas propuesto por el ASCE 41-13. Los factores “x1” y “x2” corresponden a los rangos establecidos que toman las condiciones de las tablas del ASCE 41-13 así como el valor que se calculó anteriormente que en este caso vendría a ser el “xcal”. Los factores a1, a2, b1, b2, c1, c2, at, bt y ct son los subfactores asociados a los mencionados y que se deberán calcular con éstos. Tal como se muestra a continuación con las Ecuaciones 4.77, 4.78 y 4.79.

$$x1 = 0.1$$

$$x2 = 0.6$$

$$xcal_{(NC)} = \frac{P_{(NC)}}{Ag_{(NC)} * f'c} = 0.118$$

$$xcal_{(LWC)} = \frac{P_{(LWC)}}{Ag_{(LWC)} * f'c} = 0.122$$

$$a1 = 0.025$$

$$a2 = 0.008$$

$$at_{(NC,LWC)} = (a2 - a1) * \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + a1 \quad (4.77)$$

$$at_{(NC)} = (0.008 - 0.025) * \frac{(0.118 - 0.1)}{(0.6 - 0.1)} + 0.025 = 0.024$$

$$at_{(LWC)} = (0.008 - 0.025) * \frac{(0.122 - 0.1)}{(0.6 - 0.1)} + 0.025 = 0.024$$

$$b1 = 0.06$$

$$b2 = 0.008$$

$$bt_{(NC,LWC)} = (b2 - b1) * \frac{(x_{cal}-x1)}{(x2-x1)} + b1 \quad (4.78)$$

$$bt_{(NC)} = (0.008 - 0.06) * \frac{(0.118-0.1)}{(0.6-0.1)} + 0.06 = 0.058$$

$$bt_{(LWC)} = (0.008 - 0.06) * \frac{(0.122-0.1)}{(0.6-0.1)} + 0.06 = 0.057$$

$$ct_{(NC,LWC)} = (c2 - c1) * \frac{(x_{cal}-x1)}{(x2-x1)} + c1 \quad (4.79)$$

$$ct_{(NC)} = (0 - 0.2) * \frac{(0.118-0.1)}{(0.6-0.1)} + 0.2 = 0.19$$

$$ct_{(LWC)} = (0 - 0.2) * \frac{(0.122-0.1)}{(0.6-0.1)} + 0.2 = 0.19$$

Una vez obtenidos los coeficientes a y c se procede a calcular los valores correspondientes a rotación de cedencia, rotación última y rotación residual, así como sus momentos flectores asociados para poder completar nuestro diagrama, esto se realiza empleando las Ecuaciones 4.80,4.81,4.82,4.83 y 4.84.

$$\theta y = \frac{L*My}{6*Ec*Ic} \quad (4.80)$$

$$\theta u = \theta y + at \quad (4.81)$$

$$\theta r = \theta y + bt \quad (4.82)$$

$$Mu2 = My + \frac{bt*Ec*Ic*(\theta u-\theta y)}{m} \quad (4.83)$$

$$Mr = ct * Mu \quad (4.84)$$

Donde:

θy : Rotación de cedencia de la sección

θu : Rotación última de la sección

θr : Rotación residual de la sección

My : Momento flector asociado a la rotación de cedencia

Mu : Momento flector asociado a la rotación última

Mr : Momento flector asociado a la rotación residual

L : Longitud de la columna

Ic : Inercia de la sección

Calculándose de la siguiente forma empleando los factores que se delimitaron anteriormente:

$$\theta y_{(NC)} = \frac{300 \cdot 7600000}{6 \cdot 252671.32 \cdot \left(\frac{0.6 \cdot 0.6^3}{12}\right)} = 0.00139$$

$$\theta y_{(LWC)} = \frac{300 \cdot 4300000}{6 \cdot 147051.24 \cdot \left(\frac{0.5 \cdot 0.5^3}{12}\right)} = 0.0028$$

$$\theta u_{(NC)} = 0.00139 + 0.024 = 0.0257$$

$$\theta u_{(LWC)} = 0.0028 + 0.024 = 0.0270$$

$$\theta r_{(NC)} = 0.00139 + 0.058 = 0.0595$$

$$\theta r_{(LWC)} = 0.0028 + 0.057 = 0.0604$$

$$Mu_{(NC)} = 76 + 0.0581 \cdot 2486808.9 \cdot 0.0108 \cdot (0.0257 - 0.00139) = 114.067 \text{ t.m}$$

$$Mu_{(LWC)} = 43 + 0.0576 \cdot 1447288.7 \cdot 0.0052 \cdot (0.027 - 0.0028) = 53.52 \text{ t.m}$$

$$Mr_{(NC)} = 0.19 \cdot 81 = 15.615 \text{ t.m}$$

$$Mr_{(LWC)} = 0.19 \cdot 46 = 8.779 \text{ t.m}$$

Por último, se procede a graficar el diagrama Momento-Rotación, los puntos requeridos para realizar este grafico se detallan en la Tabla 47. Los valores numéricos calculados para los diagramas se muestran en las Tablas 48 y 49.

Tabla 47: *Puntos requeridos de los diagramas fuerza momento – rotación*

<i>M</i>	<i>θ</i>
0	0
<i>My120</i>	<i>θy</i>
<i>Mu2</i>	<i>θu</i>
<i>Mr</i>	<i>θu</i>
<i>Mr</i>	<i>θr</i>

Nota: Variables requeridas para la determinación de los diagramas momento – rotación.

Fuente propia.

Tabla 48: Puntos calculados en función de momento flector – rotación para la columna NC

M	θ
0	0
76	0.001392528
114.0671994	0.025778639
15.615	0.025778639
15.615	0.05951475

Nota: Puntos calculados de los diagramas momento flector – rotación para la columna de concreto convencional. Fuente propia.

Tabla 49: Puntos calculados en función de momento flector – rotación para la columna LWC

M	θ
0	0
43	0.002807185
53.5214137	0.027030042
8.779428571	0.027030042
8.779428571	0.060430042

Nota: Puntos calculados de los diagramas momento flector – rotación para la columna de concreto liviano. Fuente propia.

Los cálculos de los diagramas Momento Flector y Rotación para los casos de concreto convencional y liviano son mostrado en las Figuras 99 y 100.

Figura 99: Diagramas Momento Flector (M) vs Rotación (θ) para el caso de columna de concreto convencional. Fuente propia.

Figura 100: Diagramas Momento Flector (M) vs Rotación (Θ) para el caso de columna de concreto liviano. Fuente propia.

4.3.1.2. Diagramas Momento Curvatura y Momento Giro de la Vigas

Para el modelado de las vigas, se va a presentar como ejemplo las vigas correspondientes al tramo A-B en el Eje 5 para ambas edificaciones.

Teniendo como datos de las vigas para las estructuras una distribución de refuerzo longitudinal de 6 varillas longitudinales de 3/4" y 3 varillas de refuerzo longitudinal de 5/8" en ambos extremos en el caso del elemento estructural de concreto convencional y 6 varillas de 5/8" y 3 varillas de refuerzo longitudinal de 3/4" para el mismo elemento de concreto liviano, así como también un requerimiento de refuerzo transversal en estribos de 3/8" de 1@5cm, 12@10cm, resto @25cm para la columna de concreto convencional y una distribución de 3/8" de 1@5cm, 10@10cm, resto @25cm para la viga de concreto liviano.

De esta forma se muestran los datos de las secciones de vigas requeridas para realizar el análisis, tal como se muestra a continuación en las Tablas 50 y 51.

Tabla 50: Datos requeridos de la viga de concreto convencional

VIGA 1-4, EJE G (NC)			
1.1. Sección general:			
b=	40 cm	0.4 m	
h=	60 cm	0.6 m	
r=	4 cm	0.04 m	
d'=	4 cm	0.04 m	
d=	56 cm	0.56 m	
1.2. Materiales:			
γ _c =	2400 kg/m ³		
f' _c =	210 kgf/cm ²		
f _y =	4200 kgf/cm ²		
E _c =	218819.7889 kgf/cm ²	2188197.889 tn/m ²	
E _s =	2100000 kgf/cm ²	21000000 tn/m ²	
β ₁ =	0.85		
ε _y =	0.002		
ε _{cu} =	0.003		
n=	9.596938243		
1.3. Acero de refuerzo:			
1.3.1. Acero en compresión:			
A _s =	17.1 cm ²		
1.3.2. Acero en tracción			
A' _s =	8.55 cm ²		
1.4. Planteamiento			
ε _{cu} =	0.003		
A' _s /A _s =	0.5		

Nota: Datos requeridos de la Viga del Tramo 1-4, Eje G de concreto convencional.
Fuente propia.

Tabla 51: Datos requeridos de la viga de concreto liviano

VIGA 1-4, EJE G (LWC)			
1.1. Sección general:			
b=	40 cm	0.4 m	
h=	50 cm	0.5 m	
r=	4 cm	0.04 m	
d'=	4 cm	0.04 m	
d=	46 cm	0.46 m	
1.2. Materiales:			
γ _c =	1600 kg/m ³		
f' _c =	210 kgf/cm ²	20.593965 Mpa	
f _y =	4200 kgf/cm ²		
E _c =	127350.1181 kgf/cm ²	1253388.777 tn/m ²	
E _s =	2100000 kgf/cm ²	20668347 tn/m ²	
β ₁ =	0.85		
ε _y =	0.002		
ε _{cu} =	0.003		
n=	16.48997293		
1.3. Acero de refuerzo:			
1.3.1. Acero en compresión:			
A _s =	14.48 cm ²		
1.3.2. Acero en tracción			
A' _s =	5.93 cm ²		
1.4. Planteamiento			
ε _{cu} =	0.003		
A' _s /A _s =	0.409530387		

Nota: Datos requeridos de la Viga del Tramo 1-4, Eje G de concreto liviano. Fuente propia.

Una vez establecidos los datos para realizar el análisis se debe calcular los valores de momento y curvatura para diferentes condiciones en las que están inmersas las secciones de vigas una vez ocurrido un sismo las cuales se pueden o no presentar según la magnitud del mismo, tal es el caso del agrietamiento, cedencia y agotamiento.

En primer lugar, se procederá a calcular el valor de momento flector y curvatura asociados a la condición de agrietamiento de las secciones de viga de NC y LWC, lo cual se realiza empleando las Ecuaciones 4.85, 4.86, 4.87, 4.88 y 4.89.

$$Ase = b * h + (n - 1) * (As + A's) \quad (4.85)$$

$$c = \frac{b * \frac{h}{2} + (n-1) * (As * d + A's * d')}{Ase} \quad (4.86)$$

$$Ise = \frac{b * h^3}{12} + b * h * \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 + (n - 1) * (As * (d - c)^2 + A's * (c - d')^2)$$

Ecuación

$$fr = 2 * \sqrt{f'c} \quad (4.87)$$

$$\phi A = \frac{fr}{Ec * (h - c)} \quad (4.88)$$

$$MA = \frac{fr * Ise}{(h - c)} \quad (4.89)$$

Donde:

Ase: Área de la sección equivalente

c: Profundidad del eje neutro

Ise: Inercia de la sección equivalente respecto al eje neutro

fr: Modulo de rotura

φA: Curvatura de agrietamiento

MA: Momento de agrietamiento

n: Relación entre módulo de elasticidad del acero y módulo de elasticidad del concreto

Calculándose de la siguiente forma:

$$n_{(NC)} = \frac{2100000}{218819.78} = 9.59$$

$$n_{(LWC)} = \frac{2100000}{127350.11} = 16.48$$

$$Ase_{(NC)} = 40 * 60 + (9.59 - 1) * (17.1 + 8.55) = 2620.51 \text{ cm}^2$$

$$Ase_{(LWC)} = 40 * 50 + (16.48 - 1) * (14.48 + 5.93) = 2316.36 \text{ cm}^2$$

$$c_{(NC)} = \frac{40 \cdot \frac{60^2}{2} + (9.59-1) \cdot (17.1 \cdot 56 + 8.55 \cdot 4)}{2620.51} = 30.73 \text{ cm}$$

$$c_{(LWC)} = \frac{40 \cdot \frac{50^2}{2} + (16.48-1) \cdot (14.48 \cdot 46 + 5.93 \cdot 4)}{2316.36} = 26.20 \text{ cm}$$

$$Ise_{(NC)} = \frac{40 \cdot 60^3}{12} + 40 \cdot 60 \cdot \left(\frac{60}{2} - 30.73\right)^2 + (9.59 - 1) \cdot (17.1 \cdot (56 - 30.73)^2 + 8.55 \cdot (30.73 - 4)^2) = 867672.02 \text{ cm}^4$$

$$Ise_{(LWC)} = \frac{40 \cdot 50^3}{12} + 40 \cdot 50 \cdot \left(\frac{50}{2} - 26.20\right)^2 + (16.48 - 1) \cdot (14.48 \cdot (46 - 26.20)^2 + 5.93 \cdot (26.20 - 4)^2) = 552845.23 \text{ cm}^4$$

$$fr_{(NC)} = 2 \cdot \sqrt{210} = 28.98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$fr_{(LWC)} = 2 \cdot \sqrt{210} = 28.98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi A_{(NC)} = \frac{28.98}{218819.78 \cdot (60 - 30.73)} = 0.00000452 \text{ cm}^{-1} = 0.000452 \text{ m}^{-1}$$

$$\phi A_{(LWC)} = \frac{28.98}{127350.11 \cdot (50 - 26.20)} = 0.00000956 \text{ cm}^{-1} = 0.000956 \text{ m}^{-1}$$

$$MA_{(NC)} = \frac{28.98 \cdot 867672.02}{(60 - 30.73)} = 859135.96 \text{ kgf.cm} = 8.59 \text{ t.m}$$

$$MA_{(LWC)} = \frac{28.98 \cdot 552845.23}{(50 - 26.20)} = 673253.67 \text{ kgf.cm} = 6.73 \text{ t.m}$$

En segundo lugar, se procederá a calcular el valor de momento flector y curvatura asociados a la condición de cedencia de las secciones de viga de NC y LWC, lo cual se realiza empleando la Ecuación 4.90.

$$c^2 \cdot \left(\frac{Ec \cdot \epsilon y \cdot b}{2}\right) + c \cdot (fy \cdot (As + A's)) - fy \cdot (A's \cdot d' + As \cdot d) = 0 \quad (4.90)$$

Posteriormente se procede a factorizar la ecuación planteada:

$$A = \frac{Ec \cdot \epsilon y \cdot b}{2}$$

$$B = (fy \cdot (As + A's))$$

$$D = -(fy \cdot (A's \cdot d' + As \cdot d))$$

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 * A * D}}{2 * A}$$

Calculándose la variable “c” correspondiente a la profundidad del eje neutro, de la siguiente forma:

$$A_{(NC)} = \frac{218819.78 * 0.002 * 40}{2} = 8752.79 \text{ kg.cm}$$

$$A_{(LWC)} = \frac{127350.11 * 0.002 * 40}{2} = 5094 \text{ kg.cm}$$

$$B_{(NC)} = 4200 * (117.1 + 8.55) = 107730 \text{ kg}$$

$$B_{(LWC)} = 4200 * (14.48 + 5.93) = 85780.8 \text{ kg}$$

$$D_{(NC)} = -(4200 * (8.55 * 4 + 17.1 * 56)) = -4165560 \text{ kg.cm}$$

$$D_{(LWC)} = -(4200 * (5.93 * 4 + 14.48 * 46)) = -2898630 \text{ kgf.cm}$$

$$c_{(NC)} = \frac{-107730 + \sqrt{(107730)^2 - 4 * 8752.79 * -4165560}}{2 * 8752.79} = 16.51 \text{ cm}$$

$$c_{(LWC)} = \frac{-85780.8 + \sqrt{(85780.8)^2 - 4 * 5094 * -2898630}}{2 * 5094} = 16.87 \text{ cm}$$

Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido, mediante la 4.50 además también se verifica que la sección tenga un comportamiento elástico, con las Ecuaciones 4.53 y 4.54:

Calculándose:

$$\varepsilon'_{s(NC)} = \frac{0.002 * (16.51 - 4)}{56 - 16.51} = 0.00063$$

$$\varepsilon'_{s(LWC)} = \frac{0.002 * (16.87 - 4)}{46 - 16.87} = 0.00088$$

$$\varepsilon_{c(NC)} = \frac{0.002 * 16.51}{(56 - 16.51)} = 0.00083$$

$$\varepsilon_{c(LWC)} = \frac{0.002 * 16.86}{(46 - 16.86)} = 0.00115$$

$$f_c \text{ limite}_{(NC)} = 70 * 210 = 147 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$fc_{limite(LWC)} = 70 * 210 = 147 \frac{kg}{cm^2}$$

$$fc_{(NC)} = 218819.78 * 0.00083 = 183.01 \frac{kg}{cm^2}$$

$$fc_{(LWC)} = 127350.11 * 0.00115 = 147.59 \frac{kg}{cm^2}$$

Verificándose para cada caso:

$\varepsilon_y > \varepsilon' s_{(NC)} = 0.002 > 0.00063$	¡CUMPLE!
$\varepsilon_y > \varepsilon' s_{(LWC)} = 0.002 > 0.00088$	¡CUMPLE!
$\varepsilon_{cu} > \varepsilon c_{(NC)} = 0.003 > 0.00083$	¡CUMPLE!
$\varepsilon_{cu} > \varepsilon c_{(LWC)} = 0.003 > 0.00115$	¡CUMPLE!
$fclimite > fc_{(NC)} = 147 > 183.01$	¡NO CUMPLE!
$fclimite > fc_{(LWC)} = 147 > 147.59$	¡CUMPLE!

Debido a que en el caso de la viga de concreto convencional no cumple uno de los parámetros de verificación estrictamente relacionado a la no linealidad del concreto, se asume un modelo bilineal equivalente (elasto-plástico). Para ello, se define una deformación elástica del concreto de 0.0008.

En el caso de la viga de concreto liviano todos los parámetros cumplen, por lo que la deformación elástica del concreto sigue manteniendo su valor inicial de 0.003.

Por esta razón y para cada caso de viga de concreto convencional y liviano se tendrán diferentes formas de cálculo de la profundidad del eje neutro, que es la variable de interés en este análisis. Esto se realizará de la siguiente forma y empezando con el análisis del elemento estructural de concreto convencional:

Asumiendo una deformación elástica de la sección de concreto convencional de 0.0008.

$$\varepsilon_{cy(NC)} = 0.0008$$

Con la ayuda de la Ecuación 3.212 se procede a calcular la profundidad “c” del eje neutro:

$$c^2(2 * \varepsilon y + \varepsilon c y) * (0.85 * f'c * b) - c((2 * \varepsilon y + \varepsilon c y) * (0.85 * f'c * b * d) + 2 * \varepsilon y * f y * (As + A's) + 0.85 * f'c * b * \varepsilon c y * d) + 2 * \varepsilon y * f y * (As * d + A's * d') + 0.85 * f'c * b * \varepsilon c y * d^2 = 0 \quad (4.91)$$

Se procede a factorizar para resolver con mayor facilidad:

$$\begin{aligned} A_{(NC)} &= (2 * \varepsilon y + \varepsilon c y) * (0.85 * f'c * b) = (2 * 0.002 + 0.0008) * (0.85 * 210 * 40) = 34.272 \frac{kg}{cm^2} \\ B_{(NC)} &= ((2 * \varepsilon y + \varepsilon c y) * (0.85 * f'c * b * d) + 2 * \varepsilon y * f y * (As + A's) + 0.85 * f'c * b * \varepsilon c y * d) = ((2 * 0.002 + 0.0008) * (0.85 * 210 * 40 * 56) + 2 * 0.002 * 4200 * (17.1 + 8.55) + 0.85 * 210 * 40 * 0.0008 * 56) = -2670.02 kg \\ D_{(NC)} &= 2 * \varepsilon y * f y * (As * d + A's * d') + 0.85 * f'c * b * \varepsilon c y * d^2 = 2 * 0.002 * 4200 * (17.1 * 56 + 8.55 * 4) + 0.85 * 210 * 40 * 0.0008 * 56^2 = 34575.07 kg.cm \end{aligned}$$

Calculándose la profundidad del eje neutro para la sección de concreto convencional.

$$\begin{aligned} c_{(NC)} &= \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 * A * D}}{2 * A} = \frac{-(-2670.02) - \sqrt{(-2670.02)^2 - 4 * 34.272 * 34575.07}}{2 * 34.272} = 16.40 cm \\ m_{(NC)} &= \min\left(\frac{\varepsilon c y * (d - c)}{\varepsilon y}; c\right) = (16.40 ; 15.84) = 15.84 cm \end{aligned}$$

Por último, se calcula la curvatura cedente y momento cedente con los factores calculados anteriormente y empleando las Ecuaciones 4.43, 4.59, 4.60, 4.61, 4.69, 4.92 y 4.93.

$$\varphi y = \frac{\varepsilon y}{(d - c)} \quad (4.92)$$

$$My = Cc_1 * \left(d - \frac{(c - m)}{2}\right) + Cc_2 * \left(d - c + \frac{2 * m}{3}\right) + Cs * (d - d') \quad (4.93)$$

Donde:

ϕy : Curvatura cedente

$M y$: Momento cedente

Calculándose:

$$\varepsilon'_{s(NC)} = \frac{0.002 * (16.40 - 4)}{(56 - 16.40)} = 0.00063$$

$$f'_{s(NC)} = 0.0005 * 2100000 = 1051.89 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Cc_{1(NC)} = 0.85 * 210 * (16.40 - 15.84) * 40 = 4027.34 kg$$

$$Cs_{(NC)} = 8.55 * 1351.55 = 11247.99 kg$$

$$Cc_{2(NC)} = 0.85 * 210 * \frac{15.84}{2} * 40 = 56544.66 kg$$

$$\phi y_{(NC)} = \frac{0.002}{(56 - 16.40)} = 0.000050 cm^{-1} = 0.0050 m^{-1}$$

$$My_{(NC)} = 4027.34 * \left(56 - \frac{(16.40 - 15.83)}{2}\right) + 56544.66 * \left(56 - 16.40 + \frac{2 * 15.83}{3}\right) + 11247 * (56 - 4) = 3645363.99 kgf.cm = 36.45 t.m$$

Ahora se procede a calcular la curvatura y momento de cedencia correspondiente a la sección de viga de concreto liviano, en donde como se pudo observar cumple las condiciones delimitadas para que se asuma que el concreto posee un comportamiento elástico.

Tal como se calculó anteriormente los valores de A, B, D y el valor de profundidad del eje neutro son:

$$A_{(LWC)} = 34.27 kgf.cm$$

$$B_{(LWC)} = -2182.38 kg$$

$$D_{(LWC)} = -23681.11 kg.cm$$

$$c_{(LWC)} = 13.87 cm$$

$$m_{(LWC)} = \min \left(\frac{\varepsilon c y * (d - c)}{\varepsilon y} ; c \right) = (12.85 ; 13.87) = 12.85 \text{ cm}$$

Por último, se calcula la curvatura cedente y momento cedente con los factores calculados anteriormente tal como se hizo para el elemento estructural de concreto convencional.

$$\varepsilon' s_{(LWC)} = 0.00061$$

$$f' s_{(LWC)} = 1290.82 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Cc_{1(LWC)} = 7305.39 \text{ kg}$$

$$Cs_{(LWC)} = 7663.63 \text{ kg}$$

$$Cc_{2(LWC)} = 45876.37 \text{ kg}$$

$$\varphi y_{(LWC)} = 0.000062 \text{ cm}^{-1} = 0.0062 \text{ m}^{-1}$$

$$My_{(LWC)} = 2521045.67 \text{ kgf.cm} = 25.21 \text{ t.m}$$

En tercer lugar, se procederá a calcular el valor de momento flector y curvatura asociados a la condición última (agotamiento) de las secciones de viga de NC y LWC, lo cual se realiza empleando las Ecuación 4.94.

$$c^2 * (0.85 * f' c * \beta_1 * b) + c * (A' s * Es * \varepsilon cu - As * fy) - A' s * Es * \varepsilon cu * d' = 0$$

(4.94)

Posteriormente se procede a factorizar la ecuación planteada:

$$A = 0.85 * f' c * \beta_1 * b$$

$$B = A' s * Es * \varepsilon cu - As * fy$$

$$D = -(A' s * Es * \varepsilon cu * d')$$

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 * A * D}}{2 * A}$$

Calculándose la variable “c” correspondiente a la profundidad del eje neutro, de la siguiente forma

$$A_{(NC)} = 0.85 * 210 * 0.85 * 40 = 6069 \frac{kg}{cm}$$

$$A_{(LWC)} = 0.85 * 210 * 0.85 * 40 = 6069 \frac{kg}{cm}$$

$$B_{(NC)} = 8.55 * 2100000 * 0.003 - 17.1 * 4200 = -17955 kg$$

$$B_{(LWC)} = 5.937 * 2100000 * 0.003 - 14.48 * 4200 = -23442.3 kg$$

$$D_{(NC)} = -(8.55 * 2100000 * 0.003 * 4) = -215460 kg.cm$$

$$D_{(LWC)} = -(5.93 * 2100000 * 0.003 * 4) = -149612.4 kg.cm$$

$$c_{(NC)} = \frac{-(-17955) + \sqrt{(17955)^2 - 4 * 6069 * -215460}}{2 * 6069} = 7.62 cm$$

$$c_{(LWC)} = \frac{-(-23442.3) + \sqrt{(-23442.3)^2 - 4 * 6069 * -149612.4}}{2 * 6069} = 7.25cm$$

Posteriormente y para ambos casos se verifica que el acero de refuerzo de compresión no está en cedencia con la Ecuación 4.50, así como el comportamiento de la sección, es decir que si el acero inferior de la viga es controlado por tracción o en transición con las Ecuación 4.95.

$$\varepsilon_s > 0.005 \quad (4.95)$$

Calculando ε'_s y ε_s para la sección de viga con las Ecuaciones 4.96 y 4.97.

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu} * (c - d')}{c} \quad (4.96)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu} * (d - c)}{c} \quad (4.97)$$

Calculando de la siguiente forma:

$$\varepsilon'_{s(NC)} = \frac{0.003 * (7.62 - 4)}{5.84} = 0.0014$$

$$\varepsilon' s_{(LWC)} = \frac{0.003 * (7.25 - 4)}{7.25} = 0.0013$$

$$\varepsilon s_{(NC)} = \frac{0.003 * (56 - 7.62)}{7.62} = 0.019$$

$$\varepsilon s_{(LWC)} = \frac{0.003 * (46 - 7.25)}{7.25} = 0.016$$

Verificando:

$$\varepsilon y > \varepsilon' s_{(NC)} = 0.002 > 0.0014 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$\varepsilon y > \varepsilon' s_{(LWC)} = 0.002 > 0.0013 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

$$\varepsilon s_{(NC)} > 0.005 = 0.019 > 0.005 \quad \text{¡CONTROLADA POR TRACCION!}$$

$$\varepsilon s_{(LWC)} > 0.005 = 0.016 > 0.005 \quad \text{¡CONTROLADA POR TRACCION!}$$

Después se calcula la curvatura última y momento último con los factores calculados anteriormente y empleando las Ecuaciones 4.43,4.61,4.93,4.98,4.99,4.100 y 4.101.

$$a = \beta_1 * c \quad (4.98)$$

$$Cc = 0.85 * f'c * a * b \quad (4.99)$$

$$\varphi u = \frac{\varepsilon c u}{(c)} \quad (4.100)$$

$$Mu = Cc * \left(d - \frac{(\beta_1 * c)}{2} \right) + Cs * (d - d') \quad (4.101)$$

Donde:

φu : Curvatura última

Mu : Momento último

Calculándose:

$$f' s_{(NC)} = 2100000 * 0.00142 = 2992.23 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f' s_{(LWC)} = 2100000 * 0.0013 = 2828.34 \frac{kg}{cm^2}$$

$$a_{(NC)} = 0.85 * 7.62 = 6.47 \text{ cm}$$

$$a_{(LWC)} = 0.85 * 7.25 = 6.16 \text{ cm}$$

$$Cc_{(NC)} = 0.85 * 210 * 6.57 * 40 = 46236.35 \text{ kg}$$

$$Cc_{(LWC)} = 0.85 * 210 * 6.16 * 40 = 44053.53 \text{ kg}$$

$$Cs_{(NC)} = 8.55 * 2992.23 = 17032.05 \text{ kg}$$

$$Cs_{(LWC)} = 5.93 * 2828.34 = 16791.86 \text{ kg}$$

$$\varphi u_{(NC)} = \frac{0.003}{7.62} = 0.00039 \text{ cm}^{-1}$$

$$\varphi u_{(LWC)} = \frac{0.003}{7.25} = 0.00041 \text{ cm}^{-1}$$

$$Mu_{(NC)} = 46236.35 * \left(56 - \frac{(0.85 * 7.62)}{2} \right) + 25583.64 * (56 - 4) = 3769879.50 \text{ kg.cm} = 37.69 \text{ t.m}$$

$$Mu_{(LWC)} = 44053.53 * \left(46 - \frac{(0.85 * 7.25)}{2} \right) + 16791.86 * (46 - 4) = 2595816.60 \text{ kg.cm} = 25.95 \text{ t.m}$$

Después se procede a realizar el grafico de momento – curvatura de las secciones de viga concreto y liviano. En la Tabla 52 se puede observar los puntos que irán en el diagrama, además en las Tablas 53 y 54 se muestran los valores numéricos de la misma.

Tabla 52: Puntos requeridos de los diagramas momento – curvatura

M	ϕ
0	0
MA	ϕA
My	ϕy
Mu	ϕu

Nota: Puntos requeridos de los diagramas momento – curvatura. Fuente propia.

Tabla 53: *Puntos calculados de los diagramas momento – curvatura para la viga de concreto convencional*

M	Φ
0	0
8.59135966	0.000452501
36.4536399	0.005050874
37.698795	0.039378104

Nota: Puntos calculados de los diagramas momento – curvatura para la viga de concreto convencional. Fuente propia.

Tabla 54: *Puntos calculados de los diagramas momento – curvatura para la viga de concreto liviano*

M	Φ
0	0
6.73253677	0.00095626
25.2104568	0.006225427
25.9581661	0.041329262

Nota: Puntos calculados de los diagramas momento – curvatura para la viga de concreto liviano. Fuente propia.

Estos valores calculados de momento y curvatura calculados se pasa a plasmarlos gráficamente mediante diagramas, tal como se muestra en las Figuras 101 y 102.

Figura 101: Diagrama Momento Curvatura de la viga de concreto convencional. Fuente propia.

Figura 102: Diagrama Momento Curvatura de la viga de concreto liviano. Fuente propia.

Calculándose la ductilidad por curvatura de ambas secciones de viga, de la siguiente forma:

- $\mu_{(NC)} = 7.80$
- $\mu_{(LWC)} = 6.63$

Una vez calculados los diagramas de momento curvatura de las columnas se procede a convertirlos en términos de diagramas momento rotación, para la presente tesis se utilizó el código de análisis no lineal ASCE 41-13 así como los factores de conversión que nos da esta norma.

En primer lugar, se debe calcular los factores a, b y c que plantean las tablas de esta norma para el diseño de columnas. Para lograr esto se debe determinar los valores numéricos de las Ecuaciones 4.102 y 4.103 que son las condiciones que establece la norma.

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} \quad (4.102)$$

$$\frac{V_{cal}}{b_w * d * \sqrt{f'c}} \quad (4.103)$$

Donde:

V_{cal} : Fuerza cortante actuante sobre el elemento estructural

ρ : Cuántia asociada al acero en compresion

ρ' : Cuántia asociada al acero en traccion

ρ_{bal} : Cuántia balanceada

Calculándose los valores de la siguiente forma:

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 * f'c}{f_y} * \beta_1 * \left(\frac{f_b}{f_b + f_y} \right) \quad (4.104)$$

$$f_{b(NC \text{ y } LWC)} = 6120 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\rho_{b(NC)} = \frac{0.85 * 210}{4200} * 0.85 * \left(\frac{6120}{6120 + 4200} \right) = 0.021$$

$$\rho_{b(LWC)} = \frac{0.85 * 210}{4200} * 0.85 * \left(\frac{6120}{6120 + 4200} \right) = 0.021$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \quad (4.105)$$

$$\rho_{(NC)} = \frac{17.1}{40 * 56} = 0.0076$$

$$\rho_{(LWC)} = \frac{14.48}{40 * 46} = 0.0078$$

$$\rho' = \frac{A's}{b * d} \quad (4.106)$$

$$\rho'_{(NC)} = \frac{8.55}{40 * 56} = 0.0038$$

$$\rho'_{(LWC)} = \frac{5.93}{40 * 46} = 0.0032$$

Determinándose la Ecuación 4.102 de la siguiente forma.

$$\frac{\rho_{(NC)} - \rho'_{(NC)}}{\rho_{bal(NC)}} = \frac{0.0076 - 0.0038}{0.021} = 0.178$$

$$\frac{\rho_{(LWC)} - \rho'_{(LWC)}}{\rho_{bal(LWC)}} = \frac{0.0078 - 0.0032}{0.021} = 0.216$$

Sabiendo que la viga de concreto convencional está bajo una fuerza cortante de 16.5 t y la viga de concreto liviano a una fuerza cortante de 14 t, se calcula la Ecuación 4.103. En la Ecuación 4.103 y en el caso que se utilice concreto liviano se debe aplicar un factor de 0.85 a la formula.

$$\frac{V_{cal(NC)}}{bw * d * \sqrt{f'c}} = \frac{16.5 * 1000}{40 * 56 * \sqrt{210}} = 0.50$$

$$\frac{V_{cal(LWC)}}{0.85 * bw * d * \sqrt{f'c}} = \frac{14 * 1000}{0.85 * 40 * 46 * \sqrt{210}} = 0.52$$

Tal como se realizó para el caso de columnas, una vez calculado las condiciones de análisis no lineal se debe interpolar los valores a, b y c con los valores que nos proporciona la tabla de análisis no lineal de vigas propuesto por el ASCE 41-13.

$$x1 = 0$$

$$x2 = 0.5$$

$$x_{cal(NC)} = 0.178$$

$$x_{cal(LWC)} = 0.216$$

$$a1_{(NC,LWC)} = 0.02$$

$$a2_{(NC,LWC)} = 0.015$$

$$at_{(NC)} = 0.018$$

$$at_{(LWC)} = 0.018$$

$$b1_{(NC,LWC)} = 0.04$$

$$b2_{(NC,LWC)} = 0.02$$

$$bt_{(NC)} = 0.033$$

$$bt_{(LWC)} = 0.031$$

$$ct_{(NC,LWC)} = 0.2$$

Una vez obtenidos los coeficientes a y c se procede a calcular los valores correspondientes a rotación de cedencia, rotación última y rotación residual, así como sus momentos flectores asociados para poder completar nuestro diagrama, esto se realiza empleando las Ecuaciones 4.106,4.107,4.108,4.109 y 4.110.

$$\theta y = \frac{L * My}{6 * Ec * Ic} \quad (4.106)$$

$$\theta u = \theta y + at \quad (4.107)$$

$$\theta r = \theta y + bt \quad (4.108)$$

$$Mu2 = My + \frac{bt * Ec * Ic * (\theta u - \theta y)}{m} \quad (4.109)$$

$$Mr = ct * Mu \quad (4.110)$$

Donde:

θy : Rotacion de cedencia de la seccion

θu : Rotacion última de la seccion

θr : Rotacion residual de la seccion

My : Momento flector asociado a la rotacion de cedencia

Mu : Momento flector asociado a la rotacion última

Mr : Momento flector asociado a la rotacion residual

L : Longitud de la columna

Ic : Inercia de la seccion

Calculándose de la siguiente forma empleando los factores que se calcularon anteriormente:

$$\theta y_{(NC)} = \frac{5.4 * 36.45}{6 * 2153639.67 * \left(\frac{0.4 * 0.6^3}{12}\right)} = 0.00208$$

$$\theta y_{(LWC)} = \frac{5.4 * 25.21}{6 * 1253388.77 * \left(\frac{0.4 * 0.5^3}{12}\right)} = 0.00434$$

$$\theta u_{(NC)} = 0.00208 + 0.018 = 0.020$$

$$\theta u_{(LWC)} = 0.00434 + 0.018 = 0.022$$

$$\theta r_{(NC)} = 0.00208 + 0.033 = 0.035$$

$$\theta r_{(LWC)} = 0.00434 + 0.031 = 0.046$$

$$Mu_{(NC)} = 36.45 + 0.033 * 2153639.67 * 0.007 * (0.020 - 0.00208) = 45.88 \text{ t.m}$$

$$Mu_{(LWC)} = 25.21 + 0.031 * 1253388.77 * 0.004 * (0.022 - 0.00434) = 28.12 \text{ t.m}$$

$$Mr_{(NC)} = 0.2 * 36.45 = 7.29 \text{ t.m}$$

$$Mr_{(LWC)} = 0.2 * 25.21 = 5.04 \text{ t.m}$$

Por último, se procede a graficar el diagrama Momento-Rotación, los puntos requeridos para realizar este grafico se detallan a continuación en la Tabla 55. Los valores números de los diagramas se muestran en las Tablas 56 y 57:

Tabla 55: *Puntos requeridos de los diagramas fuerza momento – rotación*

<i>M</i>	<i>θ</i>
0	0
<i>My</i>	<i>θy</i>
<i>Mu2</i>	<i>θu</i>
<i>Mr</i>	<i>θu</i>
<i>Mr</i>	<i>θr</i>

Nota: Puntos requeridos de los diagramas fuerza momento – rotación. Fuente propia.

Tabla 56: *Puntos calculados de los diagramas momento flector – rotación para la viga de concreto convencional*

M	θ
0	0
36.4536399	0.002082401
45.8892	0.020
7.29072799	0.020
7.29072799	0.035

Nota: Puntos calculados de los diagramas momento flector – rotación para la viga de concreto convencional. Fuente propia.

Tabla 57: Puntos calculados de los diagramas momento flector – rotación para la viga de concreto liviano

M	θ
0	0
25.2104568	0.004344589
28.1273721	0.022
5.04209135	0.022
5.04209135	0.036

Nota: Puntos calculados de los diagramas momento flector – rotación para la viga de concreto liviano. Fuente propia.

Los cálculos de los diagramas Momento Flector y Rotación para los casos de viga de concreto convencional y liviano son mostrados en las Figuras 103 y 104. (t.m)

Figura 103: Diagramas Momento Flector (M) vs Rotación (Θ) para el caso de viga de concreto convencional. Fuente propia.

Figura 104: Diagramas Momento Flector (M) vs Rotación (Θ) para el caso de viga de concreto liviano. Fuente propia.

4.3.1.3. Diagramas Momento Curvatura y Momento Giro de la Placas

Una vez determinados los gráficos de momento curvatura y giro de las vigas y columnas también se procedió a calcular el correspondiente a las placas debido a la importancia que estas tienen al momento de resistir fuerzas principalmente axiales, cortantes y momento en las que está inmersa la estructura una vez ocurrido un sismo.

Para la presente estructura se analizará la placa estructural P2 de dimensiones 30 cm x 120 cm ajustada al cumplimiento de los parámetros que establece la normativa peruana de diseño E.030 en cuanto a su refuerzo longitudinal y transversal.

Se tendrá como ejemplo para calcular y hallar el diagrama momento curvatura el método propuesto por R. Park y T. Paulay en la publicación “ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO” determinando mediante este los tres primeros puntos del diagrama (agrietamiento, cedencia y momento ultimo) y el cuarto punto (momento ultimo confinado) será hallado con los parámetros dictados por T. Paulay y M. Priestley del libro “SEISMIC DESIGN OF CONCRETE AND MASONRY BUILDING” para determinar la ductilidad del elemento.

Se encuentran presentes cuatro momentos esenciales que se generan en las placas al ser sometidas a una fuerza lateral incremental de forma progresiva que son (fisuración, cedencia, momento último y momento ultimo confinado) los cuales deben calcularse con fórmulas manualmente o programas para poder determinar la ductilidad del elemento, es decir su capacidad para liberar energía.

Mencionado lo necesario correspondiente a la teoría se pasa al cálculo práctico, realizando el análisis de las placas P2 en las estructuras de concreto convencionales y livianas para comprar resultados, con los datos mostrados en las Tablas 58 y 59.

Tabla 58: *Datos requeridos de la placa de concreto convencional*

PLACA P2 NC de 1.2 x 0.3			
recubrimiento=	40 mm		
diam varilla 3/8"=	9.5 mm		
diam varilla 1"=	25.4 mm		
d'=	137.8 mm		
As traccion=	3570 mm2	35.7 cm2	
As'compresion=	3570 mm2	35.7 cm2	
f'c=	28 Mpa	280 kg/cm2	28 N/mm2
fy=	420 Mpa	4200 kg/cm2	420 N/mm2
fr=	2.8 Mpa	28 kg/cm2	2.8 N/mm2
Es=	210000 Mpa	2100000 kg/cm2	210000 N/mm2
Ec=	25267.1328 Mpa	252671.328 kg/cm2	25267.1328 N/mm2
b=	300 mm	0.3 m	
h=	1200 mm	1.2 m	
d=	1057.45 mm		
Ramas en X=	2		
Ramas en Y=	7		
Area ref transversal=	71 mm2		

Nota: Datos requeridos de la placa de concreto convencional. Fuente propia.

Tabla 59: *Datos requeridos de la placa de concreto liviano*

PLACA P2 LWC de 1.2 x 0.3			
recubrimiento=	40 mm		
diam varilla 3/8"=	9.5 mm		
diam varilla 3/4"=	19.05 mm		
d'=	137.8 mm		
As traccion=	1995 mm2	19.95 cm2	
As'compresion=	1995 mm2	19.95 cm2	
f'c=	28 Mpa	280 kg/cm2	28 N/mm2
fy=	420 Mpa	4200 kg/cm2	420 N/mm2
fr=	2.8 Mpa	28 kg/cm2	2.8 N/mm2
Es=	210000 Mpa	2100000 kg/cm2	210000 N/mm2
Ec=	14705.125 Mpa	147051.25 kg/cm2	14705.125 N/mm2
b=	300 mm	0.3 m	
h=	1200 mm	1.2 m	
d=	1057.45 mm		
Ramas en X=	2		
Ramas en Y=	7		
Area ref transversal=	71 mm2		

Nota: Datos requeridos de la placa de liviano. Fuente propia.

En primer lugar, se debe calcular el momento y curvatura correspondientes a la condición de fisuración del concreto a tracción del elemento estructural. Esto se realiza empleando las Ecuaciones 4.111 y 4.112.

$$M_f = \frac{f_r * I}{c} \quad (4.111)$$

$$\varphi_f = \frac{\frac{f_r}{E_c}}{c} \quad (4.112)$$

Donde:

M_f : *Momento de fisuración*

φ_f : *Curvatura de fisuración*

c : *Distancia medida desde la fibra inferior al eje neutro*

El cálculo se realiza de la siguiente forma para la etapa correspondiente a la fisuración:

$$M_{f(NC)} = \frac{2.8 * \frac{300 * 1200^3}{12}}{\left(\frac{1200}{2}\right)} = 201600000 \text{ N.mm} = 201.6 \text{ KN.m} = 20.23 \text{ t.m}$$

$$M_{f(LWC)} = \frac{2.8 * \frac{300 * 1200^3}{12}}{\left(\frac{1200}{2}\right)} = 201600000 \text{ N.mm} = 201.6 \text{ KN.m} = 20.23 \text{ t.m}$$

$$\varphi_{f(NC)} = \frac{\left(\frac{2.8}{25267.13}\right)}{\left(\frac{1200}{2}\right)} = 0.000000184 \frac{\text{rad}}{\text{mm}} = 0.00018 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$$

$$\varphi_{f(LWC)} = \frac{\left(\frac{2.8}{14705.12}\right)}{\left(\frac{1200}{2}\right)} = 0.000000317 \frac{\text{rad}}{\text{mm}} = 0.00032 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$$

En segundo lugar, se procede a calcular el momento y curvatura de cedencia, que es la etapa en donde el acero a tracción comienza a fluir, para ello es necesario resolver la Ecuación 4.113 para obtener el valor “C” que es la distancia del eje neutro de la sección en condición de cedencia.

$$b * C^2 + 2 * C[(n - 1)A's + n * As] - 2[(n - 1)A's * d' + n * As * d] = 0 \quad (4.113)$$

$$n = \frac{Es}{Ec} \quad (4.114)$$

Donde para facilidad de cálculo se factoriza usando las Ecuaciones 4.115 y 4.116:

$$Z = 2[(n - 1)A's + n * As] \quad (4.115)$$

$$X = -2[(n - 1) * A's * d' + n * As * d] \quad (4.116)$$

Obteniendo la Ecuación 4.117.

$$b * C^2 + ZC - X = 0 \quad (4.117)$$

Así determinando el valor de “C” realizando la siguiente simplificación.

$$C = \frac{-Z + \sqrt{Z^2 + 4 * b * X}}{2 * b}$$

Después se calcula de inercia de la sección que es descrita con la Ecuación 4.118.

$$I = \frac{b * C^3}{3} + A's * (n - 1) * (C - d')^2 + As * n * (d - C)^2 \quad (4.118)$$

Además, se debe verificar que en esta etapa la plastificación se dé primero en el acero antes que el concreto, así también obteniéndose la curvatura y momento de cedencia con las Ecuaciones 4.119 y 4.120.

$$\varphi_y = \frac{fy}{Es(d-C)} < \varphi_c = \frac{0.0015}{C} \quad (4.119)$$

$$M_y = \varphi_y * Ec * I \quad (4.120)$$

Donde:

M_y : Momento de cedencia

φ_y : Curvatura de cedencia

El cálculo se realiza de la siguiente forma para la etapa correspondiente a la cedencia:

$$n_{(NC)} = \frac{210000}{25267.13} = 8.31$$

$$n_{(LWC)} = \frac{210000}{14705.12} = 14.28$$

$$Z_{(NC)} = 2[(8.31 - 1)3570 + 8.31 * 3570] = 111543.82 \text{ mm}$$

$$Z_{(LWC)} = 2[(14.28 - 1)1995 + 14.28 * 1995] = 109970.26 \text{ mm}$$

$$X_{(NC)} = -2[(8.31 - 1) * 3570 * 137.8 + 8.31 * 3570 * 1062.2] \\ = 70226403.77 \text{ mm}$$

$$X_{(LWC)} = -2[(14.28 - 1) * 1995 * 137.8 + 14.28 * 1995 * 1062.2] = \\ 67826339.41 \text{ mm}$$

$$C_{(NC)} = \frac{-111542.82 + \sqrt{(-111543.82)^2 + 4 * 300 * 70226403.77}}{2 * 300} \\ = 332.40 \text{ mm}$$

$$C_{(LWC)} = \frac{-108870.26 + \sqrt{(-109970.26)^2 + 4 * 300 * 67826339.41}}{2 * 300} \\ = 326.30 \text{ mm}$$

$$I_{(NC)} = \frac{300 * 332.40^3}{3} + 3570 * (8.31 - 1) * (332.40 - 137.8)^2 + 3570 * 8.31 * \\ (1062.2 - 332.40)^2 = 20464090938 \text{ mm}^4$$

$$I_{(LWC)} = \frac{300 * 326.30^3}{3} + 1995 * (14.28 - 1) * (326.30 - 137.8)^2 + 1995 * 14.28 * \\ (1062.2 - 326.30)^2 = 19844362612 \text{ mm}^4$$

$$\varphi_{y(NC)} = \frac{420}{210000(1062.2 - 332.40)} = 0.00000274 \frac{\text{rad}}{\text{mm}} = 0.00274 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$$

$$\varphi_{y(LWC)} = \frac{420}{210000(1062.2 - 326.30)} = 0.00000271 \frac{\text{rad}}{\text{mm}} = 0.00271 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$$

$$\varphi_{c(NC)} = \frac{0.0015}{332.40} = 0.00000451 \frac{\text{rad}}{\text{mm}} = 0.00451 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$$

$$\varphi_{c(LWC)} = \frac{0.0015}{326.30} = 0.00000459 \frac{\text{rad}}{\text{mm}} = 0.00459 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$$

Verificando la condición establecida en la Ecuación 4.119.

$$\varphi_{y(NC)} < \varphi_{c(NC)} = 0.00274 < 0.00451 \quad \text{¡ CUMPLE!}$$

$$\varphi_{y(LWC)} < \varphi_{c(LWC)} = 0.00271 < 0.00459 \quad \text{¡ CUMPLE!}$$

Por último, se determina el momento de cedencia con la Ecuación 4.120.

$$M_{y(NC)} = 0.00000274 * 25267.13 * 20464090938 = 1417029766 \text{ N.mm} =$$

$$1417.02 \text{ KN.m} = 142.21 \text{ t.m}$$

$$M_{y(LWC)} = 0.00000271 * 14705.12 * 19844362612 = 793085532.4 \text{ N.mm} =$$

$$793.08 \text{ KN.m} = 79.59 \text{ t.m}$$

En tercer lugar, se procede a calcular el momento y curvatura última, donde nos debemos asegurar que la cedencia del acero en la zona de tracción y compresión no debe presentarse y además que la deformación unitaria del acero a compresión ε_s' no fluya, empleando las Ecuaciones 4.121 y 4.122.

$$\varepsilon_s = (d - c) * \frac{\varepsilon_u}{c} > \frac{f_y}{E_s} \quad (4.121)$$

$$\varepsilon_s' = (c - d') * \frac{\varepsilon_u}{c} > \frac{f_y}{E_s} \quad (4.122)$$

Después se debe calcular el esfuerzo que sufre el acero a compresión f_s' y a partir de ahí calcular el factor “a” en mm, que es la profundidad del bloque a compresión el cual se obtiene con la Ecuación 4.123.

$$a = \frac{A_s * f_y - A_s' * f_s'}{0.85 * f_c' * b} \quad (4.123)$$

Con el factor “a” obtenido se calcula el valor de “c” dividiendo éste en 0.85, como se ve en la Ecuación 4.124.

$$c = \frac{a}{0.85} \quad (4.124)$$

Después de esto se calcula el momento y curvatura última empleando las Ecuaciones 4.125 y 4.126.

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_u}{c} \quad (4.125)$$

$$M_u = 0.85 * f'c * b * a * \left(d - \frac{a}{2}\right) + A's * f's * (d - d') \quad (4.126)$$

El cálculo se realiza de la siguiente forma para la etapa correspondiente a la resistencia última:

$$\varepsilon_{s(NC)} = (1062 - 332.40) * \frac{0.003}{332.40} > \frac{420}{210000} = 0.0065 > 0.002 \quad \text{¡FLUYE!}$$

$$\varepsilon_{s(LWC)} = (1062 - 332.40) * \frac{0.003}{332.40} > \frac{420}{210000} = 0.0065 > 0.002 \quad \text{¡FLUYE!}$$

$$\varepsilon'_{s(NC)} = (332.40 - 137.8) * \frac{0.003}{332.40} > \frac{420}{210000} = 0.00175 < 0.002 \quad \text{¡NO FLUYE!}$$

$$\varepsilon'_{s(LWC)} = (326.30 - 137.8) * \frac{0.003}{326.30} > \frac{420}{210000} = 0.00173 < 0.002 \quad \text{¡NO FLUYE!}$$

$$f'_{s(NC)} = 270.94 \text{ MPa} = 270.94 \frac{N}{mm^2}$$

$$f'_{s(LWC)} = 270.94 \text{ MPa} = 270.94 \frac{N}{mm^2}$$

$$a_{(NC)} = \frac{3570 * 420 - 3570 * 270.94}{0.85 * 28 * 300} = 74.53 \text{ mm}$$

$$a_{(LWC)} = \frac{1995 * 420 - 1995 * 270.94}{0.85 * 28 * 300} = 41.64 \text{ mm}$$

$$c_{(NC)} = \frac{74.53}{0.85} = 87.68 \text{ mm}$$

$$c_{(LWC)} = \frac{41.64}{0.85} = 48.99 \text{ mm}$$

$$\varphi_{u(NC)} = \frac{0.003}{87.68} = 0.000034 \frac{rad}{mm} = 0.034 \frac{rad}{m}$$

$$\varphi_{u(LWC)} = \frac{0.003}{48.99} = 0.000061 \frac{rad}{mm} = 0.061 \frac{rad}{m}$$

$$M_{u(NC)} = 0.85 * 28 * 300 * 74.53 * \left(1062.2 - \frac{74.53}{2}\right) + 3570 * 270.94 * (1062.2 - 137.8) = 1439544477 \text{ N.mm} = 1439.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{u(LWC)} = 0.85 * 28 * 300 * 41.64 * \left(1062.2 - \frac{41.64}{2}\right) + 1995 * 270.94 * (1062.2 - 137.8) = 809340296 \text{ N.mm} = 809.34 \text{ KN.m}$$

Por último, se procede a calcular el momento y curvatura confinada, en esta fase el recubrimiento ya no trabaja así que se procede a calcular las dimensiones efectivas de la sección transversal con las Ecuaciones 4.127 y 4.128.

$$b_{cc} = b - \text{recubrimiento} - \varphi_{\text{estribos}} \quad (4.127)$$

$$h_{cc} = h - \text{recubrimiento} - \varphi_{\text{estribos}} \quad (4.128)$$

Donde:

bcc: Longitud de confinamiento medida del centroide del estribo inferior al centroide del estribo superior, tomado del ancho de la placa.

hcc: Longitud de confinamiento medida del centroide del estribo inferior al centroide del estribo superior, tomado a lo largo de la placa.

Después se calcula el volumen de concreto confinado determinado como V_{cc} y se calcula empleando la Ecuación 4.129.

$$V_{cc} = b_{cc} * h_{cc} \quad (4.129)$$

La cuantía de refuerzo transversal se considera tanto en dirección x como en dirección y, debido a que las fuerzas laterales vienen en ambos sentidos. Tal como se muestra en las Ecuaciones 4.130 y 4.131.

$$\rho_x = \frac{\#b * A_b}{S * b_{cc}} \quad (4.130)$$

$$\rho_y = \frac{\#b * A_b}{S * h_{cc}} \quad (4.131)$$

Donde:

#b: Numero de ramas en cualquier dirección

Ab: Área de sección transversal de refuerzo de confinamiento

Teniendo las cuantías después se identifica las tensiones correspondientes al confinamiento efectivo, que dependen de la rigidez efectiva de confinamiento. Para

confinamientos en espiral $K_e = 1$ y para estribos rectangulares $K_e = 0.75$. Tal como se muestra en la Ecuación 4.132.

$$\frac{f'x}{f'c} = \frac{f'y}{f'c} = \frac{K_e * \rho(x,y) * f_y}{f'c} \quad (4.132)$$

A partir de las tensiones calculadas de confinamiento efectivo en cada dirección es posible determinar la relación $f_{cc}/f'c$ donde f_{cc} y $f'c$ corresponden al concreto confinado y $f'c$ al concreto no confinado respectivamente.

Posteriormente se emplea la Figura 105 para determinar la relación $f_{cc}/f'c$.

Figura 105: Gráfico para calcular la resistencia a la compresión del concreto en secciones rectangulares.

Se calcula el verdadero valor f_{cc} multiplicando la relación $f_{cc}/f'c$ obtenido de la Figura 105 por el valor de $f'c$ de 28 MPa correspondiente a la resistencia a la compresión del concreto.

Posteriormente se determina la deformación unitaria última del concreto confinado a compresión empleando la Ecuación 4.133.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 * \varphi_s * f_y * \frac{E_{sm}}{f'_{cc}} \quad (4.133)$$

Donde:

$$\varphi_s = \rho_x + \rho_y$$

$$E_{sm} = 0.15$$

Una vez obtenido el esfuerzo del concreto confinado se determina tal como se realizó en pasos anterior el momento y curvatura última de la sección confinada, empleando las Ecuaciones 4.134 y 4.135.

$$\varphi_{uc} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (4.134)$$

$$M_{uc} = 0.85 * f'_{cc} * b_{cc} * a * \left(d_{cc} - \frac{a}{2}\right) + f'_s * A'_s * (d - d') \quad (4.135)$$

El cálculo se realiza de la siguiente forma para la etapa correspondiente a la resistencia última confinada:

$$b_{cc(NC)} = 300 - 2 * 40 - 25.4 = 194.6 \text{ mm}$$

$$b_{cc(LWC)} = 300 - 2 * 40 - 19.05 = 201 \text{ mm}$$

$$h_{cc(NC)} = 1200 - 2 * 40 - 25.4 = 1094.6 \text{ mm}$$

$$h_{cc(LWC)} = 1200 - 2 * 40 - 19.05 = 1101 \text{ mm}$$

$$S_{(NC)} = 100 \text{ mm}$$

$$S_{(LWC)} = 100 \text{ mm}$$

$$V_{cc(NC)} = 194.6 * 1094.6 * 100 = 21300916 \text{ mm}^3$$

$$V_{cc(LWC)} = 201 * 1101 * 100 = 22123590.25 \text{ mm}^3$$

$$\rho_{x(NC)} = \frac{2 * 71}{100 * 194.6} = 0.0073$$

$$\rho_{x(LWC)} = \frac{2 * 71}{100 * 201} = 0.0071$$

$$\rho_{y(NC)} = \frac{7 * 71}{100 * 1094.6} = 0.0045$$

$$\rho_{y(LWC)} = \frac{7 * 71}{100 * 1101} = 0.0045$$

$$K_{e(NC \text{ y } LWC)} = 0.75$$

$$\frac{f'_x}{f'_c_{(NC)}} = \frac{0.75 * 0.0073 * 420}{28} = 0.08$$

$$\frac{f'_x}{f'_c_{(LWC)}} = \frac{0.75 * 0.0071 * 420}{28} = 0.08$$

$$\frac{f'_y}{f'c_{(NC)}} = \frac{0.75 * 0.0045 * 420}{28} = 0.051$$

$$\frac{f'_y}{f'c_{(LWC)}} = \frac{0.75 * 0.0071 * 420}{28} = 0.051$$

Interpolando los valores de f'_x/f'_c y f'_y/f'_c para ambas secciones de concreto convencional y liviano con la Figura 105 se obtiene la relación f_{cc}/f'_c .

$$\frac{f_{cc}}{f'c_{(NC)}} = 1.37$$

$$\frac{f_{cc}}{f'c_{(LWC)}} = 1.35$$

Posteriormente se multiplica esta relación por el f'_c establecido anteriormente correspondiente a 280 kg/cm², pero en unidades de N/mm².

$$f_{cc(NC)} = 1.37 * 28 = 38.36 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cc(LWC)} = 1.35 * 28 = 37.80 \frac{N}{mm^2}$$

$$\varepsilon_{cu(NC)} = 0.004 + 1.4 * (0.0073 + 0.0045) * 420 * \frac{0.15}{38.36} = 0.031$$

$$\varepsilon_{cu(LWC)} = 0.004 + 1.4 * (0.0071 + 0.0045) * 420 * \frac{0.15}{37.8} = 0.031$$

Se calculan los valores de “a” y “c” tal como se realizó anteriormente.

$$a_{(NC)} = \frac{3570 * 420 - 3570 * 270.94}{0.85 * 38.36 * 194.6} = 83.86 \text{ mm}$$

$$a_{(LWC)} = \frac{1995 * 420 - 1995 * 270.94}{0.85 * 37.8 * 201} = 46.05 \text{ mm}$$

$$c_{(NC)} = \frac{83.86}{0.85} = 98.66 \text{ mm}$$

$$c_{(LWC)} = \frac{46.05}{0.85} = 54.18 \text{ mm}$$

$$\varphi_{uc(NC)} = \frac{0.031}{98.66} = 0.0003 \frac{\text{rad}}{\text{mm}} = 0.32 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$$

$$\varphi_{uc(LWC)} = \frac{0.031}{54.18} = 0.00057 \frac{\text{rad}}{\text{mm}} = 0.57 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$$

$$M_{uc(NC)} = 0.85 * 38.36 * 194.6 * 83.86 * \left(1062.2 - \frac{83.86}{2}\right) + 270.94 * 3570 * (1062.2 - 137.8) = 147060272 \text{ N.mm} = 1437.06 \text{ KN.m} = 144.23 \text{ t.m}$$

$$M_{uc(LWC)} = 0.85 * 37.8 * 201 * 46.05 * \left(1062.2 - \frac{46.06}{2}\right) + 270.94 * 1995 * (1062.2 - 137.8) = 808684748.5 \text{ N.mm} = 808.68 \text{ KN.m} = 81.16 \text{ t.m}$$

Estos valores calculados de momento y curvatura calculados se pasa a plasmarlos gráficamente mediante diagramas, tal como se muestra en las Figuras 106 y 107.

Figura 106: Diagrama Momento Curvatura de la placa de concreto convencional.
Fuente propia.

Figura 107: Diagrama Momento Curvatura de la placa de concreto liviano. Fuente propia.

Calculándose la ductilidad por curvatura de ambas secciones de placa, tal como se realizó anteriormente.

$$\mu_{(NC)} = 12.5$$

$$\mu_{(LWC)} = 10.1$$

Una vez determinado los diagramas momento-curvatura para las placas de concreto convencional y liviano se procede a calcular los diagramas momento-giro para las mismas, esto se realiza empleando la Tabla 34 que sirve para estudiar los parámetros numéricos aceptables para modelar el comportamiento no lineal de muros estructurales controlados por flexión según el ASCE 41-13.

En primer lugar, se procede a calcular los valores numéricos de las Ecuaciones 4.136 y 4.137. Cabe resaltar que en la Ecuación 4.137, la cual está en función de la fuerza cortante se debe multiplicar en el denominador por 0.85 para el caso de concreto liviano.

$$\frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w * l_w * f'_c} \quad (4.136)$$

$$\frac{V}{t_w * l_w * \sqrt{f'c}} \quad (4.137)$$

Donde:

P: Fuerza axial actuante sobre la placa

V: Fuerza cortante actuante sobre la placa

tw: Longitud del elemento estructural

lw: Ancho del elemento estructural

Después de determinar los valores de ambas ecuaciones se procede a utilizar la Tabla 34 para calcular los factores a, b y c que serán fundamentales para calcular el diagrama momento-giro de las placas. Para obtener los valores a, b y c correctos es necesario realizar una interpolación simple con ayuda de la tabla, con los que se calcularán los valores at, bt y ct que serán los factores a utilizar en los diagramas.

Empezando el cálculo de la siguiente forma:

Para una fuerza axial de 134.35 t y cortante de 36.75 t en la columna de concreto convencional, así como una fuerza axial de 103 t y cortante de 26.75 en la columna de concreto liviano.

$$\frac{(A_s - A's)fy + P}{t_w * l_w * f'c}_{(NC)} = \frac{(35.7 - 35.7) * 4200 + 110000}{30 * 120 * 280} = 0.133$$

$$\frac{(A_s - A's)fy + P}{t_w * l_w * f'c}_{(LWC)} = \frac{(19.95 - 19.95) * 4200 + 103000}{30 * 120 * 280} = 0.102$$

$$\frac{V}{t_w * l_w * \sqrt{f'c}}_{(NC)} = \frac{36.75 * 1000}{30 * 120 * \sqrt{280}} = 0.61$$

$$\frac{V}{t_w * l_w * \sqrt{f'c}}_{(LWC)} = \frac{26.75 * 1000}{30 * 120 * 0.85 * \sqrt{280}} = 0.52$$

Ahora se calcan los valores at, bt y ct mediante el mismo procedimiento de análisis que se utilizó para el caso de las columnas y vigas mediante una interpolación.

$$\frac{(As - A's)fy + P}{t_w * l_w * f'c}_{(NC)} = x_{cal(NC)} = 0.133$$

$$\frac{(As - A's)fy + P}{t_w * l_w * f'c}_{(LWC)} = x_{cal(LWC)} = 0.102$$

$$x_{1(NC \text{ y } LWC)} = 0.1$$

$$x_{2(NC \text{ y } LWC)} = 0.25$$

$$a_{1(NC \text{ y } LWC)} = 0.009$$

$$a_{2(NC \text{ y } LWC)} = 0.008$$

$$at_{(NC)} = (a_2 - a_1) * \frac{(x_{cal(NC)} - x_1)}{(x_2 - x_1)} + a_1 = (0.008 - 0.009) * \frac{(0.133 - 0.1)}{(0.25 - 0.1)} + 0.009 = 0.0088$$

$$at_{(LWC)} = (a_2 - a_1) * \frac{(x_{cal(LWC)} - x_1)}{(x_2 - x_1)} + a_1 = (0.008 - 0.009) * \frac{(0.102 - 0.1)}{(0.25 - 0.1)} + 0.009 = 0.0089$$

$$b_{1(NC \text{ y } LWC)} = 0.015$$

$$b_{2(NC \text{ y } LWC)} = 0.01$$

$$bt_{(NC)} = (b_2 - b_1) * \frac{(x_{cal(NC)} - x_1)}{(x_2 - x_1)} + b_1 = (0.01 - 0.015) * \frac{(0.133 - 0.1)}{(0.25 - 0.1)} + 0.015 = 0.0139$$

$$bt_{(LWC)} = (b_2 - b_1) * \frac{(x_{cal(LWC)} - x_1)}{(x_2 - x_1)} + b_1 = (0.01 - 0.015) * \frac{(0.102 - 0.1)}{(0.25 - 0.1)} + 0.0 = 0.0149$$

$$c_{1(NC \text{ y } LWC)} = 0.4$$

$$c_{2(NC \text{ y } LWC)} = 0.3$$

$$ct_{(NC)} = (c_2 - c_1) * \frac{(x_{cal(NC)} - x_1)}{(x_2 - x_1)} + c_1 = (0.3 - 0.4) * \frac{(0.133 - 0.1)}{(0.25 - 0.1)} + 0.4 = 0.38$$

$$ct_{(LWC)} = (c_2 - c_1) * \frac{(x_{cal(LWC)} - x_1)}{(x_2 - x_1)} + c_1 = (0.3 - 0.4) * \frac{(0.102 - 0.1)}{(0.25 - 0.1)} + 0.4 = 0.39$$

Una vez obtenidos los coeficientes a y c se procede a calcular los valores correspondientes a rotación de cedencia, rotación última y rotación residual, así como sus momentos flectores asociados para poder completar nuestro diagrama.

Calculándose de la siguiente forma empleando los factores que se calcularon anteriormente:

$$\theta y_{(NC)} = \frac{3*142.21}{6*2486285.86*\left(\frac{0.3*1.2^3}{12}\right)} = 0.00066$$

$$\theta y_{(LWC)} = \frac{3*79.59}{6*1470512.49*\left(\frac{0.3*1.2^3}{12}\right)} = 0.00063$$

$$\theta u_{(NC)} = 0.00066 + 0.0088 = 0.00944$$

$$\theta u_{(LWC)} = 0.00063 + 0.0089 = 0.00961$$

$$\theta r_{(NC)} = 0.00066 + 0.0139 = 0.0145$$

$$\theta r_{(LWC)} = 0.00066 + 0.0149 = 0.0155$$

$$My_{(NC)} = 142.21 \text{ t.m}$$

$$My_{(LWC)} = 79.59 \text{ t.m}$$

$$Mu_{(NC)} = 144.47 \text{ t.m}$$

$$Mu_{(LWC)} = 81.23 \text{ t.m}$$

$$Mr_{(NC)} = 0.38 * 142.21 = 53.73 \text{ t.m}$$

$$Mr_{(LWC)} = 0.39 * 79.59 = 31.72 \text{ t.m}$$

Los diagramas Momento Flector y Rotación para los casos de placas de concreto convencional y liviano son mostrados en las Figuras 108 y 109.

Figura 108: Diagramas Momento Flector (M) vs Rotación (Θ) para el caso de placa de concreto convencional. Fuente propia.

Figura 109: Diagramas Momento Flector (M) vs Rotación (Θ) para el caso de placa de concreto liviano. Fuente propia.

4.3.2. Asignación de Rótulas Plásticas al modelo

En los diferentes softwares existentes, el comportamiento inelástico de los diferentes elementos estructurales puede ser definido por rótulas plásticas que son determinadas por el diseñador. Estas rótulas pueden existir en cualquier posición en los tramos de los elementos, pero generalmente los diseñadores las asignan a cierta distancia de los nudos. En el punto anterior, las rótulas plásticas (momento-giro) fueron determinadas manualmente con hojas de cálculo para demostrar y entender cuáles son los parámetros que influyen en el comportamiento de cada sección, estas rótulas plásticas al poder ser generadas por el software Etabs mediante los mismos criterios del ASCE 41-13, fueron asignadas automáticamente de forma global a la estructura.

Figura 110: Rótulas plásticas generadas automáticamente. Fuente propia.

La figura anterior es el resultado de asignar rótulas a ciertas secciones en los elementos que desean ser estudiados.

4.3.3. Obtención de Curva de Capacidad

Como se mencionó en la parte teórica de la presente investigación, la curva de capacidad de la estructura representa el comportamiento inelástico de forma más ajustada a la realidad. Tras asignar todas las rótulas plásticas a los elementos deseados y al aumentar la fuerza lateral constantemente (Pushover) a la edificación, se podrá obtener la curva en mención.

Las fuerzas laterales por entrepiso se hallan en base a la norma sismorresistente E030 usando las Ecuaciones 4.138 y 4.139.

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad (4.138)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \quad (4.139)$$

Donde:

Pi: Peso de cada entrepiso

hi: Altura al entrepiso

α_i : Proporción de la fuerza por piso

k: Constante con relación al periodo fundamental

Las fuerzas laterales que son definidas en el software para realizar el método "Pushover" a las estructuras en las 2 direcciones son las que se muestran en la Tabla 60 y Tabla 61.

Tabla 60: *Fuerzas laterales por cada piso en la edificación NC*

Piso	p (Tn)	hi	p*hi	α	F (T)
1	587.52	3	1762.56	0.01913876	14.0595183
2	587.52	6	3525.12	0.03827751	28.1190365
3	587.52	9	5287.68	0.05741627	42.1785548
4	587.52	12	7050.24	0.07655502	56.238073
5	587.52	15	8812.8	0.09569378	70.2975913
6	587.52	18	10575.36	0.11483254	84.3571095
7	587.52	21	12337.92	0.13397129	98.4166278
8	587.52	24	14100.48	0.15311005	112.476146
9	587.52	27	15863.04	0.1722488	126.535664
10	425.95	30	12778.56	0.13875598	101.931507
P	5,713.63	Total	92093.76		

Nota: Fuente propia.

Tabla 61: *Fuerzas laterales por cada piso en la edificación LWC*

Piso	p (Tn)	hi	p*hi	α	F (T)
1	434.22	3	1302.6528	0.01928063	10.4265904
2	434.22	6	2605.3056	0.03856125	20.8531808
3	434.22	9	3907.9584	0.05784188	31.2797712
4	434.22	12	5210.6112	0.07712251	41.7063616
5	434.22	15	6513.264	0.09640313	52.132952
6	434.22	18	7815.9168	0.11568376	62.5595423
7	434.22	21	9118.5696	0.13496439	72.9861327
8	434.22	24	10421.2224	0.15424501	83.4127231
9	434.22	27	11723.8752	0.17352564	93.8393135
10	298.11	30	8943.408	0.13237181	71.5841181
P	4,206.07	Total	67562.784		

Nota: Fuente propia.

Las curvas de capacidad obtenidas con el software son las que se muestran en las Figuras 111 y 112.

Figura 111: Curva de capacidad de la estructura en el eje X. Fuente propia.

Figura 112: Curva de capacidad de la estructura en el eje Y. Fuente propia.

En las figuras mostradas anteriormente, se observa que la estructura LWC tiene una capacidad de resistencia cortante menor que el de la estructura NC, presentando como punto de colapso en el Eje Y a los 718 t con un desplazamiento de 23.67 cm en la estructura LWC y 836 t con 23.03 cm en la estructura NC. Además, es apreciable que tanto en el Eje Y como en el Eje X la estructura LWC tiene un comportamiento lineal mayor al de la estructura NC; sin embargo, no se puede decir lo mismo de la ductilidad, ya que a simple vista se podría afirmar que la estructura LWC tiene una menor capacidad de deformación inelástica. Para facilitar el análisis de estos puntos importantes, se

muestra una tabla donde se resumirán, puntos de fluencia (Py), Puntos de capacidad última (Pu) y Ductilidad de la estructura (μ), tal como se muestra en la Tabla 62.

Tabla 62: *Puntos de fluencia y últimos de la curva de capacidad de LWC y NC*

Ítem	Py (cm; t)	Pu (cm; t)	μ
NC (Eje X)	(3.01; 560.03)	(22.70; 841.50)	7.54
LWC (Eje X)	(6.00; 515.00)	(22.79; 678.85)	3.79
NC (Eje Y)	(3.40; 585.00)	(23.03; 836.08)	6.77
LWC (Eje Y)	(6.10; 543.00)	(23.67; 718.34)	3.88

Nota: La estructura LWC presenta menor ductilidad. Fuente Propia.

4.3.4. Espectro de Capacidad

Las curvas obtenidas que representan la capacidad de deformación de la estructura tienen que ser transformadas a un mismo formato (ADRS) que el de los espectros de demanda, esto con el objetivo de poder interceptarlas y así obtener el punto de desempeño de una estructura. Esta transformación se encuentra integrada en el software, el cual usando las Ecuaciones 4.140 y 4.141 se puede realizar la conversión correspondiente.

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (4.140)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{tope}}{PF_1 \phi_{tope,1}} \quad (4.141)$$

Donde:

ϕ : Amplitud del modo 1 en el nivel i

Δ_{tope} : Desplazamiento en el techo para cada valor del corte basal

W: Peso de la estructura

PF: Factor de participación sísmica del modo natural 1

α : Coeficiente de masa modal para el modo natural 1

Con los datos de las Figuras 113 y 114 se realiza la conversión para obtener el espectro de capacidad. A continuación, se muestran los diagramas mencionados:

Figura 113: Espectro de capacidad de las 2 estructuras en el eje X. Fuente propia.

Figura 114: Espectro de capacidad de las 2 estructuras en el eje Y. Fuente propia.

Luego de realizar la conversión, se tiene que la pseudoaceleración que presenta la estructura LWC es ligeramente mayor que la de la estructura NC, esto se debe a que la estructura LWC presenta 1507 toneladas menos que la estructura convencional y como

se puede observar en la Ecuación 4.140, la pseudo aceleración es inversamente proporcional al peso de la estructura.

4.3.5. Reducción del Espectro de Demanda

En el Capítulo 2 se mencionó que al darse un movimiento sísmico que lleve a la estructura a su rango inelástico, su amortiguamiento puede considerarse como una combinación de un amortiguamiento histerético (β_0) y un amortiguamiento que es inherente a la estructura (casi siempre 5%). Es por esto que el amortiguamiento equivalente de la estructura (β_{eq}) puede representarse como:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5 \quad (4.142)$$

$$\beta_0 = \frac{6.37 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (4.143)$$

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eq})}{2.12} \quad (4.144)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eq})}{1.65} \quad (4.145)$$

Donde:

a_y : Pseudoaceleración de fluencia

d_y : Pseudo desplazamiento de fluencia

a_{pi} : Pseudoaceleración tentativa

d_{pi} : Pseudodesplazamiento tentativo

SR_A : Factor de reducción espectral para aceleración

SR_V : Factor de reducción espectral para velocidad

Para este caso, se mostrará la bilinealización del espectro de capacidad del Eje X de ambas estructuras con el objetivo de evidenciar las diferencias entre los amortiguamientos, los cuales son puntos importantes para determinar el desempeño de la edificación de manera más precisa.

Figura 115: Bilinealización del Espectro de Capacidad NC Eje X. Fuente Propia.

La figura anterior es el resultado de un proceso iterativo en la curva de la estructura de concreto convencional, donde $\alpha_y=0.13$, $\delta_y=2.4$, $\alpha_{pi}=0.185$ y $\delta_{pi}=18.1$ para obtener el amortiguamiento final, que tras reemplazar estos valores en las Ecuaciones 3.276,3.277,3.278 y 3.279 se tiene que el $B_{eq}=8.63\%$, lo que da unos valores de 0.822 y 0.864 para SR_A y SR_V respectivamente, los cuales serán los factores de reducción del espectro elástico tal como se muestra en la Figura 116:

Figura 116: Reducción del Espectro de Demanda para la estructura NC Eje X. Fuente Propia

Para el caso de la estructura de LWC, la bilinealización se muestra en la Figura 117:

Figura 117: Bilinealización del Espectro de Capacidad LWC Eje X. Fuente Propia

La linealización anterior también es el resultado de un proceso iterativo, donde se tiene $a_y=0.154$, $d_y=4.46$, $a_{pi}=0.196$ y $d_{pi}=18.5$. Teniendo como resultados $B_{eq} = 8.46\%$, $SRA= 0.828$ y $SR_v=0.869$.

Esta reducción también se realiza para los espectros del Eje Y, donde se obtuvo que el amortiguamiento para la Estructura NC es de 8.66 % y 8.44% para la estructura LWC.

4.3.6. Intersección de espectros y niveles de desempeño

Una vez definidos los espectros reducidos, estos vienen a ser interceptados para obtener el punto de desempeño. Pero antes, se debe de seccionar los niveles de desempeño que está en función del espectro de capacidad de la estructura usando la Tabla 63:

Tabla 63: Límites de los niveles de desempeño en función a los desplazamientos según Visión 20009

Niveles de Daño	Expresión
Completamente Operacional	$D < A_y$
Operacional	$A_y < D < A_y + 0.3 \cdot (A_u - A_y)$
Seguridad de Vida	$A_y + 0.3 \cdot (A_u - A_y) < D < A_y + 0.8 \cdot (A_u - A_y)$
Próximo al Colapso	$A_y + 0.8 \cdot (A_u - A_y) < D < A_u$

Nota: Niveles en función del espectro de capacidad. Adaptado de “Performance Based Seismic Engineering of Buildings”, por comité VISION 2000, 1995.

Con el punto de fluencia y último de cada espectro de capacidad se obtienen los límites de los niveles de desempeño como se muestra en Figuras 118 y 119 para las 2 estructuras y en las 2 direcciones.

Figura 118: Espectro de Capacidad en el Eje Y seccionados para la estructura de NC y LWC. Fuente Propia.

Figura 119: Espectros de Capacidad en el Eje X seccionados para la estructura de NC y LWC. Fuente Propia.

Finalmente, ya teniendo seccionados los niveles de desempeño se procede a interceptar los espectros de demanda reducidos para encontrar los puntos de desempeño y determinar cuál será el nivel de desempeño de cada estructura en cierto eje (X y Y). Esto se muestra en las Figuras 120, 121, 122 y 123:

Figura 120: Puntos de desempeño de la estructura de NC en el eje Y frente a diferentes niveles sísmicos reducidos. Fuente Propia

Figura 121: Puntos de desempeño de la estructura de LWC en el eje Y frente a diferentes niveles sísmicos. Fuente Propia.

Figura 122: Puntos de desempeño de la estructura de NC en el eje X frente a diferentes niveles sísmicos. Fuente Propia.

Figura 123: Puntos de desempeño de la estructura de LWC en el eje X frente a diferentes niveles sísmicos. Fuente Propia.

Como se comentó anteriormente, las estructuras al tener un uso de vivienda, estas son consideradas como estructuras con objetivos básicos, esto según la evaluación por desempeño; sin embargo, se ha podido ver en las figuras anteriores que el desempeño presentado por ambas estructuras no cumple con los objetivos mencionados. Esto se

aprecia en la Tabla 64, donde se tendrán que niveles de desempeño presentaron ambas estructuras frente a los diferentes sismos de demanda.

Tabla 64: *Desempeño de las estructuras LWC y NC según los objetivos básicos*

	NC		LWC	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
Ocasional (43)	Operacional	Operacional	Completamente Operacional	Completamente Operacional
Frecuente (72)	Operacional	Operacional	Operacional	Operacional
Raro (475)	Colapso	Colapso	Colapso	Próximo al Colapso
Muy Raro (970)	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso

Nota: Estructura LWC en Eje Y presenta el mejor desempeño. Fuente Propia.

De los resultados obtenidos, se puede afirmar que un diseño estructural y sísmico en base a la normativa peruana no asegura que la estructura cumpla con la filosofía principal que es el de no colapsar frente a un sismo raro. En este caso, si bien la estructura LWC no ha cumplido con los objetivos básicos de desempeño, si cumple con la filosofía mencionada en uno de sus ejes, lo que da como una conclusión a esta investigación que por más que la estructura LWC presente menor capacidad al corte y una menor ductilidad, su desempeño resulta mejor en comparación a la estructura NC. Esto se da principalmente por la reducción del peso de la edificación que influyó en una respuesta de pseudo-aceleración más alta.

Por otro lado, ya teniendo los puntos de desempeño de las estructuras frente a las fuerzas del sismo raro, se realizará una comparación de cuál es el desplazamiento que se obtuvo del análisis lineal modal espectral vs el análisis no lineal con el método Pushover y el desplazamiento máximo permitido por la normativa E.030.

4.4. Análisis de Uso de Materiales y Costos

Teniendo determinado el comportamiento de las estructuras frente a diferentes sismos, se decidió verificar cual sería la diferencia de los materiales que se usarán en la construcción de elementos que influyen en el desempeño sísmico. Por esto se realizaron los metrados que se mostrarán en las Tablas 65, 66, 67, 68, 69:

Tabla 65: *Comparación de concreto y acero en las columnas de las estructuras*

	COLUMNAS			
	NC		LWC	
	Concreto (m3)	Acero (Kg)	Concreto (m3)	Acero (Kg)
C	270	34603.78	187	25120
Total	270	34603.78	187	25120
			69.26%	72.59%

Nota: La estructura de LWC presenta una gran reducción de concreto y acero en comparación a la de NC. Fuente propia.

Tabla 66: *Comparación de concreto y acero en las vigas de las estructuras.*

	Vigas			
	NC		LWC	
	Concreto (m3)	Acero (Kg)	Concreto (m3)	Acero (Kg)
C	472.32	49635.55	393.6	39721
Total	472.32	49635.55	393.6	39721
			83.33%	80.03%

Nota: La estructura LWC tiene una reducción de acero y de concreto en los elementos de flexión. Fuente propia.

Tabla 67: Comparación de concreto y acero en las placas de las estructuras

	Placas			
	NC		LWC	
	Concreto (m3)	Acero (Kg)	Concreto (m3)	Acero (Kg)
C	201.6	30301	201.6	18447.5
Total	201.6	30301	201.6	18447.5
			100.00%	60.88%

Nota: Placas de mismas dimensiones solo muestran reducción en acero debido a las fuerzas laterales existentes por sismos. Fuente propia.

Tabla 68: Comparación de concreto y acero en las losas de las estructuras

	Losas			
	NC		LWC	
	Concreto (m3)	Acero (Kg)	Concreto (m3)	Acero (Kg)
C	933.12	45137.5	933.12	45137.5
Total	933.12	45137.5	933.12	45137.5
			100.00%	100.00%

Nota: Losas de mismas dimensiones con igual distribución de acero no hay ahorro de material. Fuente propia.

Tabla 69: Comparación de concreto y acero en toda la estructura

Estructura Completa			
NC		LWC	
Concreto (m3)	Acero (Kg)	Concreto (m3)	Acero (Kg)
1,877.04	159,677.83	1,715.32	128,426.00
		91.38%	80.43%

Nota: Existe menor uso de concreto con un menor uso de acero en la estructura LWC. Fuente Propia.

Se puede observar que hay un menor uso de concreto y una menor cantidad de acero en la estructura LWC, esto debido a la reducción que existe en los elementos estructurales

por la menor carga muerta. Específicamente en cuanto al acero, el mayor ahorro existente se encuentra en las placas, que presentan una menor cuantía debido a la reducida fuerza sísmica a causa del menor peso que presenta dicha estructura.

4.4.1. Costos

Finalmente, se realizará una evaluación a los costos que se generarían para la construcción de los elementos estructurales que influyen en el desempeño de las estructuras, ya que uno de los principales objetivos es mostrar todas las diferencias que se pueden dar al usar el concreto ligero en reemplazo del concreto convencional. Para esto, el costo del agregado ligero ha sido cotizado teniendo en cuenta el promedio de precios de este material en diferentes países, obteniendo como precio aproximado de 287.98 S/. por m³ de arcilla expandida. Además, se hace referencia a que fuentes como el ACI 213 R indican que el concreto liviano presenta un costo adicional en comparación al del concreto convencional que varía entre 30 a 50%. Con la dosificación del concreto y el valor de los materiales definidos, se realiza el análisis de costo que se muestra en la Tabla 70 para poder mostrar la diferencia. Por otro lado, el precio por Kg del acero está cotizado con SODIMAC y este valor es aproximadamente a S/. 3.00 por Kg.

Tabla 70: *Análisis de costos del NC y LWC*

	210		280		Precio (S/.)
	NC	LWC	NC	LWC	
Cemento (kg)	385	400	460	400	22.2
Arena (m ³)	0.56	0.38	0.47	0.54	46.69
Grava (m ³)	0.66	0.00	0.64	0	55.56
Agua (l)	235	180	230	170	1
Arc. Expandida (m ³)	0.00	0.40	0	0.60	287.98
Aditivo Fluidificante (kg)	0.00	3	0	3	7.06
Precio Total (S/.)	263.95	363.17	297.76	428.09	
		137.59%		143.77%	

Nota: Dosificaciones de UNACEM y LATERLITE para concreto NC y LWC. Fuente Propia.

A continuación, en la Tabla 71, se muestra una tabla que es el resumen del concreto y acero usados directamente en las edificaciones LWC y NC.

Tabla 71: Comparación de materiales y costos por elementos de las 2 estructuras evaluadas

		NC		LWC	
		CANT.	S/.	CANT.	S/.
COLUMN A	Concreto (m3)	270	71,266.50	187	67,912.79
	Acero (Kg)	34603.78125	103,811.34	25120	75,360.00
VIGA	Concreto (m3)	472.32	124,668.86	393.6	142,943.71
	Acero (Kg)	49635.55	148,906.65	39721	119,163.00
PLACA	Concreto (m3)	201.6	60,002.21	201.6	86,302.94
	Acero (Kg)	30301	90,903.00	18447.5	55,342.50
LOSA	Concreto (m3)	933.12	246,297.02	933.12	338,881.19
	Acero (Kg)	45137.5	135,412.50	45137.5	135,412.50
		TOTAL	981,268.09	TOTAL	1,021,318.64
				104.08%	

Nota: La estructura de concreto liviano presenta mayor costo global. Fuente propia.

La Tabla 71 muestra que existe un mayor costo en la estructura LWC en comparación a la de NC.

Anteriormente se mencionó que en cuanto una estructura construida con LWC, los costos se ven compensados con la reducción de acero en los elementos estructurales y en la reducción de las dimensiones de la cimentación, ya que, al presentarse un menor peso, las cargas que se deben transmitir al suelo son mucho menores, cabe recalcar que en este caso la estructura LWC representa el 76.3% del peso total de la estructura NC. Es por esto que se han diseñado zapatas con LWC y NC para mostrar las diferencias geométricas que se pueden dar; sin embargo, usar LWC en las cimentaciones no sería lo más eficiente ya que no se estaría aprovechando su principal ventaja que es la menor densidad y se estaría generando un gasto mayor sin ningún sentido. Por lo mencionado,

se ha decidido usar cimentaciones de NC en ambas estructuras para tener menores gastos, lo cual es una decisión aceptable ya que estos elementos no influyen en el desempeño sísmico. A continuación, se presentará el metrado final que se tiene de las cimentaciones (detalle en Anexo 2) en ambas estructuras, esto junto a la nueva variación total del precio de la edificación.

Tabla 72: Comparación de costos cuando la cimentación de la estructura de LWC se realiza con el concreto convencional

		NC		LWC	
		CANT.	S/.	CANT.	S/.
COLUMNA	Concreto (m3)	270.00	71,266.50	187.00	67,912.79
	Acero (Kg)	34,603.78	103,811.34	25,120.00	75,360.00
VIGA	Concreto (m3)	472.32	124,668.86	393.60	142,943.71
	Acero (Kg)	49,635.55	148,906.65	39,721.00	119,163.00
PLACA	Concreto (m3)	201.60	60,002.21	201.60	86,302.94
	Acero (Kg)	30,301.00	90,903.00	18,447.50	55,342.50
LOSA	Concreto (m3)	933.12	246,297.02	933.12	338,881.19
	Acero (Kg)	45,137.50	135,412.50	45,137.50	135,412.50
CIMENTACION	Concreto (m3)	232.33	61,323.50	106.23	28,039.41
	Acero (Kg)	7,747.95	23,243.85	4,019.20	12,057.60
		TOTAL	1,065,835.44	TOTAL	1,061,415.6
					99.59%

Nota: El costo de la estructura LWC es menor usando el concreto convencional parcialmente. Fuente propia.

Usar el concreto convencional en la cimentación compensa los mayores costos que se dan a causa de usar el concreto LWC.

5. CONCLUSIONES

- En el desarrollo de la presente tesis uno de los objetivos fue el de encontrar un agregado ligero apto para su utilización con fines estructurales, por lo tanto, contemplaron varias opciones de agregados ligeros a elegir para nuestro concreto ligero, estos agregados se dividían en 2 grandes grupos y podían ser de origen natural (piedra pómez, escorias, diatomita y pizarra) o de origen artificial (escoria de alto horno, arcillas expandidas y perlita). Después de realizar una extensa revisión y análisis de trabajos de investigación que describían las características de los distintos agregados propuestos, se eligió la arcilla expandida como el agregado ligero más adecuado del concreto liviano (denominado como LECA) para ser utilizado en el diseño de una de las edificaciones, principalmente porque cumple con los principales requerimientos para ser considerado un concreto con fines estructurales. El concreto liviano de arcilla cumple con el requerimiento de densidad o peso unitario que requiere un concreto de uso estructural al desarrollar una densidad de 1600 kg/m^3 a los 28 días mientras que el rango permisible está entre 1400 a 2000 kg/m^3 .
- Las principales diferencias con respecto a las características del concreto que influyen en el desempeño sísmico de las estructuras son las relacionadas al peso específico y módulo de elasticidad. El peso específico del concreto liviano al ser menor al del concreto convencional disminuyó considerablemente el peso de la estructura y, por ende, el de las fuerzas sísmicas tales como fuerza cortante basal, momentos flectores y axiales. Esta disminución en las fuerzas actuantes de la edificación de concreto liviano se tradujo en una reducción de las secciones y requerimientos de refuerzo longitudinal de los principales elementos estructurales de la edificación tales como las vigas, columnas y placas principalmente. Con respecto a la estructura de concreto liviano, tener un menor valor de módulo de elasticidad se tradujo en un ligero aumento en las derivas inelásticas de la edificación, pero posteriormente al verificar ambas estructuras, tanto la de concreto liviano como la de convencional las cuales poseen similares características se pudo concluir que éstas cumplen con no sobrepasar la máxima deriva

permisible de la norma E.030. También cabe resaltar que en el caso de la estructura de concreto liviano ésta al tener un menor módulo de elasticidad en teoría posee una menor capacidad de resistir grandes deformaciones sin perder resistencia, es decir presenta una menor ductilidad. Este aparente menor comportamiento dúctil en el caso de la estructura de concreto liviano se presentó al analizar principalmente las vigas y columnas mediante el concepto de rotulas plásticas debido a que este análisis es en gran medida dependiente del módulo de elasticidad.

- En el caso del diseño de las columnas se presentó una ligera reducción con respecto a las dimensiones de las columnas de concreto liviano a comparación de las de concreto convencional. En lo que respecta al acero empleado, las columnas de concreto liviano requirieron una mayor cantidad de acero longitudinal que las de concreto convencional, tal es el caso de la columna C5 en donde se utilizó una distribución de 16 varillas de 3/4" para el caso de concreto convencional, mientras que, para la misma columna, pero de concreto liviano se utilizó una misma 16 varillas de 5/8". Después para el caso de la distribución de estribos de las columnas existió una distribución muy similar. Se empleó una distribución en estribos de 3/8": 1@5cm, 6@10cm, Rto. @ 30cm en la columna de concreto convencional mientras que para la columna de concreto liviano se tuvo una distribución de 1@5cm, 5@10cm, Rto. @ 25cm. En conclusión, las columnas de concreto liviano requirieron ligeramente una menor cantidad de acero que las columnas de concreto convencional.
- En el caso de las vigas existió una disminución en la sección de viga de concreto liviano. En lo que respecta a refuerzo longitudinal y analizando el Eje G de ambas estructuras se pudo observar que se presentó una notable reducción en los requerimientos de acero longitudinal mientras que los requerimientos respecto al acero de refuerzo transversal fueron similares, esto se puede observar más a detalle en las Tablas 25 y 26 del Capítulo 3.
- En el caso de las placas no existió una variación en cuanto a las dimensiones de las placas de concreto convencional y liviano respectivamente. Posteriormente se verificó por flexo-compresión y cortante el diseño preliminar ambas placas.

Requiriéndose para la placa de concreto convencional una distribución de acero de refuerzo vertical de 1" @20cm en el caso del refuerzo horizontal se requerirá una distribución de estribos de 3/8" @20cm. En el caso de la placa de concreto liviano se requerirá una distribución de acero de refuerzo vertical de 3/4" @20 cm. lo cual se traduce como 14 varillas de acero vertical, en el caso del refuerzo horizontal se requerirá una distribución de estribos de 3/8" @20cm. En conclusión, existió una diferencia entre la cantidad de acero requerido principalmente en el refuerzo vertical, necesitándose una menor cantidad de refuerzo para el diseño de la placa de concreto liviano.

- Para determinar la capacidad de deformación de la edificación primero se tuvo que calcular las capacidades de los elementos estructurales. Posteriormente se procedió a calcular los diagramas momento curvatura y momento giro o “rotulas plásticas” de los principales elementos estructurales de la edificación (vigas, columnas y placas). Una vez calculados estos diagramas se pudo determinar que las secciones de concreto convencional poseen mayores valores de momento cedente (M_y) y momento ultimo (M_u) así como la curvatura cedente y curvatura ultima asociada a estos momentos con lo cual se determinó la ductilidad por curvatura de los elementos estructurales. El valor de ductilidad de curvatura y rotación de las secciones se traduce como la capacidad de las secciones para alcanzar una mayor deformación útil previo al colapso. Por último, con los valores de los diagramas momento giro se calcularon las ductilidades de rotación de las secciones, en los que se concluyó que las secciones de concreto convencional poseen una mayor ductilidad de rotación con respecto a las secciones de concreto liviano. A pesar de esto, debido a que la estructura de concreto liviano posee un menor peso y por consiguiente las fuerzas sísmicas actuantes en esta estructura se ven ampliamente reducidas, estas diferencias respecto a una ligeramente menor capacidad dúctil de los elementos estructurales de la edificación de concreto liviano se ven prácticamente nulificadas. Posteriormente realizando la evaluación por desempeño se determinó que la estructura de concreto liviano presenta un ligero mejor desempeño en función de los objetivos básicos que la estructura de concreto convencional. Esto se puede observar más a detalle en Tabla 64.

- El menor peso de la estructura LWC, conllevó a que los espectros de capacidad en ambos ejes presenten una respuesta mayor de pseudo aceleración en comparación de

la estructura NC. Esto fue fundamental para determinar el grado de desempeño que tendrían ambas estructuras, que como se observó en los resultados, la única respuesta estructural que no colapsaba frente a un sismo raro, fue la estructura LWC en el eje Y, para el resto de casos no cumplieron solamente con los objetivos básicos por desempeño, sino que tampoco llegaron a presentar resultados que aseguren que se cumpla la filosofía de la norma E030, el cual es el de no colapsar frente a un sismo raro.

- Diseñar una estructura solamente teniendo como referencia los parámetros de la norma E.030 y la de diseño estructural E060, no asegura que la estructura no colapse frente a un sismo raro.
- La hipótesis planteada inicialmente no llega a ser correcta, debido a que como se ha presentado, la estructura de concreto liviano estudiada no cumple con los objetivos básicos de desempeño para una vivienda, lo que significa que no presenta un buen comportamiento frente a fuerzas sísmicas si esta es diseñada solamente para que cumpla los parámetros de norma E.030 y la de diseño estructural E060.
- El costo por m³ de concreto liviano con arcilla expandida es mayor que el concreto convencional en 40% como promedio aproximadamente, esto dependiendo de la dosificación que se dé según los requisitos de diseñador.
- La reducción de costos en los elementos que influyen en el desempeño sísmico se ven principalmente en el acero; sin embargo, de forma global el costo de la edificación resulta ser un 4.08% mayor que si se usara el concreto convencional. Por esto se decidió analizar el uso de materiales en la cimentación, para lo cual se usó concreto convencional en la cimentación ya que este no influye en el desempeño sísmico. Esto dio un resultado a favor de la estructura LWC que ahora presenta un ligero valor de ahorro equivalente a 0.41%. Si bien este valor no representa gran porcentaje frente al costo total de la edificación, se debe considerar que además de presentar una mejor respuesta sísmica debido a su menor peso, también existen ventajas propias del material, las cuales fueron mencionadas en el capítulo 2.

6. RECOMENDACIONES

- Posteriormente será necesario estudiar la disponibilidad del concreto liviano con arcilla expandida en el Perú, con el propósito de determinar si es viable su aplicación en el ámbito constructivo actual en función a la relación de costo-beneficio.
- Se puede mejorar la ductilidad de las secciones de concreto liviano, véase vigas y columnas siempre y cuando se le asigne un mayor ratio de acero para de esta forma lograr un comportamiento dúctil cercano al que presentan los elementos de concreto convencional.
- Sería más factible usar el concreto convencional de forma parcial en una edificación de concreto liviano para ahorrar costos, como en la cimentación. Esto ya que al usar concreto ligero en estos elementos no generan una reducción del peso de la estructura (no hay reducción de fuerzas laterales), generando un costo mayor en lugares no requeridos.
- Posteriormente, realizar estudios respecto a la capacidad de deformación de diferentes estructuras de concreto liviano con el objetivo de encontrar un valor de ductilidad más ajustado a la realidad para este material, y consecuentemente se tendría un factor de reducción sísmico (R) más ajustado a la realidad que se pueda estandarizar para este tipo de estructuras en Perú.
- Al igual que diferentes países están adaptando poco a poco la filosofía del diseño por desempeño, en Perú debería empezar a implementarse en la Norma sismo resistente, ya que se ha demostrado que un análisis no lineal, brinda resultados más ajustados a la realidad, además de tener objetivos de respuesta sísmica que se deben cumplir frente diferentes niveles de fuerza que el diseñador considere necesario. Obteniendo así un diseño óptimo según la necesidad que tenga el propietario de la estructura.

7. REFERENCIAS

- ACI 213R (2003). Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete.
- ACI 318S (2014). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.
- ATC 40 (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.
- ASCE 41-13 (2013). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building.
- Bustamante, A. (2015). *Análisis del factor de reducción sísmica, efectos en el desempeño sísmico y propuesta de valores refinados para edificaciones duales de 5 a 8 niveles en la ciudad de Arequipa* (Tesis de pregrado), Universidad Católica de Santa María, Perú.
- Blanco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima, Perú, Consejo Departamental de Lima.
- Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX). *Escorias de Horno Alto*. Recuperado de [Consulta: 30 de noviembre de 2017].
- Delgadillo, J. (2005). *Análisis no lineal estático de estructuras y la Norma E030*. (Tesis de Maestría) Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.
- FEMA 356 (2000) Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, by American Society of Civil Engineers, Washington, D.C.
- González, V., Botero, J.C., Rochel, R., Vidal, J. y Álvarez, M. (2005). Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia, *Ingeniería y Ciencia*, 1(1),67-76.
- HAZUS 99 (1999). Earthquake Loss Estimation Methodology, Federal Emergency.
- Khandaker, M. (2003). Blended cement using volcanic ash and pumice. *Cement and Concrete Research*, 33(10), 1601-1605.
- Laterlite. *Structural lightweight concrete with expanded clay*. Recuperado de <https://www.distriteco.com/catalogos/laterlite/Structural%20Lightweight%20Concrete.pdf> [Consulta: 13 de marzo de 2017].
- Mora, M. y Villaba, J. (2006). Deficiencias, Limitaciones, Ventajas y Desventajas de las Metodologías de Análisis Sísmico No Lineal, *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 59-74.

- Moravia, W., Gumieri, A. y Vasconcelos, W. (2010). Efficiency factor and modulus of elasticity of lightweight concrete with expanded clay aggregate, *Ibracon Structures and Material Journal* ,3 (2),195-204.
- National Ready Mixed Concrete Association (NRMCA). *Concreto Estructural de Peso Liviano*. Recuperado de <https://www.nrmca.org/aboutconcrete/cips/CIP36es.pdf> [Consulta: 22 de setiembre de 2017].
- Norma E-030 (2016). Diseño Sismo resistente, Lima – Perú.
- Norma E-060 (2009). Diseño de Concreto Armado, Lima – Perú.
- Otazzi, Gianfranco. (2003), *Apuntes del curso: Concreto Armado*. Lima, Perú, Fondo Editorial PUCP.
- Price, W. & Cordon, A. (1949). Tests of Lightweight Aggregate Concrete Designed for Monolithic Construction. *American Concrete Institute Journal*,45(10),581-600
- Toledo, Vlasev. (2011). La Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño, Lima, LIM: Comunidad para la Ingeniería Civil. Recuperado de www.cingcivil.com
- Ries, J y Holm, T. (1994). Lightweight Concrete-Two Millenia of Proven Performance. *ESCI*, 7700(1), 1-15.
- VISION 2000 (1995). Performance Based Seismic Engineering of Building.
- Soto, J. (2009). Diseño sísmico por desempeño aplicado a un edificio de hormigón armado (Tesis de maestría). Universidad Técnica de Ambato, Ecuador.
- Universidad de Granada. *Propiedades de las Rocas de Construcción y Ornamentación*. Recuperado de <http://www.ugr.es/~agcasco/personal/restauracion/teoria/TEMA05.htm>
- Villanueva, G. (2009). *Diseño sísmico por desempeño aplicado a un edificio de hormigón armado*. (Tesis de licenciatura). Universidad Austral de Chile, Chile.

ANEXOS

ANEXO 1

FLUJOGRAMA DE LA EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO SÍSMICO

ANEXO 2

DIFERENCIAS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

- Columna y cimentación central
 - Estructura NC

- Estructura LWC

- Placa y cimentación
 - Estructura NC

▪ Estructura LWC

- Viga

- Estructura NC

- Estructura LWC

- Losas

- NC

- LWC

ANEXO 3

RÓTULAS PLÁSTICAS

- Columnas
- LWC

COLUMNA C5 - LWC			
1.Seccion general:			
b=	50 cm	0.5 m	
h=	50 cm	0.5 m	
r=	4 cm	0.04 m	
d'=	4 cm	0.04 m	
d=	46 cm	0.46 m	
2.Materiales:			
γ _c =	1600 kg/m ³		
f' _c =	280 kgf/cm ²	27.45862 Mpa	
f _y =	4200 kgf/cm ²		
E _c =	147051.2499 kgf/cm ²	1447288.695 tn/m ²	
E _s =	2100000 kgf/cm ²	20668347 tn/m ²	
β ₁ =	0.85		
ε _y =	0.002		
ε _{cu} =	0.003		
3.Acero de refuerzo:			
3.1.Acero en compresion:			
A _s =	15.84 cm ²		
3.2.Acero en traccion			
A' _s =	15.84 cm ²

- NC

COLUMNA C5 - NC			
1.Seccion general:			
b=	60 cm	0.6 m	
h=	60 cm	0.6 m	
r=	4 cm	0.04 m	
d'=	4 cm	0.04 m	
d=	56 cm	0.56 m	
2.Materiales:			
f' _c =	280 kgf/cm ²		
f _y =	4200 kgf/cm ²		
E _c =	252671.328 kgf/cm ²	2486808.897 tn/m ²	
E _s =	2100000 kgf/cm ²	20668347 tn/m ²	
β ₁ =	0.85		
ε _y =	0.002		
ε _{cu} =	0.003		
3.Acero de refuerzo:			
3.1.Acero en compresion:			
A _s =	22.8 cm ²		
3.2.Acero en traccion			
A' _s =	22.8 cm ²

- Vigas
- LWC

VIGA 1-4, EJE G (LWC)			
1.1. Sección general:			
b=	40 cm	0.4 m	
h=	50 cm	0.5 m	
r=	4 cm	0.04 m	
d'=	4 cm	0.04 m	
d=	46 cm	0.46 m	
1.2. Materiales:			
γ _c =	1600 kg/m ³		
f' _c =	210 kgf/cm ²	20.593965 Mpa	
f _y =	4200 kgf/cm ²		
E _c =	127350.1181 kgf/cm ²	1253988.777 tn/m ²	
E _s =	2100000 kgf/cm ²	20668347 tn/m ²	
β ₁ =	0.85		
ε _y =	0.002		
ε _{cu} =	0.003		
n=	16.48997293		
1.3. Acero de refuerzo:			
1.3.1. Acero en compresión:			
A _s =	14.48 cm ²		
1.3.2. Acero en tracción			
A' _s =	5.93 cm ²		
1.4. Planteamiento			
ε _{cu} =	0.003		
A' _s /A _s =	0.409530387

- NC

VIGA 1-4, EJE G (NC)			
1.1. Sección general:			
b=	40 cm	0.4 m	
h=	60 cm	0.6 m	
r=	4 cm	0.04 m	
d'=	4 cm	0.04 m	
d=	56 cm	0.56 m	
1.2. Materiales:			
γ _c =	2400 kg/m ³		
f' _c =	210 kgf/cm ²		
f _y =	4200 kgf/cm ²		
E _c =	218819.7889 kgf/cm ²	2188197.889 tn/m ²	
E _s =	2100000 kgf/cm ²	21000000 tn/m ²	
β ₁ =	0.85		
ε _y =	0.002		
ε _{cu} =	0.003		
n=	9.596938243		
1.3. Acero de refuerzo:			
1.3.1. Acero en compresión:			
A _s =	17.1 cm ²		
1.3.2. Acero en tracción			
A' _s =	8.55 cm ²		
1.4. Planteamiento			
ε _{cu} =	0.003		
A' _s /A _s =	0.5

- Placas
- LWC

PLACA P2 LWC de 1.2 x 0.3

recubrimiento=	40 mm		
diam varilla 3/8"=	9.5 mm		
diam varilla 3/4"=	19.05 mm		
d'=	137.8 mm		
As traccion=	1995 mm ²	19.95 cm ²	
As'compresion=	1995 mm ²	19.95 cm ²	
f _c =	28 Mpa	280 kg/cm ²	28 N/mm ²
f _y =	420 Mpa	4200 kg/cm ²	420 N/mm ²
f _r =	2.8 Mpa	28 kg/cm ²	2.8 N/mm ²
E _s =	210000 Mpa	2100000 kg/cm ²	210000 N/mm ²
E _c =	14705.125 Mpa	147051.25 kg/cm ²	14705.125 N/mm ²
b=	300 mm	0.3 m	
h=	1200 mm	1.2 m	
d=	1057.45 mm		
Ramas en X=	2		
Ramas en Y=	7		
Area ref transversal=	71 mm ²

- NC

PLACA P2 NC de 1.2 x 0.3

recubrimiento=	40 mm		
diam varilla 3/8"=	9.5 mm		
diam varilla 1"=	25.4 mm		
d'=	137.8 mm		
As traccion=	3570 mm ²	35.7 cm ²	
As'compresion=	3570 mm ²	35.7 cm ²	
f _c =	28 Mpa	280 kg/cm ²	28 N/mm ²
f _y =	420 Mpa	4200 kg/cm ²	420 N/mm ²
f _r =	2.8 Mpa	28 kg/cm ²	2.8 N/mm ²
E _s =	210000 Mpa	2100000 kg/cm ²	210000 N/mm ²
E _c =	25267.1328 Mpa	252671.328 kg/cm ²	25267.1328 N/mm ²
b=	300 mm	0.3 m	
h=	1200 mm	1.2 m	
d=	1057.45 mm		
Ramas en X=	2		
Ramas en Y=	7		
Area ref transversal=	71 mm ²

ANEXO 4

CURVAS Y ESPECTROS DE CAPACIDAD

ANEXO 5

PUNTOS DE DESEMPEÑO