

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL

ANÁLISIS COSTO – BENEFICIO DEL USO DE HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA ($f'_c = 45$ MPa) VERSUS HORMIGÓN NORMAL ($f'_c = 28$ MPa), EN UN EDIFICIO DE 15 PISOS, EN LA CIUDAD DE QUITO.

TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS.

HUMBERTO JAVIER OÑA MORALES

humberto_010292@hotmail.com

DARÍO ALEXANDER GUAMÁN DURÁN

dario-dario1011@hotmail.com

DIRECTOR: MSc. ING. MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO

maria.corream@epn.edu.ec

CODIRECTOR: MSc. ING. JORGE RICARDO VINTIMILLA JARAMILLO

jorge.vintimilla@epn.edu.ec

Quito, septiembre 2020

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Nosotros, Humberto Javier Oña Morales y Darío Alexander Guamán Durán, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

HUMBERTO JAVIER OÑA MORALES

DARÍO ALEXANDER GUAMÁN DURÁN

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue elaborado por Humberto Javier Oña Morales y Darío Alexander Guamán Durán. Bajo nuestra supervisión y realizadas las correcciones correspondientes, damos por aprobada la redacción final del documento escrito.

**MSc. ING MARÍA BELÉN CORREA
VALLEJO
DIRECTORA DEL PROYECTO**

**MSc. ING JORGE RICARDO
VINTIMILLA JARAMILLO
CODIRECTOR DEL PROYECTO**

AGRADECIMIENTO

A Dios y a la Virgen María, por guiar mi camino y permitirme finalizar esta etapa de mi vida, con la satisfacción del deber cumplido en esta noble institución.

A mi madre María Elena, mi ejemplo de lucha, dedicación y esfuerzo para alcanzar una meta, por todo el sacrificio que ha realizado para que sus hij@s podamos cumplir nuestros objetivos, inculcarnos valores y virtudes que me han dado la fuerza suficiente para superarme personal y profesionalmente, aún en los momentos más difíciles siempre eres la más fuerte mamita Elena. A mi padre Segundo Mauro, con quien inicie mi camino en la construcción desde niño, siempre serás mi maestro albañil y yo tu oficial, muchas son las experiencias que compartimos junto y hoy gracias a ello, he alcanzado esta meta tan anhelada. A ustedes estoy eternamente agradecido por su cariño, su paciencia, sus consejos y por su apoyo incondicional en todo momento. A pesar de las circunstancias difíciles que pasamos a lo largo de la vida, nos mantuvimos unidos, este logro alcanzado es nuestro, de toda la familia Oña Morales.

A mis hermanas Jassmin, Tania y Gabriela, siempre pendientes de mis actos, brindándome su apoyo, en las alegrías y las tristezas, ustedes fueron las personas que más toleraron mis días malos, y me supieron dar fuerzas para levantarme y seguir adelante en todo momento.

A James[†] “Maestro Copitas”, siempre estuviste junto a mi padre, compartimos varias anécdotas que serán de gran ayuda en mi vida personal y profesional.

A toda mi familia (abuel@s, ti@s, prim@s), por su cariño, sus consejos y ese apoyo incondicional a lo largo de mi vida.

A todos mis profesores, a lo largo de este ciclo de aprendizaje como es la primaria (Escuela Alejandro Andrade Coello), la secundaria (Instituto Nacional Mejía) y la educación superior (Escuela Politécnica Nacional), por sus enseñanzas y consejos, siempre les estaré muy agradecido.

A la Ing. María Belén Correa y al Ing. Jorge Vintimilla por asumir la dirección y supervisión de este trabajo, por contribuir con ideas y sugerencias para la culminación exitosa de esta tesis.

Al Cuerpo de Ingenieros del Ejército (Grupo Militar de Trabajo “ESPE”), a CELEC-EP-TERMOPICHINCHA (Jefatura de Gestión Social y Ambiental - 2018) y Marte Industrias C.A, por darme la oportunidad realizar mis practicas pre- profesionales. Donde conocí grandes personas que me brindaron su amistad, sus conocimientos y experiencias que me servirán en mi vida personal y profesional.

A todos los maestros albañiles, que en su momento me supieron compartir sus conocimiento y experiencia en obra, para complementar lo aprendido en las aulas. A mi compañero de tesis y amigo, con quien iniciamos esta aventura y la terminamos juntos. Te agradezco por las experiencias compartidas durante esta etapa, por tu paciencia y apoyo. Este logro es el reflejo de nuestro dedicación y esfuerzo.

A mis compañer@s, con quienes compartimos grandes momentos durante estos años, me llevo grandes recuerdos, mis mejores deseos para todos que sean excelentes profesionales al servicio de la sociedad.

A la Escuela Politécnica Nacional por brindarme una educación de calidad dentro de la Facultad de Ingeniería Civil.

Este año 2020, se está atravesando por una Pandemia Mundial, el COVID-19, quiero ratificar mi más sincero agradecimiento a todas las personas que hicieron posible la culminación de este trabajo.

El “Patrón Mejía” cambio mi vida, aquí empezaron los sueños, las metas, los desafíos, a luchar por ellos y buscar ayuda para alcanzarlos porque solo no podía. También conocí otra institución, pero eso será hasta una próxima oportunidad.

“Per Aspera Ad Astra”

“Por la áspera pendiente hacia la cumbre, cuando el sendero de la vida es difícil se aprende a temprar más el alma”.

Instituto Nacional Mejía

Para luego empezar un nuevo sueño

“Sólo vencíéndote vencerás”

Escuela Superior Militar

“Eloy Alfaro”

Humberto Javier Oña Morales

DEDICATORIA

A Dios y la Virgen María, por su protección y cuidado a mi familia, permitiéndonos estar juntos a lo largo de esta etapa en esta noble institución.

A mis padres María Elena y Segundo Mauro, mi inspiración para seguir adelante y ser una persona de bien al servicio de la sociedad.

A mis hermanas Jassmin, Tania y Gabriela, por su cariño, paciencia y estar allí, siempre a mi lado en las alegrías y las tristezas infinitas gracias.

A las familias, Durán-Pillajo, Quisaguano Sani, Pucachaqui Durán en el Barrio” La Unión de El Tingo”, mis ñan@s y prim@s, gracias por sus enseñanzas y consejos, con quienes estuve toda mi niñez, sé que puede contar con ellos siempre.

A James Oña†, estuviste allí para apoyarme junto a mi padre, estoy seguro de que donde estés estas muy contento al saber que alcance esta meta.

A la familia Oña Mejía en Angamarca de Alangasí, siempre los recuerdo, tía Celi, mis primos Erick y Ismael.

A la familia Morales Ango de San Vicente de Alangasí, gracias por su apoyo, consejos y cariño.

A Esneyder Arley, llegaste a brindar alegría a dos familias, tu animas mis momentos de soledad con tus travesuras, tu alegría y tus risas, siempre serás como un hermano menor, te cuidaré y apoyaré hasta que Dios nos permita estar juntos.

A mi cuñado Marcelo, estoy seguro de que sabrás formar a mi sobrino como un hombre de bien, tu apoyo incondicional a quien lo necesita es una de tus virtudes, te ganaste el cariño y aprecio de toda la familia.

A mis abuelitas María Soledad y María Elvia, quienes guiaron mis primeros pasos, gracias por su cariño, apoyo, cuidado, paciencia y compañía a lo largo de estos años.

Porque lo que se hereda no se hurta. ¡¡Que vivan mis tradiciones y costumbres carajo!!

Humberto Javier Oña Morales

AGRADECIMIENTO

A Dios por permitirme conseguir este logro, quien me ha dado la sabiduría, paciencia, salud y fuerzas para llevar acabo la culminación de este proyecto. Gracias señor por no desampararme en ningún momento, especialmente en los momentos más duros de mi vida y sobre todo gracias por mantener firme mi fe.

A mi familia por ser el pilar fundamental de mi vida, he impulsar cada día a ser mejor que el anterior, a mis hermanos Walter y David, que a pesar de su corta edad son un ejemplo de esfuerzo y perseverancia, a mi padre Ángel Gonzalo Guamán Carrillo, quien con sus defectos y virtudes ha sido un ejemplo de trabajo y responsabilidad, a mi madre, Luz María Durán Huilca que con su amor y sacrificio me ha llevado donde estoy ahora.

A la familia Angulo Arellano, quienes me recibieron muy afectuosamente durante estos 9 años. Quizá el tiempo no sea suficiente para agradecerle a cada uno de ustedes, por sus consejos, apoyo y paciencia. Gracias por brindarme ese calor de hogar.

A la familia Angulo Noboa, quienes con sus palabras de aliento me ayudaron a seguir de pie con mucho coraje y humildad. Un Dios le pague y muchas bendiciones para su hogar.

Al Ing. Gustavo Angulo Arellano, quien con su carácter me enseñó a ser una persona más centrada, responsable y dedicada en la vida.

A la Sra. Elisa Gaibor, por su solidaridad, amistad y carisma es una persona a la que aprecio mucho, siempre preocupada y al pendiente de toda mi familia. Muchas gracias, que mi Dios le colme de salud y muchas bendiciones.

A mi compañero de tesis y amigo, por las experiencias compartidas en esta etapa de mi vida, por tú paciencia y apoyo. Este logro es el reflejo de nuestro esfuerzo y dedicación.

A la Ing. María Belén Correa, por comprometerse como directora de este proyecto, por sus conocimientos impartidos y buena colaboración, permitiéndonos llegar a la culminación de este proyecto. Al Ing. Jorge Vintimilla por su buena predisposición en todo momento. Son personas de admiración y de una calidad humana inigualable.

Al personal docente de la Facultad de Ingeniería Civil de la Escuela Politécnica Nacional, por ser los mejores maestros y enseñarme todo lo básico sobre nuestra carrera.

A todos mis amigos y compañeros, con los que he compartido experiencias durante todos estos años de vida universitaria, en especial a Cynthia Vaca, quien a pesar de todo lo que hemos pasado y vivido siempre se ha portado como una amiga incondicional.

A Karen Sánchez, una mujer muy especial y talentosa digna de admiración, quien ha soportado mis enojos, locuras y siempre ha estado ahí para brindarme su apoyo en los momentos de tristeza y amargura. Éxitos en tu vida profesional.

Darío Guamán D.

DEDICATORIA

A Dios, por la vida y la oportunidad de alcanzar este sueño que no es solo mío, le pertenece a toda mi familia y a las personas que creyeron en mí.

A mi querida y amada tierra que me vio nacer, el canto San Miguel de la provincia Bolívar.

A mis padres Ángel y Luz, por ser un ejemplo de vida, por inculcarme los valores necesarios para ser la persona que soy ahora, este logro es de ustedes amados padres.

A mis hermanos Walter y David, por su apoyo incondicional, su afecto y locuras las cuales me impulsan a ser mejor cada día.

A la familia Angulo Arellano, por creer, apoyarme y brindarme sus consejos para ser una persona de bien.

Al Ing. Harold Angulo y la Ing. Paula Noboa, por su preocupación y apoyo constante, por ser un ejemplo de humildad y alegría.

A la Sra. Elisa Gaibor, por siempre estar pendiente y preocupada.

A todos mis amigos y compañeros, especialmente a Karen, quien con su apoyo hizo que la carga sea más liviana durante todo este proceso.

Darío Guamán D.

ÍNDICE DE CONTENIDO

DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	I
CERTIFICACIÓN	II
AGRADECIMIENTO.....	III
DEDICATORIA.....	V
AGRADECIMIENTO.....	VI
DEDICATORIA.....	VIII
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	IX
ÍNDICE DE FIGURAS	XXI
ÍNDICE DE TABLAS.....	XXVIII
RESUMEN	XXXIV
ABSTRACT	XXXV
PRESENTACIÓN	XXXVI
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1 GENERALIDADES.....	1
1.2 ANTECEDENTES.....	3
1.3 OBJETIVOS.....	4
1.3.1 OBJETIVOS GENERALES.....	4
1.3.2 OBJETIVO ESPECIFICO.....	4
1.4 ALCANCE.....	4
1.5 JUSTIFICACIÓN.....	5
1.5.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA.....	5
1.5.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.....	5

1.5.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA.....	6
1.6 DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS A UTILIZAR.	6
1.6.1 EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS (15 PISOS).	6
1.6.2 EDIFICIO DE OFICINAS (8 PISOS).	7
CAPÍTULO 2	9
MARCO TEÓRICO.....	9
2.1 EL HORMIGÓN.	9
2.2 EL HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA (HAR).....	9
2.2.1 REQUISITOS.....	10
2.2.2 COMPONENTES.....	10
2.2.2.1 Cemento.....	10
2.2.2.2 Agregado.....	11
2.2.2.2.1 Agregado fino.....	11
2.2.2.2.2 Agregado grueso.....	11
2.2.2.3 Agua de mezcla.....	11
2.2.2.4 Aditivos.....	12
2.2.3 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA.....	12
2.2.4 APLICACIONES DEL HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA.....	14
2.3 HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA VS HORMIGÓN NORMAL.....	16
2.3.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.....	16
2.3.2 MÓDULO DE ELASTICIDAD.....	16
2.4 SISMICIDAD EN EL ECUADOR.....	18
2.5 SISMOS EN LA CIUDAD DE QUITO.....	19
2.6 SISTEMAS DE FALLAS DE QUITO.....	20
2.7 FILOSOFÍA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE.....	21
2.8 MÉTODOS DE ANÁLISIS.....	22

2.8.1 ANÁLISIS LINEAL.....	23
2.8.1.1 Método estático basado en fuerzas (DBF) en base a la NEC-15. .	23
2.8.1.2 Análisis dinámico lineal - modal espectral.	24
2.8.2 ANÁLISIS NO LINEAL.	25
2.8.2.1 Análisis Pushover.	25
2.8.2.1.1 Diagramas momento-curvatura (M- θ).....	26
2.8.2.1.2 Diagramas momento-rotación (M- Θ).....	27
2.8.2.2 Análisis tiempo historia.	28
CAPÍTULO 3	30
DISEÑO ESTRUCTURAL USANDO HORMIGÓN NORMAL.....	30
3.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES A UTILIZAR.....	30
3.1.1 HORMIGÓN.....	30
3.1.2 ACERO DE REFUERZO.....	30
3.2 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS Y PREDIMENSIONAMIENTO.	30
3.2.1 CARGA MUERTA.	30
3.2.2 CARGA VIVA.	31
3.2.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS.	31
3.2.3.1 Predimensionamiento de losa.....	32
3.2.3.1.1 Peso propio de la losa.....	35
3.2.3.2 Predimensionamiento de vigas.....	35
3.2.3.2.1 Ejemplo de cálculo para el predimensionamiento de vigas.....	42
3.2.3.3 Predimensionamiento de columnas.....	46
3.2.3.3.1 Ejemplo de cálculo para el predimensionamiento de columnas.	50
3.2.3.4 Predimensionamiento de muros.	54
3.2.3.4.1 Muros estructurales altos.	54

3.2.3.4.2 Muros estructurales bajos.	55
3.3 CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL EN BASE A LA NEC-15.....	56
3.3.1 MÉTODO DE FUERZAS EQUIVALENTES (DBF) EN BASE A LA NEC-15.56	
3.3.1.1 Parámetros que definen el Cortante Basal.	57
3.3.1.1.1 Coeficiente de importancia de la estructura (I).....	57
3.3.1.1.2 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a).....	57
3.3.1.1.3 Cálculo del período fundamental de vibración de la estructura (T).	62
3.3.1.1.4 Cálculo de períodos límites de vibración de la estructura (T_c), (T_o)	63
3.3.1.1.5 Factor de reducción de resistencia (R).....	64
3.3.1.1.6 . Factor de configuración estructural en planta y elevación.....	65
3.3.1.1.7 Carga sísmica reactiva (W).	66
3.3.1.2 Distribución vertical de fuerzas.	67
3.3.2 ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES	71
3.4 MODELACIÓN EN EL SOFTWARE COMPUTACIONAL ETABS®.....	72
3.4.1 MODELO TRIDIMENSIONAL.	72
3.4.1.1 Definición de materiales.....	72
3.4.1.2 Configuración estructural en planta y elevación de los elementos de hormigón.....	73
3.4.1.2.1 Inercia de secciones agrietadas.....	78
3.4.1.3 Definición de Patrones de Carga.	79
3.4.1.4 Asignación de cargas.	79
3.4.1.4.1 Asignación de carga viva	79
3.4.1.4.2 Asignación de carga muerta.....	80

3.4.1.5 Casos de carga.....	81
3.4.1.6 Combinaciones de carga.	81
3.5 REVISIONES GLOBALES.....	82
3.5.1 MODOS DE VIBRACIÓN.....	83
3.5.2 CORTANTE BASAL.....	83
3.5.2.1 Correcciones del cortante basal.	83
3.5.2.2 Tipología estructural.	85
3.5.3 DERIVAS DE PISO.....	85
3.5.4 SECCIONES FINALES DE LOS ELEMENTOS.....	88
3.6 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	90
3.6.1 COLUMNAS.....	90
3.6.1.1 Diseño a flexo- compresión.	90
3.6.1.2 Diseño de refuerzo transversal.	91
3.6.1.2.1 Refuerzo para confinamiento.	91
3.6.1.2.2 Refuerzo a corte.....	92
3.6.1.3 Ejemplo de diseño de una columna.....	92
3.6.2 VIGAS.....	103
3.6.2.1 Diseño a flexión.	103
3.6.2.2 Diseño a corte.....	104
3.6.2.2.1 Refuerzo transversal.	105
3.6.2.3 Ejemplo de diseño de una viga.....	106
3.6.3 CONEXIÓN VIGA-COLUMNA.	114
3.6.3.1 Nudo fuerte-viga débil.....	114
3.6.3.2 Columna fuerte – viga débil.	115
3.6.3.3 Ejemplo de diseño de una Conexión Viga – Columna.....	115
3.6.4 MUROS ESTRUCTURALES.....	120

3.6.4.1 Diseño a flexo-compresión.	120
3.6.4.1.1 Flexión.....	120
3.6.4.1.2 Flexo –Compresión.	121
3.6.4.2 Diseño a corte.....	121
3.6.4.3 Diseño del cabezal.	123
3.6.4.4 Ejemplo de diseño de un muro.	123
3.6.5 LOSAS.	128
3.6.5.1 Chequeo a Flexión.....	129
3.6.5.2 Chequeo a corte.	129
3.6.5.3 Control de deflexiones.	130
3.6.5.3.1 Deflexiones por carga muerta.	130
3.6.5.3.2 Deflexiones por carga viva.	130
3.6.5.3.3 Deflexiones por carga sostenida.	131
3.6.5.3.4 Deflexión a largo plazo.....	131
3.6.5.3.5 Deflexión total.	132
3.6.5.3.6 Deflexión admisible.....	132
3.6.5.4 Chequeo de agrietamiento.....	132
3.6.5.5 Ejemplo de diseño de una losa de entepiso.	133
3.7 PLANOS ESTRUCTURALES.	143
3.7.1 CONSIDERACIONES GENERALES PARA LA ELABORACIÓN DE PLANOS Estructurales según el ACI 318S-14.....	143
3.8 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER”.....	144
3.8.1 MODELACIÓN TIPO FRAME PARA MUROS DE CORTE.....	144
3.8.1.1 Modelación de muros como columna ancha.....	144
3.8.1.2 Analogía de la columna ancha.....	145

3.8.2 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	
“PUSHOVER” EN ETABS®	149
3.8.2.1 Consideraciones no lineales para los materiales.....	149
3.8.2.2 Creación de los casos de carga.....	151
3.8.2.2.1 Cargas Gravitacionales No lineal (CGNL).....	151
3.8.2.2.2 Carga No Lineal (AENL).....	151
3.8.2.3 Longitud de plastificación.....	153
3.8.2.4 Asignación de rótulas plásticas.....	154
3.8.2.5 Curva de capacidad.....	156
3.8.2.6 Curva idealizada Fuerza-Desplazamiento.....	160
CAPÍTULO 4	161
DISEÑO ESTRUCTURAL USANDO HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA ...	161
4.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES A UTILIZAR.....	161
4.1.1 HORMIGÓN.....	161
4.1.2 ACERO DE REFUERZO.....	161
4.2 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS Y PREDIMENSIONAMIENTO.....	161
4.2.1 CARGA MUERTA.....	161
4.2.2 CARGA VIVA.....	161
4.2.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS.....	162
4.2.3.1 Predimensionamiento de losa.....	162
4.2.3.2 Predimensionamiento de vigas.....	162
4.2.3.2.1 Ejemplo de cálculo para el predimensionamiento de vigas....	162
4.2.3.3 Predimensionamiento de columnas.....	165
4.2.3.3.1 Ejemplo de cálculo para el predimensionamiento de columnas.	
.....	165
4.2.3.4 Predimensionamiento de muros	168

4.3 CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL EN BASE A LA NEC-15.....	168
4.3.1 MÉTODO DE LAS FUERZAS EQUIVALENTES (DBF)	168
4.3.1.1 Distribución vertical de fuerzas.	169
4.3.2 ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES	170
4.4 MODELACIÓN EN EL SOFTWARE COMPUTACIONAL ETABS®.....	170
4.4.1 MODELO TRIDIMENSIONAL	170
4.4.1.1 Definición de materiales.....	170
4.4.1.2 Configuración estructural en planta y elevación de los elementos de hormigón	171
4.4.1.3 Definición de patrones de carga.	173
4.4.1.4 Asignación de cargas.	173
4.4.1.4.1 Asignación de carga viva.	173
4.4.1.4.2 Asignación de carga muerta.....	173
4.4.1.5 Casos de carga.....	174
4.4.1.6 Combinaciones de carga.	174
4.5 REVISIONES GLOBALES	174
4.5.1 MODOS DE VIBRACIÓN.....	174
4.5.2 CORTANTE BASAL.....	175
4.5.2.1 Corrección del cortante basal.....	175
4.5.2.2 Tipología estructural.	176
4.5.3 DERIVAS DE PISO.....	176
4.5.4 SECCIONES FINALES DE LOS ELEMENTOS.....	178
4.6 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	180
4.6.1 COLUMNAS.....	180
4.6.1.1 Diseño a flexo-compresión.	180
4.6.1.2 Diseño de refuerzo transversal.....	180

4.6.1.3 Refuerzo para confinamiento.....	180
4.6.1.4 Refuerzo a corte.	181
4.6.1.5 Ejemplo de diseño de una columna.....	181
4.6.2 VIGAS.	190
4.6.2.1 Diseño a flexión.	190
4.6.2.2 Diseño a corte.....	190
4.6.2.2.1 Refuerzo Transversal.....	190
4.6.2.3 Ejemplo de diseño de una viga.....	190
4.6.3 CONEXIÓN VIGA –COLUMNA.....	199
4.6.3.1 Nudo fuerte -viga débil.....	199
4.6.3.2 Columna fuerte- viga débil.....	199
4.6.3.3 Ejemplo de diseño de una Conexión Viga –Columna.....	199
4.6.4 MUROS ESTRUCTURALES.....	203
4.6.4.1 Diseño a flexo-compresión.	203
4.6.4.1.1 Flexión.....	203
4.6.4.1.2 Flexo-compresión.....	203
4.6.4.2 Diseño a corte.....	203
4.6.4.3 Diseño del cabezal.	203
4.6.4.4 Ejemplo de diseño de un muro.	204
4.6.5 LOSAS.	208
4.6.5.1 Chequeo a Flexión.....	208
4.6.5.2 Chequeo a corte.	208
4.6.5.3 Control de deflexiones.	208
4.6.5.3.1 Deflexiones por carga muerta.	208
4.6.5.3.2 Deflexiones por carga viva.	208
4.6.5.3.3 Deflexiones por carga sostenida.	209

4.6.5.3.4 Deflexión a largo plazo.....	209
4.6.5.3.5 Deflexión admisible.....	209
4.6.5.4 Chequeo de agrietamiento.....	209
4.6.5.5 Ejemplo de diseño de una losa de entrepiso.....	209
4.7 PLANOS ESTRUCTURALES.....	218
4.8 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER”.....	218
4.8.1 MODELACIÓN TIPO FRAME PARA MUROS DE CORTE.....	218
4.8.2 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER” EN ETABS®.....	223
4.8.2.1 Consideraciones no lineales para los materiales.....	223
4.8.2.2 Creación de casos de carga.....	223
4.8.2.3 Longitud de plastificación.....	223
4.8.2.4 Curva de capacidad.....	223
CAPÍTULO 5.....	226
ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	226
5.1 INTRODUCCIÓN.....	226
5.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL de LAS EDIFICACIONES PROPUESTAS.....	226
5.2.1 ANÁLISIS LINEAL.....	226
5.2.1.1 Cortante basal y peso de la estructura.....	226
5.2.1.2 Modos de vibración.....	227
5.2.1.3 Derivas de piso.....	230
5.2.2 ANÁLISIS NO LINEAL.....	232
5.2.2.1 Diagrama momento-curvatura.....	232
5.2.2.2 Curva de capacidad.....	242
5.3 DISEÑO ESTRUCTURAL (VARIACIONES).....	249

5.3.1 VIGAS.....	249
5.3.2 COLUMNAS.....	251
5.3.3 MUROS.....	252
5.4 ANÁLISIS DE COSTO - BENEFICIO DEL USO DE HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA / HORMIGÓN NORMAL.....	253
5.4.1 VOLÚMENES DE OBRA.	253
5.4.2 CUANTIFICACIÓN DE MATERIALES.....	254
5.4.3 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	257
5.4.3.1 Precios unitarios de los rubros utilizados.....	258
5.4.4 COSTO TOTAL DE CADA EDIFICIO	259
CAPÍTULO 6	264
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	264
6.1 CONCLUSIONES.....	264
6.2 RECOMENDACIONES.....	269
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	271
ANEXOS	275
ANEXO A	CASOS DE
CONTINUIDAD PARA LOS TABLEROS DE LOSA.....	276
ANEXO B	PLANOS
ARQUITECTÓNICOS PARA UN SISTEMAS DUAL DE 15 PISOS Y UN SISTEMAS DE PÓRTICOS ESPECIALES SISMO RESISTENTES DE 8 PISOS.....	278
ANEXO C	PLANOS
ESTRUCTURALES PARA UN SISTEMAS DUAL DE 15 PISOS Y UN SISTEMAS DE PÓRTICOS ESPECIALES SISMO RESISTENTES DE 8 PISOS CON HORMIGÓN NORMAL.....	279

ANEXO D	PLANOS
ESTRUCTURALES PARA UN SISTEMAS DUAL DE 15 PISOS Y UN	
SISTEMAS DE PÓRTICOS ESPECIALES SISMO RESISTENTES DE 8	
PISOS CON HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA.	280
ANEXO E	ANÁLISIS DE
PRECIOS UNITARIOS DE LOS RUBROS PARA LAS EDIFICACIONES	
ESTRUCTURALES PROPUESTAS CON HORMIGÓN NORMAL.....	281
ANEXO F	ANÁLISIS DE
PRECIOS UNITARIOS DE LOS RUBROS PARA LAS EDIFICACIONES	
ESTRUCTURALES PROPUESTAS CON HORMIGÓN DE ALTA	
RESISTENCIA.....	282

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 Diseño arquitectónico para edificio de 15 pisos.....	7
FIGURA 1.2 Diseño arquitectónico para edificio de 8 pisos.....	8
FIGURA 2.1 Ecuador dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico.....	19
FIGURA 2.2 Sistemas de Fallas de Quito	20
FIGURA 2.3 Falla Inversa	21
FIGURA 2.4 Metodología del análisis modal espectral.	24
FIGURA 2.5 Aplicación de cargas laterales.	26
FIGURA 2.6 Diagrama momento curvatura.....	26
FIGURA 2.7 Diagrama momento rotación.....	27
FIGURA 2.8 Procedimiento para obtener la curva de capacidad.....	27
FIGURA 3.1 Sección de losa nervada $h=25$ [cm].	33
FIGURA 3.2 Vista en planta de 1m^2 de losa alivianada $h=25$ [cm].	35
FIGURA 3.3 Áreas aportantes a las vigas. (a) Edif. 15 pisos. (b) Edif. 8 pisos. ...	37
FIGURA 3.4 Transformación de cargas en la luz corta.	40
FIGURA 3.5 Transformación de cargas en la luz larga.	40
FIGURA 3.6 Cargas uniformes sobre la viga 3, (Edif. 15 pisos).....	43
FIGURA 3.7 Expresiones para el cálculo de momento según la tabla 3.4.	44
FIGURA 3.8 Momentos positivos y negativos de la viga 3, (Edif. 15 pisos).	44
FIGURA 3.9 Área aportante para columnas en la planta baja. (a) (Edif. 15 pisos), (b) (Edif. 8 pisos).....	47
FIGURA 3.10 Detalle de cambio de sección en columnas.....	50
FIGURA 3.11 Diafragma de tipo largo.....	55
FIGURA 3.12 Diafragmas de tipo corto.....	55
FIGURA 3.13 Espectro sísmico elástico de aceleraciones para el diseño	64
FIGURA 3.14 Configuraciones estructurales recomendadas.....	66

FIGURA 3.15 Espectro elástico e inelástico de aceleraciones.....	72
FIGURA 3.16 Ingreso de sección tipo <i>frame</i> para vigas.....	73
FIGURA 3.17 Ingreso de sección tipo <i>frame</i> para columnas.....	74
FIGURA 3.18 Ingreso de sección de losa nervada.	75
FIGURA 3.19 Ingreso de sección área tipo Shell para los muros.	75
FIGURA 3.20 Configuración en planta y elevación, (Edif. 15 pisos).	76
FIGURA 3.21 Modelo Tridimensional, (Edif. 15 pisos).	76
FIGURA 3.22 Configuración en planta y elevación, (Edif. 8 pisos).	77
FIGURA 3.23 Modelo Tridimensional, (Edif. 8 pisos).	77
FIGURA 3.24 Patrones de carga para los dos edificios.	79
FIGURA 3.25 Casos de carga para el análisis	81
FIGURA 3.26 Diagrama de interacción de columna 70x120 [cm] en la dirección X-X.....	94
FIGURA 3.27 Diagrama de interacción de columna 70x120 [cm] en la dirección Y-Y.....	94
FIGURA 3.28 Acero de refuerzo en la sección de columna 70x 120 [cm].....	97
FIGURA 3.29 Diagrama de interacción de la columna 120x120 [cm] en la dirección X-X.....	98
FIGURA 3.30 Diagrama de interacción de la columna 120x120 [cm] en la dirección Y-Y.....	99
FIGURA 3.31 Acero de refuerzo en la columna de 120x120 [cm].....	102
FIGURA 3.32 Acero de refuerzo y sección transversal de la viga 3, Nv.0 + 3.20 [m]. (Edif. 15 pisos)	109
FIGURA 3.33 Acero de refuerzo y sección transversal de la viga 3, Nv.0 + 3.20 [m]. (Edif. 8 pisos)	113
FIGURA 3.34 Esquema de cargas actuantes en el muro.....	123

FIGURA 3.35 Esquena del refuerzo longitudinal del muro eje 1, Nv. +3.20 [m].	125
FIGURA 3.36 Diagrama de Interacción del muro en el eje 1.....	125
FIGURA 3.37 Esquema del refuerzo transversal del muro.....	127
FIGURA 3.38 División de losa para aplicación de método de los coeficientes...	128
FIGURA 3.39 Tableros y franjas, (Edif. 15 pisos).....	133
FIGURA 3.40 Tableros y franjas. (Edif. 8 pisos).....	139
FIGURA 3.41 Modelo de Columna Ancha.....	145
FIGURA 3.42 Analogía de muro: Shell thin / columna ancha.....	145
FIGURA 3.43 Desplazamientos por carga lateral (Sx): (a) Shell-thin, (b) Columna ancha.	146
FIGURA 3.44 Fuerzas por carga muerta en estructura con elementos tipo shell- thin, Viga 1 tramo B-C.....	147
FIGURA 3. 45 Fuerzas por carga muerta en estructura con columna ancha y vigas rígidas, Viga 1, tramo B-C.....	148
FIGURA 3.46 Fuerzas por carga lateral en estructura con elementos tipo <i>shell- thin</i> , Columna 1C.....	148
FIGURA 3.47 Fuerzas por carga lateral en estructura con columna ancha y vigas rígidas- Columna 1C.	149
FIGURA 3.48 Propiedades no lineales del hormigón.	150
FIGURA 3.49 Propiedades no lineales del acero.	150
FIGURA 3.50 Definición del estado de carga gravitacional no lineal.	151
FIGURA 3.51 Definición del estado de cargas AENL X	152
FIGURA 3.52 Definición del estado de cargas AENL Y.	152
FIGURA 3.53 Concentración de rotulas plásticas.	153
FIGURA 3.54 Definición de <i>hing</i> es en vigas.	154
FIGURA 3.55 Definición de <i>hing</i> es en columnas.	155

FIGURA 3.56 Definición de <i>hing</i> es en muros.....	156
FIGURA 3.57 Esquema típico de la curva de Capacidad.....	156
FIGURA 3.58 Esquema de los criterios de aceptación	157
FIGURA 3.59 Curva de capacidad AENL X.	158
FIGURA 3.60 Curva de capacidad AENL Y.	158
FIGURA 3.61 Curva de capacidad AENL X.	159
FIGURA 3.62 Curva de capacidad AENL Y.	159
FIGURA 4.1 Configuración en planta y elevación, (Edif. 15 pisos).	171
FIGURA 4.2 Modelo Tridimensional, (Edif. 15 pisos).	172
FIGURA 4.3 Configuración en planta y elevación, (Edif. 8 pisos).	172
FIGURA 4.4 Modelo Tridimensional, (Edif. 8 pisos).	173
FIGURA 4.5 Diagrama de interacción de columna 60x110 [cm] en la dirección X-X.	182
FIGURA 4.6 Diagrama de interacción de columna 60x110 [cm] en la dirección Y-Y.	182
FIGURA 4.7 Acero de refuerzo en la sección de columna 60 x 110 [cm]......	185
FIGURA 4.8 Diagrama de interacción de la columna 110x110 [cm] en la dirección X-X.....	186
FIGURA 4.9 Diagrama de interacción de la columna 110x110 [cm] en la dirección Y-Y.....	187
FIGURA 4.10 Acero de refuerzo en la columna de 110x110 [cm]......	189
FIGURA 4.11 Acero de refuerzo y sección transversal de la viga 3 Nv.0 +320 [m], (Edif. 15 pisos).	194
FIGURA 4.12 Acero de refuerzo y sección transversal de la viga 3 Nv.0 +320 [m], (Edif. 8 pisos).	198
FIGURA 4.13 Esquema del refuerzo longitudinal del muro eje 1, Nv. +3.20 [m].	205

FIGURA 4.14 Diagrama de Interacción del muro en el eje 1.....	205
FIGURA 4.15 Esquema del refuerzo transversal del muro.....	208
FIGURA 4.16 Tableros y franjas, (Edif. 15 pisos).....	210
FIGURA 4.17 Tableros y franjas, (Edif. 8 pisos).....	214
FIGURA 4.18 Desplazamientos por carga lateral (Sx): (a)Shell thin. (b)Columna ancha.....	219
FIGURA 4.19 Fuerzas por carga muerta en estructura con elementos tipo <i>shell- thin</i> , Viga 1 tramo B-C.....	220
FIGURA 4.20 Fuerzas por carga muerta en estructura con columna ancha y vigas rígidas, Viga 1, tramo B-C.....	221
FIGURA 4.21 Fuerzas por carga lateral en estructura con elementos tipo shell- thin- Columna 1C.	222
FIGURA 4.22 Fuerzas por carga lateral en estructura con columna ancha y vigas rígidas- Columna 1C.	222
FIGURA 4.23 Curva de capacidad AENL X.	224
FIGURA 4.24 Curva de capacidad AENL Y.	224
FIGURA 4.25 Curva de capacidad AENL X.	225
FIGURA 4.26 Curva de capacidad AENL Y.	225
FIGURA 5.1 Cortante basal y peso de cada estructura.....	227
FIGURA 5.2 Modos de vibración con un $f'c=28$ [MPa], (Edif. 15 pisos).	228
FIGURA 5.3 Modos de vibración con un $f'c=45$ [MPa], (Edif. 15 pisos).	228
FIGURA 5.4 Modos de vibración con un $f'c=28$ [MPa], (Edif. 8 pisos).	229
FIGURA 5.5 Modos de vibración con un $f'c=45$ [MPa], (Edif. 8 pisos).	229
FIGURA 5.6 Valores de derivas máximas, (Edif. 15 pisos).	230
FIGURA 5.7 Valores de derivas máximas, (Edif. 8 pisos).	231
FIGURA 5.8 Selección de elementos y obtención del diagrama momento- curvatura.	232

FIGURA 5.9 Diagrama momento curvatura para una sección (70x120) [cm].....	233
FIGURA 5.10 Diagrama momento curvatura para una sección (60x110) [cm]...	234
FIGURA 5.11 Diagrama momento curvatura para una sección (35x65) [cm].....	235
FIGURA 5.12 Diagrama momento curvatura para un muro con hormigón normal.	236
FIGURA 5.13 Diagrama momento curvatura para un muro con hormigón de alta resistencia.	237
FIGURA 5.14 Diagrama momento curvatura para una sección (120x120) [cm].	238
FIGURA 5.15 Diagrama momento curvatura para una sección (70x110) [cm]...	239
FIGURA 5.16 Diagrama momento curvatura para una sección (40x60) [cm].....	240
FIGURA 5.17 Diagrama momento curvatura para una sección (40x70) [cm].....	241
FIGURA 5.18 Procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17 con HN, (Edif. 15 pisos), sentido X-X.	243
FIGURA 5.19 Procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17 con HN, (Edif. 15 pisos), sentido Y-Y.	244
FIGURA 5.20 Procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17 con HAR, (Edif. 15 pisos), sentido X-X.....	245
FIGURA 5.21 Procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17 con HAR, (Edif. 15 pisos), sentido Y-Y.....	245
FIGURA 5.22 Procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17 con HN, (Edif. 8 pisos), sentido X-X.	246
FIGURA 5.23 Procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17 con HN, (Edif. 8 pisos), sentido Y-Y.	247
FIGURA 5.24 Procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17 con HAR, (Edif. 8 pisos), sentido X-X.....	248
FIGURA 5.25 Procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17 con HAR, (Edif. 8 pisos), sentido Y-Y.....	248

FIGURA 5.26 Ductilidad de los sistemas estructurales.	249
FIGURA 5.27 Costo total de las edificaciones.....	263

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2.1 Requisitos y componentes del hormigón de alta resistencia.....	10
TABLA 2.2 Propiedades físicas y mecánicas del hormigón fresco.....	13
TABLA 2.3 Propiedades físicas y mecánicas del hormigón endurecido.....	13
TABLA 2.4 Agente de desarrollo.....	15
TABLA 2.5 Aplicación de hormigón de alta resistencia en proyectos del Ecuador.....	15
TABLA 2.6 Aplicación de hormigón de alta resistencia en elementos estructurales.....	15
TABLA 2.7 Módulos de elasticidad de agregados.....	17
TABLA 2.8 Módulo de elasticidad según la NEC-15 y Gallegos & Guadalupe.....	18
TABLA 2.9 Deriva máxima por piso según la NEC-SE-DS-15.....	22
TABLA 2.10 Tipos de Análisis.....	23
TABLA 3.1 Valores para sobrecarga aplicada.....	31
TABLA 3.2 Peso propio de la losa nervada con $h=25$ [cm] en 1 [m^2].....	35
TABLA 3.3 Carga muerta para el predimensionamiento de vigas.....	36
TABLA 3.4 Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección. (ACI 318S -14 Tabla 6.5.2).....	39
TABLA 3.5 Distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón (β_1).....	42
TABLA 3.6 Cargas gravitacionales en la luz A-B de la viga 3, (Edif. 15 pisos). ...	43
TABLA 3.7 Secciones para el prediseño de viga 3. (Edif. 15 pisos).....	45
TABLA 3.8 Secciones para el prediseño de las vigas en la dirección X, Y, (Edif. 15 pisos).....	45
TABLA 3.9 Secciones para el prediseño de las vigas en la dirección X,Y, (Edif. 8 pisos).....	46

TABLA 3.10 Secciones del predimensionamiento de columnas, (Edif. 15 pisos).....	52
TABLA 3.11 Secciones del predimensionamiento de columnas, (Edif. 8 pisos).	54
TABLA 3.12 Coeficiente de importancia de la estructura.	57
TABLA 3.13 Factor de zona Z, zonificación sísmica.	58
TABLA 3.14 Clasificación de los perfiles de suelo.	58
TABLA 3.15 Tipo de suelo y factor de sitio (Fa).	59
TABLA 3.16 Tipo de suelo y factor de sitio (Fd).	60
TABLA 3.17 Tipo de suelo y factor del comportamiento inelástico del subsuelo (Fs).....	61
TABLA 3.18 Tipología estructural.....	62
TABLA 3.19 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.....	65
TABLA 3.20 Coeficiente K.....	67
TABLA 3.21 Factores de sitio y parámetros para determinar el cortante basal, coeficiente sísmico (C) y coeficiente (K), (Edif. 15 pisos).....	68
TABLA 3.22 Carga sísmica reactiva (W, (Edif. 15 pisos).	69
TABLA 3.23 Distribución vertical de las fuerzas, (Edif. 15 pisos).	69
TABLA 3.24 Factores de sitio y parámetros para determinar el cortante basal, coeficiente sísmico (C) y coeficiente (K), (Edif. 8 pisos).....	70
TABLA 3.25 Carga sísmica reactiva (W), (Edif. 8 pisos)	71
TABLA 3.26 Distribución vertical de las fuerzas, (Edif. 8 pisos).	71
TABLA 3.27 Materiales considerados.	73
TABLA 3.28 Valor de secciones agrietadas.	78
TABLA 3.29 Carga, (Edif. 15 pisos).	80
TABLA 3.30 Carga Viva, (Edif. 8 pisos).....	80
TABLA 3.31 Detalle de sobrecargas o cargas permanentes, (Edif. 15 pisos).	80

TABLA 3.32 Detalle de sobrecargas o cargas permanentes, (Edif. 8 pisos).....	81
TABLA 3.33 Combinación de cargas.	82
TABLA 3.34 Modos de vibración, (Edif. 15 pisos).	83
TABLA 3.35 Modos de vibración, (Edif. 8 pisos).	83
TABLA 3.36 Factor de corrección de cortante estático (f_e), (Edif. 15 pisos).	84
TABLA 3.37 Factor de corrección de cortante estático f_e , (Edif. 8 pisos).....	84
TABLA 3.38 Cortante absorbido de los muros, (Edif. 15 pisos).	85
TABLA 3.39 Derivas máximas del análisis estático lineal en la dirección X y dirección Y, (Edif. 15 pisos).....	86
TABLA 3.40 Derivas máximas del análisis estático lineal en la dirección X y dirección Y, (Edif. 8 pisos).....	87
TABLA 3.41 Resumen de secciones finales de vigas, (Edif. 15 pisos).....	88
TABLA 3.42 Resumen de secciones finales de columnas, (Edif. 15 pisos).....	88
TABLA 3.43 Resumen de secciones finales de muros, (Edif. 15 pisos).....	89
TABLA 3.44 Resumen de secciones finales de vigas, (Edif. 8 pisos).	89
TABLA 3.45 Resumen de secciones finales de columnas, (Edif. 8 pisos).....	90
TABLA 3.46 Valores de αc	122
TABLA 4.1 Secciones para el prediseño de viga 3, (Edif. 15 pisos).....	163
TABLA 4.2 Secciones para el prediseño de las vigas en la dirección X , Y (Edif. 15 pisos).....	163
TABLA 4.3 Secciones para el prediseño de las vigas en la dirección X ,Y (Edif. 8 pisos).....	164
TABLA 4.4 Secciones del predimensionamiento de columnas, (Edif. 15 pisos).	166
TABLA 4.5 Secciones del predimensionamiento de columnas, (Edif. 8 pisos)...	168
TABLA 4.6 Carga reactiva y distribución vertical de las fuerzas, (Edif. 15 pisos).....	169

TABLA 4.7 Carga reactiva y distribución vertical de las fuerzas, (Edif. 8 pisos).	170
TABLA 4.8 Materiales considerados.	171
TABLA 4.9 Modos de vibración, (Edif. 15 pisos).	174
TABLA 4.10 Modos de vibración, (Edif. 8 pisos).	174
TABLA 4.11 Factor de corrección de cortante estático (f_e), (Edif. 15 pisos).	175
TABLA 4.12 Factor de corrección de cortante estático f_e , (Edif. 8 pisos).....	175
TABLA 4.13 Cortante absorbido de los muros, (Edif. 15 pisos).	176
TABLA 4.14 Derivas máximas del análisis estático lineal en la dirección X ,Y, (Edif. 15 pisos).	176
TABLA 4.15 Derivas máximas del análisis estático lineal en la dirección X, Y, (Edif. 8 pisos).	177
TABLA 4.16 Resumen de secciones finales de vigas, (Edif. 15 pisos).....	178
TABLA 4.17 Resumen de secciones finales de columnas, (Edif. 15 pisos).....	178
TABLA 4.18 Resumen de secciones finales de muros, (Edif. 15 pisos).	179
TABLA 4.19 Resumen de secciones finales de vigas, (Edif. 8 pisos).	179
TABLA 4.20 Resumen de secciones finales de columnas, (Edif. 8 pisos).....	179
TABLA 5.1 Valores de corte basal y peso total.	227
TABLA 5.2 Modos de vibración para cada edificación.	230
TABLA 5.3 Valores máximos de deriva en cada dirección.....	231
TABLA 5.4 Valores del diagrama momento-curvatura de sección (70x120) [cm].....	234
TABLA 5.5 Valores del diagrama momento-curvatura de sección (60x110) [cm].....	235
TABLA 5.6 Valores del diagrama momento-curvatura de sección (35x65) [cm].	236
TABLA 5.7 Valores del diagrama momento-curvatura de la figura 5.12.....	237

TABLA 5.8 Valores del diagrama momento-curvatura de la figura 5.13.....	238
TABLA 5.9 Valores del diagrama momento-curvatura de sección (70x120) [cm].....	239
TABLA 5.10 Valores del diagrama momento-curvatura de sección (70x110) [cm].....	240
TABLA 5.11 Valores del diagrama momento-curvatura de sección (40x60) [cm].....	241
TABLA 5.12 Valores del diagrama momento-curvatura de sección (40x70) [cm].....	242
TABLA 5.13 Ductilidad del edificio de departamentos con HN, (Edif. 15 pisos).	243
TABLA 5.14 Ductilidad del edificio de departamentos con HAR, (Edif. 15 pisos).....	244
TABLA 5.15 Ductilidad del edificio de oficinas con HN, (Edif. 8 pisos).....	246
TABLA 5.16 Ductilidad del edificio de oficinas con HAR, (Edif. 8 piso).	247
TABLA 5.17 Comparación de secciones finales de vigas, (Edif. 15 pisos).....	250
TABLA 5.18 Comparación de secciones finales de vigas, (Edif. 8 pisos).....	250
TABLA 5.19 Comparación de secciones finales de columnas, (Edif. 15 pisos).	251
TABLA 5.20 Comparación de secciones finales de columnas, (Edif. 8 pisos)....	252
TABLA 5.21 Comparación de volúmenes de obra, (Edif. 15 pisos).....	253
TABLA 5.22 Comparación de volúmenes de obra, (Edif. 8 pisos).....	254
TABLA 5.23 Cantidades de material – Edificio de departamentos (Edif. 15 pisos).....	255
TABLA 5.24 Cantidades de material – Edificio de oficinas (Edif. 8 pisos).....	256
TABLA 5.25 Presupuesto – Edificio de departamentos (Edif. 15 pisos).....	257
TABLA 5.26 Precios Unitarios utilizando hormigón normal $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	258

TABLA 5.27 Precios Unitarios utilizando hormigón de alta resistencia $f'c = 450$ kg/cm ²	259
TABLA 5.28 Presupuesto utilizando hormigón normal $f'c = 280$ kg/cm ² – Edificio de departamentos (Edif. 15 pisos)	259
TABLA 5.29 Presupuesto utilizando hormigón normal $f'c = 450$ kg/cm ² – Edificio de departamentos (Edif. 15 pisos)	260
TABLA 5.30 Resumen de costos por elementos utilizando hormigón normal $f'c = 280$ kg/cm ² y hormigón de alta resistencia $f'c = 450$ kg/cm ² – Edificio de departamentos (Edif. 15 pisos).....	260
TABLA 5.31 Presupuesto utilizando hormigón normal $f'c = 280$ kg/cm ² – Edificio de oficinas (Edif. 8 pisos).....	261
TABLA 5.32 Presupuesto utilizando hormigón normal $f'c = 450$ kg/cm ² – Edificio de oficinas (Edif. 8 pisos).....	261
TABLA 5.33 Resumen de costos por elementos utilizando hormigón normal $f'c = 280$ kg/cm ² y hormigón de alta resistencia $f'c = 450$ kg/cm ² – Edificio de oficinas (Edif. 8 pisos)	262

RESUMEN

El objetivo del presente estudio fue realizar un análisis costo – beneficio del uso de hormigón de alta resistencia ($f'_c=45$ [MPa]) versus el hormigón normal ($f'_c=28$ [MPa]), en un edificio de mediana altura (15 pisos) para departamentos. La configuración estructural que se utilizó corresponde al sistema de pórticos especiales sismo resistentes, con vigas descolgadas y muros estructurales (Sistema Dual) de hormigón armado. Adicionalmente se analizó un edificio de menor altura (8 pisos) para oficinas conformado por una configuración estructural de pórticos especiales sismo resistente formado por columnas y vigas descolgadas.

Para el estudio se planteó un diseño arquitectónico tipo para departamentos y oficinas, representativos para la construcción de edificios en la ciudad de Quito. El edificio de departamentos está conformado por 3 subsuelos, planta baja y 15 plantas sobre el nivel de suelo, mientras que el edificio de oficinas cuenta con 2 subsuelos, planta baja y 8 plantas sobre el nivel del suelo.

Cada estructura se elaboró con hormigón normal (HN) y hormigón de alta resistencia (HAR), de forma que se trabajó con 4 modelos estructurales. Con la ayuda del software computacional Etabs®, se realizó un análisis lineal (DBF) y no lineal (PUSHOVER) que permitieron verificar el comportamiento de cada estructura. Para después realizar su diseño estructural en base a lo dispuesto por el ACI 318S-14 (Reglamento para Concreto Estructural), y la NEC-15 (Norma Ecuatoriana de la Construcción-15), de forma que las estructuras presenten un comportamiento sismo resistente favorable frente a fuerzas sísmicas a lo largo de su vida útil. Finalmente se elaboró los planos estructurales para ejecutar el análisis de costos de acero de refuerzo y hormigón, siendo los materiales más relevantes.

Palabras clave: hormigón normal, hormigón de alta resistencia, edificios de mediana altura, análisis lineal, análisis no lineal, diseño estructural, análisis de costos.

ABSTRACT

The objective of this study was to carry out a cost-benefit analysis of the use of high-strength concrete ($f'_c = 45$ [MPa]) versus normal concrete ($f'_c = 28$ [MPa]), in a medium-rise building (15 floors) for apartments. The structural configuration that was used corresponds to the system of special earthquake-resistant frame, with dropped beams structural walls (Dual System) of reinforced concrete. Additionally, a lower-rise building (8 floors) was analyzed for offices made up of a structural configuration of special earthquake resistant frames formed by columns and dropped beams.

For the study, a typical architectural design was proposed for departments and offices, representative for the construction of buildings in the city of Quito. The apartment building is made up of 3 basements, a ground floor and 15 floors above ground level, while the office building has 2 basements, a ground floor and 8 floors above ground level.

Each structure was made with normal concrete (HN) and high resistance concrete (HAR), so that 4 structural models were used. With the help of the Etabs® computer software, a linear (DBF) and a non-linear (Pushover) analysis was performed, which allowed to verify the behavior of each structure. To later carry out its structural design based on the provisions of ACI 318S-14 (Regulation for Structural Concrete), and NEC-15 (Ecuadorian Construction Norm-15), so that the structures present a favorable earthquake resistant behavior against seismic forces throughout its useful life. Finally, the structural plans were prepared, to carry out the cost analysis of reinforcing steel and concrete, being the most relevant materials.

Keywords: normal concrete, high-strength concrete, medium-rise buildings, linear analysis, nonlinear analysis, structural design, cost analysis.

PRESENTACIÓN

Este proyecto de titulación está distribuido en seis capítulos, constituidos de la siguiente manera:

- **CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.** Exhibe de manera general la problemática del proyecto, indicando los objetivos, el alcance y la justificación de este, además se presenta la descripción propuesta del diseño arquitectónico y la configuración estructural.
- **CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO.** Este capítulo presenta una descripción del hormigón de alta resistencia, requisitos, componentes, propiedades aplicaciones y una comparación con el hormigón normal. Además, trata sobre la sismicidad en el Ecuador y el sistema de fallas de la ciudad de Quito. Por último, se sintetiza sobre la filosofía de diseño sismo resistente y los métodos de análisis estructural.
- **CAPÍTULO 3: DISEÑO ESTRUCTURAL USANDO HORMIGÓN NORMAL.** Este capítulo se enfoca al uso del hormigón normal (HN), contiene la descripción de los materiales, un breve predimensionamiento de los elementos y la determinación del cortante basal en base a la NEC-15. Además, mediante la utilización del software computacional Etabs® se ejecutará el análisis lineal, que servirá para realizar el diseño estructural, y así elaborar los planos estructurales. Por último, mediante el análisis no lineal (Pushover) implementado en el Etabs®, se determinará la curva de capacidad.
- **CAPÍTULO 4: DISEÑO ESTRUCTURAL USANDO HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA.** Se orienta al uso del hormigón de alta resistencia (HAR) cuyo contenido es semejante al capítulo 3.

- **CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS.** Se realiza una comparación del comportamiento de la estructura de hormigón normal versus el hormigón de alta resistencia, la variación de las secciones en el diseño estructural y el análisis de costos correspondiente.
- **CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.** Mediante los resultados obtenidos del análisis costo-beneficio, se recopila las respectivas conclusiones y recomendaciones, para estudios similares a futuro.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES.

En la ciudad de Quito para la construcción de edificios existe cierta preferencia por parte de los ingenieros, por la configuración estructural formada por el sistema de pórticos especiales sismo resistentes con vigas descolgadas y muros estructurales (Sistema Dual) de hormigón armado. Utilizando hormigón normal con una resistencia a compresión especificada con un valor de 6000 [psi] o menor 42 [MPa] (ACI Comité 211, 2008).

Los edificios en la zona centro norte de Quito tenían una tendencia en altura entre 10 y 12 plantas, debido a la presencia del Aeropuerto Mariscal Sucre que limitaba la construcción de edificios de mayor altura, con el traslado del Aeropuerto a Tababela facilitó el crecimiento en altura de las edificaciones en esta zona. De acuerdo con la ordenanza Plan Bicentenario, se indica la asignación de ocupación de suelo y edificabilidad, donde se permiten edificaciones de hasta 30 Pisos. (Guerrero, 2014).

Algunos lugares de la ciudad al encontrarse cerca o por encima de las fallas ciegas de Quito tiene gran peligro sísmico, motivo por el cual las edificaciones deben cumplir las disposiciones del Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) y la Norma Ecuatoriana de la Construcción-15 (NEC-15), para tener un comportamiento sismo resistente favorable frente a fuerzas sísmica a lo largo de su vida útil. (Aguiar, 2017)

Debido a lo mencionado, las secciones transversales de los elementos verticales son bastante robustas, especialmente en los pisos inferiores, que posiblemente sea para controlar desplazamientos laterales producidas por las fuerzas sísmicas, las dimensiones de estas secciones hacen que disminuya el área útil en planta de las

edificaciones, modificando muchas veces el diseño arquitectónico original para tener un diseño sismo resistente.

Una forma de poder contar con elementos cuyas secciones transversales sean de menor tamaño, es mediante la utilización de hormigones con propiedades especiales (alta resistencia y módulo de elasticidad alto), hormigones de alta resistencia (HAR). En nuestro país, el uso del hormigón de alta resistencia a diferencia del hormigón normal es muy poco utilizado, justificado por la falta de enseñanza y mención dentro de sus planes de estudios en las diferentes instituciones de nivel superior. Además, debido a la poca demanda y uso por parte de los constructores, no es muy ofertado por las empresas productoras de hormigón premezclado.

El hormigón de alta resistencia debe cumplir con exigencias mucho más rigurosas en cuanto a los componentes que conforman la mezcla ya que de ellos dependerá llegar a la resistencia deseada. En los últimos años en Quito las instituciones de educación superior han realizado proyectos de titulación con el objetivo de diseñar dosificaciones con materiales de las diferentes canteras de la zona, cementos y aditivos que se pueden conseguir comercialmente, obteniendo grandes resultados los mismos que pueden servir de guía para la elaboración de este material en grandes cantidades por parte de las hormigoneras. (Jácome, 2015)

El presente trabajo de titulación considera un análisis costo – beneficio del uso de hormigón de alta resistencia ($f'_c=45$ [MPa]) frente al hormigón normal ($f'_c=28$ [MPa]), en donde, se realiza la modelación, análisis y diseño estructural de un edificio de mediana altura (15 pisos) para departamentos y un edificio para oficinas (8 pisos) en la ciudad de Quito. Se verificará el comportamiento sismo resistente de las estructuras en base a la NEC-SE-DS-15. Finalmente, se realizará el diseño estructural en base a las exigencias mencionadas por el ACI 318S-14 y NEC-15, la elaboración de planos estructurales será de provecho para realizar el análisis costo beneficio del uso de los hormigones mencionados tomando en cuenta que es el objetivo principal del presente trabajo.

1.2 ANTECEDENTES.

El hormigón es una mezcla muy utilizada que básicamente está compuesto de agregados (grava y arena), cemento y agua. Adicionalmente puede llevar otros compuesto y aditivos los cuales permiten mejorar sus propiedades y características permitiendo clasificarlos de distintas maneras. Para nuestro caso de estudio se clasificarán en hormigones normales (< 42 [MPa]) y hormigones de alta resistencia (≥ 42 MPa).

El hormigón de alta resistencia es utilizado a nivel mundial desde hace varias décadas en la construcción, como por ejemplo en la Torre Lake Point construida en 1968 en Chicago-Estados Unidos, al igual que en puentes y presas. Con necesidad de construir edificios de gran altura en las grandes ciudades alrededor del mundo, el concreto de alta resistencia se ha convertido en una importante alternativa, brindando grandes ventajas a la industria de la construcción. Dentro de las cuales se puede mencionar una disminución de las secciones, espacios de uso más amplios y menores costos (Cabrera, 2015) .

La ciudad de Quito por su ubicación geográfica ha sido sacudida por fuertes sismos relacionados con la falla geológica local, por lo que sus edificaciones deben presentar un comportamiento sismo resistente favorable frente a estos eventos. El sistema de configuración estructural más utilizado para el diseño y construcción de edificaciones destinadas para departamentos y oficinas es el sistema dual de hormigón armado con hormigones normales. Los cuales presentan elementos con grandes secciones transversales principalmente en columnas. Por todo lo antes expuesto. Se pretende implementar el uso del hormigón de alta resistencia en edificaciones en la ciudad de Quito, ya que por sus propiedades especiales se puede obtener grandes beneficios.

1.3 OBJETIVOS.

1.3.1 OBJETIVOS GENERALES.

- Analizar el costo-beneficio del uso de hormigón de alta resistencia ($f'c= 45$ MPa) versus el hormigón normal ($f'c=28$ MPa), para la construcción de edificios de mediana altura (15 pisos) con sistemas duales de hormigón armado en la ciudad de Quito.

1.3.2 OBJETIVO ESPECIFICO.

- Plantear una configuración arquitectónica de departamentos tipo, representativa para la construcción de edificios de mediana altura con sistemas duales de hormigón armado, en la ciudad de Quito.
- Elaborar la modelación del edificio en un software computacional usando hormigón normal / hormigón de alta resistencia, para verificar el comportamiento de la estructura en base a la NEC-SE-DS-15.
- Realizar el diseño estructural del edificio para hormigón normal / hormigón de alta resistencia cumpliendo los requerimientos del ACI 318S-14 y la NEC-15.
- Analizar el costo y los beneficios obtenidos al usar hormigón de alta resistencia versus el hormigón normal.

1.4 ALCANCE.

Este proyecto de titulación pretende llegar a un análisis costo beneficio entre el uso de hormigón de alta resistencia y hormigón normal, además de elaborar un diseño estructural en base a los parámetros del análisis lineal, en donde se desea conocer el cortante basal que afecta al edificio, las secciones de los diferentes elementos estructurales y las derivas inelásticas por piso.

1.5 JUSTIFICACIÓN.

1.5.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA.

Los edificios de mediana altura con hormigón normal presentan secciones bastante robustas en sus pisos inferiores, que posiblemente se deban para controlar desplazamientos laterales producidas por las fuerzas sísmicas. Lo que disminuye el área útil de la edificación, modificando muchas veces el diseño arquitectónico original, pero permiten cumplir con las filosofías de diseño sismo resistente (ACI Comité 318, 2014).

Una alternativa para la construcción de edificios de mediana altura es utilizar hormigón de alta resistencia. Que permiten la reducción de las secciones transversales especialmente en columnas. Además, puede ser ventajoso con respecto a la rigidez lateral y acortamiento axial. Sus propiedades especiales, permitirán tener menores desplazamientos laterales en la estructura. (ACI-ASCE Comité 441, 2018)

1.5.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.

El hormigón de alta resistencia presenta una resistencia a la compresión especificada sobre los 6000 [psi] o menor 42 [MPa] y muestra ventajas sobre el hormigón normal, especialmente para columnas de edificios. Debido a sus propiedades especiales (alta resistencia y módulo de elasticidad alto) (ACI-ASCE Comité 441, 2018).

Mediante la modelación, análisis lineal y no lineal en base a la NEC-SE-DS-15, la ATC-40, FEMA y ASCE / SEI 41-17 respectivamente se verificará el comportamiento de la estructura usando hormigón normal ($f'_c=28$ MPa) y hormigón de alta resistencia ($f'_c=45$ MPa). Para luego realizar el diseño estructural cumpliendo con las filosofías de diseño sismo resistente dispuestas en la NEC-15. Que permitirán la realización de planos estructurales con los cuales se comparará la variación de las secciones para finalmente realizar un análisis costo -beneficio,

con las cantidades de obra, tanto para hormigón normal y hormigón de alta resistencia.

1.5.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA.

El Municipio de Quito mediante la Ordenanza N°0352 “Plan Bicentenario”, indica la asignación de ocupación de suelo y edificabilidad, donde se permiten edificaciones hasta de 30 Pisos, tras la salida del Aeropuerto a Tababela, facilitando el crecimiento en altura de la ciudad (Guerrero, 2014).

Este proyecto fue propuesto con la finalidad de presentar una alternativa para la construcción de edificios de mediana altura que cuenten con menores secciones especialmente en columnas, usando hormigón de alta resistencia en sistemas de pórticos especiales sismo resistentes con vigas descolgadas y muros estructurales de hormigón armado. Donde se presentará un análisis costo - beneficio del uso de este tipo de hormigón, la información que se desarrollará será útil para profesionales y estudiantes de ingeniería civil, interesados en la construcción de edificios de mediana altura con sistemas duales usando hormigón de alta resistencia, en la ciudad de Quito.

1.6 DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS A UTILIZAR.

1.6.1 EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS (15 PISOS).

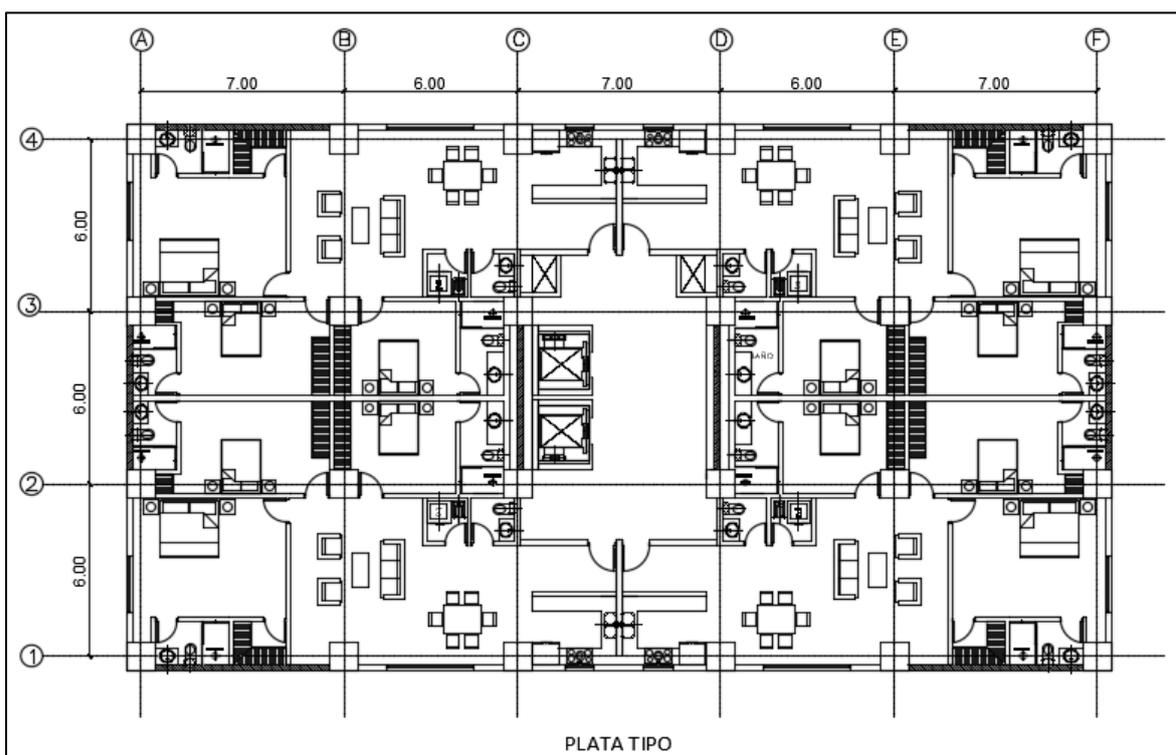
Para el edificio de 15 pisos de hormigón armado, destinado para departamentos ubicada en la ciudad de Quito. Distribuido de la siguiente manera:

- Tres subsuelos
- Una planta baja
- Quince pisos sobre el nivel de la calle.

La altura de entrepiso es 3.20 [m], su altura total de 48.00 [m] sobre el nivel de la calle. Además, presenta una forma rectangular cuyas dimensiones son: 33.00 [m] por 18.00 [m] para las plantas sobre el nivel de la calle y de 39.80 [m] por 28.80 [m] en la planta baja y subsuelos.

El edificio presenta una configuración estructural, donde se combinan vigas y columnas con muros de corte (sistema dual), para resistir fuerzas laterales. El edificio presenta una configuración de ocho muros de corte, los cuales se ubican de tal forma, que no generen torsión en planta, estos elementos estructurales serán los que absorban un mayor porcentaje de la fuerza sísmica.

FIGURA 1.1 Diseño arquitectónico para edificio de 15 pisos.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

1.6.2 EDIFICIO DE OFICINAS (8 PISOS).

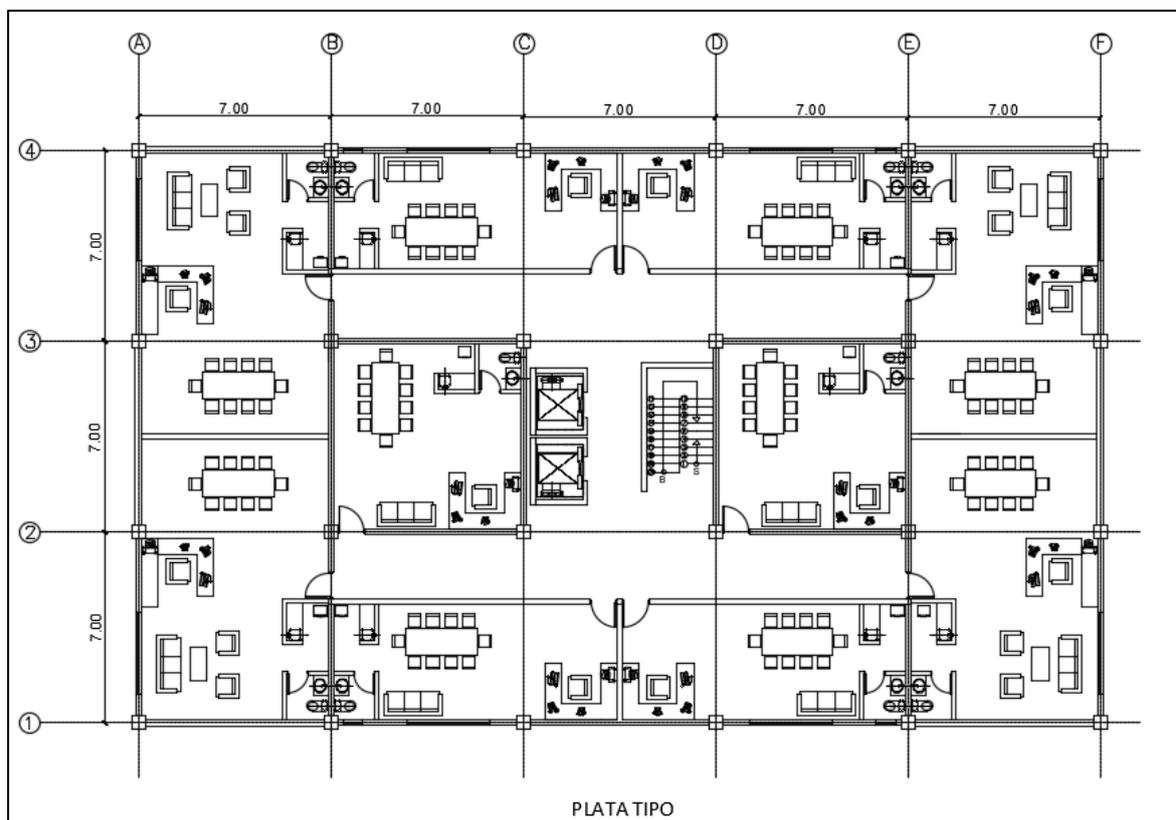
Esta edificación de hormigón armado ubicada en la ciudad de Quito y destinada a oficinas, constará de

- Dos Subsuelos
- Una Planta baja
- Ocho pisos sobre el nivel de la calle

La altura de entrepiso de 3.20 [m], su altura total de 25.60 [m] sobre el nivel de la calle. Además, presenta una forma rectangular cuyas dimensiones son: 35.00 [m]

por 21.00 [m] para las plantas sobre el nivel de la calle y de 41.30 [m] por 31.30 [m] en la planta baja y subsuelos. Este edificio destinado para oficinas presenta una configuración estructural formada por pórticos especiales sismo resistente.

FIGURA 1.2 Diseño arquitectónico para edificio de 8 pisos.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 EL HORMIGÓN.

En la industria de la construcción, el hormigón es uno de los materiales muy utilizado, básicamente está compuesto de agregados (grava y arena), cemento y agua. Adicionalmente puede llevar otros compuesto y aditivos, la principal característica de este material es que trabaja muy bien frente a esfuerzos de compresión, lo que no sucede ante la presencia de un esfuerzo a tracción. Por este motivo al combinarlo con otro material como el acero, el cual ayuda a tener un mejor desempeño frente los diferentes esfuerzos a los que es sometido en las diferentes estructuras. Esta combinación de materiales se la conoce como hormigón armado.

2.2 EL HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA (HAR).

Al referirnos al hormigón de alta resistencia es necesario cumplir ciertos requerimientos para su elaboración, los cuales influyen en las propiedades físicas y mecánicas. Para conseguir una producción adecuada y correcta del hormigón de alta resistencia es necesario seleccionar y proporcionar cuidadosamente los agregados, los cuales deben realizarse bajo un gran estándar de control de calidad (Gallegos & Guadalupe, 2009).

Visto desde una perspectiva general la variación de materiales o componentes de la mezcla de hormigón de alta resistencia está relacionado con la dosificación, colocación y control de cada uno de ellos, para la selección de materiales o componentes de la mezcla de hormigón de alta resistencia es necesario tener presente la importancia de conseguir una buena resistencia y una adecuada consistencia que demanden la mínima cantidad de agua.

En numerosas ocasiones la presencia de problemas con el hormigón normal es debido a la poca atención que se presta en la selección de materiales. Por otro

lado, en hormigones de alta resistencia la elección previa de materiales debe ser realizada de forma muy estricta para conseguir la resistencia esperada.

2.2.1 REQUISITOS.

Para cumplir un adecuado requerimiento en el asentamiento, trabajabilidad y resistencia a compresión del hormigón de alta resistencia, se realiza controles muy estrictos a los materiales de construcción, debido a que deben cumplir con un alto grado de uniformidad y desempeño especial, razón por lo que la mezcla, colocación y curado debe llevarse acabo de distinta manera a la del hormigón normal. Mediante una recopilación en la cual se menciona los requisitos necesarios para la elaboración de hormigón de alta resistencia encontramos lo siguiente:

TABLA 2.1 *Requisitos y componentes del hormigón de alta resistencia.*

Componentes		Requisitos	Norma
Cemento		Cumplimiento de norma para el tipo de cemento adecuado.	INEN 490:2011
Agregado	Grueso	Un tamaño máximo nominal, ya que ocupa casi un 75% del hormigón.	ACI 211.4R_08
	Fino	Cumplir con una correcta granulometría, entre un rango de (2.50 - 3.20).	ASTM_C33
Agua		Pureza: libre de aceites, ácidos, sales, etc.	INEN-1108
Aditivos		Mejoran las propiedades del hormigón clasificándose en aditivos minerales y químicos.	ASTM

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

2.2.2 COMPONENTES.

2.2.2.1 Cemento.

El cemento es un material que se presenta en forma de polvo muy fino, el cual está compuesto de calcio y aluminio, los mismos que al combinarse con el agua se

obtiene una mezcla llamada pasta o mortero. En el mercado existe una diversa variedad de tipos de cemento, los cuales varían su composición en base al uso que este dado en determinada obra. El término cemento y concreto en muchos países suelen ser tratados como sinónimos, lo cual es completamente falso, siendo el cemento un componente más del concreto.

2.2.2.2 Agregado.

Son materiales que presentan una forma granular sólida entre ellas tenemos piedra natural, triturada y arena, que al ponerse en contacto con un medio cementoso generan una mezcla compacta conocida como concreto, dependiendo del diámetro de sus partículas los agregados se clasifican en:

2.2.2.2.1 Agregado fino.

La forma y textura del agregado fino juega un papel muy importante al momento de realizar la mezcla debido a que este tipo de agregado por sus características absorbe un gran contenido de humedad, haciendo que el hormigón sea muy trabajable o demasiado seco.

2.2.2.2.2 Agregado grueso.

“El agregado grueso afecta directamente a la resistencia del hormigón, debido a que ocupa la mayor cantidad de volumen, la selección de este agregado se lo realiza de una manera muy minuciosa estando libre de fisuras o planos débiles, libre de cualquier recubrimiento en la superficie. Además, no debe contener materia orgánica” (Gallegos & Guadalupe, 2009).

2.2.2.3 Agua de mezcla.

“Entre las principales funciones el agua es la encargada de hidratar el cemento, pero también es usada para la trabajabilidad de la mezcla, para la producción de un hormigón de alta resistencia y un hormigón normal el agua debe pasar por un alto control de calidad, debe ser limpia, libre de aceites, sales y materias orgánicas” (Gallegos & Guadalupe, 2009).

2.2.2.4 Aditivos.

El uso de aditivos en la mezcla se encarga de unir las partículas para mejorar las propiedades o asignarle características especiales consiguiendo así hormigones de alta resistencia y estos se clasifican en:

- **Aditivos químicos.**

Este tipo de aditivos al ser naturales o manufacturados pueden ser aplicados antes o durante la mezcla de hormigón, los más utilizados en la industria son: los retardantes y acelerantes.

- **Aditivos minerales.**

Son materiales finamente pulverizados con características cementantes que ayudan a la manipulación o del hormigón, reducen agrietamientos, reducen corrosión y ayudan a mejorar la resistencia y durabilidad ante la presencia de ataques químicos (Gallegos & Guadalupe, 2009).

2.2.3 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA.

El hormigón de alta resistencia al igual que el hormigón normal presenta propiedades físicas y mecánicas, tanto en estado fresco y estado endurecido.

- **Propiedades del hormigón en estado fresco.**

En la siguiente tabla se describirá algunas propiedades que presenta el hormigón en estado fresco.

TABLA 2.2 *Propiedades físicas y mecánicas del hormigón fresco.*

Propiedades	Descripción
Consistencia	Capacidad de deformarse bajo la acción de su propio peso, depende del grado de fluidez.
Docilidad	Capacidad para ser colocado en obra utilizando equipos de compactación que se disponga, es decir, la facilidad para eliminar vacíos dentro de la misma
Homogeneidad	Distribución de los componentes de manera regular por toda la mezcla depende del amasado, transporte, colocación.
Cohesión	Capacidad de hormigón de no perder homogeneidad estando en reposo o en movimiento.
Segregación	Cuando no tienen cohesión, separación de los materiales de la mezcla de hormigón.
Exudación	Acumulación de una lámina de agua en la superficie del hormigón debido a las densidades los materiales.

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- **Propiedades del hormigón en estado endurecido.**

El hormigón al igual que en estado fresco también presenta propiedades en estado endurecido las cuales se menciona a continuación.

TABLA 2.3 *Propiedades físicas y mecánicas del hormigón endurecido.*

Propiedades	Descripción
Densidad	Es la masa por unidad de volumen, en función de su naturaleza y granulometría de los agregados, si es bien compactado su densidad aumenta.
Permeabilidad	Es la facilidad con la que el hormigón permite el paso de un fluido esto puede suceder por presión o capilaridad.

Compacidad		Consiste en la colocación de volumen de hormigón mayor en un volumen determinado, tratando de eliminar la menor cantidad de burbujas de aire presentes en la mezcla.
Resistencia a la compresión		Capacidad para soportar una carga por unidad de área, dentro de las propiedades mecánicas la más importantes.
Durabilidad		Capacidad para resistir la presencia de agentes físicos o químicos, que conlleven al deterioro de este.
Retracción	Retracción plástica	Cambio volumétrico en la pasta del cemento la cual aumenta por la pérdida de agua mediante evaporación, produciendo agrietamientos superficiales.
	Retracción autógena	Cambios volumétricos en estado endurecido, puede presentarse cuando se realiza un curado continuo o no existe una correcta circulación de humedad.
	Retracción por secado	Es producida por la falta de agua en poros y capilares que se pierde durante el secado.

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

2.2.4 APLICACIONES DEL HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA.

A nivel mundial el hormigón desempeña un rol muy importante en el sector de la construcción debido a que uno de sus componentes se encuentra en constante expansión como es el caso del cemento, por lo que nuestro país se ha visto en la necesidad de ir diseñando una serie o variedades de concretos para satisfacer las necesidades de las obras infraestructurales que se realizan en la actualidad, el uso de este tipo de hormigón se debe a la relación con ciertos agentes de desarrollo. (ACI Comité 363R, 2010)

TABLA 2.4 *Agente de desarrollo.*

Agentes de desarrollo	Evolución de los cementos, en finura y composición.
	Introducción de humo de sílice como producto industrial.
	Evolución de los aditivos.

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

En nuestro país no existe una amplia experiencia en la aplicación de hormigones de alta resistencia por lo que existen obras de salud, educación y viviendas con hormigones normales a diferencia de obras hidroeléctricas que es donde frecuentemente se usan hormigones de alta resistencia. Mediante entrevistas con empresas constructoras y hormigoneras locales se ha podido recopilar información sobre la aplicación de hormigones de alta resistencia en el país.

TABLA 2.5 *Aplicación de hormigón de alta resistencia en proyectos del Ecuador.*

Sector	Proyecto	Ubicación	[MPa]
Electricidad	Coca Codo Sinclair	Napo y Sucumbíos	58
	Toachi Pilatón	Pichincha, Santo Domingo y Cotopaxi	49
Gas/Petróleo	Monte Chorrillo	Santa Elena	48
	Refinería Esmeraldas	Esmeraldas	48
	Refinería del Pacífico	Manabí	48
Vivienda	IQON	Pichincha	45

FUENTE: (Cabrera, 2015)

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

En la **tabla 2.6**, se detalla la aplicación del hormigón de alta resistencia en diferentes elementos estructurales

TABLA 2.6 *Aplicación de hormigón de alta resistencia en elementos estructurales.*

Hormigón de Alta Resistencia	Pilares, muros portantes.
	Vigas, muros de contención.
	Zapatas, columnas esbeltas (edificios de grandes alturas).
	Secciones de puentes con grandes luces.

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

2.3 HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA VS HORMIGÓN NORMAL.

El hormigón de alta resistencia respecto a un hormigón normal, no es más que un hormigón con muy baja porosidad, debido al uso de una menor cantidad de agua de mezclado que en un hormigón normal, lo que permite que las partículas de cemento estén más cerca entre sí, varios investigadores han llegado a la conclusión que “*Para lograr un hormigón de alta resistencia es la relación agua/cemento (a/c) y la resistencia a la compresión del agregado grueso*” son algunas de las variables más importantes. Además, el uso de aditivos químicos y otros materiales cementantes son generalmente esenciales para producir un hormigón con una relación a/c baja. (ACI Comité 211, 2008).

El hormigón de alta resistencia cuenta con mejores propiedades que los hormigones normales, dentro de las principales tenemos: la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad, las cuales son necesarias conocer para el diseño estructural en hormigón armado, a continuación, se describirá estas propiedades.

2.3.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.

Esta propiedad mecánica es una de las más importantes que posee el hormigón, debido a que con esta propiedad se garantiza un correcto cumplimiento de las especificaciones de control y calidad del hormigón. La cual está expresada en $[\text{kg}/\text{cm}^2]$ o $[\text{MPa}]$.

El ACI 363R menciona que el hormigón de alta resistencia respecto al hormigón normal ha mostrado un mayor porcentaje de ganancia de resistencia a edades tempranas, mientras que a largo plazo la diferencia no es significativa (ACI Comité 363R, 2010).

2.3.2 MÓDULO DE ELASTICIDAD.

Es un parámetro importante en la realización del diseño de elementos estructurales de hormigón armado. Esta función de la resistencia a la compresión, a través de funciones establecidas en códigos de construcción o ensayos de laboratorio.

La NEC-SE-HM-15, presenta una ecuación para calcular el módulo de elasticidad basada en las propiedades de los materiales de diferentes zonas del Ecuador, su valor está en función del módulo de elasticidad del agregado grueso (E_a) y la resistencia a la compresión del hormigón (f'_c).

$$E_c = 1.15 * \sqrt[3]{E_a} * \sqrt{f'_c} \quad [MPa] \quad (2.1)$$

En la **tabla 2.7** se muestran valores típicos de módulo de elasticidad de los agregados que se encuentran en Ecuador, clasificándolo por tipo y procedencia.

TABLA 2.7 Módulos de elasticidad de agregados

Tipo	Procedencia	Ea [GPa]
Tonalita	Pascuales - Guayas	74.9
Basalto (Formación, Piñon)	Picoazá - Manabí	52.5
Basalto (Formación, Piñon)	Pifo - Pichincha	27.2
Ígnea (Andesitas, Basaltos, Granodioritas)	Río Jubones - El Oro	110.5
Volcánica	La Península - Tungurahua	17.5

FUENTE: (MIDUVI-CAMICON, 2015b)

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Para agregados procedentes de Pifo - Pichinchase tiene un valor $E_a = 27.2$ [GPa].

En el estudio de hormigón de alta resistencia de Gallegos & Guadalupe, 2009, realizaron un análisis comparativo de varias expresiones para determinar el módulo de elasticidad, mediante la elaboración de diferentes dosificaciones que alcanzaron una resistencia a la compresión de hasta 600 [kg/cm²], en función de las propiedades de los agregados de la cantera de Pifo y cemento portland, donde determinaron la siguiente expresión.

$$E_c = 1339 * \sqrt{f'_c} + 10994 \quad [MPa] \quad (2.2)$$

Para el presente proyecto técnico se utiliza un hormigón normal con una resistencia de 280 [kg/cm²] (27.45 MPa) que es semejante 28 [MPa] y un hormigón de alta resistencia de 450 [kg/cm²] (44.12 MPa) semejante a 45 [MPa]. Esta aproximación

se ajusta a la resistencia del hormigón que comercialmente es ofertado por las empresas que elaboran hormigón premezclado.

Mediante la **ecuación 2.1** y la **ecuación 2.2** se calcula el módulo de elasticidad, donde se obtiene los valores mostrados en la **tabla 2.8**, al comparar los resultados se puede observar que la función planteada por la NEC-15 y Gallegos & Guadalupe presentan una diferencia del 1% para el hormigón normal y 15% para el hormigón de alta resistencia.

TABLA 2.8 Módulo de elasticidad según la NEC-15 y Gallegos & Guadalupe

f'c	Ec (NEC-15)	Gallegos & Guadalupe
[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
280	184824.19	183695.77
450	234317.86	202857.85

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Mediante comunicación personal con la Ing. Tatiana Viracucha, quien formo parte de la investigación de Gallegos & Guadalupe, y actualmente es Jefa de Planta en una destacada empresa de hormigón premezclado en Ecuador, dio a conocer que las propiedades del estrato de roca de la cantera de Pifo, presentan las mismas propiedades que se determinaron en esa investigación, es decir el estrato de roca es el mismo, y la función propuesta para el cálculo del módulo de elasticidad es aplicada en la actualidad.

De esta forma para el presente proyecto se utiliza el módulo de elasticidad obtenido mediante la ecuación de Gallegos & Guadalupe, la cual se ajusta mejor a la caracterización de las propiedades de los materiales para la ciudad de Quito.

2.4 SISMICIDAD EN EL ECUADOR.

El Ecuador está localizado dentro del "Cinturón de Fuego del Pacífico, considerada zona de gran peligro sísmico. Las fuentes de origen sísmico en esta zona son de dos tipos: subducción (interplaca e intraplaca) y de tipo corticales (superficiales)

relacionados con los sistemas de fallas corticales en la región interandina (Quinde & Reinoso, 2020).

La ciudad de Quito se encuentra asentada sobre fallas corticales de tipo inversas. (Aguiar, 2017)

FIGURA 2.1 Ecuador dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico



FUENTE: <https://www.dw.com/es/ecuador-la-tierra-temblar%C3%A1-durante-meses/a-19196975#>

2.5 SISMOS EN LA CIUDAD DE QUITO.

La ocurrencia de los sismos en Quito puede tener diferentes fuentes de origen como son: la tectónica (subducción y cortical) y la volcánica. Al estar en una región volcánica y sísmicamente activa (Aguiar, 2017).

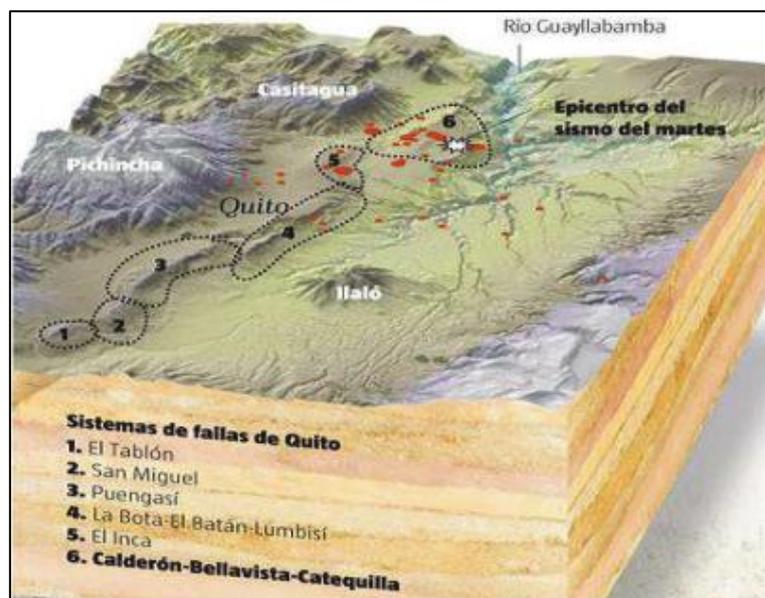
“En los últimos años Quito se ha visto afectado por eventos sísmicos como el de Pedernales del 16 de abril del 2016, de magnitud 7.8 (Mw magnitud de momento) a una profundidad de 20 [km] que fue el resulta del proceso de subducción entre la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana”, (IG- EPN, 2019a) provocando grandes afectaciones y daños en infraestructura principalmente en la Provincia de Manabí.

Además del sismo de pedernales se tiene el sismo de Puembo del 4 de septiembre del 2016, de magnitud Mw 4.6 y profundidad aproximada de 4.7 Km asociado al sistema de fallas de Quito. (IG- EPN, 2019b)

2.6 SISTEMAS DE FALLAS DE QUITO.

En geología, una falla se considera es una fractura o zona de fracturas donde se produce un deslizamiento entre de un bloque de suelo o de corteza respecto a otro.

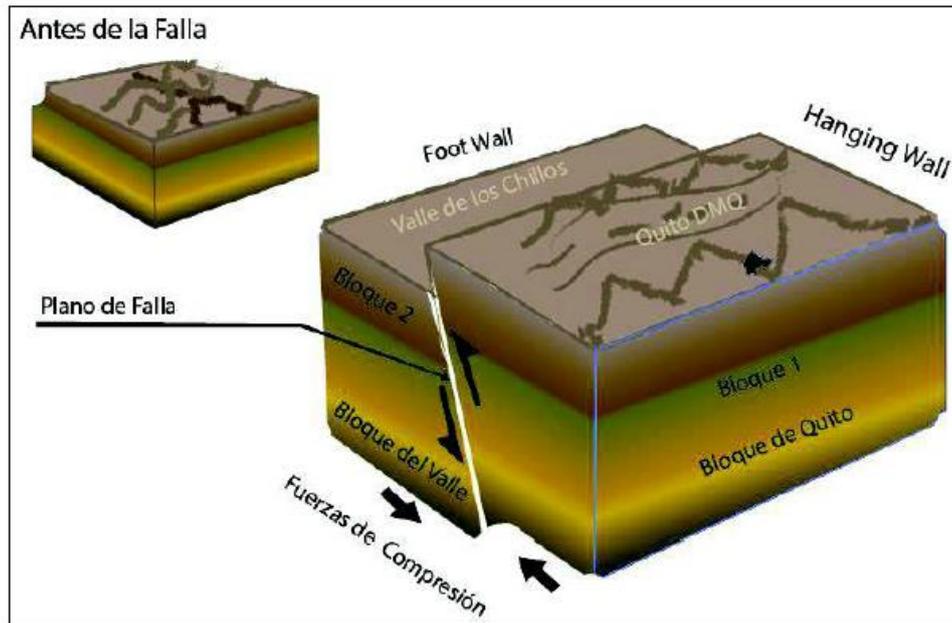
FIGURA 2.2 Sistemas de Fallas de Quito



FUENTE: (Almeida, 2014).

El sistema de fallas de Quito (QFS) se inicia desde el sector de Tambillo y avanza hasta San Antonio de Pichincha, pasando por las colinas de Puengasi, Lumbisí, El Batán -La Bota y Bellavista-Catequilla. (Villalba, 2015).

La formación de la falla de Quito, de tipo inversa. Según (Cañizares, 2017) “se debe al movimiento del bloque formado por los valles de: Tumbaco y los Chillos, los cuales forman un ángulo agudo, con el bloque de Quito, los cuales al desplazarse generan esfuerzos cortantes”.

FIGURA 2.3 Falla Inversa

FUENTE: (Cañizares, 2017).

2.7 FILOSOFÍA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE.

La NEC-15, define al sismo de diseño como un evento que tiene probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años (periodo de retorno de 475 años) (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

La filosofía para estructuras de ocupación normal tiene como objetivo:

- “Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura”.
- “Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura”.
- “Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes”.

Para cumplir con los objetivos mencionados se debe diseñar estructuras que sean capaces de resistir las solicitaciones establecidas por la NEC-SE-DS-15. Además, presenten derivas de piso inferiores a las máximas frente a las cargas mencionadas y puedan liberar energía a través de la utilización de dispositivos de control sísmico o mediante un diseño por capacidad (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

La NEC-SE-DS-15, indica que la deriva máxima por piso no excederá los límites de deriva inelástica, la cual se expresa como un porcentaje de la altura de piso (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

TABLA 2.9 Deriva máxima por piso según la NEC-SE-DS-15.

Estructuras de:	Δ_M Máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y madera	0.02
De mampostería	0.01

FUENTE: (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

2.8 MÉTODOS DE ANÁLISIS.

Cuando se habla de análisis sísmico de estructuras nos referimos a un área de estudio que abarca dos métodos de análisis, lineal y no lineal los mismos que abarcan dos tipos de procesos, estático y dinámico. Al realizar un proceso dinámico, una de las principales características a diferencia del proceso estático, es la introducción al estudio de las fuerzas inerciales las mismas que actúan opuestas al movimiento ante la aplicación de cargas sísmicas. (ASCE/SEI 41-17, 2017)

Para una mejor apreciación del lector sobre los diferentes tipos de análisis estructural se ha realizado una pequeña tabla, donde, se puede ver como se clasifican los análisis tanto en rango lineal como no lineal.

TABLA 2.10 Tipos de Análisis

Tipo de Análisis	Estáticos	Dinámicos
Lineal	--Fuerza Equivalentes.	--Modal Espectral.
No lineal	--Pushover. --Modal Pushover. --Adaptive Pushover.	--Paso a Paso (Time-History). --Dinámico Incremental (IDA).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Para la elección del tipo de análisis se va a tener ciertas consideraciones como, la complejidad que presente la estructura en planta y elevación, al igual que la interacción de la estructura con el suelo. Además, cabe mencionar que para una estructura que presente pocas irregularidades con un análisis lineal es más que suficiente (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

2.8.1 ANÁLISIS LINEAL.

Cuando nos referimos a análisis lineal tenemos que aclarar y mencionar si se trata de un proceso estático o dinámico. El análisis lineal a pesar de que arroja buenos resultados no es suficiente para tener una idea clara del estado y comportamiento de la estructura a medida que la fuerza sísmica avance, ya que presenta ciertas limitaciones por lo que en la actualidad se ha incursionado en el estudio de métodos de análisis no lineal.

La mayor parte de edificaciones en el nuestro país son realizadas con un sistema estructural basado en pórticos, el cual es calculado en base a un análisis lineal, que permite controlar los desplazamientos lineales y parámetros que permiten consideran de alguna manera la ductilidad de la estructura. (Celi & Arellano, 2014)

2.8.1.1 Método estático basado en fuerzas (DBF) en base a la NEC-15.

Es un análisis estático lineal que toma en cuenta la teoría elástico lineal, que permite conocer los desplazamientos, deformaciones, esfuerzos y fuerzas de reacción, debido a la aplicación de cargas laterales (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

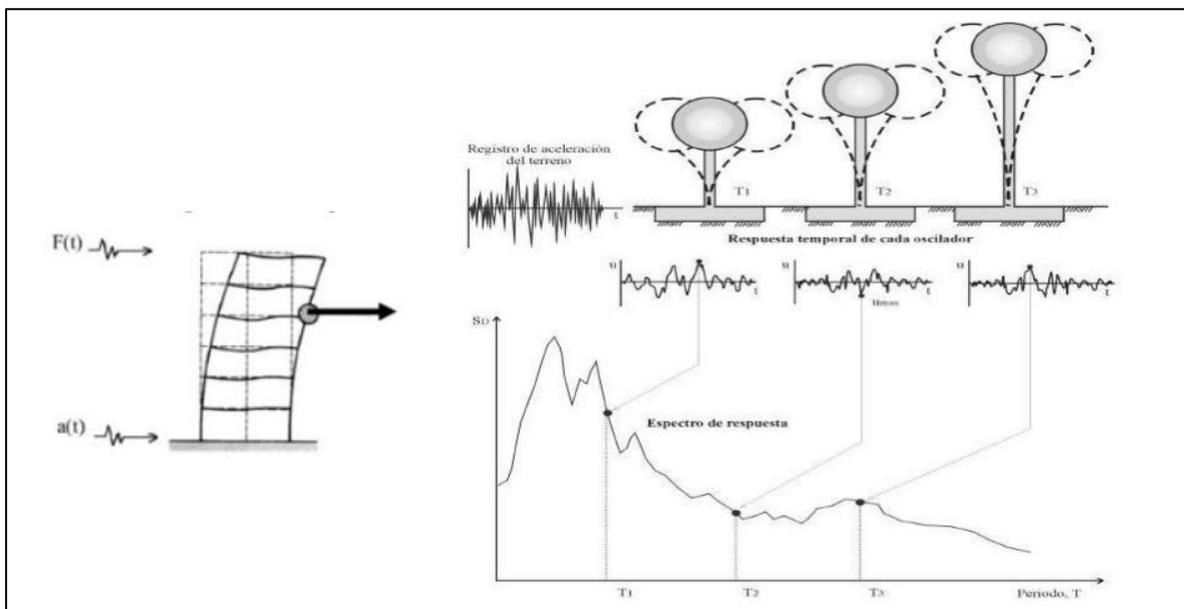
Mediante este método de diseño basado en fuerzas, la NEC-15, decreta la utilización del método estático (DBF) para un análisis sísmico, el cual será aplicado para cualquier tipo de estructura por lo que nos lleva a seguir una serie de pasos como se indica en la sección 6.3 de la NEC-SE-DS-15 para su aplicación.

2.8.1.2 Análisis dinámico lineal - modal espectral.

El análisis modal espectral estima los desplazamientos y fuerzas en elementos de un sistema estructural, considera múltiples grados de libertad y una rigidez elástica lineal de los materiales. Para considerar la acción sísmica, se utiliza un espectro de respuesta elástico que representa la resistencia de una estructura ante el movimiento o vibración del suelo que la soporta. (Antamba & Cuaical, 2018).

A continuación, se muestra de una forma didáctica como la base de una estructura es sometida a una vibración, ocasionando diferentes modos de vibración de la estructura.

FIGURA 2.4 Metodología del análisis modal espectral.



FUENTE: (Martinez, 2013)

Debido a la complejidad que presenta este análisis, la NEC-15 recurre al concepto “espectro de diseño”.

En resumen, el análisis modal espectral implica el cálculo de los valores máximos de desplazamientos y aceleraciones en cada modo usando un espectro de diseño con algunas consideraciones expuestas en la NEC-15. Al existir varios modos en los que la estructura puede vibrar cada uno de estos tiene una deformada y una frecuencia de vibración diferente, debido a lo mencionado, la norma permite considerar únicamente los modos que tenga un alto porcentaje de masa traslacional (Antamba & Cuaical, 2018).

2.8.2 ANÁLISIS NO LINEAL.

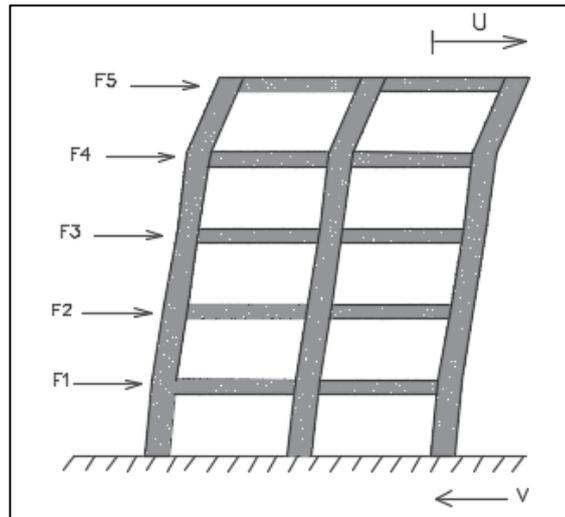
“El análisis no lineal estudia el comportamiento tenso-deformacional de los materiales y la no linealidad geométrica, descartando de manera directa el principio de superposición” (Maldonado, 2012). Este análisis requiere del conocimiento previo de la cuantía de acero, el grado de fisuración y el detalle de las secciones de cada uno de los elementos, es de gran utilidad para estudios de vulnerabilidad sísmica y reforzamiento estructural. (ASCE/SEI 41-17, 2017)

2.8.2.1 Análisis Pushover.

Esta técnica conocida como Pushover es un enfoque más confiable para la caracterización del comportamiento de una estructura, una de las características de este análisis es la modelación de articulaciones plásticas (rótulas plásticas), las cuales deberán formarse en los extremos de los elementos estructurales.

Este procedimiento estático no lineal es usado para el análisis sísmico de un edificio en el cual, sus componentes individuales serán sometidos a cargas laterales monotónicamente crecientes, las cuales representan las fuerzas inerciales en un terremoto hasta que exceda el desplazamiento máximo. (ASCE/SEI 41-17, 2017)

FIGURA 2.5 Aplicación de cargas laterales.



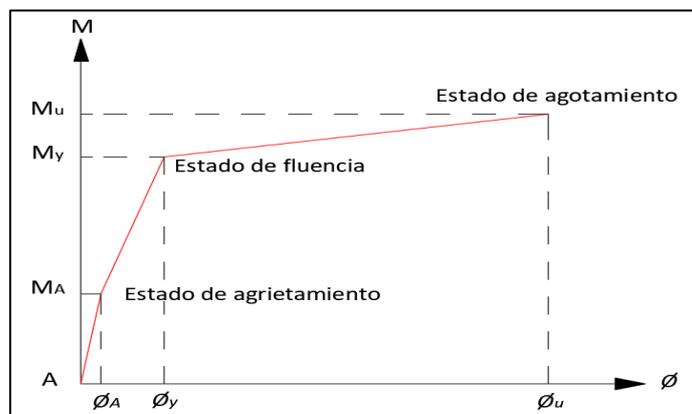
ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Al introducirnos en el campo del análisis no lineal se debe entender los modelos inelásticos para secciones y para los elementos que componen la edificación.

2.8.2.1.1 Diagramas momento-curvatura (M- ϕ).

Representa de manera gráfica la capacidad a flexión y deformación por curvatura en rango no lineal de una sección transversal de hormigón armado. Un elemento estructural entre mayor ductilidad presente mayor será la capacidad de disipar energía, este tipo de diagramas presenta 3 estados que son el agrietamiento, la fluencia y el agotamiento de la sección.

FIGURA 2.6 Diagrama momento curvatura.



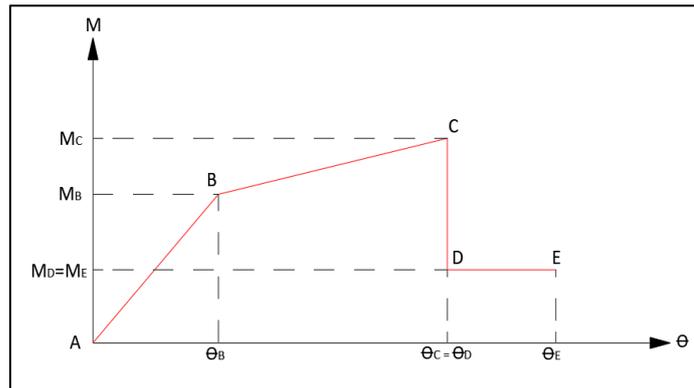
FUENTE: ASCE 41-17

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

2.8.2.1.2 Diagramas momento-rotación (M- Θ).

Estos diagramas representan la capacidad a flexión y deformación por rotación de un elemento, además permiten conocer la rigidez de una sección y determinar la formación de las rotulas plásticas (Aguilar, Mora, & Rodríguez, 2015).

FIGURA 2.7 Diagrama momento rotación.

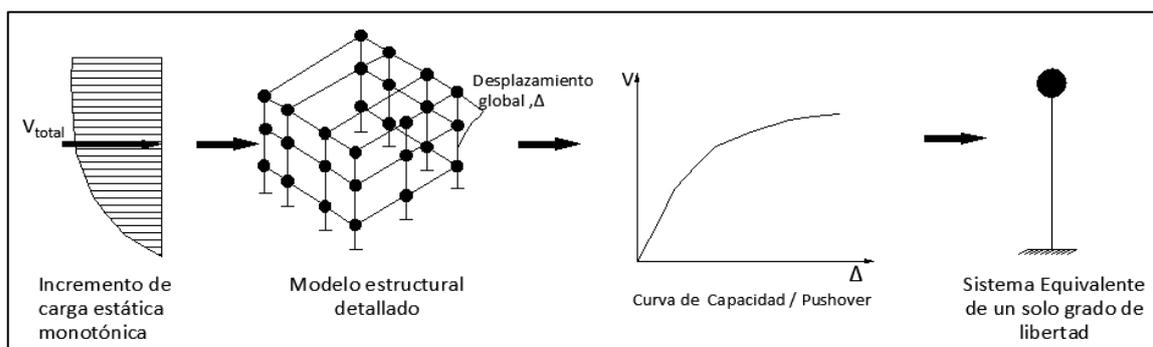


FUENTE: ASCE/SEI 41-17.

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Por otro lado, debido a la cantidad de elementos que hay en una edificación y lo complejo que sería las construcciones de diagramas momento rotación para cada elemento se usan diagramas simplificados establecidos en normas como el ASCE/SEI 41-17, FEMA 440, ATC-40. Sin duda la utilización del software computacional facilitará la elaboración de estos modelos, debido a que utiliza un proceso iterativo el cual arroja como resultado final la curva de capacidad o curva Pushover donde se puede ver el grado de ductilidad que presenta una estructura.

FIGURA 2.8 Procedimiento para obtener la curva de capacidad.



FUENTE: (FEMA 440, 2005).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

En resumen, el análisis de Pushover consiste en incrementar cargas laterales que dan como respuesta un desplazamiento consecuente de estas cargas, el cual debe ser analizado en base a lo dispuesto en normas como el ATC 40, el FEMA 440 y el ASCE/SEI 41-17. Cabe mencionar que este método de análisis es recomendable realizarlo en estructuras regulares, tanto en planta como en elevación. (ASCE/SEI 41-17, 2017)

2.8.2.2 Análisis tiempo historia.

El análisis Time History es un método de análisis estructural dinámico el cual pretende reproducir la respuesta real de una estructura producido por vibraciones dinámicas, dicha respuesta es utilizada para determinar los parámetros de interés para el diseño. Para realizar este análisis es necesario tener registros sísmicos para lo cual se debe tener una metodología para su selección de acuerdo a las características sísmicas comunes, permitiendo tener una historia de disipación de energía, la cual depende de la frecuencia y amplitud con la que se desarrolle el sismo. (ASCE/SEI 41-17, 2017)

Para la selección de estos registros sísmicos es recomendable escoger zonas que presenten características sismológicas similares, los mismo que deben presentar un perfil semejante al espectro de diseño definido por la NEC-15. Además, se debe mencionar que para un escalamiento de sismos se debe escoger un método de ajuste, que presente rangos de perdidos estrechos.

La NEC-15 menciona que el análisis Time History consiste en someter a la base de la estructura a un acelerograma característico del sitio, el cual representa una aceleración temporal que experimenta el suelo en un determinado punto durante un evento sísmico (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

Las características más relevantes de este proceso dinámico son:

- El comportamiento no lineal solo se produce en elementos estructurales.
- Este análisis se realiza mediante la superposición modal.

Este proceso dinámico no lineal es utilizado para edificaciones que requieran reforzamiento o edificaciones que presenten irregularidades en planta y en elevación. Además, que requiere de una maquina cuyo procesador debe ser de un alto rendimiento para la realización de este tipo de análisis en el rango no lineal.

CAPÍTULO 3

DISEÑO ESTRUCTURAL USANDO HORMIGÓN NORMAL

3.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES A UTILIZAR.

3.1.1 HORMIGÓN.

El hormigón normal en todos los elementos estructurales, cuyas propiedades son:

- Resistencia a compresión ($f'c$): igual a 280 [kg/cm²].
- Peso específico (γ): igual a 2.4 [t/m³].
- Módulo de elasticidad (E_c): calculado mediante la **ecuación 2.2**, dando como resultado un valor de 183695.77 [kg/cm²].

3.1.2 ACERO DE REFUERZO.

El acero de refuerzo presenta las siguientes propiedades:

- Peso específico (γ): igual a 7.85 [t/m³].
- Esfuerzo de fluencia (f_y): igual a 4200 [kg/cm²].
- Módulo de elasticidad (E_s): igual a 2100000 [kg/cm²].

3.2 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS Y PREDIMENSIONAMIENTO.

3.2.1 CARGA MUERTA.

La carga muerta está conformada por el peso de los elementos estructurales (vigas, columnas, muros y losas), adicionalmente se tiene sobrecargas o cargas permanentes debido a los elementos no estructurales (paredes, masillado, recubrimiento de piso, instalaciones y cielo raso), que estarán presentes a largo de la vida útil de la estructura.

Es importante conocer que el programa Etabs®, toma en cuenta el peso propio de los elementos estructurales de manera automática, mientras que el peso de los

elementos no estructurales debe ser ingresado, por tal motivo, se realiza la determinación de su valor en base a la NEC-SE-CG-15.

TABLA 3.1 Valores para sobrecarga aplicada.

Sobrecargas	Peso [kg/m²]
Mampostería de bloque (15 cm)	213
Mampostería de bloque (20 cm)	256
Pared de Vidrio	27
Cielo raso	30
Instalaciones	30
Masillado 1.5 cm (m ²)	34
Recubrimiento de piso	31

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.2.2 CARGA VIVA.

Se define en función de la ocupación de la estructura, la NEC-SE-CG-15, especifica un valor de 200 [kg/cm²] para residencias, 250 [kg/cm²] para oficinas y 300 [kg/cm²] para cubierta destinada para área de paseo.

La NEC-15 considera a los pisos destinados para el uso y ocupación de estacionamientos como un caso particular, debido a que su carga uniforme no es exacta por lo que hace ciertas consideraciones; las cuales están relacionadas con la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Oficial) y la MTOP (Ministerio de Transporte y Obras Públicas), que son las encargadas de determinar cargas específicas de camiones, autos y buses. Para nuestro análisis se usará una carga uniforme de 400 [kg/m²], en base a las experiencias de los constructores y diseñadores. (Placencia, 2018).

3.2.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS.

El predimensionamiento de cada elemento estructural, para el edificio de departamentos y oficinas se lo realizará en base a lo dispuesto en el código ACI 318S-14, la NEC-15 y las recomendaciones dadas de las materias de Hormigón Armado y Proyectos estructurales.

3.2.3.1 Predimensionamiento de losa.

El código ACI-318S-14 plantea la ecuación (8.3.1.2), para determinar el espesor mínimo (h) para losas macizas con vigas, suponiendo un valor:

$$\alpha_{fm} \geq 2$$

Se calcula con la siguiente expresión:

$$h = \frac{l_n * \left(0.8 + \frac{f_y}{14000}\right)}{36 + 9 * \beta} \quad (3.1)$$

Dónde:

- h : Espesor mínimo de losa maciza [cm].
- l_n : Longitud de la luz (claro) libre en la dirección más larga [cm]
- f_y : Esfuerzo de fluencia del acero [Kg/cm²]
- β : Relación entre la longitud de la luz larga y la luz corta de la losa.

$$\beta = \frac{(\text{Luz libre en sentido largo})}{(\text{Luz libre en sentido cortos})} = \frac{7}{6} = 1.17$$

- α_{fm} : Se obtiene del promedio de α_f , de todas las vigas en el borde de un panel.
- α_f : Relación entre la rigidez a flexión de una sección viga y una franja de losa definida lateralmente por los ejes centrales de los paneles (tableros) contiguos a cada lado de la viga.

El edificio de departamentos y oficinas tiene un claro libre de 7 metros en la dirección más larga. Por lo tanto, el prediseño de la losa será el mismo para los dos edificios.

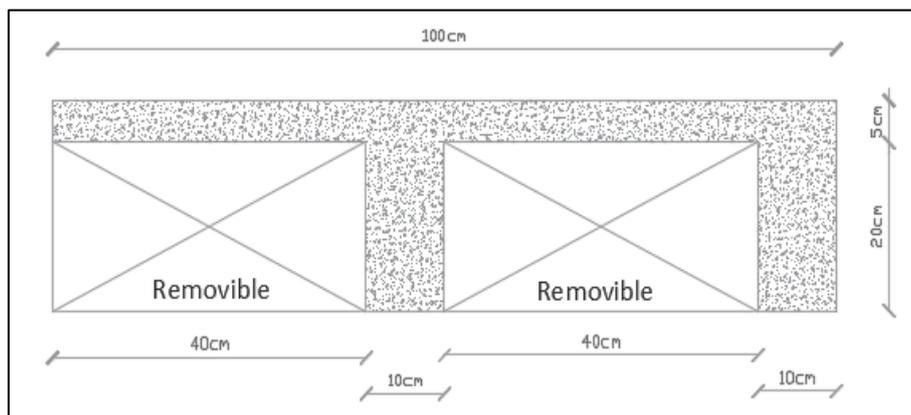
Utilizando la **ecuación 3.1**, se calcula el espesor mínimo de losa maciza, así:

$$h = \frac{700 * \left(0.8 + \frac{4200}{14000}\right)}{36 + 9 * 1.17} = 16.55 \text{ cm}$$

El valor de h calculado corresponde a la altura o peralte de la losa maciza. Definida la altura de la losa maciza, se asume una sección de losa nervada o alivianada, que permitirá calcular una altura equivalente de losa maciza y verificar que el peralte de losa nervada es el adecuado.

Se propone una altura de losa nervada de 25 [cm] de altura, con 5 [cm] de loseta de compresión y alivianamientos removibles de 40x40x20 [cm] como se indica a continuación.

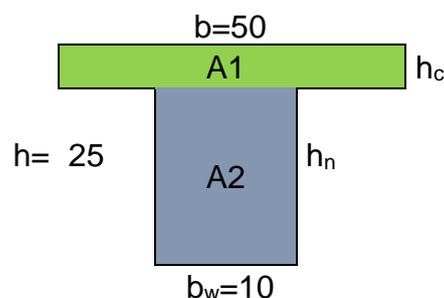
FIGURA 3.1 Sección de losa nervada $h=25$ [cm].



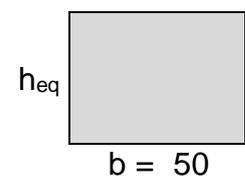
ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

El procedimiento realizado para determinar la inercia de la losa nervada es el siguiente:

Losa Alivianada			
Datos			
$h=$	25	[cm]	
$h_c=$	5	[cm]	
$h_n=$	20	[cm]	
$b_w=$	10	[cm]	
$b=$	50	[cm]	
Alivianamientos			
40	*	20	[cm]



Losa maciza		
Datos		
$b=$	50	[cm]



Procesamiento de datos para determinar la inercia de la losa alivianada									
Secc.	b	H	A	Y	A*y	I	d	d ²	I ejes paralelos
	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]
A1	50	5	250	22.5	5625	520.83	5.56	30.91	8248.33
A2	10	20	200	10	2000	6666.67	-6.94	48.16	16298.67
Σ			450		7625				24547

$$Y_{\text{centroide}} = 16.94 \text{ [cm]}$$

$$\text{Inercia de losa alivianada} = 24547 \text{ [cm}^4\text{]}$$

Una vez calculada la inercia de la losa alivianada, se puede relacionar con la inercia de una losa maciza, como se indica a continuación:

Inercia de losa maciza = Inercia de losa nervada

$$\frac{b * h^3}{12} = 24547 \text{ [cm}^4\text{]} \quad (3.2)$$

Mediante la igualdad de inercias se conoce el valor del espesor de una losa maciza equivalente (h_{eq}), en función de la inercia de la losa nervada utilizando la **ecuación 3.2**, de la siguiente manera:

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{24547 * 12}{50}} = 18.06 \text{ [cm]}$$

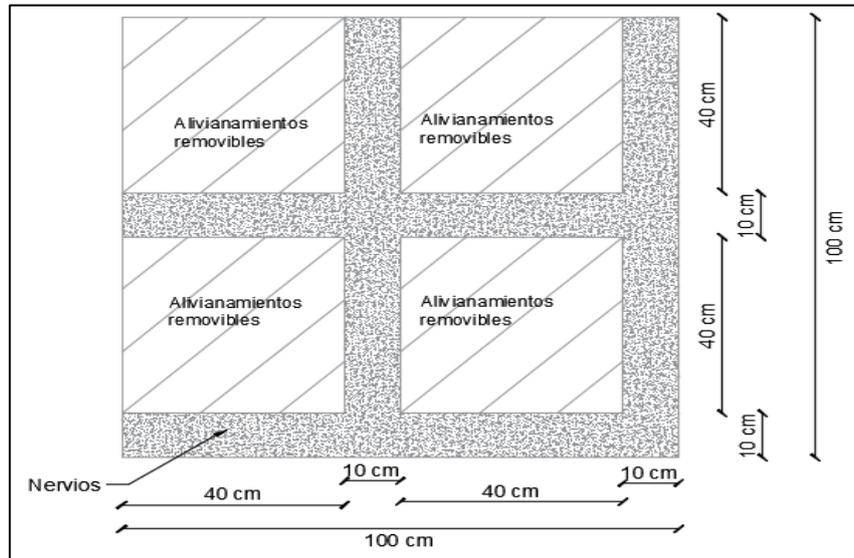
$$h_{eq} = 18.06 \text{ cm} > 16.6 \text{ [cm]}$$

De esta manera podemos notar que la sección propuesta de losa alivianada es correcta, al verificar que la altura de la losa maciza equivalente (h_{eq}) es mayor al obtenido con la **ecuación 3.1**, por lo tanto, es aceptada para el prediseño.

3.2.3.1.1 Peso propio de la losa.

El peso propio para 1 [m²] de losa se define de la siguiente manera.

FIGURA 3.2 Vista en planta de 1m² de losa alivianada h=25 [cm].



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

TABLA 3.2 Peso propio de la losa nervada con h=25 [cm] en 1 [m²].

Datos		
Largo (l)	1	[m]
Ancho (a)	1	[m]
Capa de compresión (cc)	0.05	[m]
Ancho del nervio (an)	0.1	[m]
Altura de nervio (hn)	0.2	[m]
Longitud de nervios (ln)	3.6	[m]
Peso del hormigón	2.4	[ton/m ³]
Peso de la capa de compresión	0.12	[ton]
Peso de nervios	0.173	[ton]
Peso propio de la losa	0.293	[ton]

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.2.3.2 Predimensionamiento de vigas.

Según lo mencionado por Guerra & Chacón, 2010, recomiendan asumir una sección de viga para el predimensionamiento, debido a que es necesario obtener el peso propio del elemento mediante la **ecuación 3.3**.

Para la aplicación de la **ecuación 3.3** se asume una sección de viga de 35x60 [cm].

$$PP_{viga} = \frac{base * altura * l_{total\ vigas} * Peso\ del\ hormigón}{Area\ de\ la\ losa} \quad (3.3)$$

- Edificio de departamentos, (Edif. 15 pisos).

$$PP_{viga} = \frac{0.35 * 0.60 * 220 * 2.4}{594} = 0.187 \frac{t}{m^2} = 187 \frac{kg}{m^2}$$

- Edificio de oficinas, (Edif. 8 pisos).

$$PP_{viga} = \frac{0.35 * 0.60 * 240 * 2.4}{735} = 0.151 \frac{t}{m^2} = 151 \frac{kg}{m^2}$$

De esta forma los valores de cargas muertas consideradas se indican en la **tabla 3.3**. Para la carga viva se asigna, 200 [kg/m²] para el área de departamentos, 250 [kg/m²] para el área de oficinas, 300 [kg/m²] para cubierta destinada a área de paseo, y [400 kg/m²] para área de estacionamientos.

TABLA 3.3 Carga muerta para el predimensionamiento de vigas.

Descripción	Edificio de Departamentos	Edificio de Oficinas
	Peso [kg/m ²]	Peso [kg/m ²]
Peso propio de losa	293	293
Peso propio de vigas	187	151
Mampostería bloque	317	242
Cielo raso	30	30
Instalaciones	30	30
Masillado 1.5 cm [m ²]	34	34
Recubrimiento de piso	31	31
Total	794	719

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Estas cargas son mayoradas mediante la combinación de carga de la NEC-SE-CG-15. Además, se asume una mayoración del 30% debido a la acción sísmica (Guerra & Chacón, 2010):

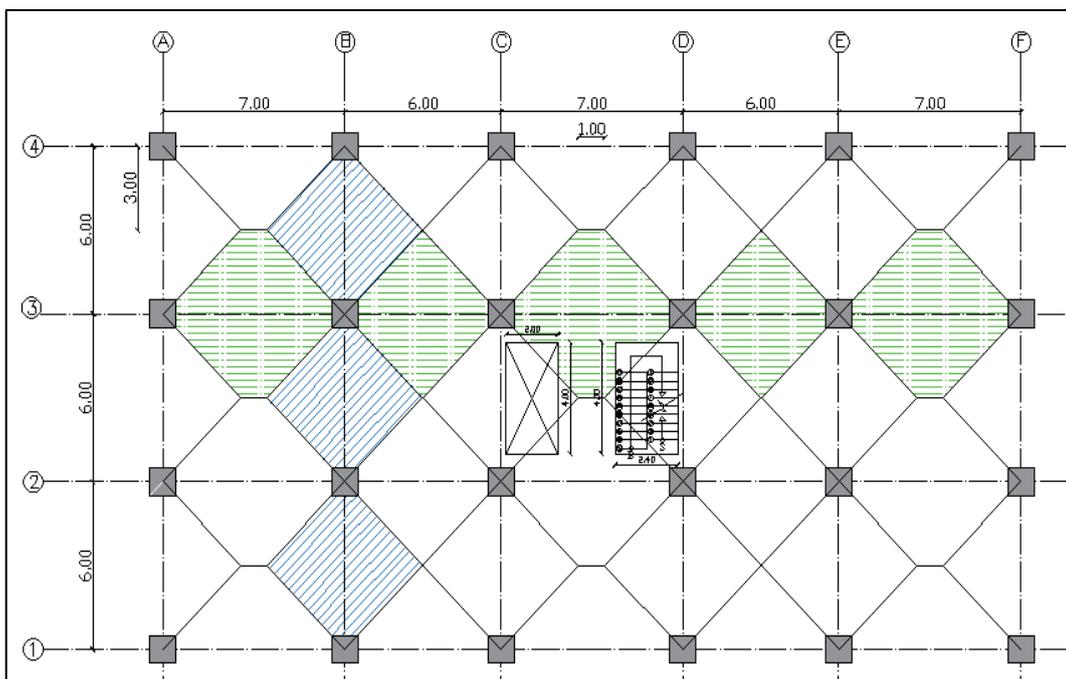
$$q_u = 1.3 * (1.2D + 1.6L) \quad (3.4)$$

Dónde:

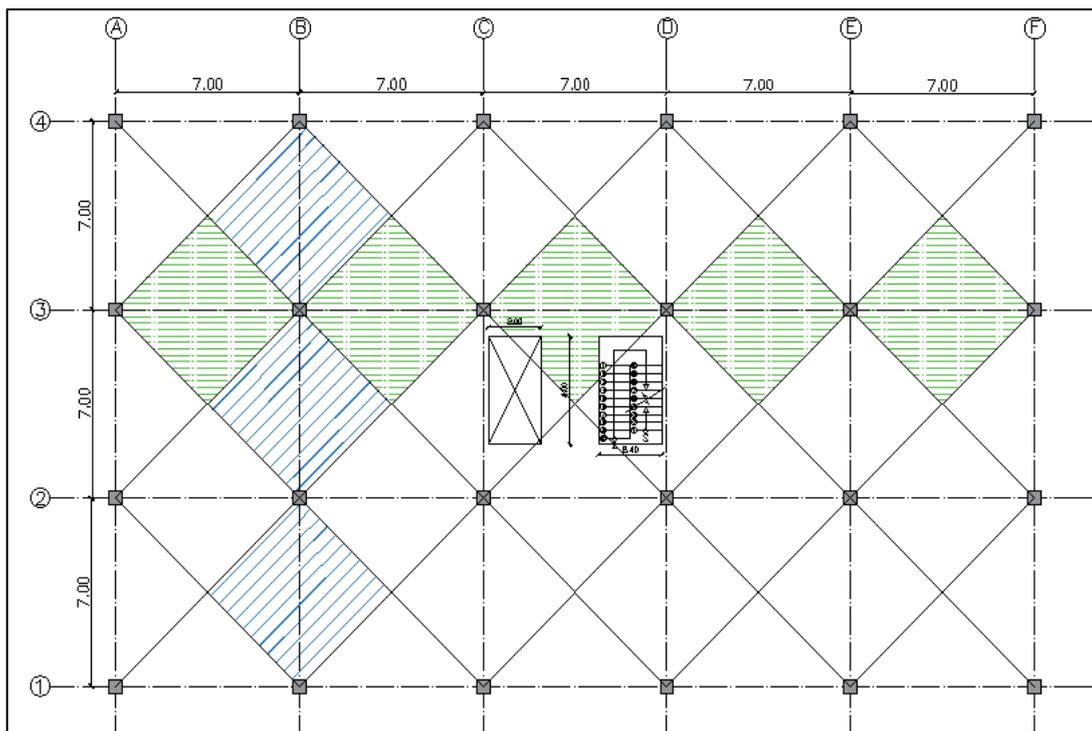
- D: Carga muerta
- L: Carga viva

Las cuales son transmitidas a las vigas por medio de la losa. mediante la siguiente distribución de áreas, de tipo triangular y trapezoidal.

FIGURA 3.3 Áreas aportantes a las vigas. (a) Edif. 15 pisos. (b) Edif. 8 pisos.



(a)



(b)

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

El ACI 318S-14, en la tabla 6.5.2, menciona expresiones para calcular “los momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección” (ACI Comité 318, 2014).

Para utilizar dichas expresiones debe cumplir con las siguientes recomendaciones:

- Los elementos sean prismáticos.
- Las cargas deben estar distribuidas de manera uniforme.
- La carga viva tiene que ser menor o igual a tres veces la carga muerta.
- Haya dos o más tramos.
- La diferencia entre luces adyacentes debe exceder $\pm 20\%$.

TABLA 3.4 Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección. (ACI 318S -14 Tabla 6.5.2).

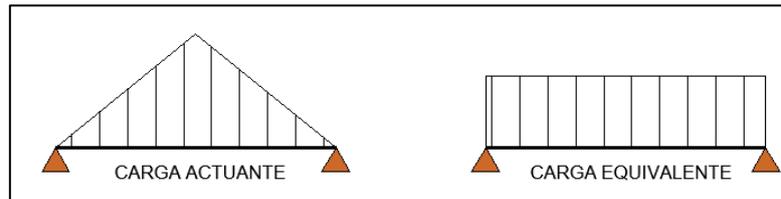
Momento	Localización	Condición	M_u
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo.	$W_u l_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido.	$W_u l_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos.	$W_u l_n^2 / 16$
Negativo*	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$W_u l_n^2 / 24$
		Miembros construidos monolíticamente con columnas como apoyo.	$W_u l_n^2 / 16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos.	$W_u l_n^2 / 9$
		Más de dos vanos.	$W_u l_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyos	Todas.	$W_u l_n^2 / 11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 3m. (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo de vano.	$W_u l_n^2 / 12$

* "Para calcular los momentos negativos (l_n) debe ser el promedio de las luces de los vanos adyacentes".

FUENTE: (ACI Comité 318, 2014).

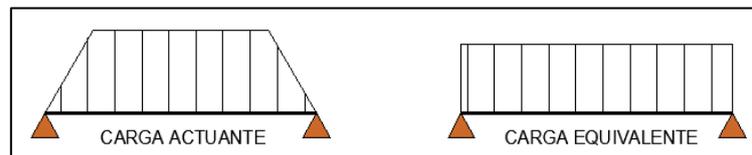
ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

De esta manera, para poder utilizar las expresiones de la **tabla 3.4**, se necesitan transformar las cargas de tipo triangular y trapezoidal a cargas de tipo uniformemente distribuidas, esto se consigue a través de las siguientes relaciones que fue presentado oficialmente en el código ACI 318-63 en el método 2 para diseño de losas en dos direcciones:

FIGURA 3.4 Transformación de cargas en la luz corta.

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

$$w = \frac{q * S}{3} \quad (3.5)$$

FIGURA 3.5 Transformación de cargas en la luz larga.

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

$$w = \frac{q * S}{3} * \left(\frac{3 - m^2}{2} \right) \quad (3.6)$$

Dónde:

- w : Carga equivalente a lo largo de la luz.
- q : Carga total uniforme por [m²].
- S : Longitud de la luz corta para losas en dos direcciones. Es la longitud entre ejes de los claros o el claro libre aumentado dos veces el espesor de la losa. Se elegirá el menor valor.
- m : Relación entre luz corta y la luz larga.

De esta forma se obtiene el máximo momento en la viga. Finalmente se utiliza parte del proceso del diseño de vigas rectangulares simplemente armadas, para obtener las dimensiones de la sección de la viga.

El momento nominal de una viga se determina mediante la siguiente expresión:

$$M_n = R_u * b * d^2 \quad (3.7)$$

$$R_u = f'_c * w * (1 - 0.588 * w) \quad (3.8)$$

Dónde:

- M_n : Momento nominal.
- R_u : Factor de resistencia a la flexión.
- b : Base de la viga.
- d : Peralte efectivo.
- f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón [kg/cm²]
- w : Índice de refuerzo y está dado por la siguiente ecuación.

$$w = \rho \frac{f_y}{f'_c} \quad (3.9)$$

- f_y : Esfuerzo de fluencia del acero [kg/cm²]
- ρ : Cuantía de acero.

$$\rho = \frac{A_s}{A_{eff}} \quad (3.10)$$

Dónde:

- A_s : Área de refuerzo longitudinal a tracción [cm²].
- A_{eff} : Área efectiva de la sección de concreto [cm²].

Para asegurar una ductilidad adecuada y reducir así el riesgo de fallas frágiles los reglamentos de construcción especifican, usar siempre relaciones de refuerzo menores a la cuantía balanceada (ρ_b) (González, 2005).

La norma NEC-SE-HM-15, establece que la cuantía mínima sea igual o mayor que $14/f_y$, y limita la cantidad de acero en vigas al 50% de la cuantía en condición

balanceada. Para secciones rectangulares simplemente armadas la cuantía balanceada puede calcularse con la siguiente ecuación.

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003 * E_s}{0.003 * E_s + f_y} \quad (3.11)$$

Dónde:

- E_s : módulo de elasticidad del acero.
- f_y : resistencia especificada a la fluencia del acero.
- β_1 : factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.

La **ecuación 3.11** se obtiene de un estado de deformaciones unitarias, en el cual se producen de manera simultánea, la deformación del concreto que se supone igual a 0.003, y la deformación de fluencia del acero de refuerzo (González, 2005).

El factor β_1 está en función de la resistencia específica del hormigón, como se indica a continuación:

TABLA 3.5 Distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón (β_1).

f'_c, MPa	β_1
$17 \leq f'_c \leq 28$	0,85
$28 < f'_c < 55$	$0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7}$
$f'_c \geq 55$	0,65

FUENTE: (ACI Comité 318, 2014)

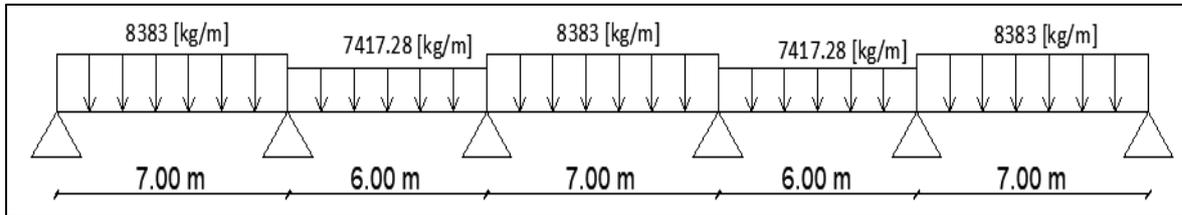
Este procedimiento se lo realiza para las vigas en las dos direcciones (X, Y), se describe a continuación el proceso de cálculo para una viga central ubicada en el nivel +3.20 m de cada edificio en la dirección X.

3.2.3.2.1 Ejemplo de cálculo para el predimensionamiento de vigas.

- **Edificio de departamentos.**
 - **Vigas 3 Nv.+3.20, Planta Tipo (PT).**

De acuerdo con lo mencionado, se procede a transformar las cargas actuantes en cargas uniformemente distribuidas, donde se tiene los siguientes resultados.

FIGURA 3.6 Cargas uniformes sobre la viga 3, (Edif. 15 pisos).



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Se describe el procedimiento de cálculo para el tramo A-B de la viga 3.

TABLA 3.6 Cargas gravitacionales en la luz A-B de la viga 3, (Edif. 15 pisos).

Luz	A -B
S [m]	6,00
l [m]	7,00
m	0,86
q [Kg/m ²]	1854.3

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Como se observa en **figura 3.3** la luz A-B tiene cargas de tipo trapezoidal, para transformar dichas cargas utilizamos la **ecuación 3.5** y tenemos:

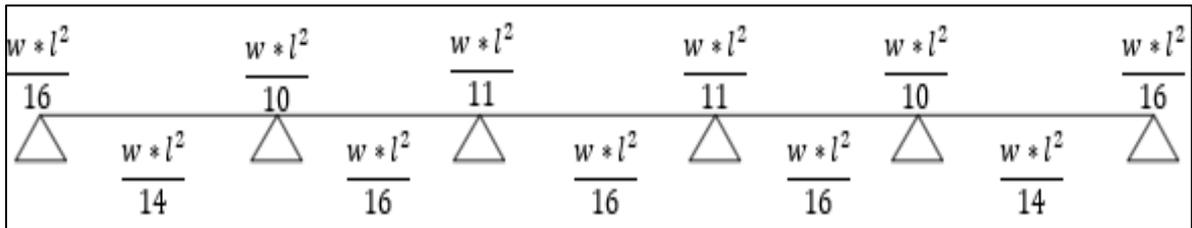
$$w = \frac{1854.3 * 6}{3} * \left(\frac{3 - 0.86^2}{2} \right) = 4191.50 [kg/m]$$

Esta luz recibe dos cargas de tipo trapezoidal, por lo que se tiene:

$$w = 2 * 4191.5 = 8383.00 [kg/m]$$

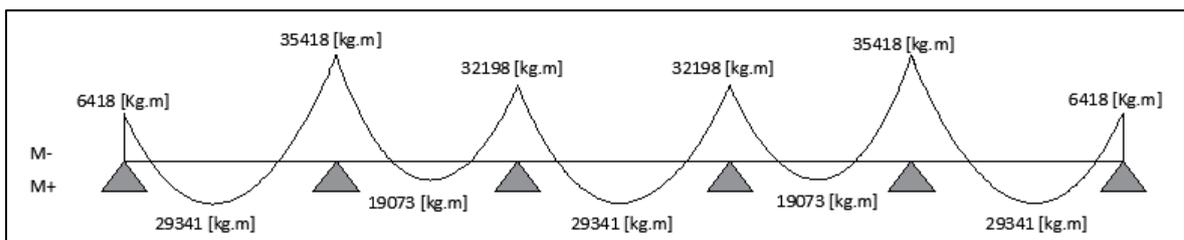
Para los demás vanos se realiza un procedimiento similar, tomando en consideración las luces y los tipos de carga correspondientes. Determinadas estas cargas uniformemente distribuidas, se procede a calcular los momentos flectores en base a la **tabla 3.4**. Cuyas expresiones son las siguientes para el pórtico en análisis

FIGURA 3.7 Expresiones para el cálculo de momento según la **tabla 3.4**.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

FIGURA 3.8 Momentos positivos y negativos de la viga 3, (Edif. 15 pisos).



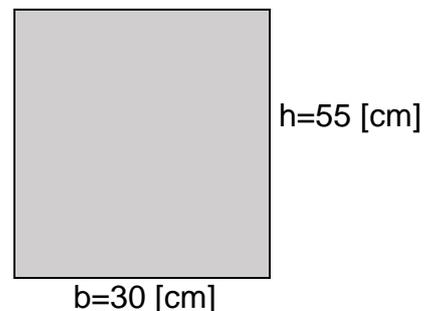
ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Se puede observar que el momento máximo es de 35418 [Kg·m] o 35.42 [t·m], con el cual se determinará la sección de la viga. Mediante la utilización de una parte del proceso de diseño de vigas rectangulares simplemente armadas, se determina las siguientes secciones para la dirección larga.

Datos		
$f'_c =$	280	[kg/cm ²]
$\delta_{\text{hormigón}} =$	2400	[kg/m ³]
$f_y =$	4200	[kg/cm ²]
$E_s =$	2100000	[kg/cm ²]
$M_u =$	35.42	[t·m]
$\phi =$	0.9	[Flexión]

$$0.65 \leq \beta \leq 0.85$$

$\beta =$	0.85
$\rho_{\text{balanceado}} =$	0.0289
$\rho_{\text{máx.}} =$	0.01445
$\rho_{\text{mín.}} =$	0.00333
$\rho_{\text{asumido}} =$	0.014
$\omega =$	0.21
$R_u =$	51.51



Se asume un valor mayor para la base, en consideración al valor mínimo (25 cm) dado por la NEC-SE-HM-15. Para determinar posibles secciones para el prediseño como se expone en la **tabla 3.7**.

TABLA 3.7 Secciones para el prediseño de viga 3. (Edif. 15 pisos).

b [cm]	d [cm]	h [cm]	h/b
30	50.47	55	1.83
35	46.72	50	1.43
40	43.7	50	1.25
45	41.21	45	1.00
50	39.09	45	0.90

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Por lo tanto, se opta por una sección de viga de 30x55 [cm] para la viga 3. El procedimiento se repite de manera similar para las demás vigas, y se determina las siguientes secciones:

TABLA 3.8 Secciones para el prediseño de las vigas en la dirección X, Y, (Edif. 15 pisos).

Pisos	En X		En Y	
	Sección		Sección	
	Base	Altura	Base	Altura
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
Terraza	30	55	30	45
Planta tipo	30	55	30	50
Planta Baja	30	55	30	50
Subsuelos	30	55	30	50

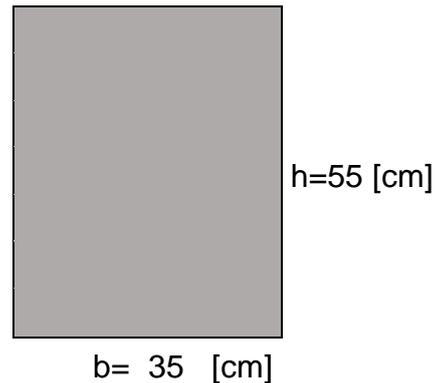
ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

➤ Edificio de oficinas.

De manera similar para el edificio de oficinas se analiza la viga 3 del nivel 3.20 [m], se determina el máximo momento de la viga. Para utilizar una parte del proceso de diseño de vigas rectangulares simplemente armadas, y determinar las posibles secciones para la viga, como se expone a continuación.

Datos		
$f'_c =$	280	[kg/cm ²]
$\delta_{\text{hormigón}} =$	2400	[kg/m ³]
$f_y =$	4200	[kg/cm ²]
$E_s =$	2100000	[kg/cm ²]
$M_u =$	40.86	[t-m]
$\phi =$	0.9	[flexión]

$0.65 \leq \beta \leq 0.85$	
$\beta =$	0.85
$\rho_{\text{balanceado}} =$	0.0289
$\rho_{\text{máx.}} =$	0.01445
$\rho_{\text{mín.}} =$	0.00333
$\rho_{\text{asumido}} =$	0.014
$\omega =$	0.210
$R_u =$	51.51



El procedimiento se repite y se obtienen las siguientes secciones.

TABLA 3.9 Secciones para el prediseño de las vigas en la dirección X,Y, (Edif. 8 pisos).

Pisos	En X-Y	
	Sección	
	Base	Altura
	[cm]	[cm]
Terraza	30	55
Planta tipo	35	55
Planta Baja	35	55
Subsuelos	35	55

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

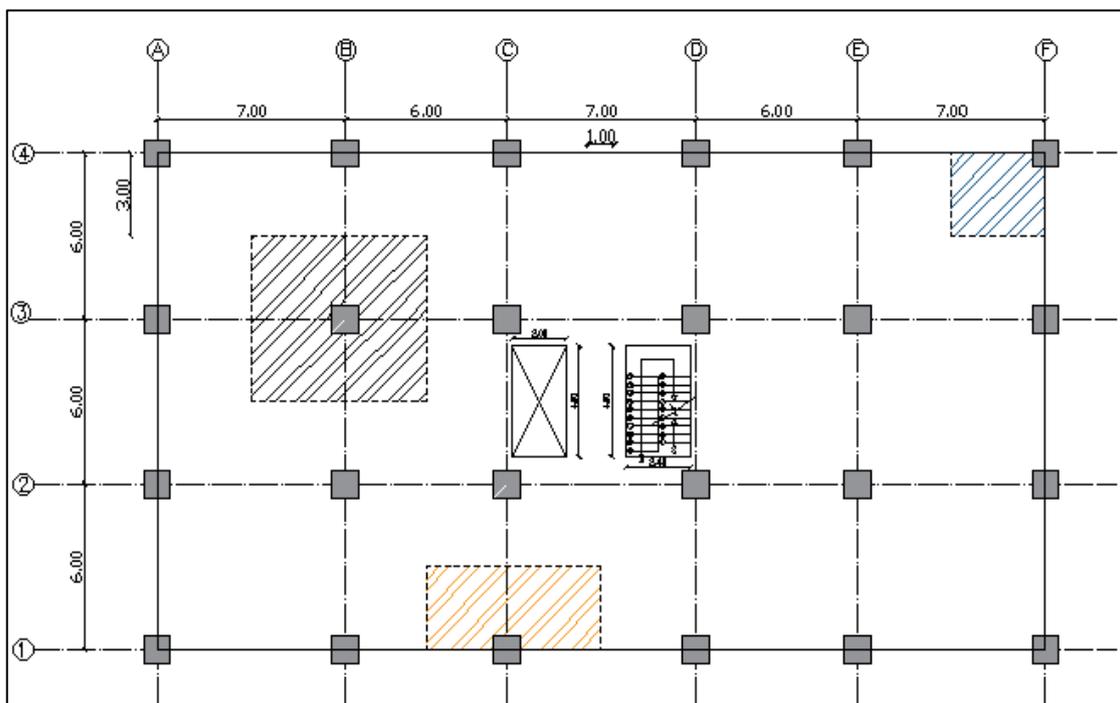
3.2.3.3 Predimensionamiento de columnas.

El prediseño de columnas se realizará de la siguiente manera:

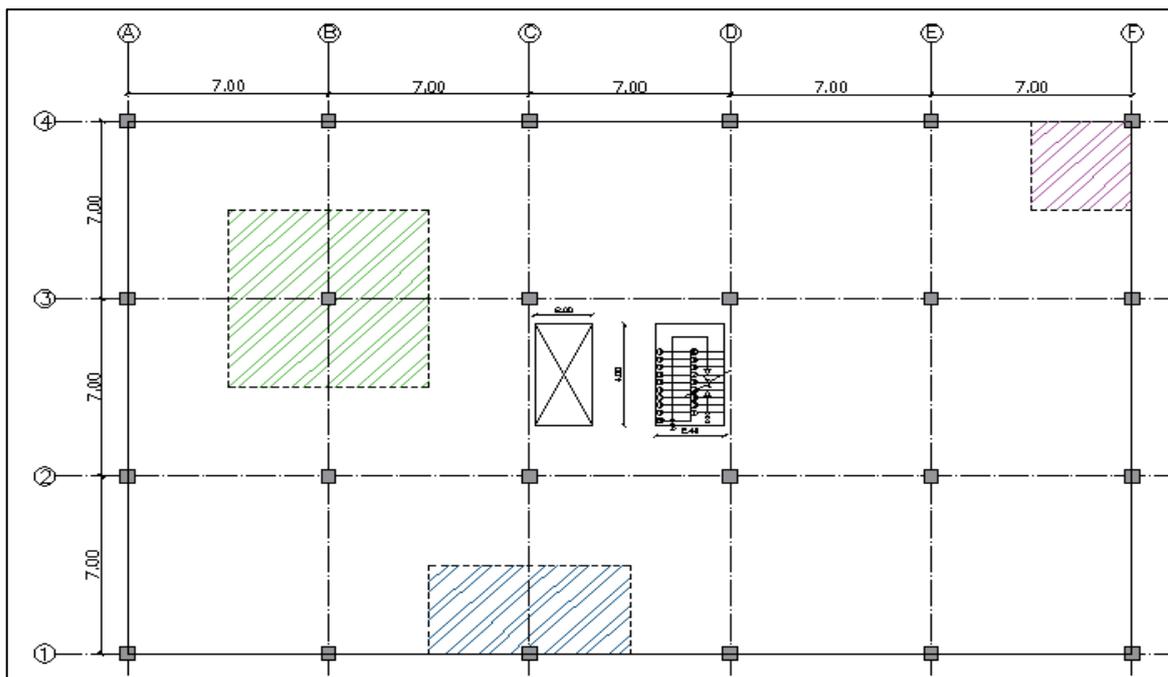
- Se establece el área cooperante para cada columna como se indica en la **figura 3.9**.

- Se determina una carga mayorada (q_u)
- Calculamos fuerza axial mayorada (P_u)
- Se multiplica el número de pisos por P_u . De esta manera se obtiene un valor aproximado de carga axial que soporta una columna con el cual se determina el área bruta de la sección.

FIGURA 3.9 Área aportante para columnas en la planta baja. (a) (Edif. 15 pisos), (b) (Edif. 8 pisos).



(a)



(b)

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

La resistencia nominal máxima de una columna de hormigón armado cargada axialmente puede determinarse utilizando la siguiente expresión dada en el ACI-318S-14.

$$P_u \leq \phi P_n \quad (3.12)$$

$$P_n \leq \alpha * P_o \quad (3.13)$$

$$P_o = [0,85 * f'c * (Ag - Ast) + (fy * Ast)] \quad (3.14)$$

$$P_u = \phi * \alpha * P_o \quad (3.15)$$

$$P_u = \phi * \alpha * [0,85 * f'c * (Ag - Ast) + (fy * Ast)] \quad (3.16)$$

Dónde:

- P_o : resistencia a carga axial considerando una excentricidad igual a cero.
- P_n : resistencia nominal a carga axial para de la sección definida.
- ϕ factor de reducción de resistencia igual a 0.65

- α : factor para tomar en cuenta las excentricidades ocasionales debido a la carga axial, igual 0.80 para estribos
- P_u : fuerza axial mayorada y A_{st} es el área total de refuerzo longitudinal

De acuerdo con las expresiones mencionadas se plantea el prediseño con los siguientes datos:

- $f_c = 280$ [Kg/cm²],
- $f_y = 4200$ [Kg/cm²]
- $A_{st} = 0.01A_g$

$$P_u = 0.65 * 0.8 * [0.85 * 210 * (A_g - 0.01A_g) + (0.01A_g * 4200)]$$

$$P_u = 144.36 * A_{st} \text{ [ton]}$$

$$A_g = \frac{P_u}{144.36} \quad (3.17)$$

Guerra y Chacón (2010), recomiendan tomar las siguientes consideraciones para mayorar A_g :

1.3: correspondiente a un 30 % de acción sísmica.

1.5: se produce de la mayoración de carga vertical cuya combinación es de (1.2D+1.6L).

$$A_g = 1.3 * 1.5 * \frac{P_u}{144.36} \quad (3.18)$$

Dónde:

- A_g en [cm²].
- P_u en [ton].

Utilizando esta ecuación se definirán las secciones de columnas para cada piso, luego mediante la modelación de las edificaciones con la ayuda del software

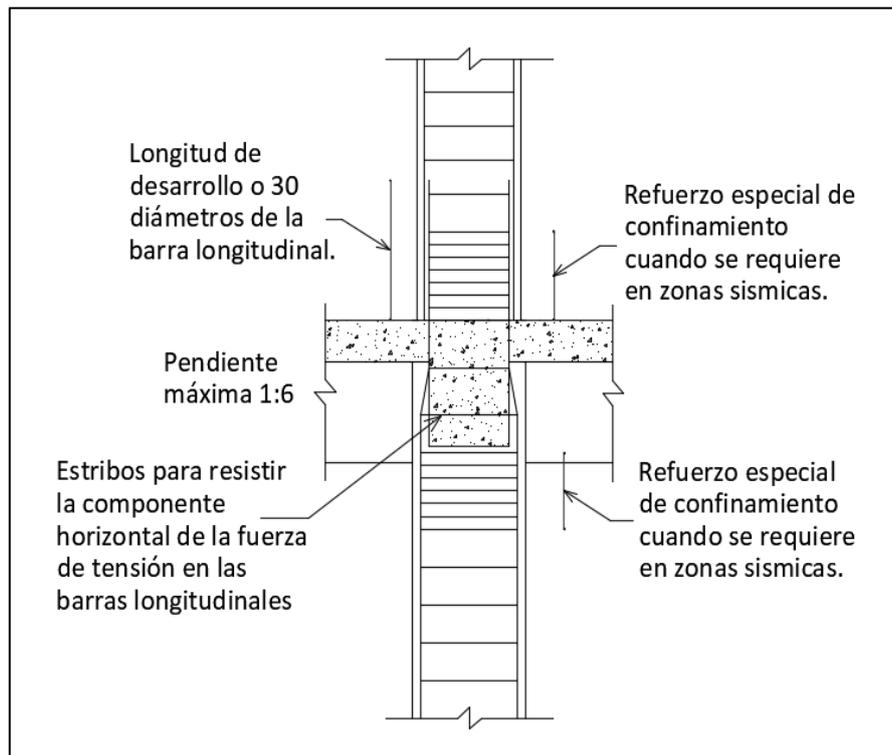
Etabs®, se verificará que tanto las secciones de columnas como vigas sean satisfactorias. Caso contrario se modificarán hasta encontrar las secciones adecuadas.

3.2.3.3.1 Ejemplo de cálculo para el predimensionamiento de columnas.

➤ Edificio de departamentos.

Para determinar las secciones de las columnas, se optó por dividir la estructura en 3 tramos de 6 pisos cada uno, que permitirá realizar una reducción en la sección de las columnas debido a la disminución de la sollicitación en los pisos superiores, esta reducción en la sección deberá tener una pendiente no mayor a 1:6, como se indica a continuación.

FIGURA 3.10 Detalle de cambio de sección en columnas



FUENTE: (González, 2005).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Con las indicaciones mencionadas se procede a realizar el prediseño para la columna con mayor área cooperante y la mayor carga axial (columna 2B).

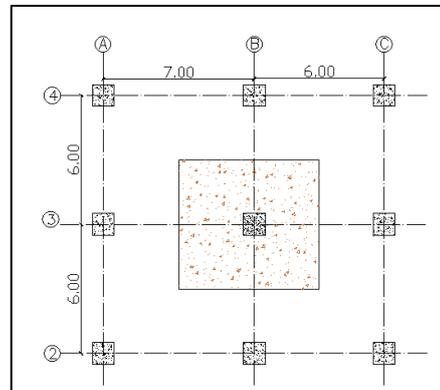
Datos de materiales		
$f'_c=$	280	[kg/cm ²]
$f_y=$	4200	[kg/cm ²]

Datos		
Área Cooperante	39	[m ²]
# de pisos =	18	pisos

Datos de cargas		
D=	922	[kg/m ²]
L=	200	[kg/m ²]

Datos factores de reducción de resistencia		
$\alpha=$	0.8	
$\Phi=$	0.65	

Datos cuantía asumida		
Cuantía de acero ($\rho_{\min.}$)	0.01	[%]



Cálculos:	
$P_o=$	$277.62 * A_g$
$P_u=$	$144.362 * A_g$
$A_g=$	$P_u / 144.362$

El A_g se mayor por:

1.3: correspondiente a un 30% de acción sísmica.

1.5: se produce de la mayoración de carga vertical cuya combinación es de (1.2D+1.6L).

Cálculos:		
$q_u=$	1426.4	[kg/m ²]
$P_u=$	55629.6	[kg]
$P_{u \text{ total}}=$	1001332.8	[kg]
$P_{u \text{ total}}=$	1001.33	[ton]
$A_g=$	$13.51 * P_u$	
Área de columna calculada aproximada (A_g)	13527.97	[cm ²]

Sección de columna propuesta		
b=	115	[cm]
h=	120	[cm]

Área de la sección (Ag)=	13800	[cm ²]
--------------------------	-------	--------------------

El procedimiento se repite para todas las columnas y se obtiene los siguientes resultados

TABLA 3.10 Secciones del predimensionamiento de columnas, (Edif. 15 pisos).

Piso	Columnas	Área Cooperante [m ²]	Número de pisos	Pu _{total}	Ag (bxh)	b	h
				[ton]	[cm ²]	[cm]	[cm]
10-15	Central	39	6	333.78	4509.37	105	110
	Borde	19.5	6	166.89	2254.68	70	75
	Esquinera	10.5	6	89.86	1214.01	50	55
4-9	Central	39	12	667.56	9018.74	110	115
	Borde	19.5	12	333.78	4509.37	75	80
	Esquinera	10.5	12	179.73	2428.15	55	60
S3-3	Central	39	18	1001.33	13527.97	115	120
	Borde	19.5	18	500.67	6764.05	80	85
	Esquinera	10.5	18	269.59	3642.16	60	65

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

➤ **Edificio de oficinas.**

De manera similar se analiza la columna (2B) y se describe el procedimiento realizado.

Datos de materiales		
f _c =	280	[kg/cm ²]
f _y =	4200	[kg/cm ²]

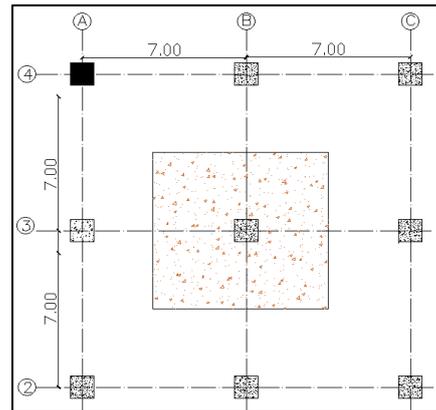
Datos		
Área Cooperante	49	[m ²]
# de pisos =	10	pisos

Datos de cargas		
D=	812	[kg/m ²]
L=	250	[kg/m ²]

Datos factores de reducción de resistencia	
$\alpha=$	0.8
$\Phi=$	0.65

Datos cuantía asumida		
Cuantía de acero (ρ_{\min}) =	0.01	[%]

Cálculos:	
$P_o=$	$277.62 * A_g$
$P_u=$	$144.362 * A_g$
$A_g=$	$P_u / 144.362$



El A_g se mayor por:

1.3: correspondiente a un 30% de acción sísmica.

1.5: se produce de la mayoración de carga vertical cuya combinación es de (1.2D+1.6L).

Cálculos:		
$q_u=$	1374.4	[kg/m ²]
$P_u=$	67345.6	[kg]
$P_{u\ total}=$	673456	[kg]
$P_{u\ total}=$	673.456	[ton]
A_g	$13.51 * P_u$	
Área de columna calculada aproximada (A_g)	9098.39	[cm ²]

Sección de columna propuesta		
$b=$	95	[cm]
$h=$	100	[cm]

Área de la sección (A_g)=	9500	[cm ²]
-------------------------------	------	--------------------

Se repite para todas las columnas y se obtiene los siguientes resultados.

TABLA 3.11 Secciones del predimensionamiento de columnas, (Edif. 8 pisos).

Piso	Columnas	Área Cooperante [m ²]	Número de pisos	Pu _{total}	Ag (bxh)	b	h
				[ton]	[cm ²]	[cm]	[cm]
4-8	Central	49	5	336.728	4549.2	90	95
	Borde	24.5	5	168.364	2274.6	60	65
	Esquinera	12.25	5	84.182	1137.3	60	65
S2-3	Central	49	10	673.456	9098.39	95	100
	Borde	24.5	10	336.728	4549.2	65	70
	Esquinera	12.25	10	168.364	2274.6	65	70

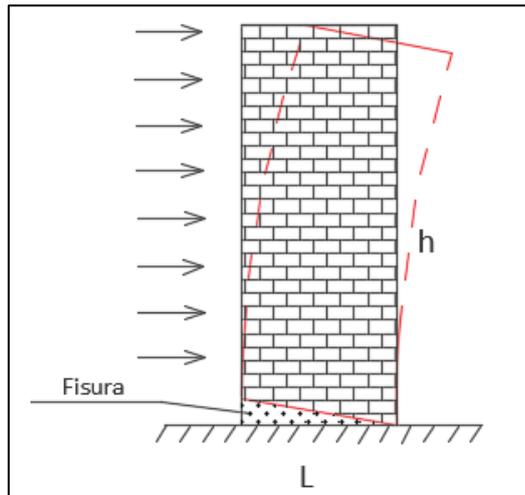
ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán

3.2.3.4 Predimensionamiento de muros.

“El comportamiento estructural de los muros de corte depende de su relación de aspecto, que se define como la relación entre la altura (h_w) y la longitud (l_w) del muro, lo que permite clasificar a los muros como altos o bajos” (Placencia, 2018).

3.2.3.4.1 Muros estructurales altos.

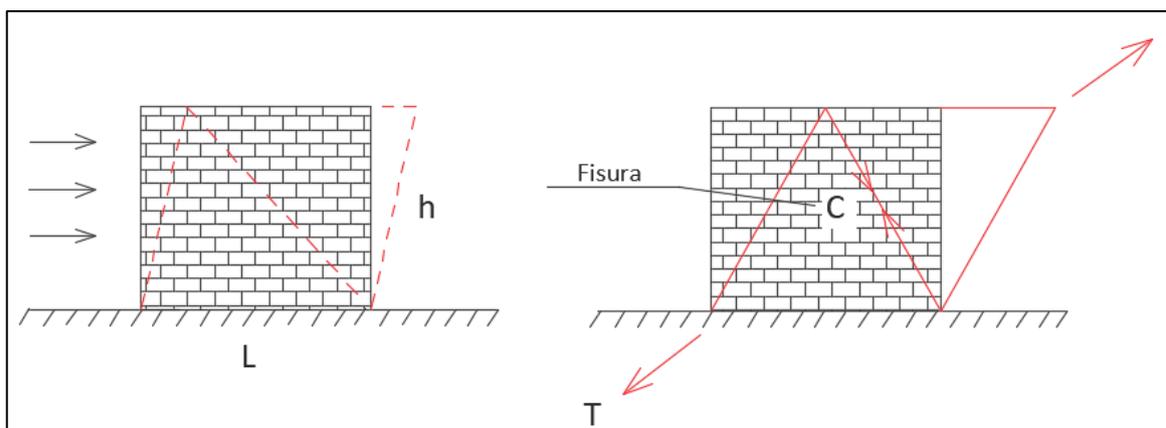
Si la relación de aspecto $\frac{h_w}{l_w} > 3$, nos da a entender que se tiene un muro estructural alto, el cual tiende a presentar un comportamiento similar al de una viga en voladizo. Donde los efectos por flexión son los que dominan, hablando en porcentajes la deformación por flexión es de un 90% y la deflexión por corte es de un 10%. Es decir, el acero fluye (Placencia, 2018).

FIGURA 3.11 Diafragma de tipo largo.

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.2.3.4.2 Muros estructurales bajos.

Si la relación $\frac{h_w}{l_w} < 2$, entonces nos indica que tiene un muro estructural bajo. El cual presentará un comportamiento preponderante a corte. Además, presenta una resistencia y rigidez a cargas laterales son muy elevadas. Este tipo de muros a diferencia del anterior absorben un 10% en cuanto a deformaciones por flexión y un 90% por deformación a corte. Es decir, el acero no alcanza la fluencia (Placencia, Apuntes de Proyectos y Configuración Estructural, 2018).

FIGURA 3.12 Diafragmas de tipo corto.

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Mediante lo descrito para muros altos y bajos, se toma como referencia de pre-diseño la relación de aspectos mayor a 3 debido a la altura que presentan estos elementos estructurales, además que no existe un proceso que describa un predimensionamiento en específico, se ha tomado como referencia las consideraciones mencionadas en las clases de Hormigón 3 (Placencia, 2017).

3.3 CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL EN BASE A LA NEC-15.

3.3.1 MÉTODO DE FUERZAS EQUIVALENTES (DBF) EN BASE A LA NEC-15.

Este método de análisis se basa en la aplicación de cargas laterales distribuidas en toda la altura del edificio, las cuales se derivan del corte basal de la estructura. El cortante basal se obtiene de la combinación de varios parámetros, en el que se incluye el peso propio de la estructura y de ser el caso un porcentaje de la carga viva.

$$V = \frac{I * S_a(Ta)}{R * \phi_P + \phi_E} * W \quad (3.19)$$

Dónde:

- I : coeficiente de importancia.
- $S_a(Ta)$: espectro de diseño en aceleración.
- R : factor de reducción de resistencia sísmica.
- ϕ_P : coeficiente de configuración estructural en planta.
- ϕ_E : coeficiente de configuración estructural en elevación.
- W : carga sísmica reactiva.

3.3.1.1 Parámetros que definen el Cortante Basal.

3.3.1.1.1 Coeficiente de importancia de la estructura (I).

De acuerdo a la NEC-15, el coeficiente de importancia, permite incrementar la demanda sísmica que actúa sobre una edificación, según su tipo de uso o servicio prestado para la sociedad.

TABLA 3.12 Coeficiente de importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas. Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policías, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencia. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para el depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museo, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

FUENTE: (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.3.1.1.2 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a).

Este parámetro se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad, y está en función de los siguientes factores:

- **El factor de zona sísmica (Z).**

La NEC-15, “ha dividido el territorio ecuatoriano en seis zonas sísmicas, caracterizadas por el factor de zona (Z), proveniente del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10 % de excedencia en 50 años (periodo de retorno de 475 años)” (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

TABLA 3.13 Factor de zona Z, zonificación sísmica.

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

FUENTE: (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- **El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura**

La NEC-15 ha clasificado los diferentes perfiles de suelo en seis categorías:

TABLA 3.14 Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo	Descripción	Definición
A	Perfil de roca	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de corte, o	760 m/s > $V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumpla con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ Kpa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante.	360 m/s > $V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 Kpa > $S_u \geq 50$ Kpa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda cortante.	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total de H mayor de 3m de arcillas blandas	$IP > 20$ $W \geq 40\%$ $S_u < 50$ KPa

	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases.
	F1 - Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuados, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.
	F2 - Turba y arcilla orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba arcillas orgánicas y muy orgánicas)
F	F3 - Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5m con índice de plasticidad IP >75)
	F4 - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (h> 30m)
	F5 - Suelos con contraste de impedancia a ocurriendo dentro de los primeros 30m superiores del perfil de subsuelo. Incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte
	F6 - Rellenos colocados sin control ingenieril.

FUENTE: (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Además, la zona sísmica se determina en función del perfil de suelo donde se ubicará la estructura, mediante los factores de perfil F_a , F_d y F_s .

- **Los factores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d y F_s .**

La NEC-15, define al **F_a** como “*el coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto, es decir amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástica de aceleraciones para el diseño, tomando en cuenta los efectos de sitio*” (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

TABLA 3.15 Tipo de suelo y factor de sitio (F_a).

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12

E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85
F	Véase <u>Tabla 2</u> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <u>10.5.4</u> de la NEC-15					

FUENTE: (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

De acuerdo con la NEC-15, el **F_d** es “*el factor de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño considerando los efectos del sitio*” (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

TABLA 3.16 Tipo de suelo y factor de sitio (*F_d*).

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <u>Tabla 2</u> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <u>10.6.4</u> de la NEC-15					

FUENTE: (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

La NEC-15, define al factor **F_s**, como “*el comportamiento no lineal que presentan los suelos, la degradación del periodo del sitio y el contenido de frecuencia de la excitación, además de los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleración y desplazamiento*” (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

TABLA 3.17 Tipo de suelo y factor del comportamiento inelástico del subsuelo (F_s).

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <u>Tabla 2</u> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <u>10.6.4</u> de la NEC					

FUENTE: (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Estos tres factores que menciona la NEC-15, se relacionan a través de las siguientes expresiones:

$$S_a = \eta * Z * F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (3.20)$$

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (3.21)$$

Dónde:

- η : razón entre la aceleración espectral.
 η : es igual 1.80 provincias de la Costa (excepto Esmeraldas), 2.48 provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos, 2.60 provincias del Oriente.
- F_a : coeficiente de amplificación del suelo.
- T : periodo fundamental

- T_c : periodo límite de vibración en el espectro sísmico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. $T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$
- r : coeficiente referente al perfil del suelo, igual a 1 para todos los suelos, excepto el tipo F y 1.5 para tipo de suelo E.
- Z : zona sísmica.

3.3.1.1.3 Cálculo del período fundamental de vibración de la estructura (T).

Se puede determinar por dos métodos propuestos por la NEC-15:

➤ Método 1

Puede determinarse de manera aproximada mediante la siguiente expresión:

$$T = C_t * h_n^\alpha \quad (3.22)$$

Dónde:

- C_t : coeficiente que depende del tipo de edificación.
- h_n : máxima altura medida desde la base de la estructura [m].
- T : periodo de vibración.

TABLA 3.18 Tipología estructural.

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

FUENTE: (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

➤ **Método 2**

El periodo fundamental (T) se puede determinar a través de las propiedades de la estructura y las características de las deformaciones de los elementos resistentes, para cada dirección principal de la estructura o por medio de un análisis modal, el cual puede determinarse mediante la siguiente expresión (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i * \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i * \delta_i}} \quad (3.23)$$

Dónde:

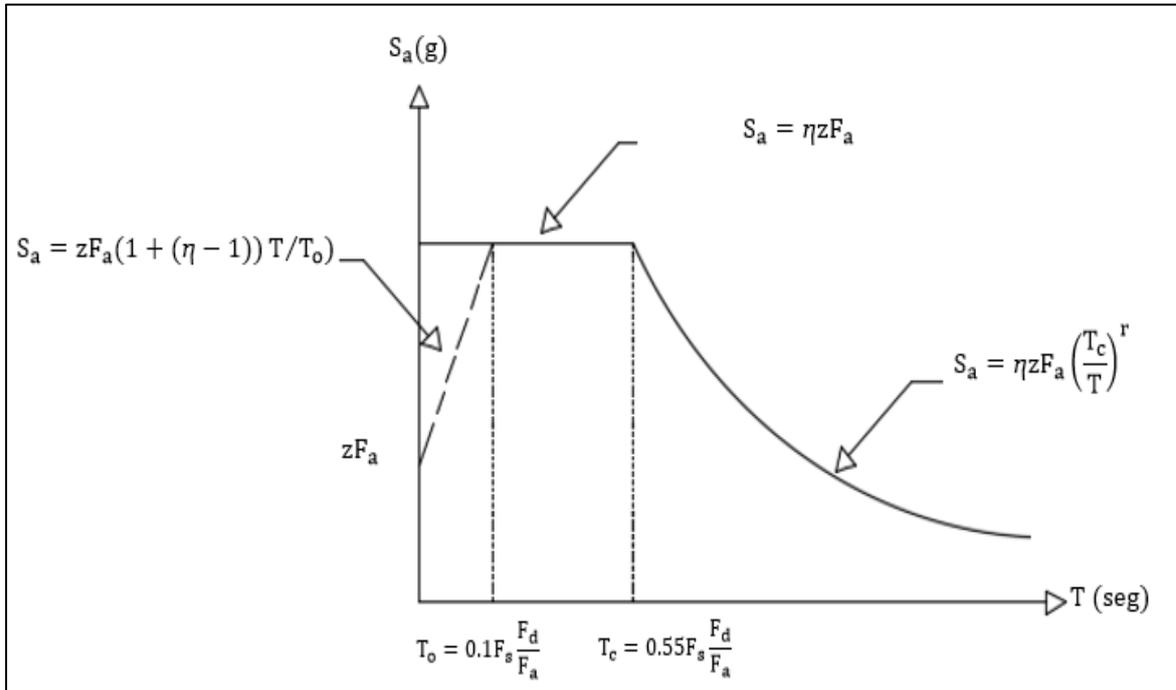
- f_i : distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i.
- δ : deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales f_i .
- W_i : peso por piso de la estructura.

3.3.1.1.4 Cálculo de períodos límites de vibración de la estructura (T_c), (T_o)

Estos valores están en función de los factores de amplificación del suelo. T_c y T_o limitan el intervalo de la meseta del espectro elástico de aceleraciones como se indica en la **figura 3.13** y su valor se calcula con las siguientes expresiones.

$$T_o = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad (3.24)$$

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad (3.25)$$

FIGURA 3.13 Espectro sísmico elástico de aceleraciones para el diseño

FUENTE: (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.3.1.1.5 Factor de reducción de resistencia (R).

La NEC-15, menciona que “el factor (R) permite reducir las fuerzas de diseño, siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible, y con una adecuada ductilidad, donde el daño se presente en secciones diseñadas para funcionar como rotulas plásticas” (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

TABLA 3.19 Coeficiente *R* para sistemas estructurales dúctiles.

Sistemas estructurales dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificios	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

FUENTE: (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

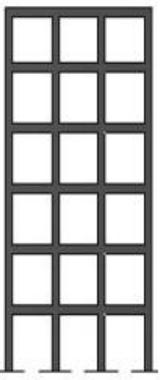
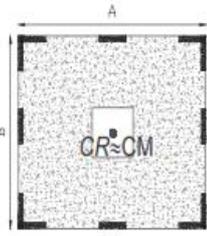
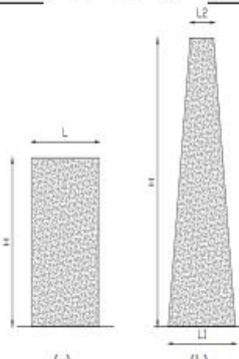
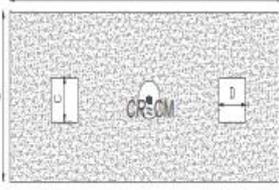
ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.3.1.1.6 . Factor de configuración estructural en planta y elevación.

La NEC-15 presenta los factores con el fin de considerar las irregularidades tanto en planta, como en elevación que presente la estructura. Estos factores pretenden aumentar la magnitud del sismo de diseño a través de una penalización, debido a dichas irregularidades.

Para el caso de estructuras cuya configuración o geometría es regular, siguiendo las recomendaciones de la NEC-15, tanto en planta como en elevación como se indica en la **figura 3.14**, los coeficientes tienen un valor de 1.

FIGURA 3.14 Configuraciones estructurales recomendadas.

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{EI}=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{PI}=1$	
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporricados, es constante en todos los niveles.</p> <p>$\phi_{EI}=1$</p>		<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa.</p> <p>$\phi_{PI}=1$</p>	 <p>(a)</p>
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional.</p> <p>$\phi_{EI}=1$</p>	 <p>(b)</p>		 <p>(b)</p>
			 <p>(c)</p>

FUENTE: (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

La NEC-SE-DS-15 en la tabla 13 y tabla 14, presenta algunas irregularidades tanto en planta como en elevación, que pueden presentar las edificaciones y su respectivo coeficiente de configuración estructural (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

3.3.1.1.7 Carga sísmica reactiva (W).

Representa la carga reactiva por sismo:

- **Caso General**

Representa el 100 % de la carga muerta (peso propio de la estructura +sobrecargas)

$$W = D \quad (3.26)$$

Dónde: D representa la carga muerta total de la estructura

- **Casos Especiales (bodegas y almacenaje)**

$$W = D + 0.25 * Li \quad (3.27)$$

Dónde:

- D : Carga muerta total de la estructura.
- Li : Carga viva del piso i .

3.3.1.2 Distribución vertical de fuerzas.

La NEC-15 debido a la falta de un análisis más riguroso, siguiendo los principios de la dinámica, indica que las fuerzas laterales totales deben ser distribuidas en la altura de la estructura, mediante la siguiente expresión.

$$Fx = \frac{W_x * h_x^K}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i^K} * V \quad (3.28)$$

Dónde:

- W_x : peso por piso de la estructura.
- h_x : altura de cada piso.
- K : coeficiente en función del periodo.
- V : valor del corte basal del edificio.
- F : fuerza lateral aplicada.

El coeficiente (K), en función del período de vibración de la estructura (T), se calcula como se indica en la siguiente tabla:

TABLA 3.20 Coeficiente K .

Valores de T (s)	K
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 * T$
> 2.5	2

FUENTE: (MIDUVI-CAMICON, 2015c)

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Los coeficientes “C” y “K” se ingresan en cada modelo para el análisis estático, desde la base hasta el último nivel de la estructura, tanto para el sismo en dirección X y la dirección Y. A continuación, se presentan el análisis para determinar el cortante basal de acuerdo con lo expuesto en la NEC-15.

➤ **Edificio de departamentos.**

TABLA 3.21 Factores de sitio y parámetros para determinar el cortante basal, coeficiente sísmico (C) y coeficiente (K), (Edif. 15 pisos).

Factores de sitio y parámetros para el espectro de respuesta elástico		
n=	2.48	Relación espectral Sa y PGA
z=	0.40	Valor del factor de zona Z
Perfil	C	Tipo de perfil de suelo
F _a =	1.20	Factor de amplificación
F _d =	1.11	Factor de sitio
F _s =	1.11	Factor del comportamiento
r=	1.00	Factor de suelo
T _c =	0.56	Periodo límite de vibración (seg)
nzFa=	1.19	Espectro de respuesta elástica de aceleraciones
Periodo de vibración fundamental		
C _t =	0.055	Coeficiente
h=	48.00	Altura máxima del edificio (m)
α=	0.75	Coeficiente
T=	1.00	Período fundamental límite de vibración (Método 1 NEC-15)
Cortante Basal		
T =	1.00	Período fundamental límite de vibración (seg)
Sa=	0.67	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones
I=	1.00	Factor de importancia
φ _p =	1.00	Factor de irregularidad en planta
φ _e =	1.00	Factor de irregularidad en elevación
R=	8.00	Factor de reducción de resistencia sísmica
C=	0.0838	Coeficiente sísmico "C"
K=	1.250	Coeficiente relacionado con el período de vibración
V=	0.0838*W	Cortante Basal (ton)

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

TABLA 3.22 Carga sísmica reactiva (W , (Edif. 15 pisos).

Carga sísmica reactiva W [ton]	
Edificio de departamentos	11004.07

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Luego de hacer los respectivos cálculos para determinar el cortante basal, y los coeficientes relacionados al periodo de vibración, procedemos con la distribución de las fuerzas.

TABLA 3.23 Distribución vertical de las fuerzas, (Edif. 15 pisos).

Piso	H	W/piso	$w \cdot H^k$	F_x	V_x
#	[m]	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]
15	48	450.46	56913.06	84.81	84.81
14	44.8	698.02	80903.08	120.56	205.37
13	41.6	698.02	73745.28	109.90	315.27
12	38.4	698.02	66723.93	99.43	414.70
11	35.2	698.02	59847.48	89.18	503.89
10	32	698.02	53125.74	79.17	583.05
9	28.8	733.40	48930.57	72.92	655.97
8	25.6	757.51	43620.45	65.00	720.97
7	22.4	757.51	36914.77	55.01	775.98
6	19.2	757.51	30445.05	45.37	821.35
5	16	757.51	24240.42	36.12	857.48
4	12.8	757.51	18340.14	27.33	884.81
3	9.6	781.72	13209.69	19.69	904.49
2	6.4	807.68	8221.78	12.25	916.74
1	3.2	807.68	3456.83	5.15	921.90
PB	0	145.46	0.00	0.00	921.90
	Σ	11004.07	618638.27	921.90	

$$V = 921.9 \text{ [ton]}$$

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

➤ Edificio de oficinas.

TABLA 3.24 Factores de sitio y parámetros para determinar el cortante basal, coeficiente sísmico (C) y coeficiente (K), (Edif. 8 pisos).

Factores de sitio y parámetros para el espectro de respuesta elástico		
n=	2.48	Relación espectral Sa y PGA
z=	0.4	Valor del factor de zona Z
Perfil	C	Tipo de perfil de suelo
F _a =	1.2	Factor de amplificación
F _d =	1.11	Factor de sitio
F _s =	1.11	Factor del comportamiento
r=	1	Factor de suelo
T _c =	0.56	Período límite de vibración (seg)
nzFa=	1.19	Espectro de respuesta elástica de aceleraciones
Período de vibración fundamental		
C _t =	0.055	Coeficiente
h=	25.6	Altura máxima del edificio
α=	0.90	Coeficiente
T=	1.02	Período fundamental límite de vibración (Método 1 NEC-15) (seg)
Cortante Basal		
T =	1.02	Período fundamental límite de vibración (seg)
Sa=	0.65	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones
I=	1	Factor de importancia
φ _p =	1	Factor de irregularidad en planta
φ _e =	1	Factor de irregularidad en elevación
R=	8	Factor de reducción de resistencia sísmica
C=	0.0813	Coeficiente sísmico "C"
K=	1.26	Coeficiente relacionado con el período de vibración
V=	0.0813*W	Cortante Basal (ton)

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

TABLA 3.25 Carga sísmica reactiva (W), (Edif. 8 pisos)

Carga sísmica reactiva W [ton]	
Edificio de oficinas	6284.45

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

TABLA 3.26 Distribución vertical de las fuerzas, (Edif. 8 pisos).

Piso	H	W/piso	$w \cdot H^k$	F_x	V_x
#	[m]	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]
8	25.60	560.82	33358.66	96.31	96.31
7	22.40	785.91	39508.22	114.06	210.38
6	19.20	785.91	32533.78	93.93	304.30
5	16.00	785.91	25856.29	74.65	378.95
4	12.80	785.91	19519.09	56.35	435.31
3	9.60	813.09	14054.04	40.58	475.88
2	6.40	831.83	8626.24	24.90	500.79
1	3.20	831.83	3601.84	10.40	511.19
PB	0	103.22	0.00	0.00	511.19
	$\Sigma =$	6284.45	177058.15	511.19	

$$V = 511.19 \text{ [ton]}$$

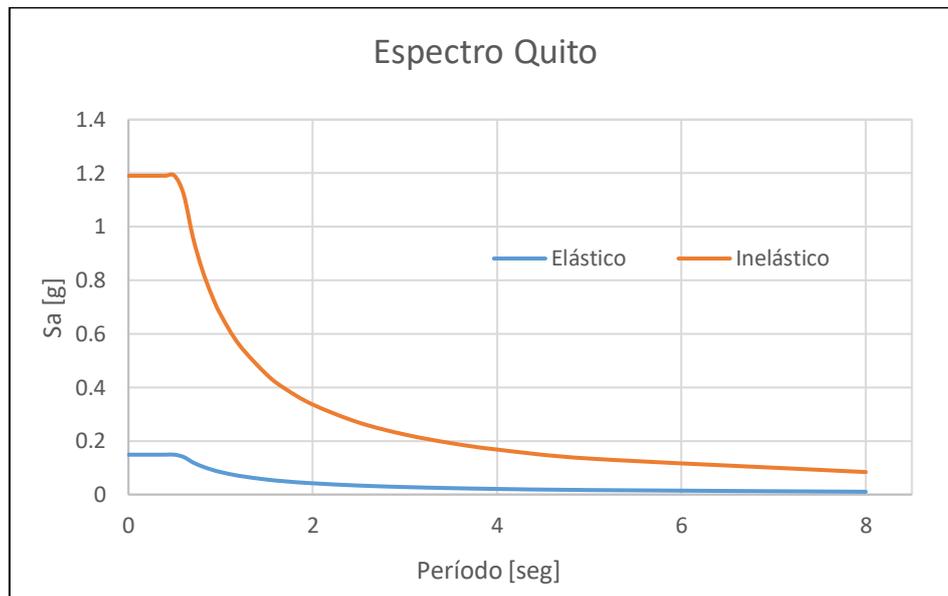
ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.3.2 ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES

El espectro elástico de aceleraciones es utilizado para el diseño estructural, debido a que este espectro considera la ductilidad proporcionada por el sistema estructural, el espectro elástico para cada edificio se obtiene con los parámetros dados en las **tablas 3.21 y 3.24**.

Para ambos casos el espectro es el mismo. Además, en las dos edificaciones se tiene el mismo factor de reducción R , por lo tanto, el espectro inelástico será el mismo.

FIGURA 3.15 Espectro elástico e inelástico de aceleraciones.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.4 MODELACIÓN EN EL SOFTWARE COMPUTACIONAL ETABS®.

Una de las etapas previas al análisis y diseño de todo proyecto estructural, es la modelación, en la cual se van creando los elementos que forman parte de la estructura de manera simplificada, idealizando las propiedades geométricas, las acciones, y las condiciones de apoyo de la estructura.

En el presente proyecto se utiliza el software computacional Etabs®, para construir un modelo matemático tridimensional de la estructura, que permita realizar el análisis y diseño estructural, cumpliendo con los requerimientos sismo resistentes de la NEC-15 y el ACI 318S-14 para determinar las secciones definitivas cada elemento estructural.

3.4.1 MODELO TRIDIMENSIONAL.

3.4.1.1 Definición de materiales.

Para la definición de los materiales se ha considerado lo siguientes propiedades:

TABLA 3.27 Materiales considerados.

Hormigón			
Símbolo	Valor	Unidades	Descripción
f'_c	280	[Kg/cm ²]	Esfuerzo de compresión
γ	2.4	[ton/m ³]	Peso específico
E_c	183695.77	[Kg/cm ²]	Módulo de elasticidad
Acero			
Símbolo	Valor	Unidades	Descripción
f_y	4200	[Kg/cm ²]	Esfuerzo de fluencia
E_s	2100000	[Kg/cm ²]	Módulo de elasticidad

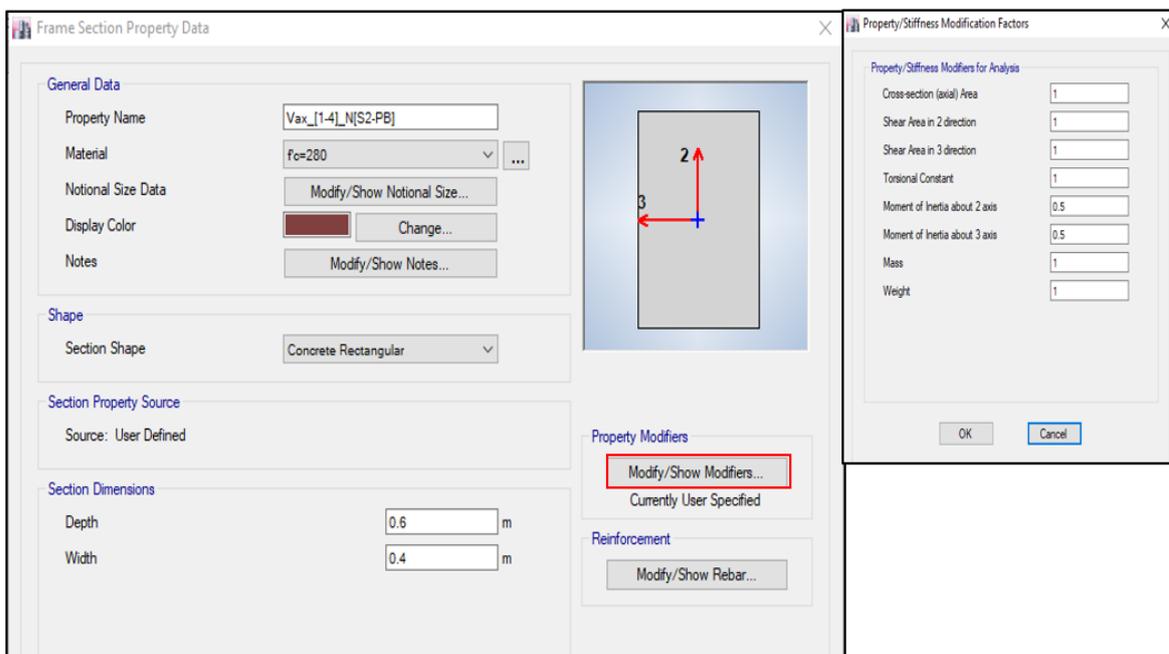
ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.4.1.2 Configuración estructural en planta y elevación de los elementos de hormigón.

Mediante la ayuda de software computacional Etabs®, se procede a definir las propiedades de cada uno de los elementos estructurales, al igual que la consideración de inercias agrietadas.

- Vigas

FIGURA 3.16 Ingreso de sección tipo *frame* para vigas.

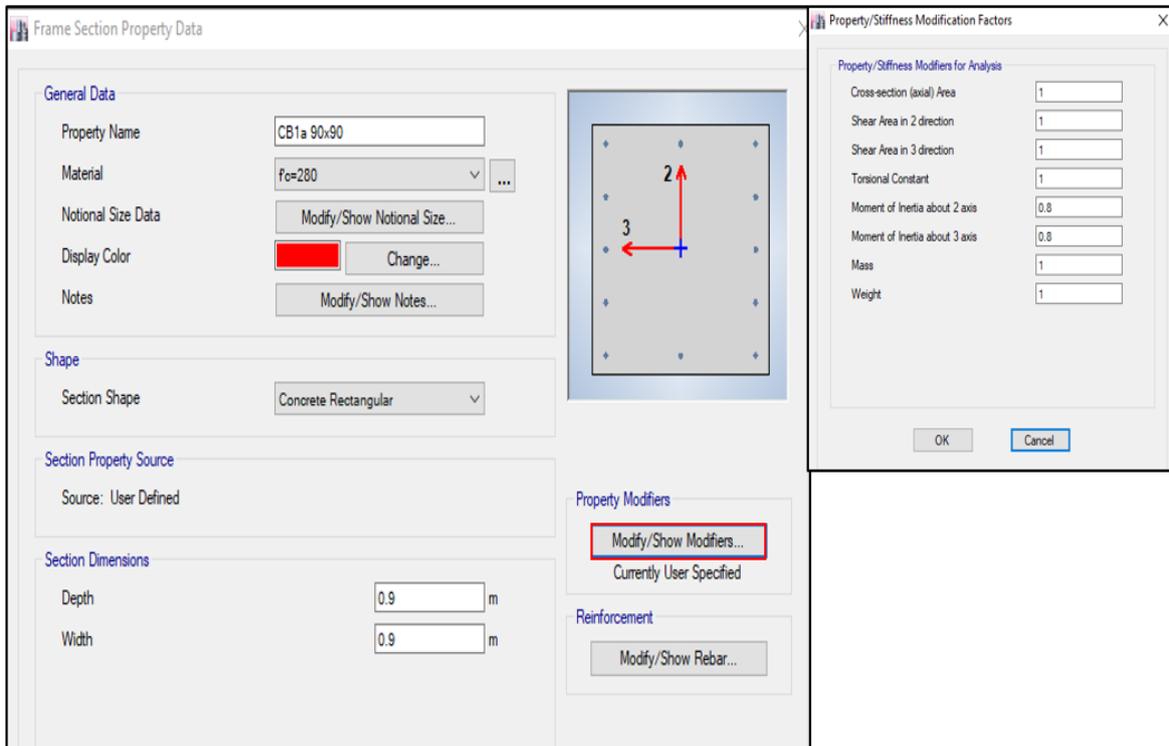


FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- **Columnas.**

FIGURA 3.17 Ingreso de sección tipo *frame* para columnas



FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Los elementos estructurales como vigas y columnas se las modela como elementos de tipo *frame*.

- **Losas**

Para las losas en el programa Etabs®, se ingresa como un elemento área tipo membrana, donde se aplica las cargas gravitacionales para obtener una distribución correcta de cargas hacia las vigas. Además, las losas se consideran como diafragmas horizontales rígidos.

FIGURA 3.18 Ingreso de sección de losa nervada.

FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- **Muros**

Los muros se representan mediante un elemento de área tipo Shell, también se le asigna la propiedad de “*Piers*” en toda la altura en cada muro.

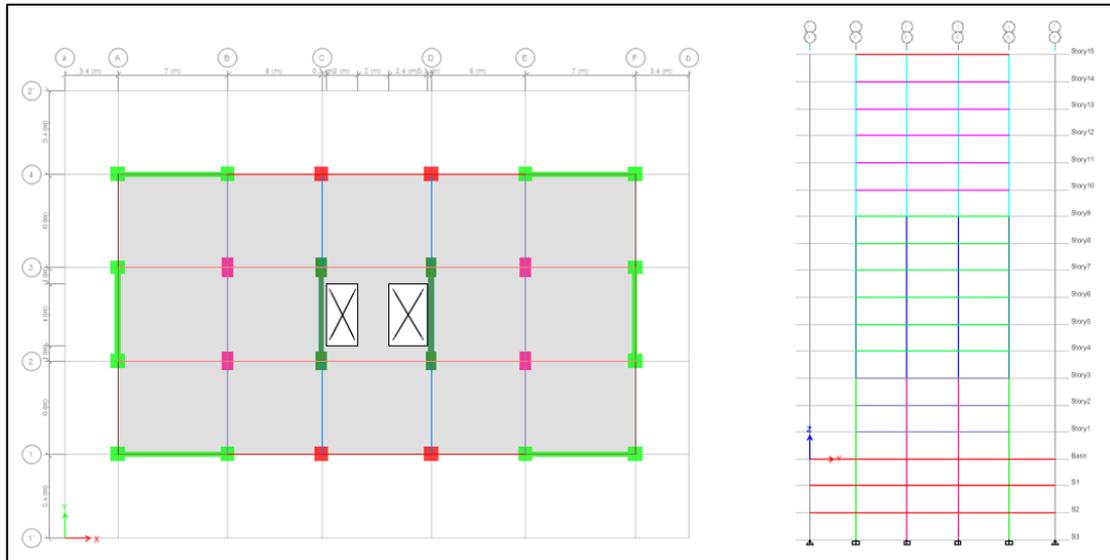
FIGURA 3.19 Ingreso de sección área tipo Shell para los muros.

FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Una vez definidos todos los elementos por piso, la estructura queda de la siguiente forma.

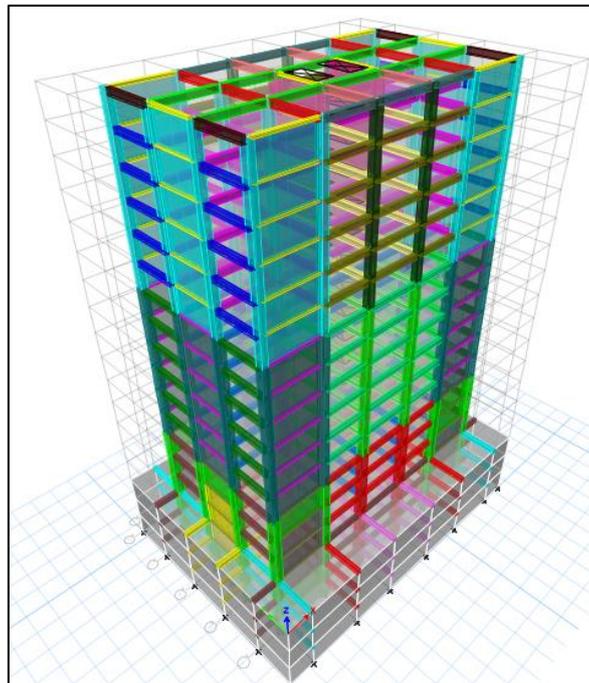
FIGURA 3.20 Configuración en planta y elevación, (Edif. 15 pisos).



FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

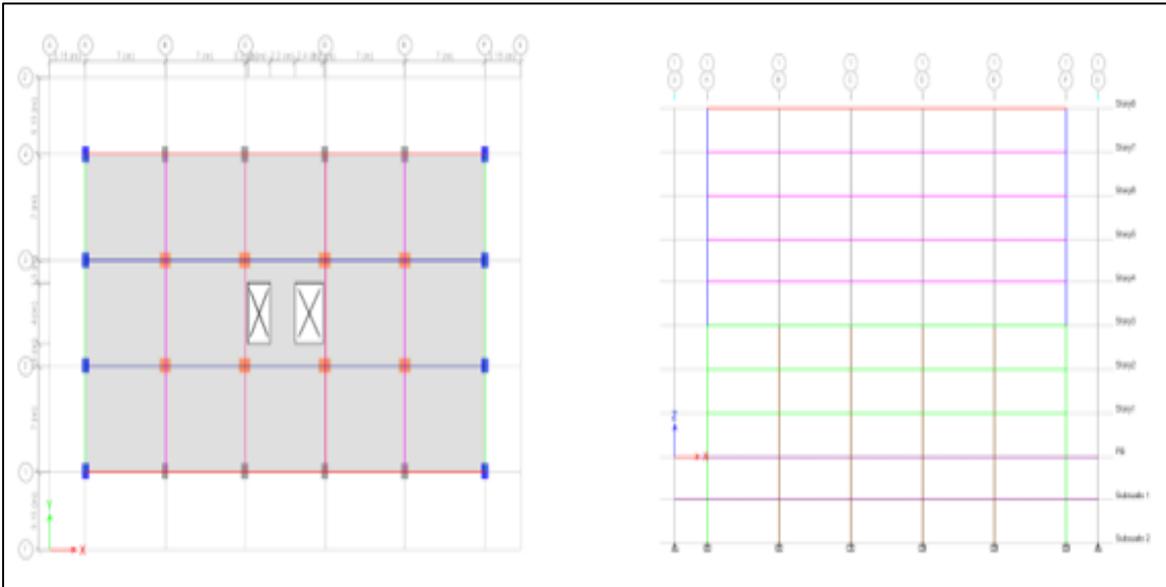
FIGURA 3.21 Modelo Tridimensional, (Edif. 15 pisos).



FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

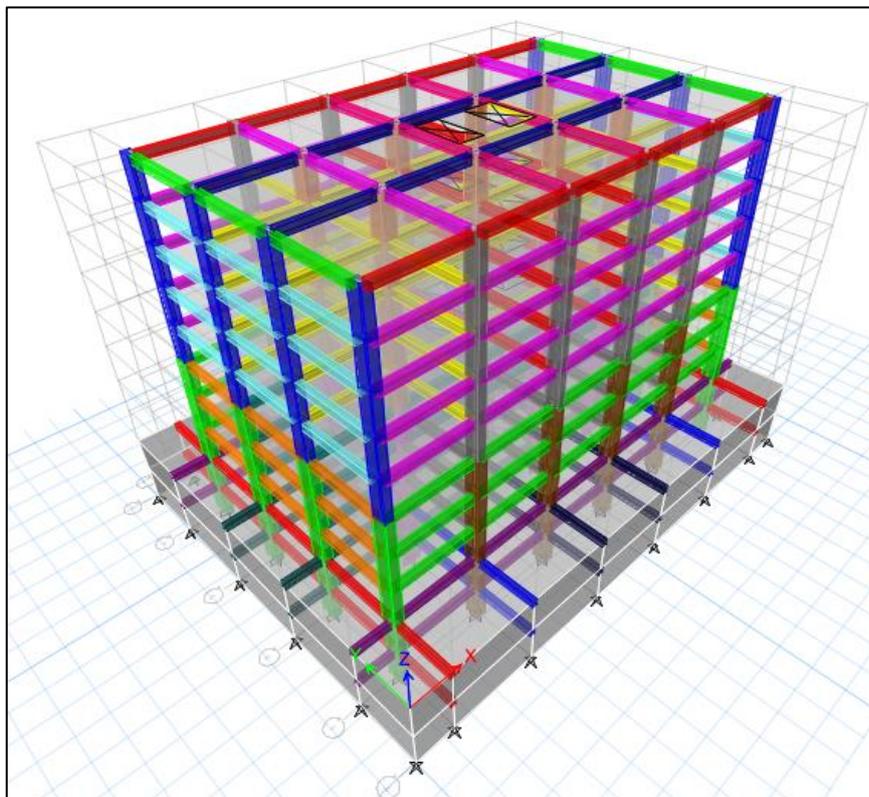
FIGURA 3.22 Configuración en planta y elevación, (Edif. 8 pisos).



FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

FIGURA 3.23 Modelo Tridimensional, (Edif. 8 pisos).



FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.4.1.2.1 Inercia de secciones agrietadas.

La NEC-15, menciona que las secciones cuentan con una inercia geométrica (I_g), la cual debe ser reducida para el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas, debido a que, por el uso de acero de refuerzo de alta resistencia, bajo esfuerzos provocados por cargas de servicio provocan grietas visibles, siendo necesario tomar esta precaución con el fin de controlar las grietas y asegurar la protección del acero de refuerzo contra la corrosión (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

Además, expone diferentes factores para considerar el agrietamiento en los diferentes elementos estructurales.

TABLA 3.28 Valor de secciones agrietadas.

Elemento	Valor	Consideraciones
Vigas	$0.5 I_g$	La contribución de las losas, cuando fuera aplicable.
Columnas	$0.8 I_g$	
Muros estructurales	$0.6 I_g$	Sin subsuelos, se aplica únicamente en los dos primeros pisos.
		Con subsuelos, se aplica en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo
		En ningún caso se ampliarán en una altura menor que la longitud en planta del muro.
		Para el resto de pisos la inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la inercia no agrietada.

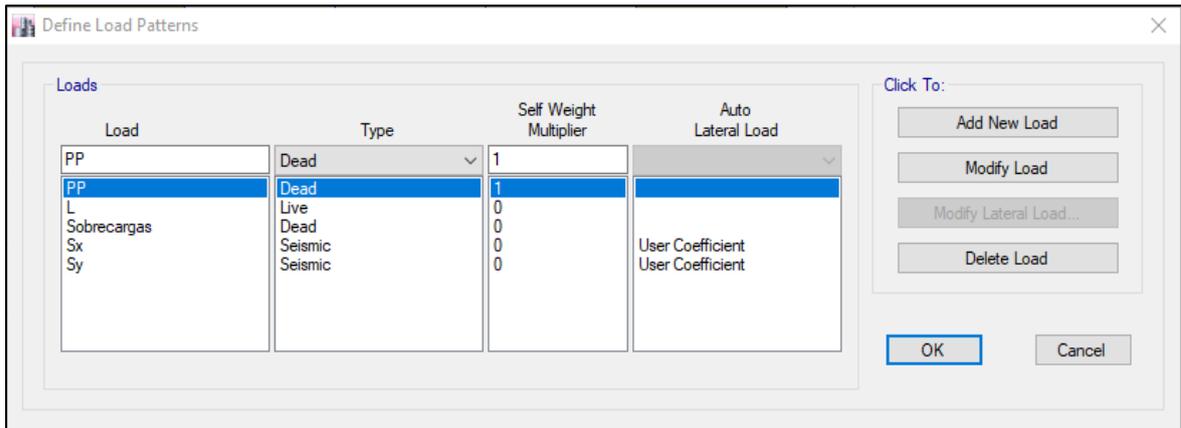
FUENTE: (MIDUVI-CAMICON, 2015c).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.4.1.3 Definición de Patrones de Carga.

Se define los patrones de carga a ser analizados, cargas gravitacionales y cargas laterales, las cuales permiten simular eventos sísmicos que afectan en el comportamiento de la estructura.

FIGURA 3.24 Patrones de carga para los dos edificios.



FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Dónde:

- PP: Peso Propio de la estructura.
- L: Carga Viva.
- Sobrecargas: Todas las cargas permanentes.
- Sx: Sismo en la dirección X.
- Sy: Sismo en la dirección Y.

3.4.1.4 Asignación de cargas.

3.4.1.4.1 Asignación de carga viva

Las cargas descritas en la **tabla 3.29** serán asignadas, en función de la distribución arquitectónica de cada nivel de la estructura para el edificio de 15 pisos destinado para departamentos.

TABLA 3.29 Carga, (Edif. 15 pisos).

Uso	Carga Uniforme [kg/m ²]
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	200
Parqueaderos	400*

*Esta carga es recomendada por diseñadores (Placencia, Apuntes de Proyectos y Configuración Estructural, 2018)

FUENTE: (MIDUVI-CAMICON, 2015a).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Las cargas descritas en la **tabla 3.30** serán asignadas, en función de la distribución arquitectónica que presente el edificio de 8 pisos destinado para oficinas.

TABLA 3.30 Carga Viva, (Edif. 8 pisos).

Uso	Carga Uniforme [kg/m ²]
Oficinas	250
Parqueaderos	400*

*Esta carga es recomendada por diseñadores (Placencia, Apuntes de Proyectos y Configuración Estructural, 2018)

FUENTE: (MIDUVI-CAMICON, 2015a).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.4.1.4.2 Asignación de carga muerta.

Para asignar este tipo de carga en el modelo, se toma en cuenta las sobrecargas o cargas permanentes, calculadas mediante la distribución que presentan los planos arquitectónicos en cada nivel, además el modelo computacional considera el peso propio de los elementos estructurales de manera automática.

TABLA 3.31 Detalle de sobrecargas o cargas permanentes, (Edif. 15 pisos).

Sobrecargas		
Descripción	[kg/m ²]	[t/m ²]
Terraza	177.75	0.178
Planta Tipo	442.06	0.442
Planta baja	339.46	0.339
Subsuelos	154.16	0.154

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

TABLA 3.32 Detalle de sobrecargas o cargas permanentes, (Edif. 8 pisos).

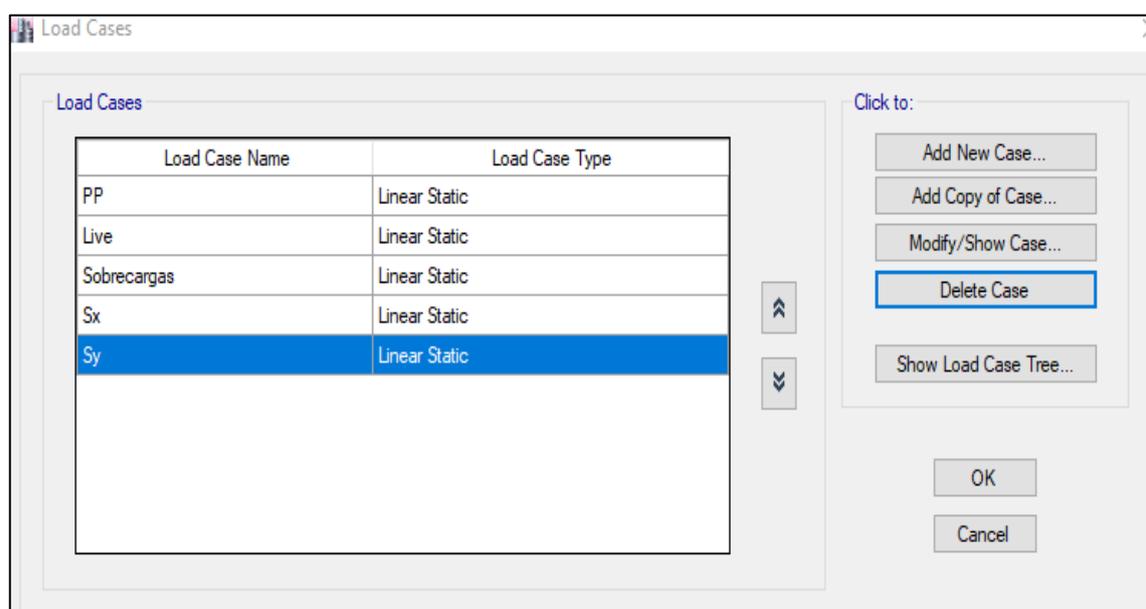
Sobrecargas		
Descripción	[kg/m ²]	[t/m ²]
Terraza	171.81	0.172
Planta Tipo	367.59	0.368
Planta baja	333.61	0.334
Subsuelos	108.31	0.108

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.4.1.5 Casos de carga.

Para el análisis se definen los casos de carga como se observa en la **figura 3.25**.

FIGURA 3.25 Casos de carga para el análisis



FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.4.1.6 Combinaciones de carga.

Cada elemento estructural debe ser diseñado para la condición más crítica, que se pueda presentar durante la vida útil de la estructura. Esta condición crítica se determina a través de la envolvente de diseño, que expone los valores más altos de esfuerzos cortantes y axiales, momentos flectores y torsionales; que resultan de

las combinaciones de carga que establece la NEC-SE-CG-15. Estas combinaciones se presentan a continuación.

TABLA 3.33 *Combinación de cargas.*

Combinación 1	$1.4 * D$	(3.29)
Combinación 2	$1.2 * D + 1.6 * L$	(3.30)
Combinación 3	$1.2 * D + 1 * S_x + 1 * L$	(3.31)
Combinación 4	$1.2 * D - 1 * S_x + 1 * L$	(3.32)
Combinación 5	$1.2 * D + 1 * S_y + 1 * L$	(3.33)
Combinación 6	$1.2 * D - 1 * S_y + 1 * L$	(3.34)
Combinación 7	$0.9 * D + 1 * S_x$	(3.35)
Combinación 8	$0.9 * D - 1 * S_x$	(3.36)
Combinación 9	$0.9 * D + 1 * S_y$	(3.37)
Combinación 10	$0.9 * D - 1 * S_y$	(3.38)
Envolvente	<i>Todas las combinaciones</i>	(3.39)

FUENTE: (MIDUVI-CAMICON, 2015a).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Dónde:

- *D*: Carga muerta total de la estructura
- *L*: Carga viva.
- *S_x*: Sismo en la dirección X
- *S_y*: Sismo en la dirección Y.

3.5 REVISIONES GLOBALES.

Antes de realizar el diseño estructural de los elementos, es necesario conocer de manera global el comportamiento de la edificación, para comprobar que tanto el modo de vibración y derivas, cumplan con lo establecido en la NEC-SE-DS-15.

3.5.1 MODOS DE VIBRACIÓN.

Es necesario verificar que los dos primeros modos de vibración sean traslacionales, para garantizar un comportamiento a flexión de los elementos estructurales. De tener en el primer o segundo modo de vibración, la rotación, se debe modificar los elementos de la estructura hasta tener un modo de vibración traslacional, y así conseguir que el centro de masa sea semejante al centro de rigidez de la estructura (Barros & Peñafiel, 2015).

➤ Edificio de departamentos.

TABLA 3.34 Modos de vibración, (Edif. 15 pisos).

Modo	Periodo [seg]	UX	UY	RZ
1	1.468	0	0.5469	0
2	1.398	0.5367	0	0
3	1.138	0	0	0.465

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

➤ Edificio de oficinas.

TABLA 3.35 Modos de vibración, (Edif. 8 pisos).

Modo	Periodo [seg]	UX	UY	RZ
1	1.277	0.5504	0	0
2	1.249	0	0.5464	0
3	1.094	0	0	0.4732

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Se puede observar que, en las edificaciones los dos primeros modos de vibración presentan un comportamiento traslacional, mientras el tercer modo es de rotación. Por lo que, el comportamiento estructural de cada estructura será traslacional.

3.5.2 CORTANTE BASAL.

3.5.2.1 Correcciones del cortante basal.

El valor del cortante basal obtenido por el programa Etabs® a nivel de la planta baja, es diferente al calculado manualmente, debido a la distribución de la masa reactiva de la estructura, donde la concentración de la masa es a nivel de la losa.

En el programa se concentra la masa por piso hacia abajo de la losa, mientras para el cálculo manual se considera la mitad de la masa de los elementos sobre la losa y debajo de la misma, para lo cual, se corrige este valor mediante un factor de corrección de cortante estático (f_e).

$$f_e = \frac{V_W}{V_e} \quad (3.40)$$

Dónde:

- f_e : Factor de corrección del cortante basal estático.
- V_W : Cortante basal en función de la carga reactiva a nivel de piso.
- V_e : Cortante basal estático calculado por el programa Etabs®

Este factor se multiplica por el coeficiente del cortante basal (C), previamente definido.

➤ **Edificio de departamentos.**

TABLA 3.36 Factor de corrección de cortante estático (f_e), (Edif. 15 pisos).

Factor de corrección		
Peso de la edificación en la PB (W)	11004.07	[ton]
Coeficiente sísmico (C)	0.0838	
Cortante calculado manualmente (V)	921.9	[ton]
Cortante Estático Vx, Vy (Etabs®)	909.95	[ton]
Factor de corrección	1.0134	

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

➤ **Edificio de oficinas.**

TABLA 3.37 Factor de corrección de cortante estático f_e , (Edif. 8 pisos).

Factor de corrección estático		
Peso en la PB	6284.45	[ton]
Coeficiente sísmico	0.0813	
Cortante calculado	511.19	[ton]
Cortante Estático Vx, Vy (Etabs®)	502.53	[ton]
Factor de corrección	1.0167	

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

De esta manera el cortante basal estático del Etabs®, se corrige mediante el producto entre el factor de corrección estático y el coeficiente sísmico (C), el cual permite que el cortante basal estático del Etabs® sea igual al calculado, con el fin de tener un diseño más cercano a la realidad.

3.5.2.2 Tipología estructural.

Según la NEC-SE-DS-15, para considerar a una estructura formada por una configuración estructural de sistema dual, es necesario que los muros absorban al menos el 75 % del cortante basal y los pórticos el 25% del cortante basal en cada dirección.

➤ Edificio de departamentos.

TABLA 3.38 Cortante absorbido de los muros, (Edif. 15 pisos).

Dirección X=	788.61	[ton]
Dirección Y=	734.3	[ton]
75% V_{basal} =	691.42	[ton]

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Para el edificio de 15 pisos se considera un sistema dual, debido a que el cortante absorbido por los muros es bastante cercano al 75% del cortante basal, por lo que se considera que el sistema se comporta como un sistema dual.

3.5.3 DERIVAS DE PISO.

Su revisión es de gran importancia, ya que, de producirse grandes desplazamientos horizontales, se pueden generar daños en elementos estructurales y no estructurales que ponen en peligro la seguridad de la edificación.

Como se mencionó en la **sección 2.7**, para estructuras de hormigón armado, la NEC-15 expone que “*deriva máxima (Δ_M) permitida es del 2% de la deriva máxima inelástica*” y se determina mediante la siguiente ecuación.

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_{(x,y)} \quad (3.41)$$

Dónde:

- ΔM : Deriva piso máximo permitida
- R: Factor de Reducción de Resistencia R=8.
- $\Delta_{(x,y)}$: Deriva de piso elástica de la modelación en el programa Etabs® en el sentido X y sentido Y.

A continuación, se indica las derivas máximas permisibles por piso para los dos edificios

➤ **Edificio de departamentos.**

Para el edificio de departamentos se tiene una máxima deriva 0.14 y 0.16 en la dirección X y la dirección Y respectivamente, valores inferiores al máximo valor permitido por la NEC-15 de cuyo valor es 0.02.

TABLA 3.39 Derivas máximas del análisis estático lineal en la dirección X y dirección Y, (Edif. 15 pisos).

Nivel (m)	Deriva "X"			Deriva "Y"		
	Δ_x	ΔM	Cheq.	Δ_y	ΔM	Cheq.
			≤ 0.02			≤ 0.02
48.00	0.0022	0.013	Ok	0.0024	0.014	Ok
44.80	0.0022	0.013	Ok	0.0025	0.015	Ok
41.60	0.0023	0.014	Ok	0.0025	0.015	Ok
38.40	0.0023	0.014	Ok	0.0026	0.016	Ok
35.20	0.0023	0.014	Ok	0.0026	0.016	Ok
32.00	0.0023	0.014	Ok	0.0026	0.016	Ok
28.80	0.0022	0.013	Ok	0.0026	0.016	Ok
25.60	0.0022	0.013	Ok	0.0025	0.015	Ok
22.40	0.0021	0.013	Ok	0.0025	0.015	Ok
19.20	0.0020	0.012	Ok	0.0023	0.014	Ok
16.00	0.0018	0.011	Ok	0.0022	0.013	Ok
12.80	0.0016	0.010	Ok	0.0019	0.012	Ok

9.60	0.0014	0.008	Ok	0.0017	0.010	Ok
6.40	0.0011	0.007	Ok	0.0014	0.008	Ok
3.20	0.0009	0.005	Ok	0.0010	0.006	Ok
0.00	0.0000	0.000	Ok	0.0000	0.000	Ok

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

➤ **Edificio de oficinas.**

Para el edificio de oficinas se llega a la deriva límite permitida por la NEC-15, en las dos direcciones, es decir 0.02.

TABLA 3.40 Derivas máximas del análisis estático lineal en la dirección X y dirección Y, (Edif. 8 pisos).

Nivel (m)	Deriva "X"			Deriva "Y"		
	Δ_x	ΔM	Cheq.	Δ_y	ΔM	Cheq.
			≤ 0.02			≤ 0.02
25.60	0.0017	0.010	Ok	0.0021	0.012	Ok
22.40	0.0022	0.013	Ok	0.0025	0.015	Ok
19.20	0.0028	0.017	Ok	0.0030	0.018	Ok
16.00	0.0032	0.019	Ok	0.0033	0.020	Ok
12.80	0.0033	0.020	Ok	0.0033	0.020	Ok
9.60	0.0030	0.018	Ok	0.0031	0.019	Ok
6.40	0.0026	0.015	Ok	0.0026	0.015	Ok
3.20	0.0015	0.009	Ok	0.0015	0.009	Ok
0.00	0.0000	0.000	Ok	0.0000	0.000	Ok

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Se concluye que la configuración de los elementos estructurales, así como sus dimensiones son las adecuadas en las dos edificaciones para cumplir lo establecido en la NEC-15.

3.5.4 SECCIONES FINALES DE LOS ELEMENTOS.

➤ Edificio de departamentos.

- Vigas.

TABLA 3.41 Resumen de secciones finales de vigas, (Edif. 15 pisos).

Nivel	X		Y	
	Base [cm]	Altura [cm]	Base [cm]	Altura [cm]
Nivel -9.60 a +0.00 m	40	60	40	60
Nivel +3.20m a +28.80 m	35	65	40	65
Nivel +32.00 m a 48.00 m	30	65	35	65

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- Columna.

TABLA 3.42 Resumen de secciones finales de columnas, (Edif. 15 pisos).

Nivel	Columnas	Cabezales	Sección	
			Base [cm]	Altura [cm]
Nivel -9.60 a +9.60 m		2A-2C-2D-2F 3A-3C-3D-3F	70	120
	1C-1D-2B-2E 4C-4D-3B-3E	1A-1B-1E-1F 4A-4B-4E-4F	90	90
Nivel +9.60 m a 28.8 m		2A-2C-2D-2F 3A-3B-3E-3F	60	110
	1C-1D-2B-2E 4C-4D-3C-3D	1A-1B-1E-1F 4A-4B-4E-4F	80	80
Nivel +28.8 a + 48 m	2B-2E 3B-3E	2A-2C-2D-2F 3A-3C-3D-3F	50	100
	1C-1D-2B-2E 4C-4D-3B-3E	1A-1B-1E-1F 4A-4B-4E-4F	70	70

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- **Muros.**

TABLA 3.43 Resumen de secciones finales de muros, (Edif. 15 pisos).

Nivel	bw [cm]
Nivel -9.60 a +9.60 m	35
Nivel -9.60 a +32.00 m	30
Nivel +9.6 a +48.00 m	25

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- **Losas nervadas**

Las losas en todos los niveles son de 25 [cm] de altura.

➤ **Edificio de oficinas.**

- **Vigas.**

TABLA 3.44 Resumen de secciones finales de vigas, (Edif. 8 pisos).

Nivel	Eje X -Y	
	Base [cm]	Altura [cm]
Nivel -6.40 a +0.00 m	40	60
Nivel +3.20 a + 9.60 m	40	70
Nivel +12.80 a + 25.6 m	40	65

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- **Columnas.**

TABLA 3.45 Resumen de secciones finales de columnas, (Edif. 8 pisos).

Nivel	Columnas	Sección	
		Base [cm]	Altura [cm]
Nivel -6.40 a +9.60 m	2B-2C-2D-2E 3B-3C-3D-3E	120	120
	1A-1B-1C- 1D-1E-1F 4A-4B-4C- 4D-4E-4F 2A-3A-2F-3F	80	120
Nivel +9.60 a + 25.6 m	2B-2C-2D-2E 3B-3C-3D-3E	110	110
	1A-1B-1C- 1D-1E-1F 4A-4B-4C- 4D-4E-4F 2A-3A-2F-3F	70	110

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- **Losas**

En todos los niveles la altura de las losas es de 25 [cm].

3.6 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

3.6.1 COLUMNAS.

3.6.1.1 Diseño a flexo- compresión.

Se realizará el diseño a flexo-compresión utilizando diagramas de interacción, con los datos de momento flector y carga axial que se obtienen de la envolvente de diseño, que se calcula en el software Etabs®. Para determinar el acero longitudinal de la columna, la norma NEC-SE-HM-15 establece que no puede ser menor al 1% ni mayor al 3% de la sección.

3.6.1.2 Diseño de refuerzo transversal.

Se determina el refuerzo transversal, de tal forma, que permita a la columna poder resistir el cortante actuante que se genera y es constante en toda la altura. Además, se obtiene en función de la capacidad a flexión del elemento, en decir, del momento balanceado, el mismo que es determinado mediante el diagrama de interacción (Placencia, 2017).

El refuerzo transversal debe proveer el suficiente confinamiento a la columna, de forma que, pueda tener un comportamiento a flexión apropiado. El ACI 318S-14 establece los siguientes requerimientos para el diseño:

- **Refuerzo transversal.**

La separación entre barras longitudinales apoyadas lateralmente no debe ser mayor a 15 [cm].

- **Espaciamiento entre estribos.**

$$s = \min \left[\frac{b}{4} ; \frac{h}{4} ; 6\phi_{columna} ; 10 \text{ cm} \right] \text{ en } l_o \quad (3.42)$$

$$l_o = \max \left[h ; b ; \frac{H_c}{6} ; 45 \text{ cm} \right] \quad (3.43)$$

3.6.1.2.1 Refuerzo para confinamiento.

El refuerzo de confinamiento se determina del mayor valor de las siguientes expresiones

$$A_{sh1} = \frac{0.3 * s * h'' * f'_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (3.44)$$

$$A_{sh2} = \frac{0.09 * s * h'' * f'_c}{f_y} \quad (3.45)$$

Dónde:

- A_{sh} : Área del refuerzo transversal para confinamiento
- s : Espaciamiento para el refuerzo transversal.
- h'' : Longitud entre los centros de las varillas exteriores del refuerzo transversal.
- A_g : Área total de la sección.
- A_c : Área de la sección que resiste cortante.

3.6.1.2.2 Refuerzo a corte

$$V_{U_{DISEÑO}} \leq \phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad (3.46)$$

$$V_c = \phi * 0.53 \sqrt{f'_c} * b_w * d ; \phi = 0.75 \quad (3.47)$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \quad (3.48)$$

$$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d} \quad (3.49)$$

3.6.1.3 Ejemplo de diseño de una columna.

➤ Edificio de departamentos.

Se presenta a continuación un ejemplo de cálculo y diseño de la columna 3B Nv.+0.00, con las siguientes dimensiones: $b=70$ [cm] y $h=120$ [cm].

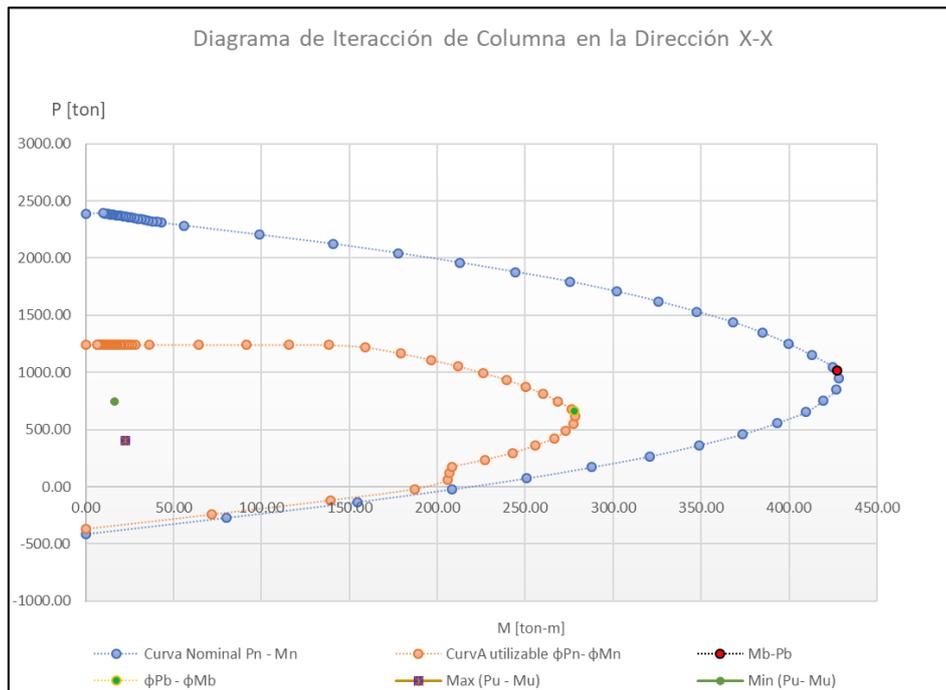
- **Diseño a Flexo-compresión**

Datos para sección			Datos de Solicitación			
b =	70	[cm]		Máximo	Mínimo	
h =	120	[cm]	P _u =	400.12	740.01	[ton]
r =	3	[cm]	M _{ux} =	22.77	16.67	[ton-m]
f' _c =	280	[kg/cm ²]	M _{uy} =	47.29	43.72	[ton-m]
f _y =	4200	[kg/cm ²]				
E _s =	2100000	[kg/cm ²]				
E _c =	183695.77	[kg/cm ²]				
Φ _{long.} =	25	[mm]				
Φ _{estribo} =	12	[mm]				
ρ _{mín.} =	0.01					
ρ _{máx.} =	0.03					

Cálculos:			Acero colocado		
A _g =	8400	[cm ²]	# varillas =	20	[u]
A _{Φ varilla} =	4.91	[cm ²]	A _{st} =	98.2	[cm ²]
A _{st mín} =	84	[cm ²]	ρ _{colocado} =	0.012	
A _{st máx.} =	252	[cm ²]	ρ _{mín} ≤ ρ _{colocado} ≤ ρ _{máx}		Ok
d' =	5.45	[cm]			
d =	114.55	[cm]			
# Φ _{mín} =	17.11	[u]			

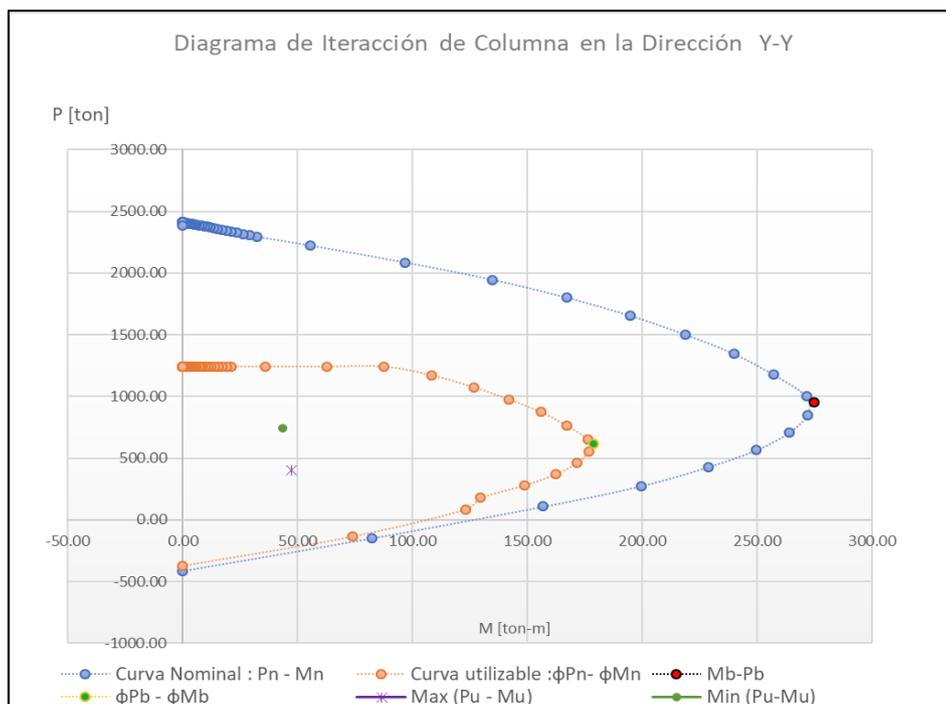
Cálculos:		
P _o =	2388.27	[ton]
T _o =	-412.44	[ton]
C _b =	68.73	[cm]
0.1f' _c A _g =	235.2	[ton]
0.7P _b =	713.1236	[ton]
0.52P _o =	1241.9	[ton]

FIGURA 3.26 Diagrama de interacción de columna 70x120 [cm] en la dirección X-X.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

FIGURA 3.27 Diagrama de interacción de columna 70x120 [cm] en la dirección Y-Y.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Se puede observar que la sollicitación (P_u - M_u) está dentro de la curva de capacidad ϕP_n - ϕM_n en cada dirección, así que se puede llegar a la conclusión que la sección y armadura planteada para esta columna es la apropiada. Además, la sollicitación debe encontrarse por debajo del punto balanceado, para así asegurar que se tenga un comportamiento dúctil en las columnas debido a la fluencia del acero. (Barros & Peñafiel, 2015).

En el caso de edificios con sistemas duales, la sollicitación puede encontrarse por encima del punto balanceado ya que la fluencia del acero en las columnas no es indispensable.

- **Diseño de refuerzo transversal**

Datos de la sección		
b =	70	[cm]
h =	120	[cm]
r =	3	[cm]
d' =	5.45	[cm]
Materiales		
f' _c =	280	[kg/cm ²]
f _y =	4200	[kg/cm ²]
Diámetro de varilla de estribos		
Φ _{rama} =	12	[mm]

- **Refuerzo Longitudinal**

Acero colocado		
Φ=	25	[mm]
# varillas =	20	[u]
A _{st min} =	84	[cm ²]
A _{st colocado} =	98.2	[cm ²]
ρ _{colocado} =	0.012	[u]

- **Refuerzo Transversal**

Altura de entrepiso (H_c)		
H _c =	3.2	m

Altura libre (h_n)		
h _n =	2.55	[m]

Factor de reducción a corte	
$\emptyset =$	0.75

Zona de Confinamiento			
Espaciamiento en Cabeza y Pie [cm]			
b/4	h/4	$6\phi_c$	Máximo
17.5	30	15	10

Zona de corte		
Espaciamiento en Centro [cm]		
d/2	$6\Phi_c$	Máximo
57.275	15	15

S =	10	[cm]
-----	----	------

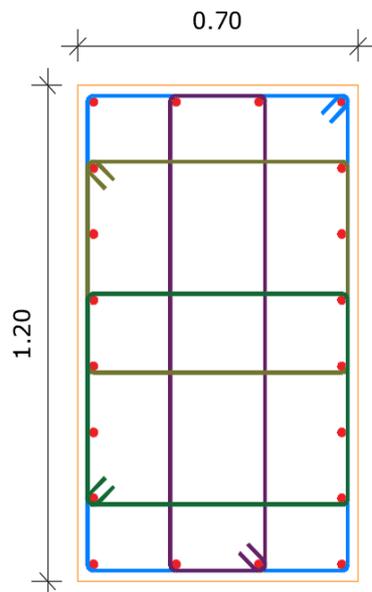
Long. de confinamiento [cm]			
b_c	h_c	$H_c/6$	Min
70	120	53	45

$l_o =$	120	[cm]
---------	-----	------

Ramas largas			Ramas cortas		
Confinamiento					
d =	114.55	[cm]	d =	64.55	[cm]
$b_w =$	70	[cm]	$b_w =$	120	[cm]
$h'' =$	62.8	[cm]	$h'' =$	112.8	[cm]
$A_g =$	8400	[cm ²]	$A_g =$	8400	[cm ²]
$A_c =$	7083.84	[cm ²]	$A_c =$	7083.84	[cm ²]
$A_{sh'} =$	2.334	[cm ²]	$A_{sh'} =$	4.192	[cm ²]
$A_{sh''} =$	3.768	[cm ²]	$A_{sh''} =$	6.768	[cm ²]
$A_{sh} =$	3.768	[cm ²]	$A_{sh} =$	6.768	[cm ²]
# ramas	3.33		# ramas	5.98	
# rms. colocadas	4		# rms. colocadas	6	

Corte					
Mb x =	427.37	[ton-m]	Mb y =	274.54	[ton-m]
V _u =	267.11	[ton]	V _u =	171.59	[ton]
V _c =	71112.84	[kg]	V _c =	68696.15	[kg]
V _c =	71.11	[ton]	V _c =	68.7	[ton]
V _s = (V _u /Ø) - V _c	285.04	[ton]	V _s = (V _u /Ø) - V _c	160.09	[ton]
V _s ≤ 4V _c	ok		V _s ≤ 4V _c	ok	
A _{v min} =	0.580	[cm ²]	A _{v min} =	1.000	[cm ²]
A _{v cal} =	5.92	[cm ²]	A _{v cal} =	5.9	[cm ²]
# ramas 12 mm	5.23	[u]	# ramas 12 mm	5.22	[u]
# rms. colocadas	6		# rms. colocadas	6	
Ramas Requeridas			Ramas Requeridas		
Ramas en cabeza y pie			Ramas en cabeza y pie		
# ramas 12 mm	6	[u]	# ramas 12 mm	6	[u]
6Φ12 @ 10cm			6Φ12 @ 10cm		
Ramas en el medio			Ramas en el medio		
# ramas 12 mm	6	[u]	# ramas 12 mm	6	[u]
6Φ12 @ 10cm			6Φ12 @ 10cm		

FIGURA 3.28 Acero de refuerzo en la sección de columna 70x 120 [cm].



As. Longitudinal: 20 Φ 25 [mm]

As. Transversal: 4 estribos Φ 12 @ 10 [cm]

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

➤ **Edificio de oficinas.**

Se expone un ejemplo de cálculo de la columna 3B, con las siguientes dimensiones: $b=120$ [cm] y $h=120$ [cm].

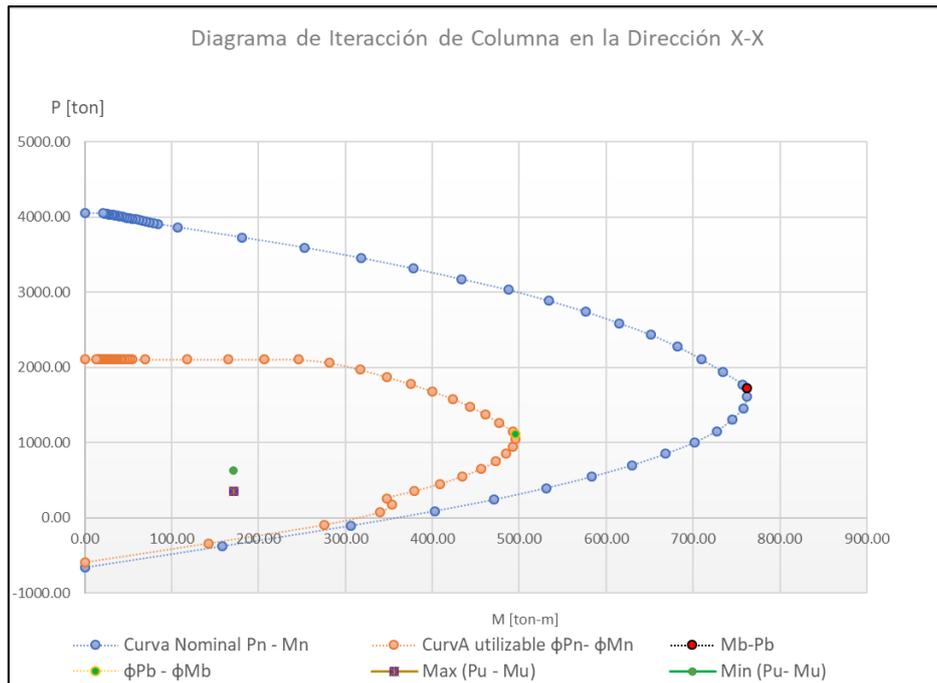
- **Diseño a flexo-compresión**

Datos para sección			Datos de Solicitación			
$b =$	120	[cm]		Máximo	Mínimo	
$h =$	120	[cm]	$P_u =$	346.4	627.33	[ton]
$r =$	3	[cm]	$M_{ux} =$	171.03	171.31	[ton-m]
$f_c =$	280	[kg/cm ²]	$M_{uy} =$	158.7	158.59	[ton-m]
$f_y =$	4200	[kg/cm ²]				
$E_s =$	2100000	[kg/cm ²]				
$E_c =$	183695.77	[kg/cm ²]				
$\Phi_{long.} =$	25	[mm]				
$\Phi_{estribo} =$	12	[mm]				
$\rho_{min} =$	0.01					
$\rho_{máx.} =$	0.03					

Cálculos:			Acero colocado		
$A_g =$	14400	[cm ²]	# varillas =	32	[u]
$A_{\Phi \text{ varilla}} =$	4.91	[cm ²]	$A_{st} =$	157.12	[cm ²]
$A_{st \text{ min}} =$	144	[cm ²]	$\rho_{colocado} =$	0.011	
$A_{st \text{ máx.}} =$	432	[cm ²]	$\rho_{min} \leq \rho_{colocado} \leq \rho_{max}$ [Ok]		
$d' =$	5.45	[cm]			
$d =$	114.55	[cm]			
# Φ min=	29.33	[u]			

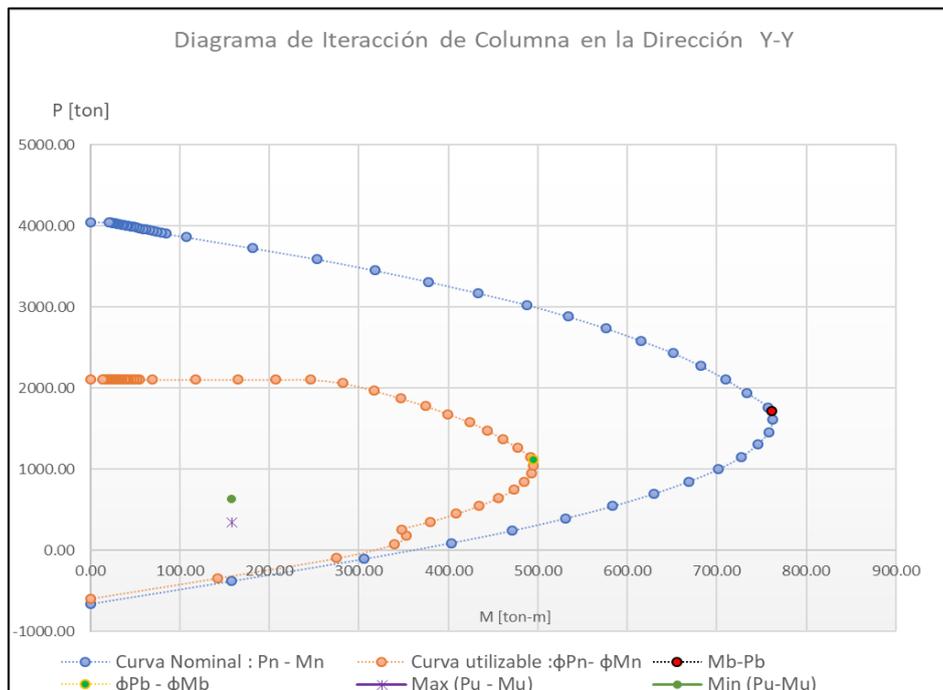
Cálculos:		
$P_o =$	4049.71	[ton]
$T_o =$	-659.9	[ton]
$C_b =$	68.73	[cm]
$0.1f'_c A_g =$	403.2	[ton]
$0.7P_b =$	1204.03	[ton]
$0.52P_o =$	2105.85	[ton]

FIGURA 3.29 Diagrama de interacción de la columna 120x120 [cm] en la dirección X-X.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

FIGURA 3.30 Diagrama de interacción de la columna 120x120 [cm] en la dirección Y-Y.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Al estar la sollicitación ($P_u - M_u$) en cada dirección dentro de la curva de capacidad $\phi P_n - \phi M_n$, esto permite concluir que la sección y armadura de esta columna es la

adecuada. Cabe mencionar que la sollicitación debe estar por debajo del punto balanceado, para asegurar un comportamiento dúctil debido a la fluencia del acero de las columnas (Barros & Peñafiel, 2015).

En un sistema de pórticos especiales sismo resistentes, la fluencia del acero de las columnas es indispensable para tener un comportamiento dúctil.

- **Diseño de refuerzo transversal**

Datos de la sección		
b =	120	[cm]
h =	120	[cm]
r =	3	[cm]
d' =	5.45	[cm]
Materiales		
f' _c =	280	[kg/cm ²]
f _y =	4200	[kg/cm ²]
Diámetro de varilla de estribos		
Φ rama =	12	[mm]

- **Refuerzo Longitudinal**

Acero colocado		
Φ=	25	[mm]
# varillas =	32	[u]
A _{st min} =	144	[cm ²]
A _{st colocado} =	157.12	[cm ²]
ρ colocado =	0.011	

- **Refuerzo Transversal**

Altura de entrepiso (H_c)		
H _c =	3.2	[m]

Factor de reducción de resistencia a corte	
$\phi =$	0.75

Altura libre (h _n)		
h _n =	2.5	[m]

Zona de Confinamiento			
Espaciamiento en Cabeza y Pie [cm]			
b/4	h/4	6 Φ_c	Máximo
30	30	15	10

Zona de corte		
Espaciamiento en Centro [cm]		
d/2	6 Φ_c	Máximo
57	15	15

S =	10	[cm]
-----	----	------

Long. de confinamiento [cm]			
b _c	h _c	H _c /6	min
120	120	53	45

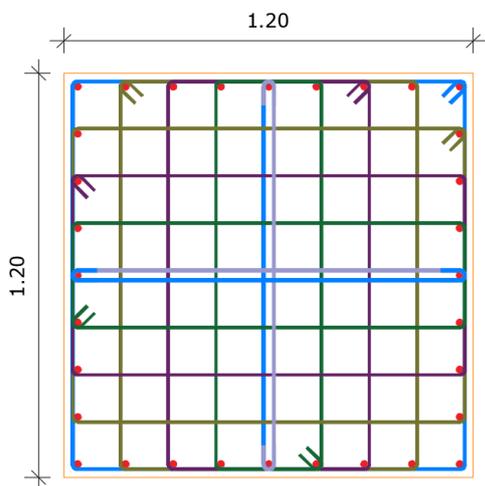
l _o =	120	[cm]
------------------	-----	------

Ramas largas			Ramas cortas		
Confinamiento					
d =	114.55	[cm]	d =	114.55	[cm]
b _w =	120	[cm]	b _w =	120	[cm]
h'' =	112.8	[cm]	h'' =	112.8	[cm]
A _g =	14400	[cm ²]	A _g =	14400	[cm ²]
A _c =	12723.84	[cm ²]	A _c =	12723.84	[cm ²]
A _{sh'} =	2.972	[cm ²]	A _{sh'} =	2.972	[cm ²]
A _{sh''} =	6.768	[cm ²]	A _{sh''} =	6.768	[cm ²]
A _{sh} =	6.768	[cm ²]	A _{sh} =	6.768	[cm ²]
# ramas	5.98		# ramas	5.98	
# rms. colocadas	6		# rms. colocadas	6	

Corte					
Mb x =	761.85	[ton-m]	Mb y =	761.85	[ton-m]
V _u =	476.16	[ton]	V _u =	476.16	[ton]
V _c =	121907.72	[kg]	V _c =	121907.72	[kg]
V _c =	121.91	[ton]	V _c =	121.91	[ton]
V _s =(V _u /Ø)- V _c	512.97	[ton]	V _s =(V _u /Ø)- V _c	512.97	[ton]
V _s ≤4V _c	Ok*		V _s ≤4V _c	Ok*	
A _{v min} =	1.000	[cm ²]	A _{v min} =	1.000	[cm ²]
A _{v cal} =	10.66	[cm ²]	A _{v cal} =	10.66	[cm ²]
# ramas 12 mm	9.43	[u]	# ramas 12 mm	9.43	[u]
#rms. colocadas	10		#rms. colocadas	10	
Ramas Requeridas			Ramas Requeridas		
Ramas en cabeza y pie			Ramas en cabeza y pie		
# ramas 12 mm	10	[u]	# ramas 12 mm	10	[u]
10Φ12 @ 10cm			10Φ12 @ 10cm		
Ramas en el medio			Ramas en el medio		
# ramas 12 mm	10	[u]	# ramas 12 mm	10	[u]
10Φ12 @ 10cm			10Φ12 @ 10cm		

*V_s es 6% > 4V_c, es Ok considerando el factor de sobre resistencia – resistencia utilizada.

FIGURA 3.31 Acero de refuerzo en la columna de 120x120 [cm].



As: Longitudinal: 32 Φ 25 [mm]

As: Transversal: 9 estribos Φ 12 @ 10 [cm]

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.6.2 VIGAS.

3.6.2.1 Diseño a flexión.

Se diseña siguiendo los lineamientos establecidos por la NEC-SE-HM-15 y las recomendaciones para el diseño sísmico expuestas en las clases de Hormigón Armado.

En primer lugar, se determinará una envolvente de diseño, como se menciona en la **sección 3.4.1.6**, con la ayuda del software Etabs®. Esta envolvente representa los esfuerzos máximos y mínimos a los que se encuentran sometidos los elementos estructurales.

Definida la envolvente y en base a los resultados, se procede a calcular el acero solicitado para cubrir los momentos actuantes. El área de acero debe estar entre el máximo y mínimo establecido en la NEC-SE-HM-15. Si la cantidad de acero es superior a la máxima más difícil será tener un comportamiento dúctil y si es menor a la mínima se puede generar una falla por tracción.

- **Requerimientos para el diseño a flexión.**

Acero mínimo

Se determina de la mayor de las siguientes expresiones

$$A_s = \frac{14}{f_y} * b * d \quad (3.50)$$

$$A_s = \frac{0.80 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d \quad (3.51)$$

Acero Máximo

$$A_s = 0.5 * \rho_b * b * d \quad (3.52)$$

Dónde:

- ρ_b : Cuantía balanceada.
- b: Ancho de la sección de la viga.

- d: Peralte efectivo de la sección de la viga.
- f'c: Resistencia a la compresión del hormigón.
- fy: Esfuerzo a fluencia del acero.

3.6.2.2 Diseño a corte.

Se realiza el diseño en función de la capacidad real a flexión de la viga, considerando el endurecimiento del acero. Ya que se espera se agoten a flexión debido a la aplicación de cargas y presenten un comportamiento dúctil. (Placencia, 2018).

La fuerza cortante de diseño V_e , se determina mediante la expresión siguiente:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{w_n * l_n}{2} \quad (3.53)$$

En la **ecuación 3.53**, el primer término está en función de los momentos probables, que dependen de la resistencia a tracción del acero ($1.4 * f_y$) (Placencia, 2017).

Los momentos probables se calculan mediante la siguiente expresión:

$$M_{pr} = 1.4 * f_y * A_{S_{colocado}} * \left(d - \frac{1.4 * f_y * A_{S_{colocado}}}{1.7 * f'_c * b} \right) \quad (3.54)$$

El segundo término de la **ecuación 3.53**, representa en cortante producido por las cargas gravitacionales mayoradas.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.55)$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad (3.56)$$

$$V_e = V_{sismo} + V_u \quad (3.57)$$

$$Si V_u < V_{sismo} \rightarrow V_c = 0$$

$$V_u > V_{sismo} \rightarrow V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (3.58)$$

$$V_s = \frac{V_e - \phi V_c}{\phi} \quad (3.59)$$

$$V_s < 4V_c \quad (3.60)$$

Dónde:

- V_e : Corte de diseño.
- ϕV_n : Resistencia de diseño a corte.
- V_{sismo} : Corte calculado en función de los momentos probables.
- V_u : Corte último por cargas gravitacionales.
- V_c : Resistencia nominal al cortante proporcionado por el hormigón.
- V_s : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero.

3.6.2.2.1 Refuerzo transversal.

La NEC-SE-HM-15 establece que se deben colocar estribos cerrados para proveer confinamiento al elemento, en una longitud igual a dos veces la altura del elemento (l_o). El espaciamiento está dado por la siguiente expresión:

$$s = \text{minimo} \left(\frac{d}{4}; 6\phi_{longitudinal}; 20 \text{ cm} \right) \quad (3.61)$$

El refuerzo transversal se calcula mediante la siguiente expresión:

$$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d} \quad (3.62)$$

El acero de refuerzo transversal mínimo está dado por el mayor valor de las siguientes expresiones:

$$A_{v_{min}} = \max \left(\frac{0.2 * \sqrt{f'_c} * b * s}{f_y}; \frac{3.5 * b * s}{f_y} \right) \quad (3.63)$$

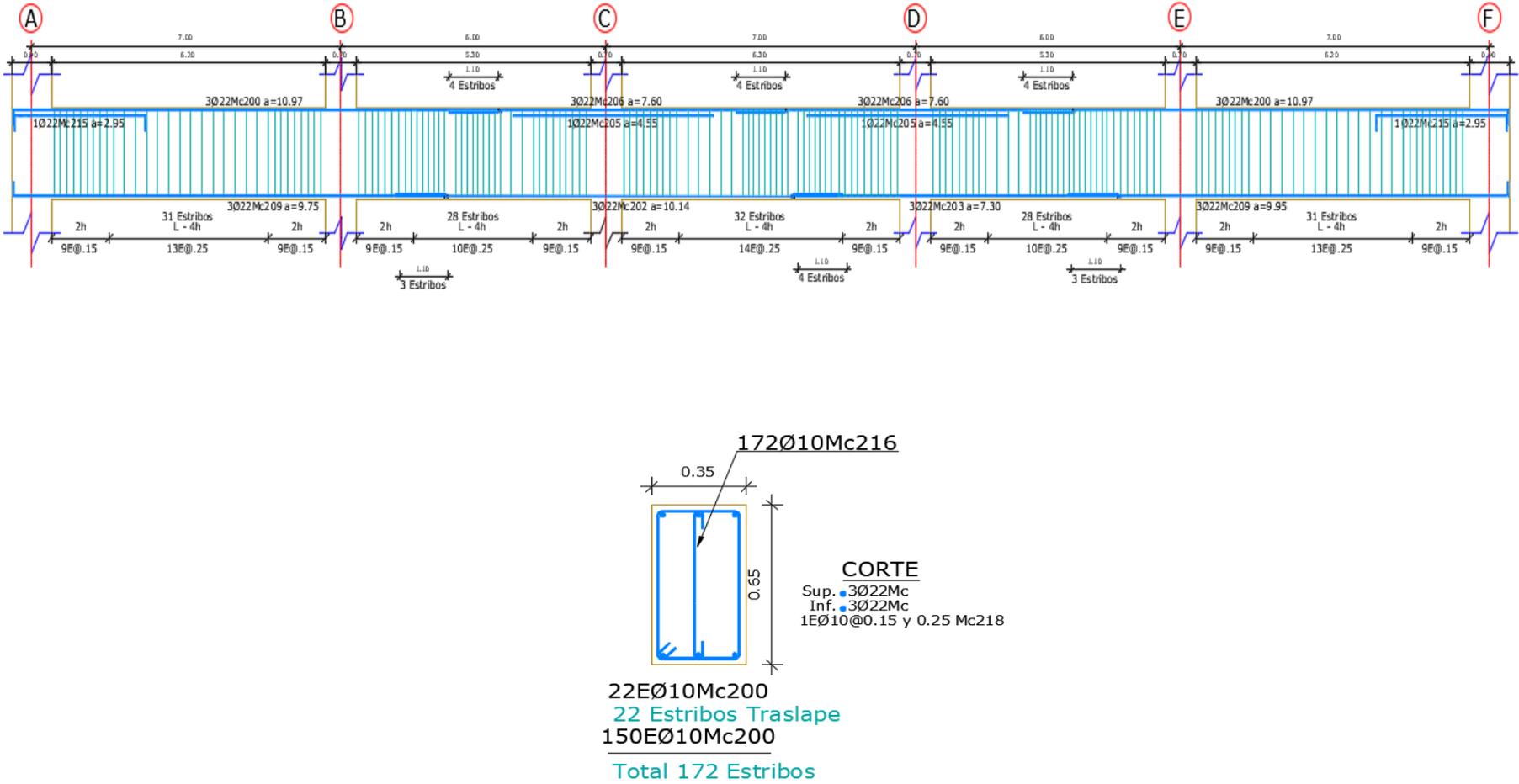
3.6.2.3 Ejemplo de diseño de una viga.

➤ **Edificio de departamentos.**

Se expone el cálculo y diseño de la viga 3, Nv.0 + 3.20 [m].

Materiales	
f'_c [kg/cm ²]	280
f_y [kg/cm ²]	4200
E_s [kg/cm ²]	2100000
Coefficientes de reducción resistencia.	
$\phi_{\text{flexión}} =$	0.9
$\phi_{\text{corte}} =$	0.75
$\alpha =$	1.4
Geometría	
b [cm]	35
h [cm]	65
r [cm]	3
d' [cm]	5.7
β	0.85
$\rho_{\text{balanceado}}$	0.0289
ρ_{max}	0.0145
ρ_{min}	0.0033
$A_s \text{ min}$ [cm]	6.85
$A_s \text{ máx.}$ [cm]	30.09

FIGURA 3.32 Acero de refuerzo y sección transversal de la viga 3, Nv.0 + 3.20 [m]. (Edif. 15 pisos)



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

➤ **Edificio de oficinas.**

Se expone el cálculo y diseño de la viga 3, Nv.0 + 3.20 [m].

Materiales	
f'_c [kg/cm ²]	280
f_y [kg/cm ²]	4200
E_s [kg/cm ²]	2100000
Coefficientes de reducción resistencia.	
Ø flexión =	0.9
Ø corte =	0.75
α =	1.4
Geometría	
b [cm]	40
h [cm]	70
r [cm]	3
d' [cm]	5.5
B	0.85
$\rho_{\text{balanceado}}$	0.0289
ρ_{max}	0.0145
ρ_{min}	0.0033
$A_{s \text{ min}}$ [cm]	8.51
$A_{s \text{ máx.}}$ [cm]	37.41

- **Diseño a corte.**

	Tramo A-B			Tramo B-C			Tramo C-D			Tramo D-E			Tramo E-F		
Vu [ton]	36.64	19.9	33.23	33.49	18.75	35.39	35.01	18.75	35.01	35.39	18.75	33.49	33.23	19.9	36.64
Vc [ton]	0	0	22.88	0	0	0	0	0	0	0	0	0	22.88	0	0
Vs [ton]	48.85	26.53	21.43	44.65	25	47.19	46.68	25	46.68	47.19	25	44.65	21.43	26.53	48.85
Vs<4Vc	Ok	Ok	Ok												

Estribos

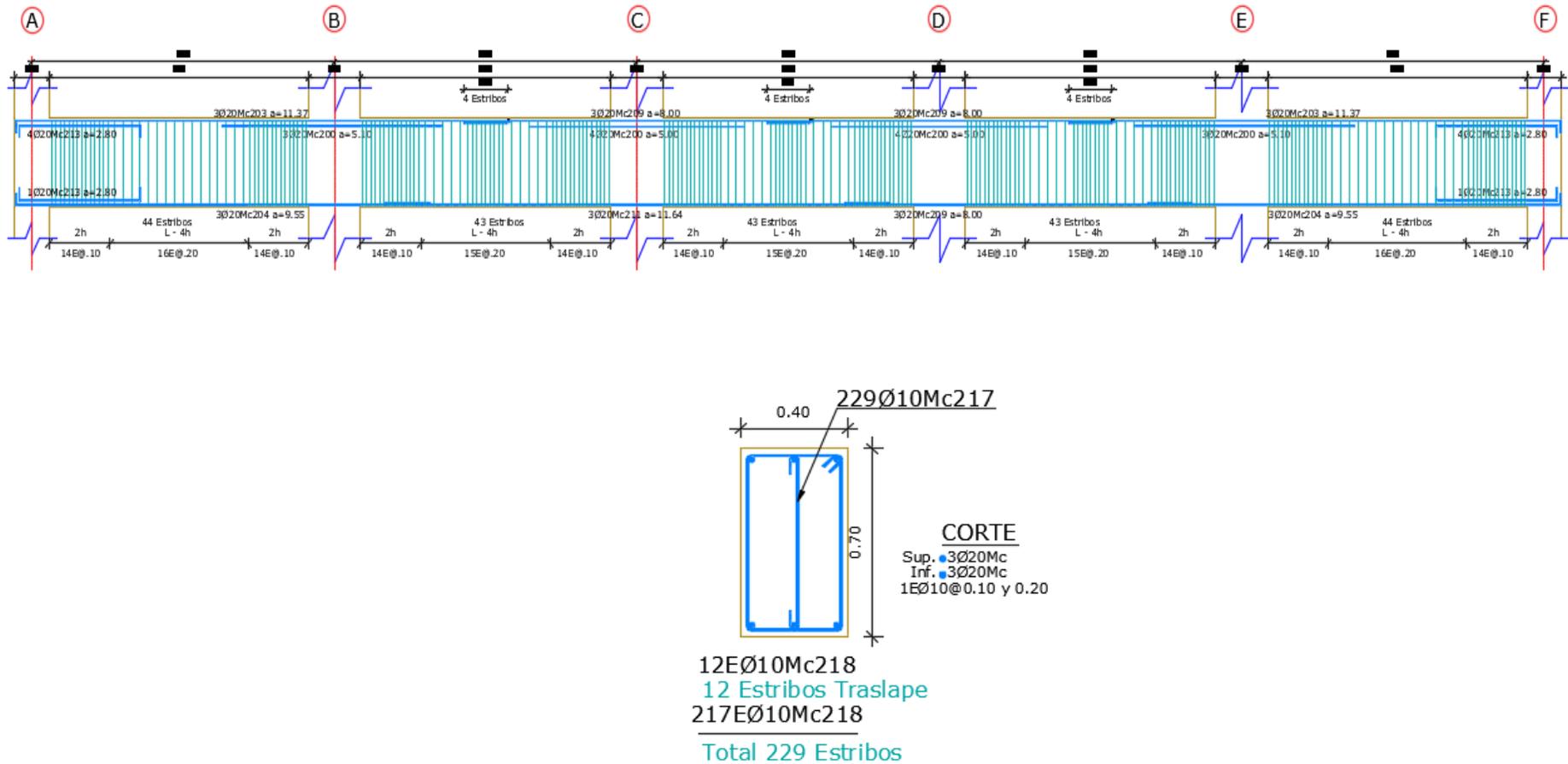
	Tramo A-B			Tramo B-C			Tramo C-D			Tramo D-E			Tramo E-F		
S [cm]	10	20	10	10	20	10	10	20	10	10	20	10	10	20	10
$A_{v \min}$ [cm ²]	0.32	0.64	0.32	0.32	0.64	0.32	0.32	0.64	0.32	0.32	0.64	0.32	0.32	0.64	0.32
$A_{v \text{ req}}$ [cm ²]	1.8	1.96	0.79	1.65	1.85	1.74	1.72	1.85	1.72	1.74	1.85	1.65	0.79	1.96	1.8
$A_{v \text{ req}} > A_{v \min}$	Ok	Ok	Ok												

Φ estribo [mm]	10
---------------------	----

Longitud de confinamiento lo[cm]

	Tramo A-B			Tramo B-C			Tramo C-D			Tramo D-E			Tramo E-F		
lo=2h	140	320	140	140	300	140	140	300	140	140	300	140	140	320	140
ramas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2	3	3

FIGURA 3.33 Acero de refuerzo y sección transversal de la viga 3, Nv.0 + 3.20 [m]. (Edif. 8 pisos)



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.6.3 CONEXIÓN VIGA-COLUMNA.

El chequeo de la conexión viga columnas, forma parte de las filosofías de diseño sismo resistente, con el cual se busca garantizar una respuesta favorable de las estructuras, cuando ingresan al rango de deformaciones inelásticas, mediante la formación de rótulas plásticas en las vigas, que permitan disipar energía evitando el posible colapso. De igual manera se siguen los requerimientos establecidos por el ACI 318S-14.

Además, se debe revisar dos condiciones necesarias para asegurar un mecanismo estable de disipación de energía que son:

- Nudo fuerte-viga débil
- Columna fuerte-viga débil.

3.6.3.1 Nudo fuerte-viga débil.

- **Corte.**

El cortante actuante en el nudo (V_j) debe ser menor o igual al corte resistente (ϕV_n); ϕ es igual a 0.85 para nudo-columna como lo indica el ACI 318-14 en la sección 21.2.4.3.

$$V_j \leq \phi * V_n \quad (3.64)$$

Dónde: V_j : es el cortante en el nudo.

- **Confinamiento.**

El refuerzo de confinamiento para el nudo está definido por las **ecuaciones 3.44 y 3.45**, el espaciamiento debe cumplir con la **ecuación 3.42** en el diseño de columnas.

- **Deterioro de Adherencia.**

$$h_{col} \geq 20 * \phi_{viga} \quad (3.65)$$

$$h_{viga} \geq 20 * \phi_{columna} \quad (3.66)$$

- **Anclaje.**

$$l_{dh_{requerida}} \geq \frac{\phi_{columna} * f_y}{17 * \sqrt{f'_c}} \quad (3.67)$$

3.6.3.2 Columna fuerte – viga débil.

Se garantiza mediante este chequeo que la capacidad a flexión de las columnas sea mayor que la capacidad a flexión de las vigas, dado por la siguiente expresión (ACI Comité 318, 2014):

$$\Sigma M_{n_{columna}} \geq 1.2 * \Sigma M_{n_{viga}} \quad (3.68)$$

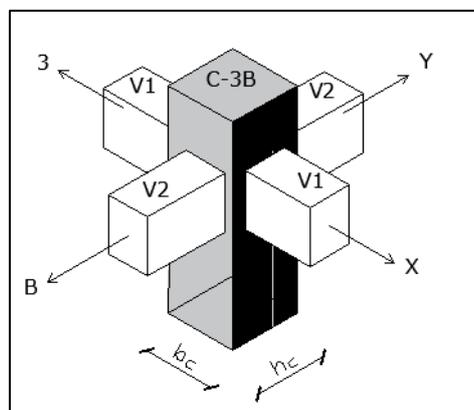
Dónde:

- $\Sigma M_{n_{columna}}$: Sumatoria de los momentos nominales de flexión de las columnas en el nudo.
- $\Sigma M_{n_{viga}}$: Sumatoria de los momentos nominales de flexión de las vigas en el nudo.

3.6.3.3 Ejemplo de diseño de una Conexión Viga – Columna.

➤ **Edificio de departamentos.**

Se presenta el cálculo y diseño de la conexión interior 3B, Nivel +3.20 [m].



Datos materiales	
f'_c viga [kg/cm ²]	280
f'_c columna [kg/cm ²]	280
f_y [kg/cm ²]	4200

Datos Columna:	
b [cm]	70
h [cm]	120
h [m]	3.2
r [cm]	3
d' [cm]	6
Φ varilla [mm]	25
Área de varilla [cm ²]	4.91
# varillas	20
A_s [cm ²]	98.2

Datos vigas:		
Vigas	Viga 1	Viga 2
b [cm]	35	40
h [cm]	65	65
A_s (-)	4Ø22	3 Ø22
A_s (+)	3 Ø22	3 Ø22
A_s (-) [cm ²]	15.2	11.4
A_s (+) [cm ²]	11.4	11.4

Nudo Fuerte- Viga Débil		
Corte	Viga 1	Viga 2
α	1.4	
T_1 [ton]	89.38	67.03
T_2 [ton]	67.03	67.03
M_1 [ton-m]	47.94	37.19
M_2 [ton-m]	36.85	37.19
V_{col} [ton]	26.5	23.24
V_j [ton]	129.91	110.82
δ	4	4
b_j [cm]	77.5	55
h_c [cm]	70	120
\emptyset	0.85	0.85
$\emptyset V_n$ [ton]	308.64	375.49
$V_j \leq \emptyset V_n$ [ton]	Ok	Ok

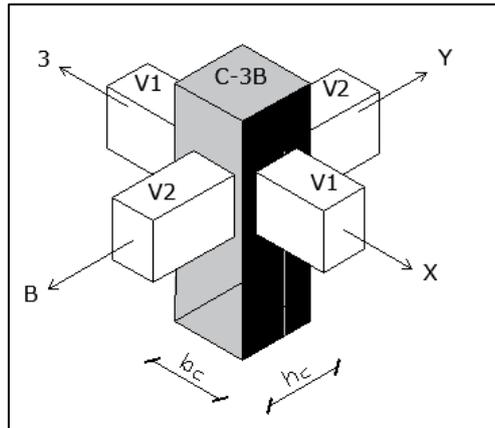
Confinamiento		
	En bcol	En hcol
Φ estribo [mm]	12	
Área ϕ estribo [cm ²]	1.13	
S [cm]	10	
h''	62.8	112.8
A _g [cm ²]	8400	8400
A _c [cm ²]	7083.84	7083.84
A _{sh} [cm ²]	3.77	6.77
# varillas	3.34	5.99
# ramas 12 [mm]	4	6
Armadura	4 Φ 12	6 Φ 12

Adherencia		
h _{col} [cm]	70	120
h _{viga} [cm]	65	65
20 Φ _{viga}	44	44
20 Φ _{col}	50	50
h _{col} \geq 20 Φ _{viga}	Ok	Ok
h _{viga} \geq 20 Φ _{col}	Ok	Ok
Anclaje		
l _{dh} requerida [cm]	32.48	32.48
l _{dh} disponible [cm]	62.8	112.8

Columna Fuerte - Viga Débil		
Capacidad Vigas	Viga 1	Viga 2
M _{n1} [ton-m]	35.22	27.05
M _{n2} [ton-m]	26.87	27.05
ΣM _{viga}	62.09	54.1
Capacidad Columna	Columna sup.	Columna inf.
M _o [ton-m]	222.72	119.61
ΣM _{columna}	445.44	239.22
ΣM _{col} / ΣM _{viga}	7.2	4.42

➤ **Edificio de oficinas.**

Se presenta el cálculo y diseño de la conexión interior 3B, Nivel +3.20 [m].



Datos materiales	
f'_c viga [kg/cm ²]	280
f'_c columna [kg/cm ²]	280
f_y [kg/cm ²]	4200

Datos Columna:	
b [cm]	120
h [cm]	120
h [m]	3.2
r [cm]	3
d' [cm]	6
Φ varilla [mm]	25
Área de varilla [cm ²]	4.91
# varillas	32
A_s [cm ²]	157.12

Datos vigas:		
Vigas	Viga 1	Viga 2
b [cm]	40	40
h [cm]	70	70
A_s (-)	6Ø20	7 Ø20
A_s (+)	3 Ø20	3 Ø20
A_s (-) [cm ²]	18.84	21.98
A_s (+) [cm ²]	9.42	9.42

Nudo Fuerte- Viga Débil		
Corte	Viga 1	Viga 2
α	1.4	
T_1 [ton]	110.78	129.24
T_2 [ton]	55.39	55.39
M_1 [ton-m]	64.45	73.94
M_2 [ton-m]	33.84	33.84
V_{col} [ton]	30.72	33.68
V_j [ton]	135.45	150.95
δ	4	4
b_j [cm]	80	80
h_c [cm]	120	120
\emptyset	0.85	0.85
$\emptyset V_n$ [ton]	546.17	546.17
$V_j \leq \emptyset V_n$ [ton]	Ok	Ok

Confinamiento		
	En bcol	En hcol
ϕ estribo [mm]	12	
Área ϕ estribo [cm ²]	1.13	
S [cm]	10	
h''	112.8	112.8
A_g [cm ²]	14400	14400
A_c [cm ²]	12723.84	12723.84
A_{sh} [cm ²]	6.77	6.77
# varillas	5.99	5.99
# ramas 12 [mm]	6	6
Armadura	6 Φ 12	6 Φ 12

Adherencia		
h_{col} [cm]	120	120
h_{viga} [cm]	70	70
$20\Phi_{viga}$	40	40
$20\Phi_{col}$	50	50
$h_{col} \geq 20\Phi_{viga}$	ok	ok
$h_{viga} \geq 20\Phi_{col}$	ok	ok
Anclaje		
l_{dh} requerida [cm]	29.53	29.53
l_{dh} disponible [cm]	112.8	112.8

Columna Fuerte - Viga Débil		
Capacidad Vigas	Viga 1	Viga 2
M_{n1} (ton-m)	47.35	54.61
M_{n2} (ton-m)	24.5	24.5
$\sum M_{viga}$	71.85	79.11
Capacidad Columna	Columna sup	Columna inf
M_o (ton-m)	356.35	356.35
$\sum M_{columna}$	712.7	712.7
$\sum M_{col} / \sum M_{viga}$	9.9	9.01

3.6.4 MUROS ESTRUCTURALES.

3.6.4.1 Diseño a flexo-compresión.

De manera análoga a las columnas se diseñará el refuerzo vertical del muro, se obtendrá el diagrama de interacción, en el cual se colocará el mínimo acero vertical para comprobar si las fuerzas axiales y momentos actuantes en el elemento se encuentran adentro de la curva de capacidad. Caso contrario, el área del refuerzo vertical se debe aumentar.

Requerimientos de diseño establecidos en el ACI 318S-14.

3.6.4.1.1 Flexión

- **Alma**

$$A_{s_{min. vertical}} = 0.0025 * A_{horizontal} \quad (3.69)$$

$$A_{s_{min. horizontal}} = 0.0025 * A_{vertical} \quad (3.70)$$

Dónde:

- $A_{horizontal}$ y $A_{vertical}$: se define como el espesor del alma del muro x1 m de ancho.

- **Cabezal.**

$$A_{s_{min}} = 0.01 * A_{cabezal} \quad (3.71)$$

$$A_{s_{min}} = 0.01 * b_w * d \quad (3.72)$$

3.6.4.1.2 Flexo –Compresión.

$$P_u - M_u \leq \phi P_n - \phi M_n \quad (3.73)$$

Solicitud ≤ Capacidad

3.6.4.2 Diseño a corte.

El cortante de diseño de los muros se calculará en función de la capacidad del muro a flexión. Placencia (2017) “recomienda que cuando el diseño del muro sea por capacidad, el cortante último de diseño sea mayorado en una proporción dada por la relación entre el momento nominal (C) y el momento de solicitud (S), debido que, al gobernar el comportamiento a flexión este puede agotarse en su máxima capacidad”.

El cortante de diseño de determina mediante la siguiente expresión:

$$V_{u_{diseño}} = V_{u_{calculado}} * \frac{M_{nominal}}{M_{solicitado}} \quad (3.74)$$

$$V_{u_{diseño}} = V_{u_{calculado}} * \frac{C}{S} \quad (3.75)$$

Dónde:

$$\frac{C}{S} \geq 1.54$$

El refuerzo horizontal se obtiene luego de determinar el cortante de diseño, mediante las siguientes expresiones.

$$V_{u_{diseño}} \leq \phi V_n \leq V_{n_{max}} \quad (3.76)$$

$$V_{n_{max}} = 2.65 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (3.77)$$

$$\phi V_n = \phi * A_{cv} * (\alpha_c * \sqrt{f'_c} * b_w * d + \rho * f_y) \quad (3.78)$$

$$A_{cv} = L_w * b_w \quad (3.79)$$

$$\rho_s = \frac{A_s}{b_w * s} \quad (3.80)$$

TABLA 3.46 Valores de α_c .

α_c	Condición
0.8	$\frac{h_w}{l_w}$
$0.8 - 0.54 \frac{h_w}{l_w} - 1.5$	$1.5 \leq \frac{h_w}{l_w} \leq 2.0$
0.53	$\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$

FUENTE: (ACI Comité 318, 2014)

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Dónde:

- V_u : Cortante ultimo determinado mediante las combinaciones de carga de diseño.
- $V_{n_{max}}$: Cortante nominal máximo para muros estructurales.
- V_n : Cortante nominal
- A_{cv} : Área bruta de concreto, definida b_w y la longitud de la sección.
- b_w : Ancho del alma.
- d : Altura efectiva del muro

- ρ_s : cuantía del muro.
- ϕ : factor de reducción de resistencia igual a 0.75

3.6.4.3 Diseño del cabezal.

En los cabezales se determina la máxima carga axial mediante las siguientes expresiones:

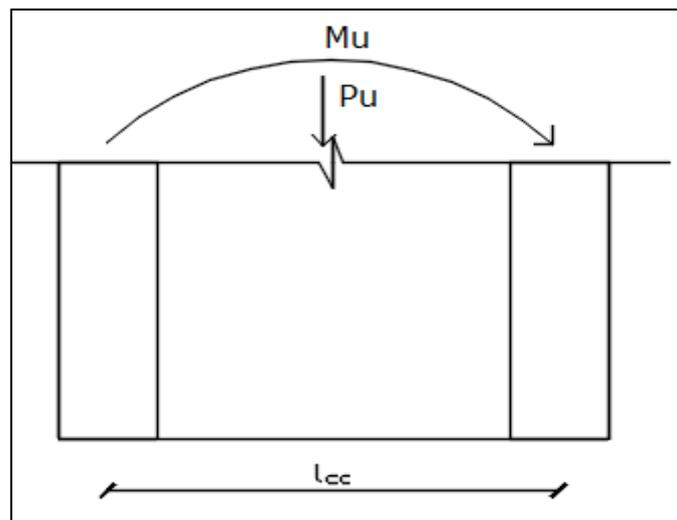
$$P_{u_{cabezal}} \leq 0.52 * P_o \quad (3.81)$$

$$P_{u_{cabezal}} = \frac{P_{u_{muro}}}{2} + \frac{M_{u_{muro}}}{l_{cc}} \quad (3.82)$$

Dónde:

- P_o : Capacidad a compresión en ausencia de momento.
- $P_{u_{muro}}$: Carga última axial del muro.
- $M_{u_{muro}}$: Momento último del muro.
- l_{cc} : Longitud entre ejes del muro.

FIGURA 3.34 Esquema de cargas actuantes en el muro.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.6.4.4 Ejemplo de diseño de un muro.

➤ **Edificio de departamentos.**

Se expone el cálculo y diseño del muro del Eje 1.

• **Diseño a flexo –compresión**

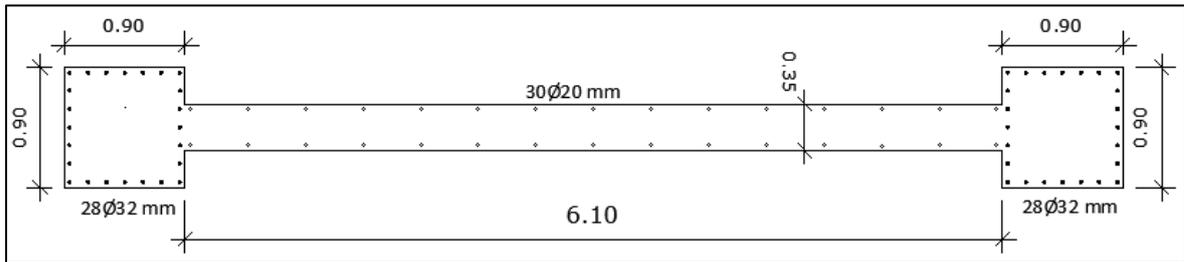
Datos para el alma		
bw=	35	[cm]
hw=	610	[cm]
r =	3	[cm]
f' _c =	280	[kg/cm ²]
f _y =	4200	[kg/cm ²]
Alma/m		
A _{ga} =	3500	[cm ²]
ρ _{1 min vertical} =	0.0025	[cm ²]
A _{s min vertical / metro} =	8.75	[cm ² /m]
# capas	2	capas
S _{requerido} =	45	[cm]

Acero por capa en 1 m de ancho		
A _{s min vertical/ metro}	4.375	[cm ² /m]
Φ _{varilla} =	20	[mm]
A _{varilla} =	3.14	[cm ²]
Φ _{requerido} =	1.39	[cm ²]
Acero colocado por capa en 1 m de ancho		
Φ _{colocado} =	1	[u]
S _{colocado} =	40	[cm]
1Ø20mm@40cm		
Acero colocado		
Φ _{colocado} =	2	[u]
2Φ20mm@40cm		

Los cabezales del muro son iguales tanto en dimensión y armado.

Datos para sección cabezales		
b=	90	[cm]
h=	90	[cm]
r =	3	[cm]
A _{st min 1} =	81	[cm ²]
A _{st min2} =	86.05	[cm ²]
Φ _{long.} =	32	[mm]
# Φ _{min} =	11	[u]
Acero colocado		
# varillas =	24	u
A _{st} =	192.96	cm ²
ρ _{colocado} =	0.024	
ρ _{min} ≤ ρ _{colocado} ≤ ρ _{max}		Ok

FIGURA 3.35 Esquema del refuerzo longitudinal del muro eje 1, Nv. +3.20 [m].



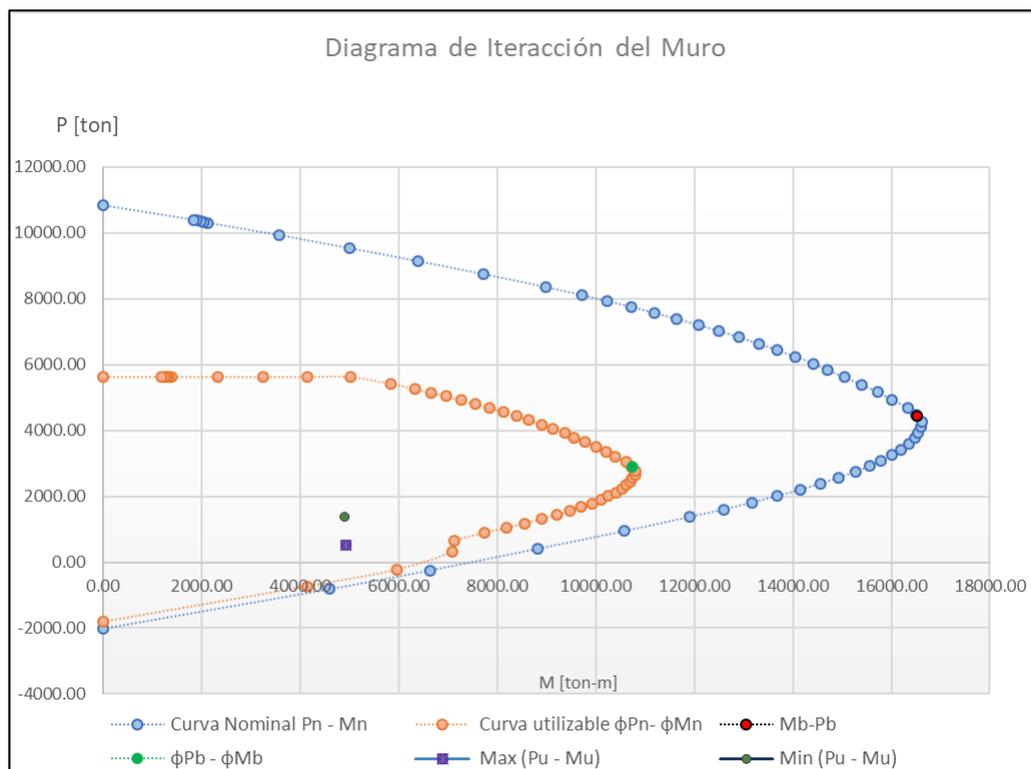
ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Donde las solicitaciones de diseño son las siguientes.

Máximo	P_u	501.74	[ton]
	M_u	4929.27	[ton-m]
	V_u	203.44	[ton]

Mínimo	P_u	1365.04	[ton]
	M_u	4920.5	[ton-m]
	V_u	175.27	[ton]

FIGURA 3.36 Diagrama de Interacción del muro en el eje 1.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Se puede observar que la solicitación P_u - M_u se encuentra dentro de la curva de capacidad ϕP_n - ϕM_n , por lo que se acepta como válido el diseño del refuerzo longitudinal.

- **Diseño a corte.**

Se lo realiza en función de la máxima capacidad a flexión del elemento.

Máximo		
$V_{u\text{ cal}} =$	203.44	[ton]
$C/S =$	2.22	
$V_{u\text{ diseño}} =$	451.64	[ton]

Mínimo		
$V_{u\text{ cal}} =$	175.27	[ton]
$C/S =$	2.82	
$V_{u\text{ diseño}} =$	494.26	[ton]

Por ser el más crítico se toma $V_{u\text{ diseño}} = 494.26\text{ ton}$.

$V_n\text{ máx.} =$	1156.24	[ton]
$V_{u\text{ diseño}} =$	494.26	[ton]
$\alpha_c =$	0.53	
$\lambda =$	1	
$A_{cv} =$	27650	[cm ²]
$\rho_s =$	0.003563	
$V_{u\text{ diseño}} \leq V_n\text{ máx.}$		Ok
$S_{\text{ requerido}} =$	45	[cm]
$S_{\text{ colocado}} =$	30	[cm]
$A_s\text{ requerido} =$	1.87	[cm ²]
$\emptyset V_n =$	494.26	
$V_{u\text{ diseño}} \leq \emptyset V_n \leq V_n\text{ máx}$		Ok
$\Phi\text{ varilla} =$	16	[mm]
$A\text{ varilla} =$	2.01	[cm ²]
$\Phi\text{ requerido} =$	0.93	[u]
Acero refuerzo horizontal colocado		
$\Phi\text{ colocado} =$	2	[u]
2Φ16 mm @30cm		

Diseño del cabezal.

- Esfuerzo máximo.

$$P_{u\text{cabezal}} = \frac{501.74}{2} + \frac{4929.27}{7} = 955.06\text{ton}$$

- Esfuerzo mínimo.

$$P_{u\text{cabezal}} = \frac{1365.04}{2} + \frac{4920.5}{7} = 1385.45\text{ ton}$$

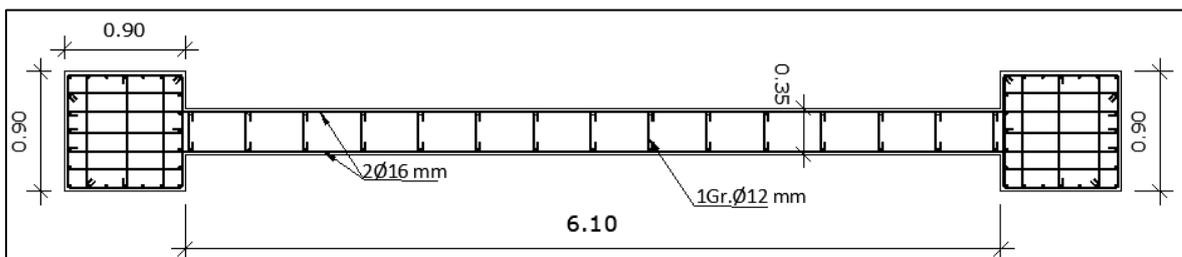
Cabezal		
$P_o =$	2692.31	ton
$0.52P_o =$	1400.00	ton
Máximo [ton]		
P_u cabezal		$0.52 \cdot P_o$
955.05	\leq	1400.00
	ok	
Mínimo [min]		
P_u cabezal		$0.52 \cdot P_o$
955.05	\leq	1400.00
	ok	

- Confinamiento del cabezal.

$S =$	10	cm
$\phi_{rama} =$	12	mm

Ramas Largas			Ramas Cortas		
Confinamiento					
$d =$	84.00	[cm]	$d' =$	84.00	[cm]
$b_w =$	90	[cm]	$b_w =$	90	[cm]
$h'' =$	82.8	[cm]	$h'' =$	82.8	[cm]
$A_g =$	8100	[cm ²]	$A_g =$	8100	[cm ²]
$A_c =$	7056	[cm ²]	$A_c =$	7056	[cm ²]
$A_{sh}' =$	2.450	[cm ²]	$A_{sh}' =$	2.450	[cm ²]
$A_{sh}'' =$	4.968	[cm ²]	$A_{sh}'' =$	4.968	[cm ²]
$A_{sh} =$	4.968	[cm ²]	$A_{sh} =$	4.968	[cm ²]
# ramas	4.39		# ramas	4.39	
# ramas	5		# ramas	5	

FIGURA 3.37 Esquema del refuerzo transversal del muro.



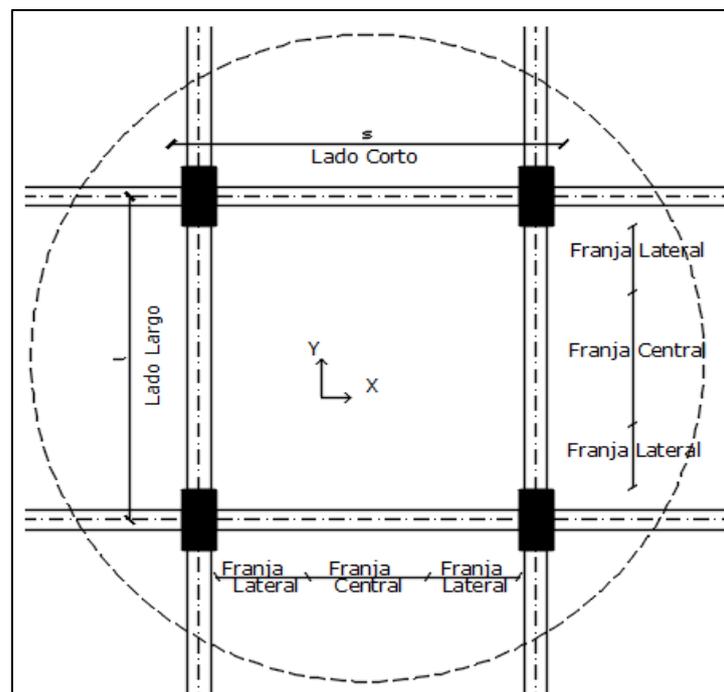
ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.6.5 LOSAS.

Para el diseño de las losas se utilizará “el método de los coeficientes del ACI, propuesto por Henry Marcus en 1929 y ampliamente difundido en Europa. En 1994, fue presentado por Paul Rogers en América. Este método ha sido usado por ingenieros calculistas americanos en forma amplia desde su presentación oficial en el código ACI 318-63, cuando se requieren diseñar o revisar losas en dos direcciones apoyadas rígidamente en sus bordes por vigas o muros que suministren una rigidez perimetral “ (Giraldo, 2019).

El método consiste en la aplicación de coeficientes empíricos tabulados de acuerdo con las condiciones de apoyo de losa. Previo a la aplicación del método, se debe dividir el panel de losa en tres regiones o franjas en cada dirección. Las franjas laterales representan $\frac{1}{4}$ de la longitud de la luz a cada lado de la franja central.

FIGURA 3.38 División de losa para aplicación de método de los coeficientes.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

El método II del ACI establece 5 casos de continuidad que pueden darse para los tableros. Como se indica en el **ANEXO A**.

Los momentos se definirán con las siguientes expresiones:

$$M_s = C_s * q * s^2 \quad (3.83)$$

$$M_l = C_l * q * l^2 \quad (3.84)$$

Dónde:

- s y l : Longitud de luz en la dirección corta y larga respectivamente.
- M_s y M_l : Momentos correspondiente a cada dirección.
- C_s y C_l : Coeficientes de momento correspondientes a cada dirección.
- q : es la carga uniformemente repartida

Los coeficientes C_s y C_l están en función de m (relación entre la luz corta y la luz larga) y el caso de continuidad de cada panel.

Para el cortante se utilizará la **ecuación 3.5 y 3.6**.

3.6.5.1 Chequeo a Flexión.

$$M_u \leq \phi M_n \rightarrow M_{cr} \leq \phi M_n \quad (3.85)$$

Mediante las **ecuaciones 3.50-3.51-3.52**, se determina acero máximo y mínimo respectivamente. Para efectos de retracción y temperatura se debe colocar un refuerzo adicional, cuya cuantía debe ser menor a 0.0018 (ACI Comité 318, 2014).

3.6.5.2 Chequeo a corte.

$$V_u \leq \phi V_n \rightarrow V_{cr} \leq \phi V_c \quad (3.86)$$

Para el cálculo del corte el ACI 318S-14, determina que ϕV_c mediante la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 1.1 * \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (3.87)$$

3.6.5.3 Control de deflexiones.

La deflexión máxima puede estimarse utilizando ecuaciones geométricas en el centro de un panel o tablero en cada dirección, para posteriormente compararse con los valores admisibles establecidos en los códigos de construcción. (Giraldo, 2019).

La deflexión total de un tablero de losa se determina de la sumatoria entre la deflexión, por carga viva y por carga sostenida

3.6.5.3.1 Deflexiones por carga muerta.

La deflexión máxima por carga muerta puede obtenerse a partir del máximo momento positivo en el centro de la luz, mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_D = \frac{1}{16} * \frac{M * L^2}{E_c * I_e} \rightarrow \text{Bordes continuos} \quad (3.88)$$

$$\Delta_D = \frac{5}{48} * \frac{M * L^2}{E_c * I_e} \rightarrow \text{Bordes discontinuos} \quad (3.89)$$

3.6.5.3.2 Deflexiones por carga viva.

La deflexión máxima por carga viva emplea el máximo momento positivo debido a esta carga, y se calcula con las siguientes expresiones:

$$\Delta_L = \frac{3}{32} * \frac{M * L^2}{E_c * I_e} \rightarrow \text{Bordes Continuos} \quad (3.90)$$

$$\Delta_L = \frac{5}{48} * \frac{M * L^2}{E_c * I_e} \rightarrow \text{Bordes Discontinuos} \quad (3.91)$$

Donde:

- M: es el momento máximo por carga muerta / viva obtenido mediante los coeficientes de momento **ANEXO A**.
- L: longitud de la luz (X, Y).
- E_c : módulo de elasticidad del hormigón.
- I_e : Inercia efectiva.

3.6.5.3.3 Deflexiones por carga sostenida.

$$\Delta_s = \Delta_D + \alpha \Delta_L \quad (3.92)$$

Donde α , representa un porcentaje de la funcionalidad de la estructura. Para viviendas, y oficinas esta entre el 25-50%, y para almacenes es el 100%. En este estudio se tomará como el 50 % de la deflexión por carga viva

3.6.5.3.4 Deflexión a largo plazo.

La deflexión a largo plazo se determina multiplicando el factor λ_s por la deflexión por carga sostenida (ACI Comité 318, 2014), así:

$$\lambda_s = \frac{\xi}{1 + (50 * \rho')} \quad (3.93)$$

$$\lambda_{LP} = \lambda_s * \Delta_s \quad (3.94)$$

Dónde:

- λ_{LP} : Deflexión a largo plazo
- λ_s : Factor multiplicador para las deflexiones a largo plazo
- ξ : Factor dependiente del tiempo.
- ρ' : % de acero de refuerzo en compresión en el centro de la viga y en el punto de apoyo para el voladizo

El ACI recomienda utilizar un $\xi = 2$ para una $\rho' = 0$.

3.6.5.3.5 Deflexión total.

Se obtiene del promedio entre las deflexiones de cada dirección (X, Y)

$$\Delta_T = \frac{\Delta_{T_x} + \Delta_{T_y}}{2} \quad (3.95)$$

3.6.5.3.6 Deflexión admisible.

En la tabla 24.2.2 del ACI 318S-14, se expone que la deflexión máxima admisible para losa de cubierta o entrepisos no debe ser mayor a la siguiente expresión:

$$\Delta_{Adm} = \frac{l}{480} \quad (3.96)$$

Dónde:

- l: Promedio entre la luz corta y la luz larga del panel.

3.6.5.4 Chequeo de agrietamiento.

El ACI 224R en la tabla 4.1 establece que el ancho de la fisura (grieta) de estructuras de hormigón armado, en condición de exposición a la humedad, aire húmedo o al suelo no debe ser mayor a 0.30 mm (ACI Comité 224, 2001), es decir:

$$\omega < \omega_{adm} \quad (3.97)$$

$$\omega_{adm} = 0.30 \text{ mm}$$

$$\omega = B_h * f_s * \sqrt[3]{d_c * AEHT}, \quad (3.98)$$

Dónde:

- ω : Ancho de la grieta calculado.
- ω_{adm} : Ancho admisible de la grieta.
- B_h : es igual a la relación entre la distancia medida desde el eje neutro hasta el centroide de las varillas y la distancia a partir del eje neutro hasta la fibra extrema a tensión. Por simplificación se adopta el valor de 1.35.

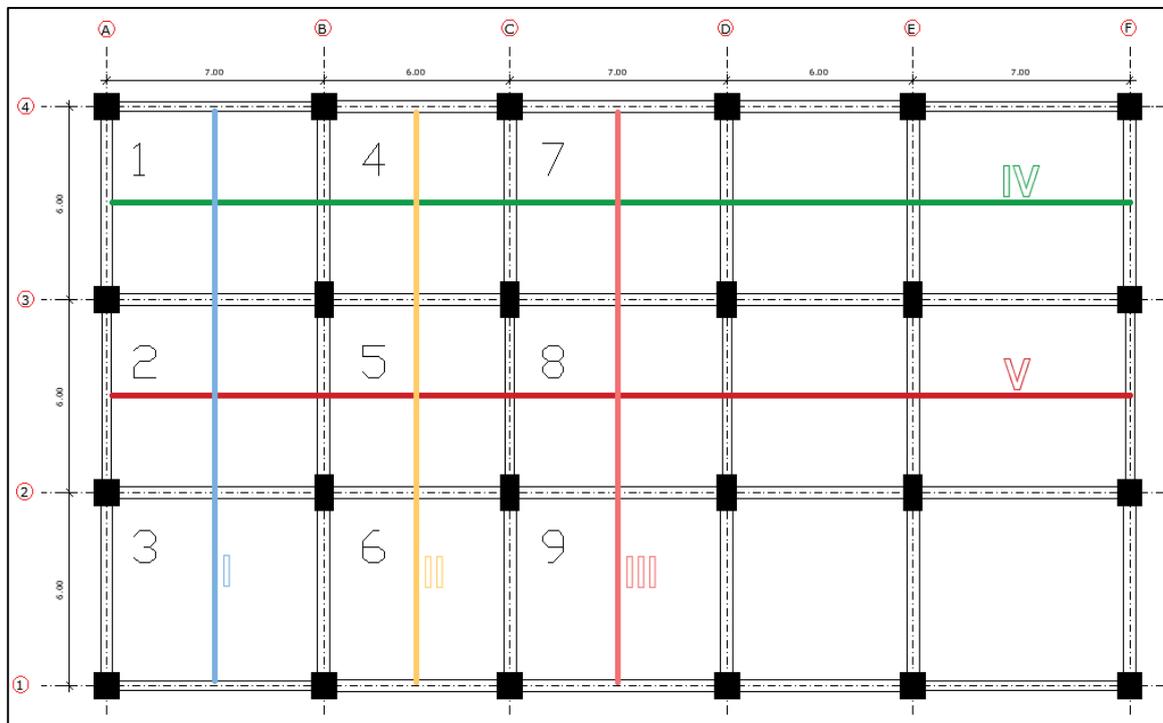
- $f_s = 0.6 \cdot f_y$: máximo esfuerzo del acero, a nivel de cargas de servicio.
- d_c : es el recubrimiento medido desde la cara sometida a tensión hasta el centro del centro de la varilla más cerca a esta.
- AEHT: Área efectiva del hormigón traccionado que rodea a cada varilla, igual al área total del hormigón equivalente a tensión que rodea el refuerzo, dividido para el número de barras.

3.6.5.5 Ejemplo de diseño de una losa de entresuelo.

➤ Edificio de departamentos.

Se analiza como ejemplo explicativo una losa de entresuelo. Para la aplicación del método, se procede asignando un número a cada tablero (panel de losa) y definiendo cuantas franjas se analizarán, en la dirección X, Y. Además, al ser una losa simétrica se analizará una parte de la losa que servirá para la otra mitad. De esta manera tenemos:

FIGURA 3.39 Tableros y franjas, (Edif. 15 pisos).

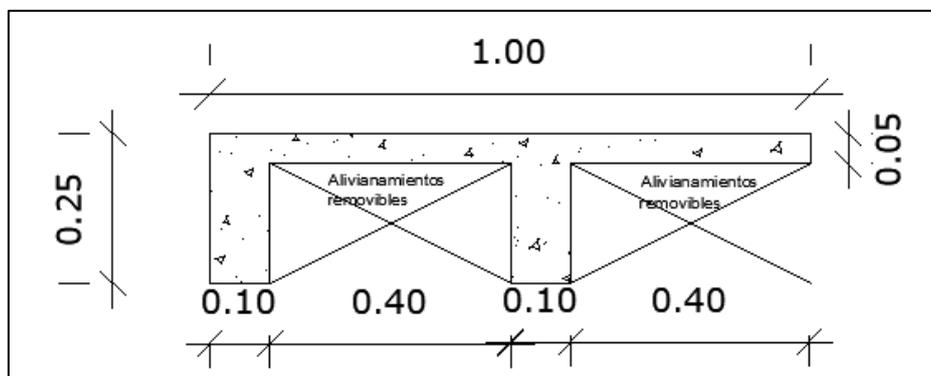


ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Una vez definidos los tableros de análisis, mediante la tabla del **ANEXO A** se determinará los coeficientes de momento, los cuales están en función de las dimensiones de cada tablero ($m=s/l$) y las condiciones de borde, es decir, si tiene bordes continuos o discontinuos. Que permiten calcular el momento y cortante de cada panel. Como se indica a continuación.

La carga aplicada sobre cada panel se determina de la combinación de carga dada por la ecuación, donde:

Datos		
$f'_c =$	280	[kg/cm ²]
$f_y =$	4200	[kg/cm ²]
$b_w =$	10	[cm]
$b =$	100	[cm]
$h_{losa} =$	25	[cm]
$r =$	2	[cm]
$\Phi_{\text{nervio}} =$	12	[mm]
$\rho_t =$	0.0018	
Cálculos:		
Área $\phi =$	1.13	[cm]
$d' =$	2.6	[cm]
$d =$	22.4	[cm]



Determinados los momentos y cortantes, se calcula el acero de refuerzo para cada nervio, en la franja central y la franja lateral. Cabe indicar, que el acero en la franja lateral corresponde a los 2/3 de la franja central.

Cargas	[ton/m ²]
Muerta (D)	0.735
Viva (L)	0.2
Q	1.2

Franja	Tablero	Dimensiones		m	Caso	Apoyo o Tramo	Coef. C	Mu		Corte	
		s (m)	l (m)					(s/l)	(ton/m)	V _s (ton)	V _l (ton)
Franja I	1	6	7	0.86	3	4 d	0.03	1.296	2.4	2.71	
						4-3	0.045	1.944			
						3 c	0.06	2.592			
	2	6	7	0.86	2	3 c	0.051	2.203	2.4	2.71	
						3-2	0.038	1.642			
					2 c	0.051	2.203				
Franja II	4	6	6	1	2	4 d	0.021	0.907	2.4	2.4	
						4-3	0.031	1.339			
						3 c	0.041	1.771			
	5	6	6	1	1	3 c	0.033	1.426	2.4	2.4	
						3-2	0.025	1.08			
					2c	0.033	1.426				
Franja III	7	6	7	0.86	2	4 d	0.051	2.203	2.4	2.71	
						4-3	0.038	1.642			
						3 c	0.051	2.203			
	8	6	7	0.86	1	3 c	0.043	1.858	2.4	2.71	
						3-2	0.032	1.382			
					2c	0.043	1.858				
Franja IV	1	6	7	0.86	3	A d	0.034	1.469	2.4	2.71	
						A-B	0.05	2.16			
						B c	0.067	2.894			
	4	6	6	1	2	B c	0.021	0.907	2.4	2.4	
						B-C	0.031	1.339			
						C c	0.041	1.771			
	7	6	7	0.86	2	C c	0.051	2.203	2.4	2.71	
C-D						0.038	1.642				
D c						0.051	2.203				

Franja V	2	6	7	0.86	2	A d	0.022	0.95	2.4	2.71
						A-B	0.038	1.642		
						B c	0.051	2.203		
	5	6	6	1	1	B c	0.033	1.426	2.4	2.4
						B-C	0.025	1.08		
						C c	0.033	1.426		
	8	6	7	0.86	1	C c	0.043	1.858	2.4	2.71
						C-D	0.032	1.382		
						D c	0.043	1.858		

De esta forma se determina el momento y corte máximo en la franja IV, tablero 1, que indican los valores críticos de esta losa. Para luego continuar con el ejemplo.

- **Cálculo del acero**

Franja	Tablero	bw o b [cm]	k	w	As [cm ²]	As min [cm ²]	Franja Central			Franja Lateral	
							$\frac{As}{m}$ [cm ²]	$\frac{As}{nervio}$ [cm ²]	Φ [mm]	$\frac{As}{nervio}$ [cm ²]	Φ [mm]
							IV	1	20	0.058	0.060
		100	0.017	0.017	2.69	0.75	2.69	1.35	1 Φ 14	0.9	1 Φ 12
		20	0.114	0.123	3.67	0.75	3.67	1.84	1 Φ 16	1.23	1 Φ 14

- **Chequeo a flexión**

$M_{cr} =$	2.894	[ton-m]
$M_n =$	5.38	[ton-m]
$\emptyset M_n =$	4.842	[ton-m]
M_{cr}	<	$\emptyset M_n$
Ok		

- **Chequeo a corte**

$V_{cr} =$	2.71	[ton]
$V_n =$	4.37	[ton]
$\emptyset V_n =$	3.28	[ton]
V_{cr}	<	$\emptyset V_n$
Ok		

- Control de deflexiones

Cálculo de la Inercia									
	b	h	A	Y	A*y	I	d	d ²	I ejes paralelos
	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	cm	[cm ⁴]	[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]
A1	100	5	500	22.5	11250	1041.67	5.56	30.91	16496.67
A2	20	20	400	10	4000	13333.33	-6.94	48.16	32597.33
		∑	900		15250				49094.00
	Ycentroido			16.94	[cm]				

$I_g =$	49094.00	[cm ⁴]
$I_e =$	44185	[cm ⁴]

Deflexiones -Luz corta						
M_{uD}	M_{uL}	$\Delta_{(D)}$	$\Delta_{(L)}$	$\Delta_{(s)}$	$\Delta_{(LP)}$	$\Delta_{(T)}$
[ton-m]	[ton-m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1.32	0.36	0.37	0.15	0.45	0.9	1.05
Deflexiones -Luz larga						
M_{uD}	M_{uL}	$\Delta_{(D)}$	$\Delta_{(L)}$	$\Delta_{(s)}$	$\Delta_{(LP)}$	$\Delta_{(T)}$
[ton-m]	[ton-m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1.32	0.36	0.5	0.2	0.6	1.2	1.4

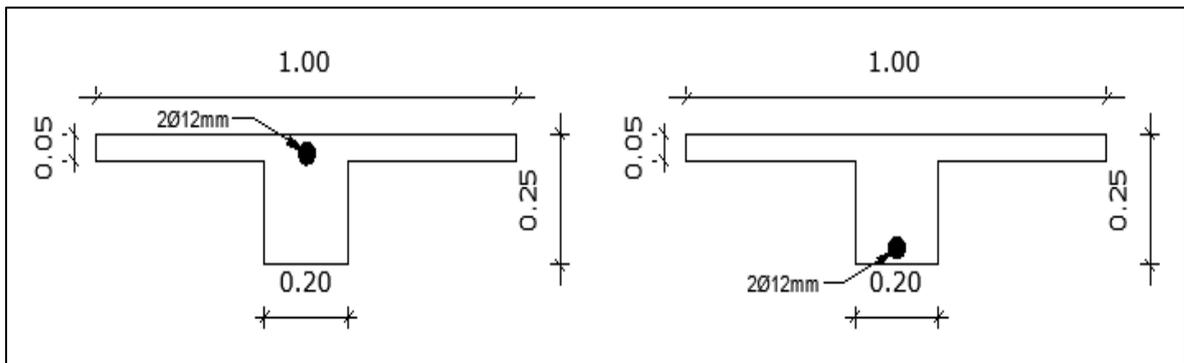
$\Delta_{(Total)}$	Δ_{adm}	$\Delta_{(Total)} \leq \Delta_{adm}$
[cm]	[cm]	
1.23	1.35	Cumple

- Chequeo de agrietamiento.

Datos		
NEV (-)	2	[u]
NEV (+)	2	[u]
$f_y =$	4200	[kg/cm ²]
$f_s =$	2520	[kg/cm ²]
$W_{admisible} =$	0.3	[mm]

Momento Negativo

Momento Positivo



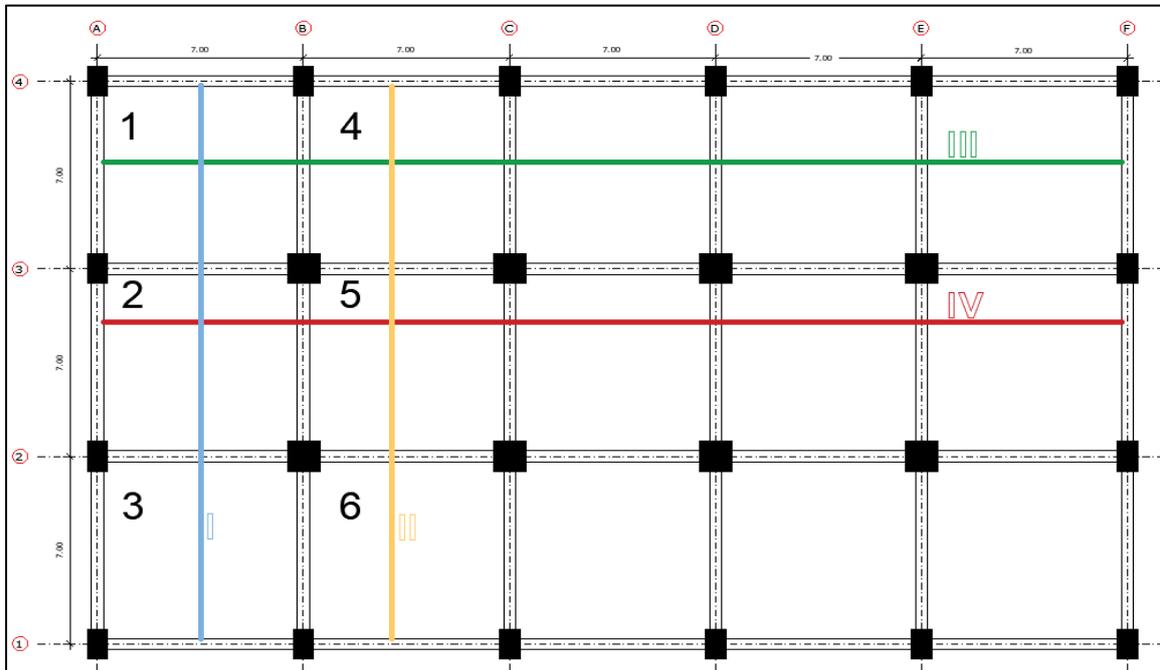
Momento Negativo		
AHT=	520	[cm ²]
AEHT=	260	[cm ² /varilla]
w=	0.30	[mm]
W	=	W _{adm}

Momento Positivo		
AHT=	104	[cm ²]
AEHT=	52	[cm ² /varilla]
w=	0.17	[mm]
W	<	W _{adm}

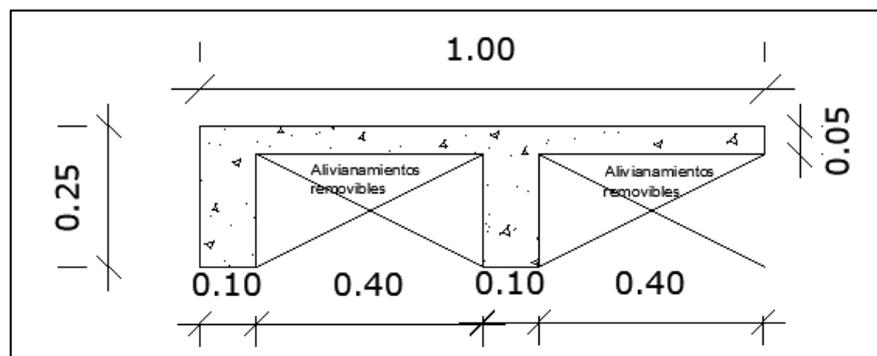
➤ **Edificio de oficinas.**

De forma similar, se analiza como ejemplo una losa de entrepiso. Para la aplicación de método, se procede asignando un número a cada tablero (panel de losa) y definiendo cuantas franjas se analizarán, en la dirección (X, Y). Además, al ser una losa simétrica se analizará una parte de la losa que servirá para la otra mitad. De esta manera tenemos:

FIGURA 3.40 Tableros y franjas. (Edif. 8 pisos).



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.



Datos			Cálculos:		
$f'_c =$	280	[kg/cm ²]	Área $\Phi =$	1.13	[cm ²]
$f_y =$	4200	[kg/cm ²]	$d' =$	2.6	[cm]
$b_w =$	10	[cm]	$d =$	22.4	[cm]
$b =$	100	[cm]			
$h_{losa} =$	25	[cm]			
$r =$	2	[cm]			
$\Phi_{nervio} =$	12	[mm]			
$\rho_t =$	0.0018				

Obtenidos los momentos y cortantes, posteriormente se calcula el acero de refuerzo para cada nervio, en la franja central y la franja lateral. Cabe indicar que el acero en la franja lateral corresponde a los 2/3 de la franja central.

Cargas	[ton/m ²]
Muerta (D)	0.661
Viva (L)	0.25
q	1.19

Franja	Tablero	Dimensiones		m	Caso	Apoyo o Tramo	Coef. C	Mu [ton/m]	Corte	
		s [m]	l [m]						[s/l]	V _s [ton]
Franja I	1	7	7	1	3	4 d	0.025	1.458	2.78	2.78
						4-3	0.028	1.633		
						3 c	0.025	1.458		
	2	7	7	1	2	3 c	0.041	2.391	2.78	2.78
						3-2	0.031	1.808		
						2 c	0.041	2.391		
Franja II	4	7	7	1	2	4 d	0.021	1.225	2.78	2.78
						4-3	0.031	1.808		
						3 c	0.041	2.391		
	5	7	7	1	1	3 c	0.033	1.924	2.78	2.78
						3-2	0.025	1.458		
						2c	0.033	1.924		
Franja III	1	7	7	1	3	A d	0.025	1.458	2.78	2.78
						A-B	0.037	2.157		
						B c	0.049	2.857		
	4	7	7	1	2	B c	0.041	2.391	2.78	2.78
						B-C	0.031	1.808		
						C-c	0.041	2.391		
Franja IV	2	7	7	1	2	A d	0.021	1.225	2.78	2.78
						A-B	0.031	1.808		
						B c	0.041	2.391		
	5	7	7	1	1	B c	0.033	1.924	2.78	2.78
						B-C	0.025	1.458		
						C c	0.033	1.924		

De esta forma se determina el momento y corte máximo en la franja III, tablero 1, estos valores son los valores críticos de esta losa. Con los cuales se seguirá el ejemplo.

- Cálculo del acero

Franja	Tablero	bw o b [cm]	k	w	As [cm ²]	As min [cm ²]	Franja Central		Franja Lateral		
							$\frac{As}{m}$ [cm ²]	$\frac{As}{nervio}$ [cm ²]	ϕ [mm]	$\frac{As}{nervio}$ [cm ²]	ϕ [mm]
III	1	20	0.057	0.059	1.79	0.75	1.79	0.9	1 ϕ 12	0.6	1 ϕ 12
		100	0.017	0.017	2.69	0.75	2.46	1.23	1 ϕ 14	0.82	1 ϕ 12
		20	0.112	0.121	3.67	0.75	3.63	1.82	1 ϕ 16	1.21	1 ϕ 12

- Chequeo a flexión

$M_{cr} =$	2.857	[ton-m]
$M_n =$	5.38	[ton-m]
$\phi M_n =$	4.842	[ton-m]
M_{cr}	<	ϕM_n
Ok		

- Chequeo a corte

$V_{cr} =$	2.78	[ton]
$V_n =$	4.37	[ton]
$\phi V_n =$	3.28	[ton]
V_{cr}	<	ϕV_n
Ok		

- Control de deflexiones

Cálculo de la Inercia									
	b	h	A	Y	A*y	I	d	d ²	I ejes paralelos
	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]
A1	100	5	500	22.5	11250	1041.67	5.56	30.91	16496.67
A2	20	20	400	10	4000	13333.33	-6.94	48.16	32597.33
	Σ		900		15250				49094.00

$y_{centroido}$	16.94	[cm]
-----------------	-------	------

$I_g =$	49094.00	[cm ⁴]
$I_e =$	44185	[cm ⁴]

Deflexiones -Luz corta						
M_{uD}	M_{uL}	$\Delta_{(D)}$	$\Delta_{(L)}$	$\Delta_{(s)}$	$\Delta_{(LP)}$	$\Delta_{(T)}$
[ton-m]	[ton-m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1.2	0.45	0.45	0.25	0.58	1.16	1.41

Deflexiones -Luz larga						
M_{uD}	M_{uL}	$\Delta_{(D)}$	$\Delta_{(L)}$	$\Delta_{(s)}$	$\Delta_{(LP)}$	$\Delta_{(T)}$
[ton-m]	[ton-m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1.2	0.45	0.45	0.25	0.58	1.16	1.41

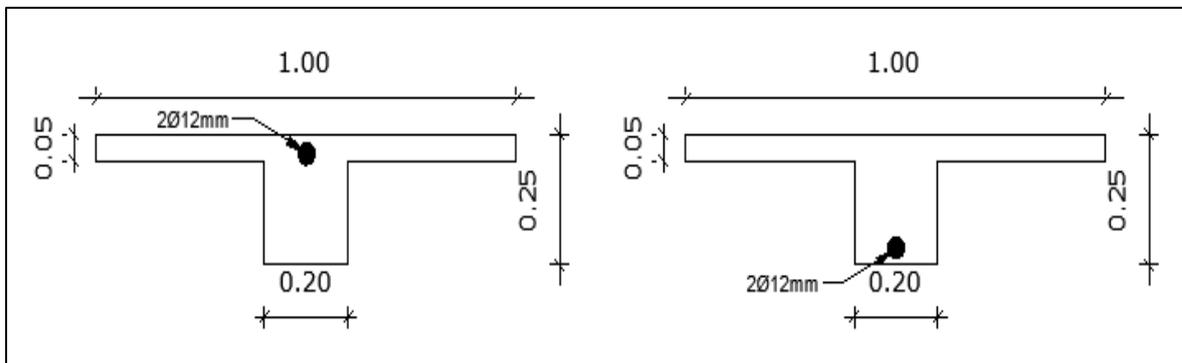
$\Delta_{(Total)}$	Δ_{adm}	$\Delta_{(Total)} \leq \Delta_{adm}$
[cm]	[cm]	
1.41	1.46	Cumple

- Chequeo de agrietamiento

Datos		
NEV (-)	2	[u]
NEV (+)	2	[u]
$f_y =$	4200	[kg/cm ²]
$f_s =$	2520	[kg/cm ²]
$W_{admissible} =$	0.3	[mm]

Momento Negativo

Momento Positivo



Momento Negativo		
AHT=	520	[cm ²]
AEHT=	260	[cm ² /varilla]
w=	0.30	[mm]
w	=	W_{adm}

Momento Positivo		
AHT=	104	[cm ²]
AEHT=	52	[cm ² /varilla]
w=	0.17	[mm]
w	<	W_{adm}

3.7 PLANOS ESTRUCTURALES.

Finalizado el análisis y diseño de la estructura, se presenta los resultados obtenidos para cada elemento estructural con su respectivo detalle en los planos estructurales.

3.7.1 CONSIDERACIONES GENERALES PARA LA ELABORACIÓN DE PLANOS ESTRUCTURALES SEGÚN EL ACI 318S-14.

- **Refuerzo transversal [18.6.4.4]**

El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar ubicado a una distancia no mayor de 50 [mm] de la cara de la columna de apoyo.

- **Longitud de desarrollo en tensión [25.4.2]**

$$l_d = \frac{f_y * d_b}{6.6 * \sqrt{f'_c}} \quad \forall \quad \phi \leq 20 \text{ [mm]}$$

$$l_d = \frac{f_y * d_b}{5.3 * \sqrt{f'_c}} \quad \forall \quad \phi \geq 22 \text{ [mm]}$$

- **Longitud de desarrollo en Compresión [25.4.9]**

$$l_{dc} = \max \left[\frac{0.075 f_y * d_b}{\sqrt{f'_c}} ; 0.0044 * f_y * d_b \right] \quad \forall \quad \phi \leq 20 \text{ [mm]}$$

- **Traslape en Tensión [25.5.2]**

$$\text{Longitud de traslape} = 1.3 * l_d$$

- **Traslape en Compresión: [25.5.5]**

$$\text{Longitud de traslape} = \max [0.0073 * f_y * d_b ; 30 \text{ [cm]}]$$

- **Gancho sísmico [25.3]**

El estribo de confinamiento deberá tener un gancho con un doblez mínimo de 135 grados, una extensión recta de $6d_b$ y no menor que 7.5 [cm]. En el **ANEXO C y ANEXO B**, se presenta la elaboración de los planos estructurales y arquitectónicos respectivamente.

3.8 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER”.

Terminado el análisis lineal, que permite obtener el diseño estructural para columnas, vigas y muros que conforman las diferentes edificaciones, tomando en cuenta las recomendaciones del ACI-318S y la NEC-15. Se procede a realizar un análisis no lineal mediante la técnica de Pushover, para verificar el desempeño estructural de cada edificación, con la ayuda del software Etabs®.

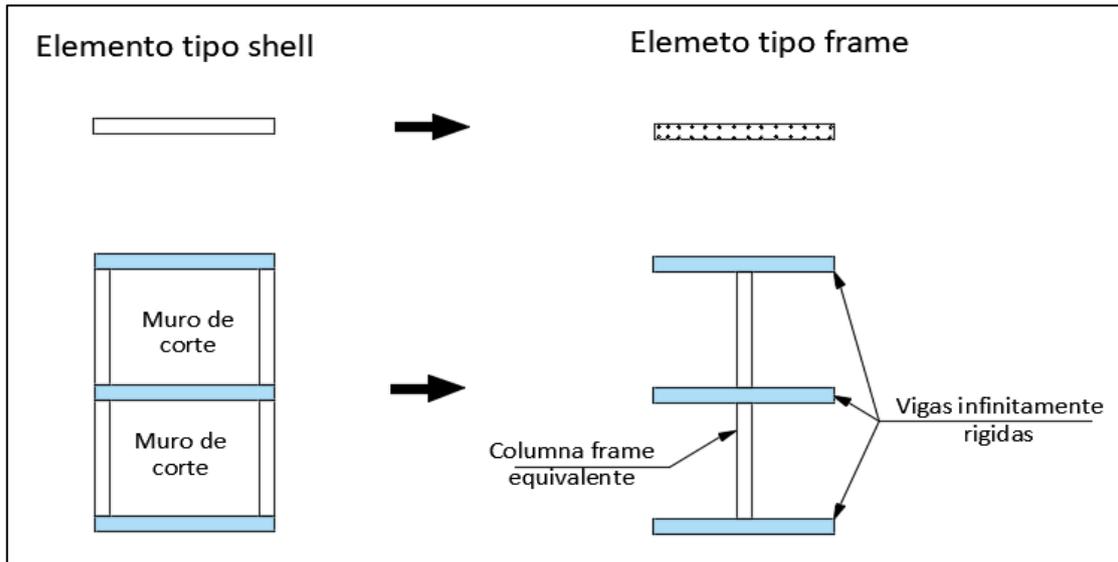
3.8.1 MODELACIÓN TIPO FRAME PARA MUROS DE CORTE.

Para la modelación de muros estructurales, existen varios métodos alternativos por medio de elementos tipo frame. Aunque no todos son aplicables al análisis no lineal, dentro de los modelos mediante el uso de elementos tipo frame se tiene: columna ancha arriostrada, columna arriostrada y columna ancha (Cueva & Gonzalez, 2013).

3.8.1.1 Modelación de muros como columna ancha.

Etabs® presenta limitaciones al momento de modelar elementos para un análisis no lineal, debido a que únicamente permite el uso de elementos tipo frame. Por lo tanto, los muros para este análisis se los considerará como un equivalente de elementos frame. Utilizando el modelo de la columna ancha.

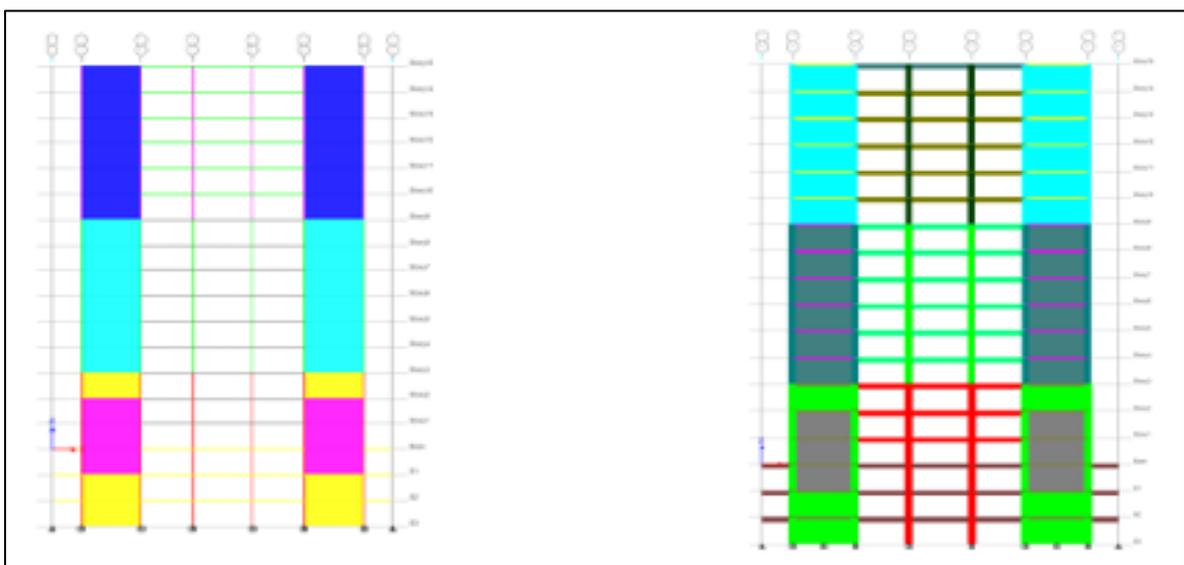
Este método idealiza a los muros como columnas anchas (elementos tipo frame), ubicadas en el eje centroidal del muro con las mismas dimensiones y cuantías de acero, además, se debe considerar en el modelo que la porción de vigas que se encuentran dentro del muro, corresponden al modelo de columna ancha siendo infinitamente rígidas. Lo que permitirá simular la rigidez del muro de corte (Cueva & Gonzalez, 2013).

FIGURA 3.41 Modelo de Columna Ancha.

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

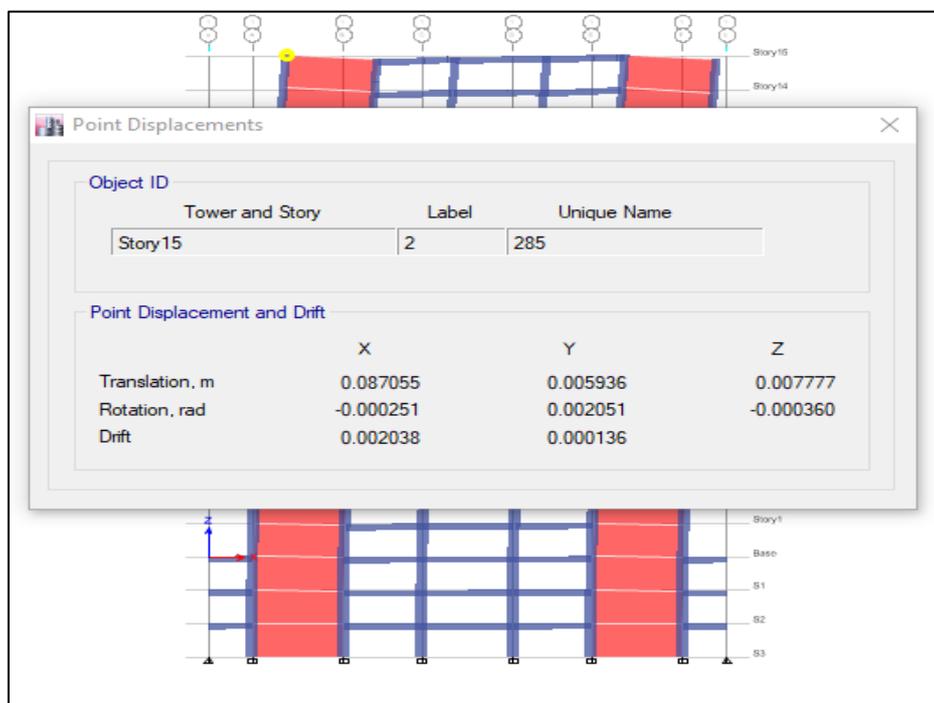
3.8.1.2 Analogía de la columna ancha.

Se ejecutará una analogía en la modelación de los muros estructurales, que permita comparar los resultados de los desplazamientos generados por la carga lateral, para un modelo con muros de tipo Shell y otra estructura con una columna ancha y vigas de rigidez infinita que simulan un muro.

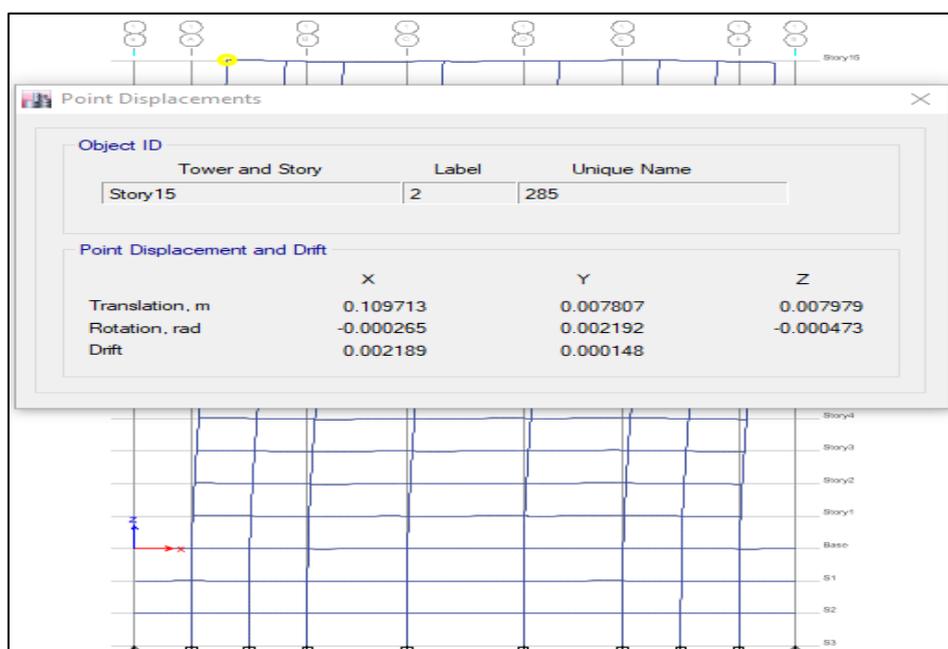
FIGURA 3.42 Analogía de muro: Shell thin / columna ancha.

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

FIGURA 3.43 Desplazamientos por carga lateral (Sx): (a) Shell-thin, (b) Columna ancha.



(a)



(b)

FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

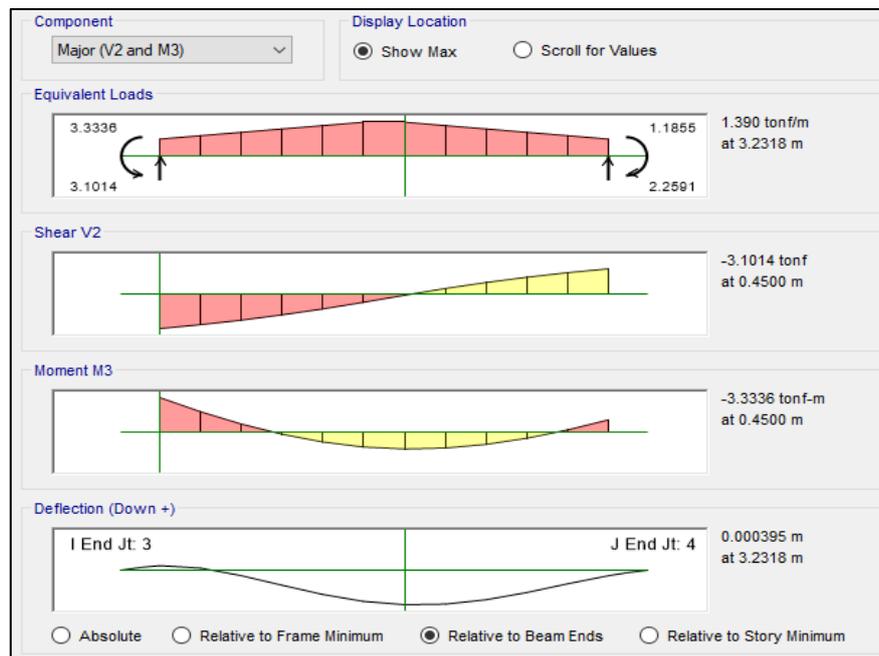
Comparando los resultados se puede concluir que la estructura modelada como columna ancha respecto a la estructura modelada con muros, se presenta un incremento en los desplazamientos, debido que al ser un método simplificado siempre se van a generar distorsiones en los resultados.

Adicionalmente, se verifica si las fuerzas obtenidas en momento y cortante son similares en ambas estructuras, para lo que, se selecciona un elemento viga y un elemento columna.

- **Viga.**

Para la viga ubicada en el pórtico 1, tramo B-C del Nv.+ 3.20 m. A continuación, se muestra las fuerzas obtenidas por carga muerta.

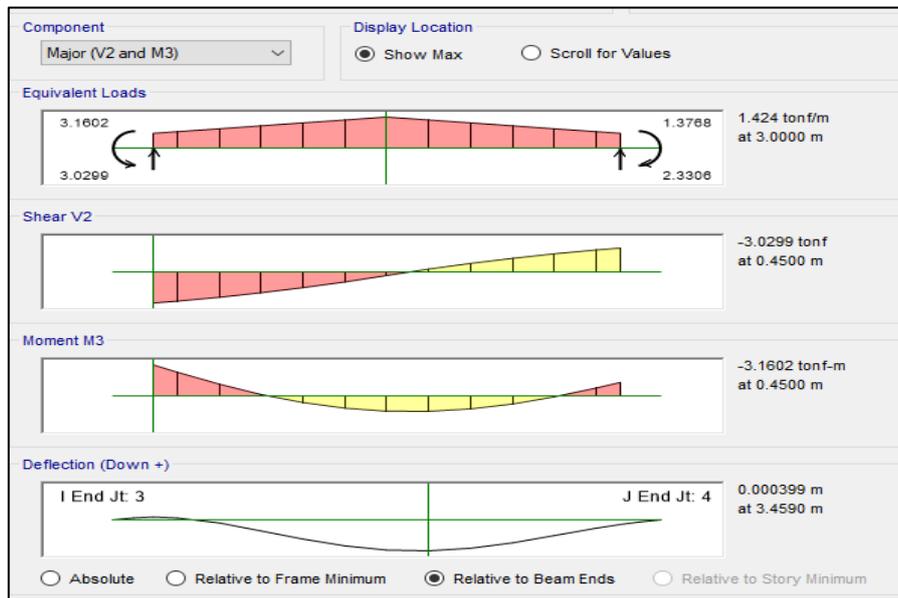
FIGURA 3.44 Fuerzas por carga muerta en estructura con elementos tipo shell-thin, Viga 1 tramo B-C.



FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: O a Morales & Guamán Durán.

FIGURA 3. 45 Fuerzas por carga muerta en estructura con columna ancha y vigas rígidas, Viga 1, tramo B-C.



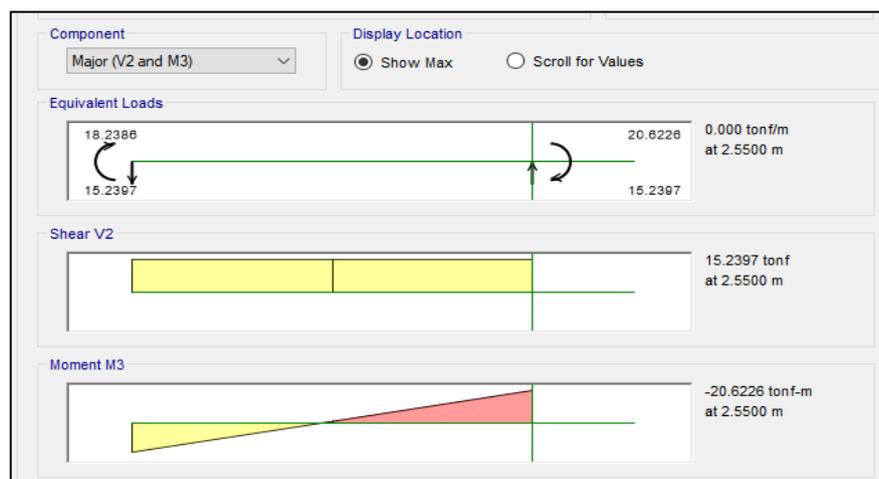
FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- **Columna.**

Para una columna 1C ubicada en el Nv. + 48.00 [m]. A continuación, se muestra las fuerzas obtenidas por carga lateral.

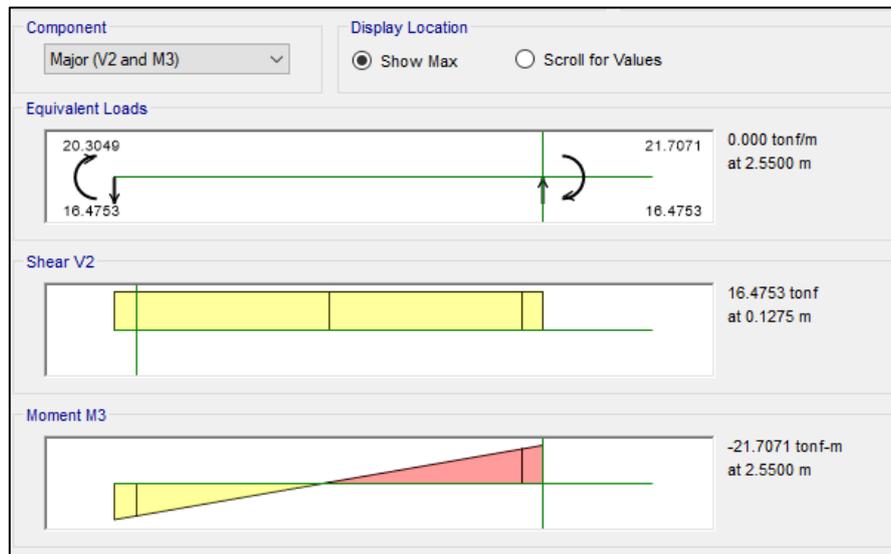
FIGURA 3.46 Fuerzas por carga lateral en estructura con elementos tipo *shell-thin*, Columna 1C.



FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

FIGURA 3.47 Fuerzas por carga lateral en estructura con columna ancha y vigas rígidas- Columna 1C.



FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Se puede apreciar en ambas estructuras, tanto las fuerzas de cortante como de momento son muy parecidas. Por lo tanto, para el presente trabajo se tomará esta analogía para la modelación de muros estructurales.

3.8.2 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER” EN ETABS®.

3.8.2.1 Consideraciones no lineales para los materiales.

Adicionalmente a las propiedades establecidas para el análisis estático, se asignan propiedades no lineales a los materiales dentro del software Etabs®. Para el hormigón se asignó el modelo de esfuerzo-deformación de Mander y el modelo de Park para el acero, como se indica a continuación.

FIGURA 3.48 Propiedades no lineales del hormigón.

Nonlinear Material Data

Material Name and Type

Material Name: f'c=280

Material Type: Concrete, Isotropic

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
IO	0.01	0.003	m/m
LS	0.02	0.006	m/m
CP	0.05	0.015	m/m

Ignore Tension Acceptance Criteria

Miscellaneous Parameters

Hysteresis Type: Takeda

Drucker-Prager Parameters

Friction Angle: 0 deg

Dilatational Angle: 0 deg

Stress Strain Curve Definition Options

Parametric: Mander

User Defined

Parametric Strain Data

Strain at Unconfined Compressive Strength, f'c: 0.002219

Ultimate Unconfined Strain Capacity: 0.005

Final Compression Slope (Multiplier on E): -0.1

Show Stress-Strain Plot...

OK Cancel

FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

FIGURA 3.49 Propiedades no lineales del acero.

Nonlinear Material Data

Material Name and Type

Material Name: fy=4200

Material Type: Rebar, Uniaxial

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
IO	0.01	0.005	m/m
LS	0.02	0.01	m/m
CP	0.05	0.02	m/m

Miscellaneous Parameters

Hysteresis Type: Kinematic

Stress Strain Curve Definition Options

Parametric: Park

User Defined

Parametric Strain Data

Strain at Onset of Strain Hardening: 0.01

Ultimate Strain Capacity: 0.09

Final Slope (Multiplier on E): -0.1

Show Stress-Strain Plot...

OK Cancel

FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.8.2.2 Creación de los casos de carga.

Es necesario crear dos estados de carga no lineales, el uno denominado CGNL (carga gravitacional no lineal) y la otra AENL (análisis estático no lineal).

3.8.2.2.1 Cargas Gravitacionales No lineal (CGNL).

La carga gravitacional no lineal será el 100% de la carga muerta, para que la estructura experimente un sismo como lo establece la NEC-15. Además, se debe indicar un punto de control “joint” que se encuentre el último piso, donde se generará la mayor deformación de la estructura ante fuerzas laterales.

FIGURA 3.50 Definición del estado de carga gravitacional no lineal.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PP	1
Load Pattern	Sobrecargas	1

FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.8.2.2.2 Carga No Lineal (AENL).

De igual manera se procede a ingresar el estado de carga no lineal, tanto para la dirección X y dirección Y. Esta carga inicia posteriormente a la CGNL

Esta carga aplicada será igual al 100% del S_x y S_y para AENL X y AENL Y respectivamente. Además, se indica el desplazamiento máximo esperado del punto de control, es aproximadamente el 4% de la altura de la estructura (Aguiar, 2003).

FIGURA 3.51 Definición del estado de cargas AENL X

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Sx	1

FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

FIGURA 3.52 Definición del estado de cargas AENL Y.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Sx	1

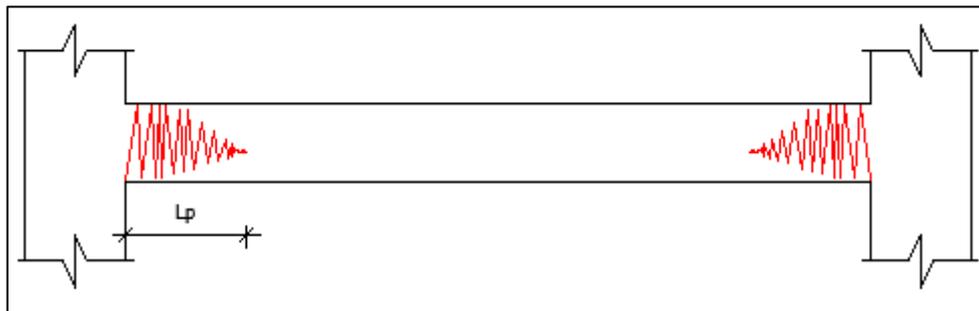
FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.8.2.3 Longitud de plastificación.

En estructuras de hormigón armado, las rótulas plásticas actúan como mecanismos de disipación de energía, que se forman cerca de los nudos, donde analíticamente se asume que toda la deformación inelástica se concentra en esta zona de longitud “ L_p ” (Cueva & Gonzalez, 2013).

FIGURA 3.53 Concentración de rotulas plásticas.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Entre las expresiones empíricas para determinar “ L_p ” la más utilizada es la propuesta por (Paulay and Priestley 1992), tanto para vigas como para columnas de hormigón armado mediante la expresión:

$$L_p = 0.08 * l + 0.022 * d_b * f_y \quad (3.99)$$

Dónde:

- L_p : longitud de la rótula plástica
- l : Longitud libre del elemento
- d_b : diámetro del acero longitudinal
- f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

Además, para vigas y columnas (Paulay and Priestley 1992) mencionan que “ L_p ” es aproximadamente $0.5h$ (h es el peralte del elemento).

Para el presente proyecto se asignaron rótulas a 5 % y 95 % de la longitud de los elementos.

3.8.2.4 Asignación de rótulas plásticas.

- **Vigas.**

A estos elementos se les asigna “*hinges*” o “rotulas” al 5% y 95% de la longitud (relativa) de los elementos, de acuerdo a la tabla 5-6 del ASCE/SEI 41-13 (vigas sometidas a flexión).

FIGURA 3.54 Definición de *hinges* en vigas.

FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- **Columnas.**

A los elementos columnas se les asigna “*hinges*” o “rotulas” al 5% y 95% de la longitud (relativa) de los elementos, y en base a la tabla 5-6 del ASCE/SEI 41-13, se definen estos elementos como columnas sometidas a flexión, con grados de libertad P-M2.M3.

FIGURA 3.55 Definición de hinges en columnas.

The image shows a software dialog box for defining hinge types. It includes the following sections and options:

- Auto Hinge Type:** From Tables In ASCE 41-13
- Select a Hinge Table:** Table 10-8 (Concrete Columns)
- Degree of Freedom:**
 - M2
 - M3
 - M2-M3
 - P-M2
 - P-M3
 - P-M2-M3
 - Parametric P-M2-M3
- Concrete Column Failure Condition:**
 - Condition i - Flexure
 - Condition ii - Flexure/Shear
 - Condition iii - Shear
 - Condition iv - Development
- P and V Values From:**
 - Case/Combo (AENL X)
 - User Value
 - V2: [] tonf
 - V3: [] tonf
- Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$:**
 - From Current Design
 - User Value []
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:**
 - Drops Load After Point E
 - Is Extrapolated After Point E

Buttons: OK, Cancel

FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- **Muros**

Para muros (columna ancha) al igual que para columnas se asignarán hinges o rótulas plásticas en la base del muro (planta baja y primer piso), donde se prevé la formación de una rótula plástica, también se asignará un hinge al 50 % de la longitud del elemento frame. Se define estos elementos como columna a flexión, con grados de libertad P-M2-M3.

FIGURA 3.56 Definición de *hinges* en muros.

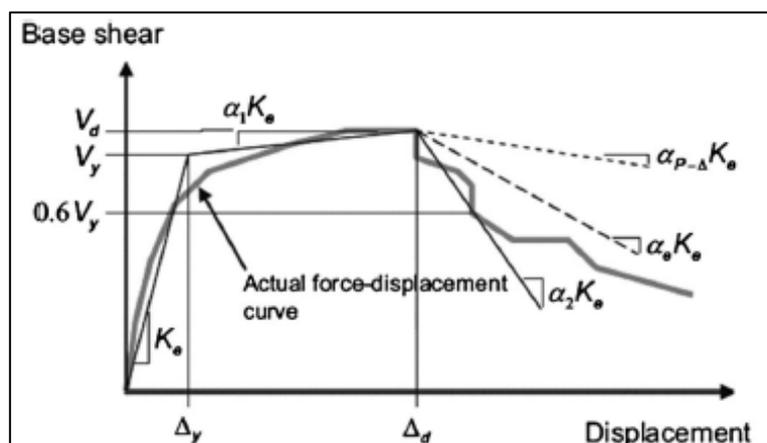
FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

3.8.2.5 Curva de capacidad

La curva de capacidad relaciona el cortante basal y desplazamiento lateral máximo, en el punto de control de la estructura. A continuación, se presenta un esquema típico de la curva de capacidad.

FIGURA 3.57 Esquema típico de la curva de Capacidad.

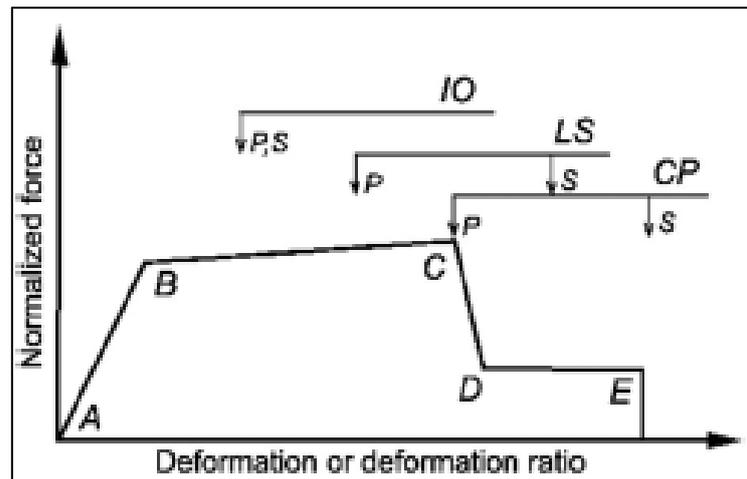


FUENTE: (ASCE/SEI 41-17, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Esta curva proviene de las cargas incrementales aplicadas (Pushover), que representa aproximadamente el comportamiento de la estructura a medida que incursiona en el rango inelástico.

FIGURA 3.58 Esquema de los criterios de aceptación



FUENTE: (ASCE/SEI 41-17, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

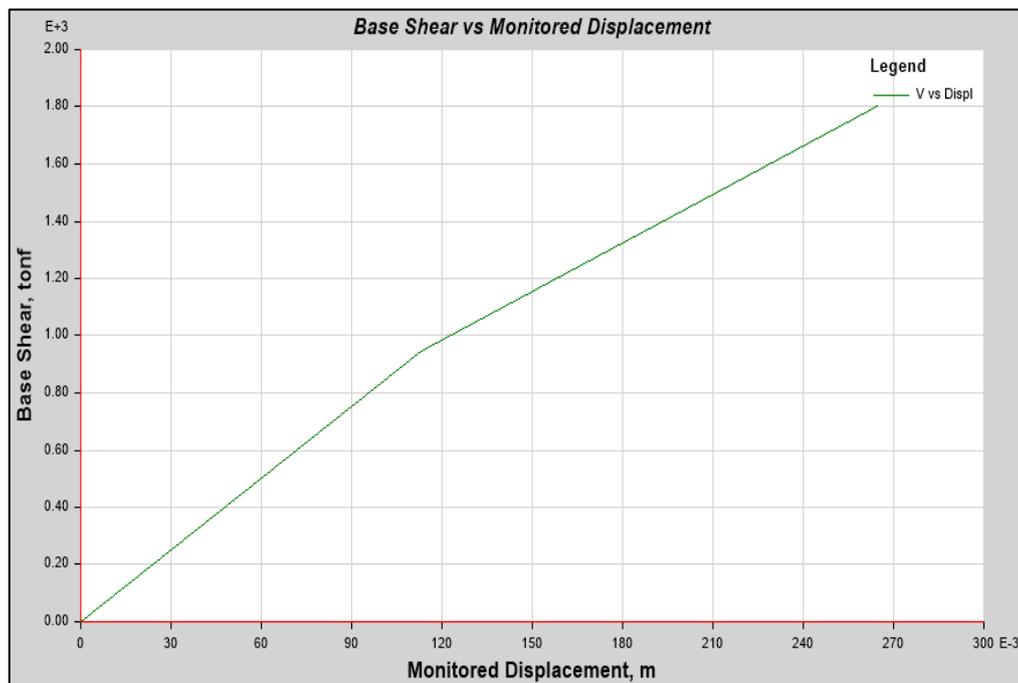
En la **figura 3.58**, se observan cinco puntos importantes que presenta la curva como son: A, B, C, D y E que son usados para definir el comportamiento de deflexión de la articulación. Además, se indican los niveles de desempeño, establecidos por el ASCE/SEI 41-17, de la siguiente manera:

- Ocupación Inmediata (IO): el sistema resiste perfectamente las cargas de diseño verticales y horizontales, donde existen daños estructurales mínimos que no impiden su ocupación inmediata.
- Seguridad Vida (LS): presenta daños estructurales significativos
- Prevención de colapso (CP): se ha perdido la rigidez total de algunos elementos estructurales, y el colapso de la estructura es inminente.

Una vez definidos los parámetros antes mencionados, Etabs® permite obtener la curva de capacidad de la estructura.

➤ Edificio de departamentos.

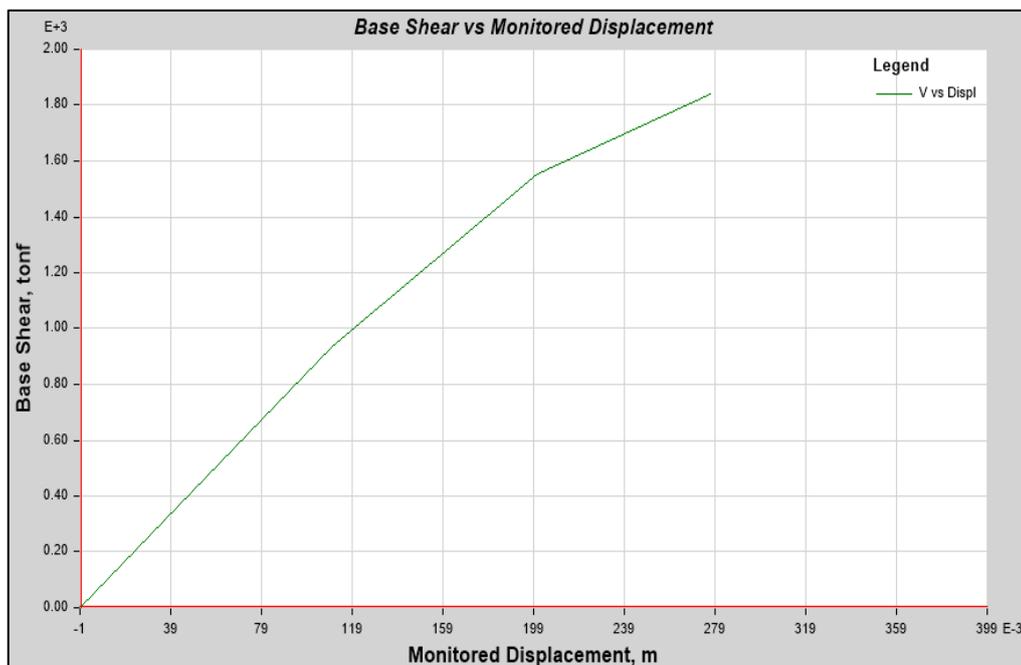
FIGURA 3.59 Curva de capacidad AENL X.



FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

FIGURA 3.60 Curva de capacidad AENL Y.

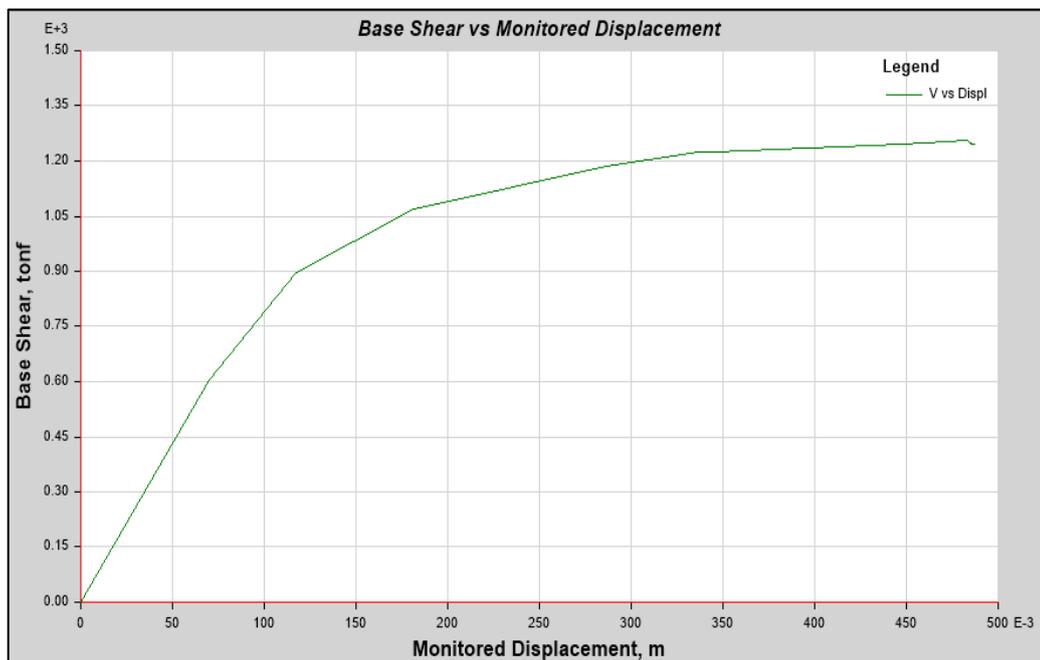


FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

➤ Edificio de Oficinas

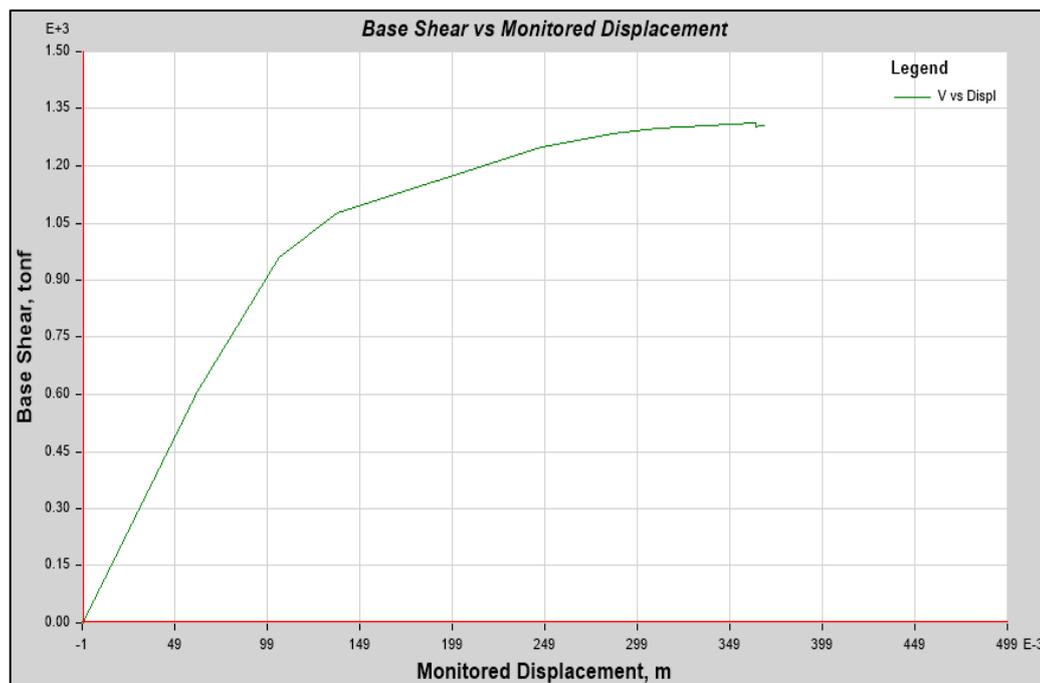
FIGURA 3.61 Curva de capacidad AENL X.



FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

FIGURA 3.62 Curva de capacidad AENL Y.



FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

La curva de capacidad permite construir la curva idealizada fuerza – desplazamiento (Representación bilineal), con la cual se determina el desempeño de una estructura mediante el Método de los Coeficientes del ASCE/SEI 41-17. Cabe mencionar que el software Etabs®, realiza la representación bilineal en base a lo establecido por el ASCE/SEI 41-17.

3.8.2.6 Curva idealizada Fuerza-Desplazamiento.

Para obtener la curva idealizada fuerza-desplazamiento (Representación bilineal), se debe utilizar un procedimiento gráfico-iterativo que iguale aproximadamente las áreas formadas por los dos segmentos, por encima y por debajo de la curva de capacidad, de forma que la energía disipada por la estructura (curva Pushover), sea igual a la energía disipada en la curva idealizada fuerza-desplazamiento (Representación bilineal) (Choque & Luque, 2019).

Esta curva presenta tres segmentos según la ASCE/SEI 41-17 como se muestra en la **figura 3.57**.

- El primer segmento inicia en el origen con una pendiente igual a la rigidez lateral efectiva K_e , que es la rigidez secante determinada para un cortante igual al 60% del cortante de fluencia de la estructura V_y .
- El segundo segmento representa la pendiente positiva post-fluencia $\alpha_1 K_e$, definido por el punto (V_d, Δ_d) y la intersección con el primer segmento de forma que las áreas por encima y por debajo de la curva sean aproximadamente equilibradas. El punto (V_d, Δ_d) es un punto sobre la curva de capacidad real en el desplazamiento objetivo calculado, o en el desplazamiento correspondiente al cortante máximo de la base, el que sea menor.
- El tercer segmento representa la pendiente negativa post- fluencia $\alpha_2 K_e$, definida por el punto (V_d, Δ_d) y el punto en el que la fuerza cortante en la base se degrada a un 60 % de la resistencia de fluencia efectiva.

CAPÍTULO 4

DISEÑO ESTRUCTURAL USANDO HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA

4.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES A UTILIZAR.

4.1.1 HORMIGÓN.

En el presente capítulo se usará para todos los elementos estructurales un hormigón de alta resistencia, con las siguientes propiedades:

- Resistencia a compresión (f'_c): igual a 450 [kg/cm²].
- Peso específico (γ): igual a 2.4 [t/m³].
- Módulo de elasticidad (E_c): calculado mediante la **ecuación 2.2**, dando como resultado un valor de 202857.85 [kg/cm²].

4.1.2 ACERO DE REFUERZO.

El acero de refuerzo presenta las siguientes propiedades:

- Peso específico (γ): 7.85 [t/m³].
- Esfuerzo de fluencia (f_y): igual a 4200 [kg/cm²].
- Módulo de elasticidad (E_s): igual a 2100000 [kg/cm²].

4.2 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS Y PREDIMENSIONAMIENTO.

4.2.1 CARGA MUERTA.

Para determinar las sobrecargas se realiza en base a las consideraciones adoptadas en el **capítulo 3**. Cuyo valor se expone en la **tabla 3.1**.

4.2.2 CARGA VIVA.

La carga viva se determina de acuerdo con lo mencionado en la NEC-SE-DS-15 y su valor se describe en el **capítulo 3**.

4.2.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS.

El predimensionamiento de los elementos estructurales para el edificio de departamentos y oficinas, se lo realiza de acuerdo con lo establecido en el código ACI 318S-14, la NEC-15 y las recomendaciones dadas de las materias de Hormigón Armado y Proyectos estructurales.

4.2.3.1 Predimensionamiento de losa.

Se realiza en base a las consideraciones dadas en el **capítulo 3**, la losa utilizada para las estructuras planteadas es una losa nervada de $h=25$ [cm], con alivianamientos removibles de 40×20 [cm], con nervios de 10 [cm] y con un espesor mínimo de losa en compresión de 5 [cm].

4.2.3.2 Predimensionamiento de vigas.

En base al procedimiento definido en **capítulo 3**. Se procede a determinar las posibles secciones de vigas para cada edificación, como se describe en el siguiente ejemplo de cálculo:

4.2.3.2.1 Ejemplo de cálculo para el predimensionamiento de vigas.

Una vez realizado el procedimiento de transformación de cargas actuantes a cargas equivalentes, se determina el máximo momento en la viga. Para luego mediante la utilización de una parte del proceso de diseño de vigas rectangulares simplemente armadas se determina lo siguiente para cada edificación:

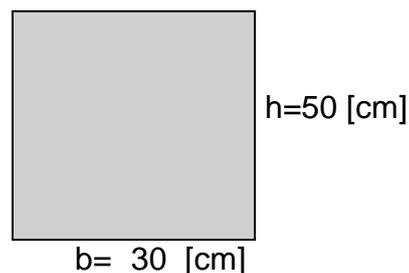
➤ Edificio de departamentos.

Se analiza la viga 3 del Nivel 3.20 [m], con las siguientes consideraciones:

Datos		
$f'_c=$	450	[kg/cm ²]
$\delta_{\text{hormigón}}=$	2400	[kg/m ³]
$f_y=$	4200	[kg/cm ²]
$E_s=$	2100000	[kg/cm ²]
$M_u=$	35.42	[t*m]
$\phi=$	0.9	flexión

$$0.65 \leq \beta \leq 0.85$$

$\beta =$	0.73
$\rho_{\text{balanceado}} =$	0.03989
$\rho_{\text{max}} =$	0.01995
$\rho_{\text{min}} =$	0.00404
$\rho_{\text{asumido}} =$	0.019
$\omega =$	0.180
$R_u =$	72.4



Donde se asume un valor para la base mayor al mínimo (25 cm) dado por la NEC-SE-HM-15. Para determinar posibles secciones para el prediseño como se expone en la **tabla 4.1**.

TABLA 4.1 Secciones para el prediseño de viga 3, (Edif. 15 pisos).

b [cm]	d [cm]	h [cm]	h/b
30	42.57	50	1.67
35	39.41	45	1.29
40	36.86	40	1
45	34.76	40	0.89
50	32.97	40	0.8

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Por lo tanto, se opta por una sección de viga de 30x50 [cm] para la viga 3. El procedimiento se repite de manera similar para las demás vigas.

TABLA 4.2 Secciones para el prediseño de las vigas en la dirección X, Y (Edif. 15 pisos).

Pisos	En X		En Y	
	Sección		Sección	
	Base	Altura	Base	Altura
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
Terraza	30	45	30	45
Planta tipo	30	50	30	40
Planta Baja	30	45	30	45
Subsuelos	30	50	30	45

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

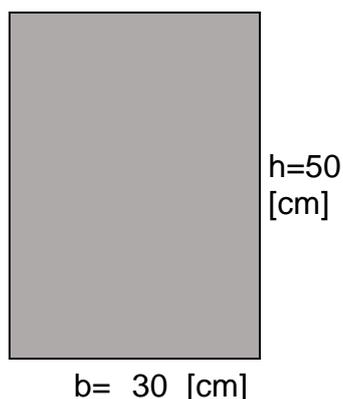
➤ **Edificio de oficinas.**

De manera similar para el edificio de oficinas se analiza la viga 3 del nivel 3.20 [m], se determina el máximo momento de la viga. Para utilizar una parte del proceso de diseño de vigas rectangulares simplemente armadas, y determinar las posibles secciones para la viga, como se expone a continuación.

Datos		
$f'_c =$	450	[kg/cm ²]
$\delta_{\text{hormigón}} =$	2400	[kg/m ³]
$f_y =$	4200	[kg/cm ²]
$E_s =$	2100000	[kg/cm ²]
$M_u =$	40.86	[t*m]
$\phi =$	0.9	flexión

$$0.65 \leq \beta \leq 0.85$$

$\beta =$	0.73
$\rho_{\text{balanceado}} =$	0.03989
$\rho_{\text{max}} =$	0.01995
$\rho_{\text{min}} =$	0.00404
$\rho_{\text{asumido}} =$	0.019
$\omega =$	0.180
$R_u =$	72.4



El procedimiento se repite y se obtienen las siguientes secciones.

TABLA 4.3 Secciones para el prediseño de las vigas en la dirección X ,Y (Edif. 8 pisos).

Pisos	En X-Y	
	Sección	
	Base	Altura
	[cm]	[cm]
Terraza	30	50
Planta tipo	30	50
Planta Baja	30	50
Subsuelos	30	50

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

4.2.3.3 Predimensionamiento de columnas.

En base al procedimiento de cálculo expuesto en el **capítulo 3** para el predimensionamiento de columnas, se procede a realizar un ejemplo de cálculo para estos elementos estructurales.

4.2.3.3.1 Ejemplo de cálculo para el predimensionamiento de columnas.

➤ Edificio de departamentos.

De igual manera que en **capítulo 3**, la estructura se divide en tres segmentos, para poder realizar una reducción en la sección, debido a la disminución de la solicitación en los pisos superiores, esta reducción en la sección deberá tener una pendiente no mayor a 1:6, como se indica en la **figura 3.10**.

Se detalla el procedimiento de cálculo con la mayoría de área cooperante y la mayor carga axial. (columna 2B).

Datos de materiales		
$f'c=$	450	[kg/cm ²]
$f_y=$	4200	[kg/cm ²]

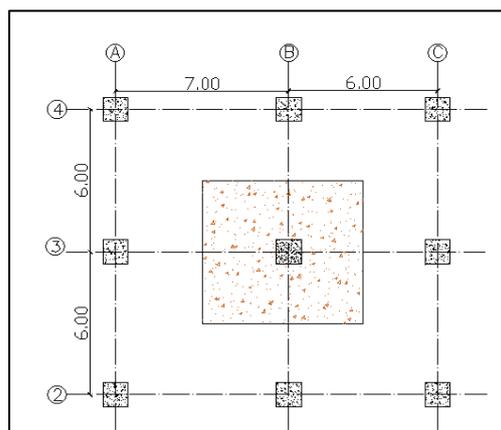
Datos cargas		
D=	922	[kg/cm ²]
L=	200	[kg/cm ²]

Datos factores de reducción de resistencia		
$\alpha=$		0.8
$\emptyset=$		0.65

Datos cuantía asumida		
Cuantía de acero (ρ_{min}) =	0.01	%

Cálculos:		
$P_o=$		$420.67 * A_g$
$P_u=$		$218.75 * A_g$
$A_g=$		$P_u / 218.75$

Datos		
Área Cooperante	39	[m ²]
# de pisos =	18	pisos



El A_g se mayor por:

1.3 correspondiente a un 30% de acción sísmica.

1.5: se produce de la mayoración de carga vertical cuya combinación es de (1.2D+1.6L).

Cálculos:		
$q_u=$	1426.4	[kg/m ²]
$P_u=$	55629.6	[kg]
$P_{u \text{ total}}=$	1001332.8	[kg]
$P_{u \text{ total}}=$	1001.33	[ton]

$A_g=$	8.91 * P_u	
Área de columna calculada	8921.88	[cm ²]

Sección de columna propuesta		
$b=$	90	[cm]
$h=$	100	[cm]
Área de la sección (A_g)=	9000	[cm ²]

El procedimiento se repite para todas las columnas y se obtiene los siguientes resultados

TABLA 4.4 Secciones del predimensionamiento de columnas, (Edif. 15 pisos).

Piso	Columnas	Área Cooperante [m ²]	Número de pisos	$P_{u \text{ total}}$	A_g (bxh)	b	h
				[ton]	[cm ²]	[cm]	[cm]
10-15	Central	39	6	333.778	2973.96	70	80
	Borde	19.5	6	166.889	1486.98	50	50
	Esquinera	10.5	6	89.863	800.68	40	40
4-9	Central	39	12	667.555	5947.92	80	90
	Borde	19.5	12	333.778	2973.96	60	60
	Esquinera	10.5	12	179.726	1601.36	45	50

S3-3	Central	39	18	1001.333	8921.88	90	100
	Borde	19.5	18	500.666	4460.93	70	70
	Esquinera	10.5	18	269.59	2402.05	50	50

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

➤ **Edificio de oficinas.**

De manera similar se analiza la columna (2B) y se describe el procedimiento realizado.

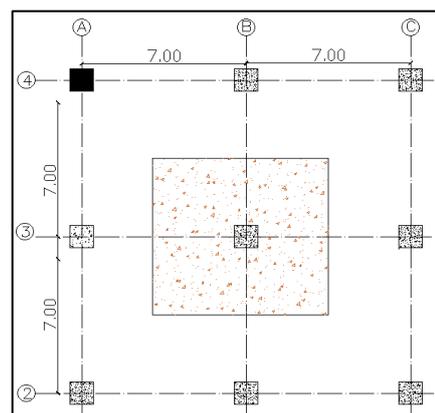
Datos de materiales		
$f'_c =$	450	[kg/cm ²]
$f_y =$	4200	[kg/cm ²]

Datos		
Área Cooperante	49	[m ²]
# de pisos =	10	pisos

Datos cargas		
D=	812	[kg/cm ²]
L=	250	[kg/cm ²]

Datos factores de reducción de resistencia		
$\alpha =$	0.8	
$\phi =$	0.65	

Datos cuantía asumida		
Cuantía de acero (ρ_{min}) =	0.01	%



Cálculos:		
$P_o =$	$420.67 * A_g$	
$P_u =$	$218.75 * A_g$	
$A_g =$	$P_u / 218.75$	

El A_g se mayor por:

1.3 correspondiente a un 30% de acción sísmica

1.5: se produce de la mayoración de carga vertical cuya combinación es de (1.2D+1.6L).

Cálculos:		
$q_u=$	1374.4	[kg/m ²]
$P_u=$	67345.6	[kg]
$P_{u \text{ total}}=$	673456	[kg]
$P_{u \text{ total}}=$	673.456	[ton]
$A_g=$	8.91 * P_u	
Área de columna calculada	6000.49	[cm ²]
Sección de columna propuesta		
$b=$	80	[cm]
$h=$	80	[cm]
Área de la sección (A_g)=	6400	[cm ²]

Se repite para todas las columnas y se obtiene los siguientes resultados.

TABLA 4.5 Secciones del predimensionamiento de columnas, (Edif. 8 pisos).

Piso	Columnas	Área Cooperante (m ²)	Número de pisos	$P_{u \text{ total}}$	A_g (bxh)	b	h
				(ton)	(cm ²)	(cm)	(cm)
4-8	Central	49	5	336.728	3000.25	70	70
	Borde	24.5	5	168.364	1500.12	50	50
	Esquinera	12.25	5	84.182	750.06	50	50
S2-3	Central	49	10	673.456	6000.49	80	80
	Borde	24.5	10	336.728	3000.25	55	55
	Esquinera	12.25	10	168.364	1500.12	55	55

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

4.2.3.4 Predimensionamiento de muros

Se hace tomaran las mismas consideraciones expuestas en el **Capítulo 3**.

4.3 CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL EN BASE A LA NEC-15.

4.3.1 MÉTODO DE LAS FUERZAS EQUIVALENTES (DBF)

Los parámetros definidos y ecuaciones para determinar el cortante basal son los mismos descritos en el **capítulo 3**. Por lo que, en este capítulo se utilizarán los valores expuestos en las **tablas 3.21** y **3.24**, donde se indican los factores de sitio y parámetros para el espectro de respuesta elástico, periodo de vibración

fundamental (T), el cortante basal (V) y el coeficiente relacionado con el periodo de vibración (k). Datos necesarios para realizar la distribución vertical de fuerzas.

4.3.1.1 Distribución vertical de fuerzas.

La NEC-SE-DS-15, indica que, debido a la falta de un análisis más completo, en base a los principios de la dinámica de las estructuras, las fuerzas laterales totales deben ser distribuidas en toda la altura de la estructura, mediante la **ecuación 3.28**.

A continuación, se detalla la carga reactiva y la distribución de las fuerzas laterales por pisos en cada edificio.

➤ Edificio de departamentos.

TABLA 4.6 Carga reactiva y distribución vertical de las fuerzas, (Edif. 15 pisos).

Piso	H	W/piso	w*H ^k	F _x	V _x
	m	Ton	ton	ton	ton
15	48.00	440.88	55702.74	82.71	82.71
14	44.80	677.53	78528.77	116.60	199.31
13	41.60	677.53	71581.03	106.29	305.60
12	38.40	677.53	64765.74	96.17	401.77
11	35.20	677.53	58091.10	86.26	488.02
10	32.00	677.53	51566.63	76.57	564.59
9	28.80	710.11	47376.74	70.35	634.94
8	25.60	731.00	42093.60	62.50	697.44
7	22.40	731.00	35622.64	52.89	750.34
6	19.20	731.00	29379.38	43.62	793.96
5	16.00	731.00	23391.93	34.73	828.69
4	12.80	731.00	17698.18	26.28	854.97
3	9.60	753.37	12730.49	18.90	873.88
2	6.40	777.48	7914.34	11.75	885.63
1	3.20	777.48	3327.57	4.94	890.57
PB	0.00	129.49	0.00	0.00	890.57
	∑	10631.47	599770.9	890.57	

$$V = 890.57 \text{ ton}$$

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

➤ Edificio de oficinas.

TABLA 4.7 Carga reactiva y distribución vertical de las fuerzas, (Edif. 8 pisos).

Piso	H	W/piso	w*H ^k	F _x	V _x
	m	Ton	ton	ton	ton
8	25.60	546.30	32494.70	93.41	93.41
7	22.40	754.49	37928.68	109.03	202.45
6	19.20	754.49	31233.08	89.79	292.23
5	16.00	754.49	24822.55	71.36	363.59
4	12.80	754.49	18738.72	53.87	417.46
3	9.60	780.01	13482.23	38.76	456.22
2	6.40	796.91	8264.07	23.76	479.97
1	3.20	796.91	3450.61	9.92	489.89
PB	0.00	84.48	0.00	0.00	489.89
	Σ=	6022.57	170414.65	489.89	

$$V = 489.89 \text{ ton}$$

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

4.3.2 ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES

El espectro elástico para cada edificio se obtiene con los parámetros dados en las **tablas 3.21** y **3.24**. Además, en las dos edificaciones se tiene un factor de reducción R igual, por lo tanto, el espectro elástico e inelástico será el mismo que se presenta en la **figura 3.15**.

4.4 MODELACIÓN EN EL SOFTWARE COMPUTACIONAL ETABS®

4.4.1 MODELO TRIDIMENSIONAL

Procedimiento para definir el modelo tridimensional es el mismo que se mencionó en el **capítulo 3**, se utilizará un hormigón de alta resistencia en todos los elementos de hormigón armado.

4.4.1.1 Definición de materiales

Las propiedades de los materiales se definen de la siguiente manera:

TABLA 4.8 Materiales considerados.

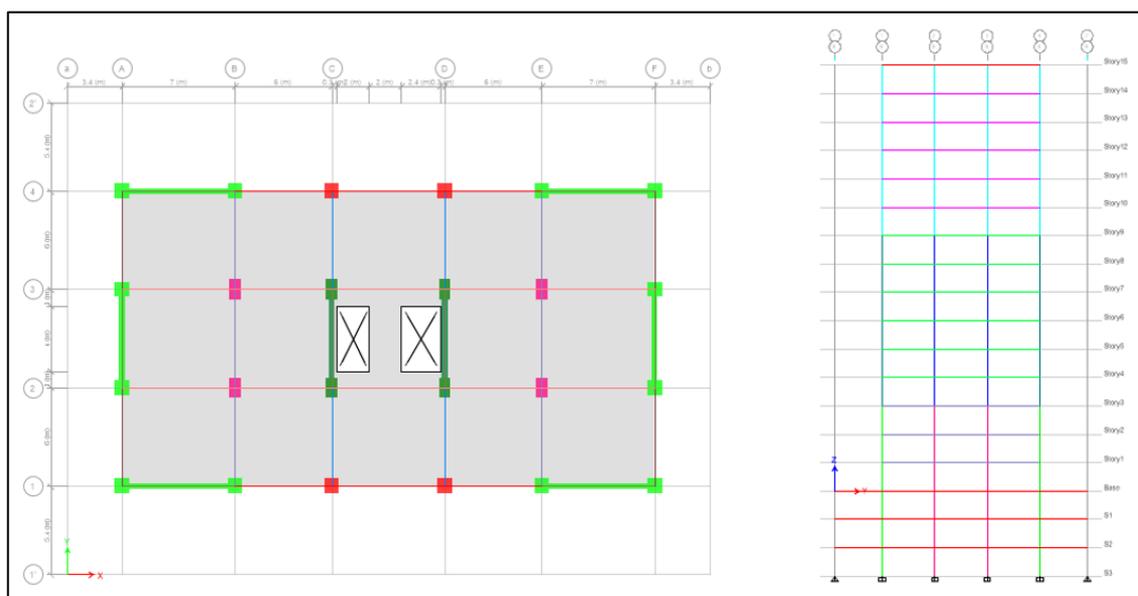
Hormigón			
Símbolo	Valor	Unidades	Descripción
f'_c	450	[Kg/cm ²]	Esfuerzo de compresión
γ	2.4	[ton/m ³]	Peso específico
E_c	202857.9	[Kg/cm ²]	Módulo de elasticidad
Acero			
Símbolo	Valor	Unidades	Descripción
f_y	4200	[Kg/cm ²]	Esfuerzo de fluencia
E_s	2100000	[Kg/cm ²]	Módulo de elasticidad

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

4.4.1.2 Configuración estructural en planta y elevación de los elementos de hormigón

De manera similar al **capítulo 3**, se procede a definiendo los diferentes elementos estructurales con las mismas consideraciones, además del agrietamiento correspondiente para cada sección como se indica en la **tabla 3.28**, como lo establece la NEC-SE-DS-15.

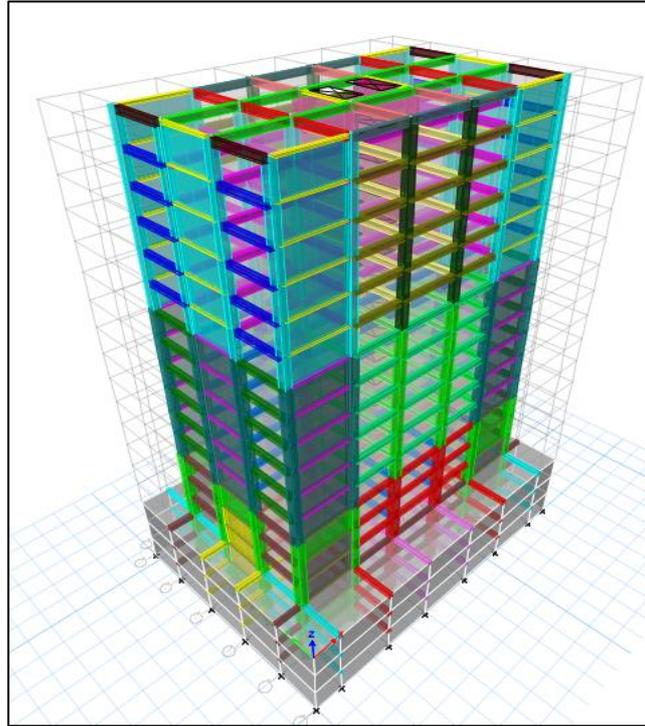
FIGURA 4.1 Configuración en planta y elevación, (Edif. 15 pisos).



FUENTE: (CSI, 2017)

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán

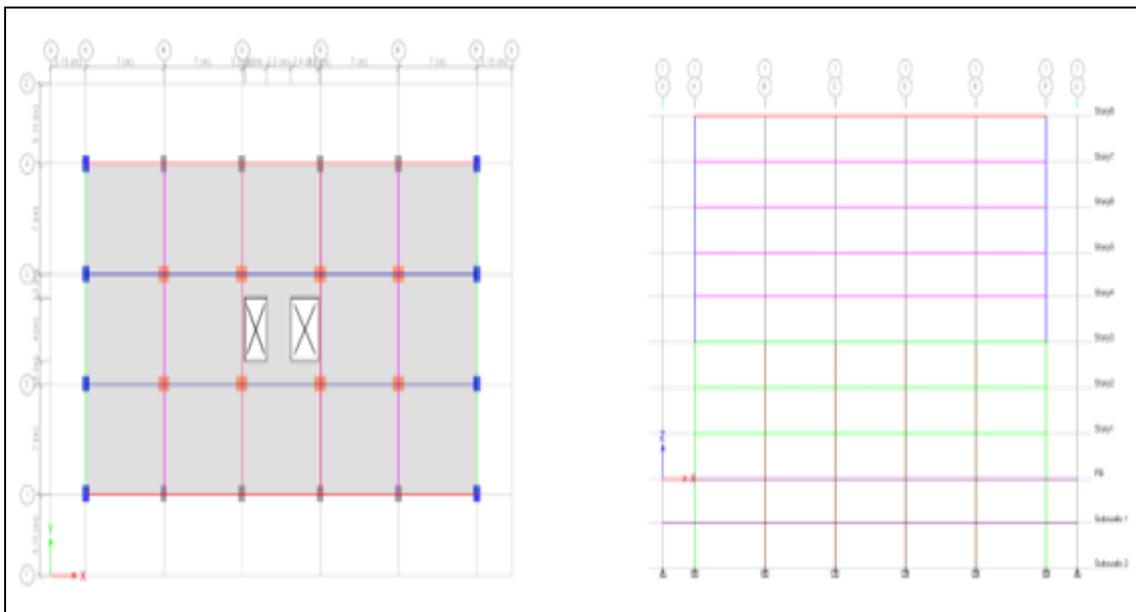
FIGURA 4.2 Modelo Tridimensional, (Edif. 15 pisos).



FUENTE: (CSI, 2017)

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán

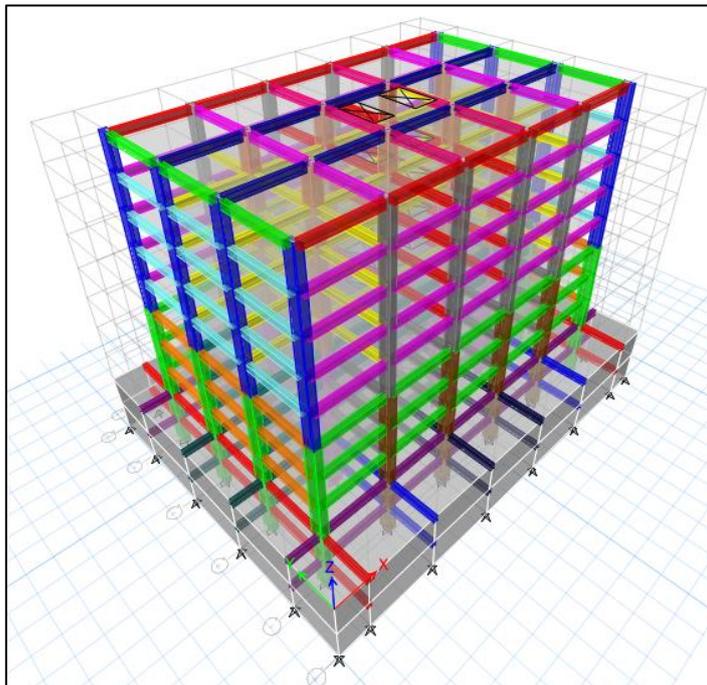
FIGURA 4.3 Configuración en planta y elevación, (Edif. 8 pisos).



FUENTE: (CSI, 2017)

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán

FIGURA 4.4 Modelo Tridimensional, (Edif. 8 pisos).



FUENTE: (CSI, 2017)

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

4.4.1.3 Definición de patrones de carga.

De la misma manera que en el **capítulo 3**, los patrones de carga a ser analizados son cargas gravitacionales y cargas laterales, estas últimas que permiten simular eventos sísmicos que afectan en el comportamiento de la estructura, como se expone en la **figura 3.24**.

4.4.1.4 Asignación de cargas.

4.4.1.4.1 Asignación de carga viva.

Tanto para el edificio de departamentos y oficinas, se usarán los valores definidos en el **capítulo 3**, en las **tablas 3.29** y **3.30** respectivamente.

4.4.1.4.2 Asignación de carga muerta.

Estas cargas se definen en el **capítulo 3**, para cada edificación en las **tablas 3.30** y **3.31**, para el edificio de 15 pisos y 8 pisos respectivamente.

4.4.1.5 Casos de carga.

Los casos de carga son los mismos, cuyos casos son definidos en el **capítulo 3**, en la **figura 3.25**.

4.4.1.6 Combinaciones de carga.

Son las mismas mencionadas en el **capítulo 3**.

4.5 REVISIONES GLOBALES

4.5.1 MODOS DE VIBRACIÓN.

Para cada estructura se revisan los modos de vibración en base a las consideraciones dadas en el **capítulo 3**.

➤ Edificio de departamentos.

TABLA 4.9 Modos de vibración, (Edif. 15 pisos).

Modo	Periodo [seg]	UX	UY	RZ
1	1.443	0	0.5443	0
2	1.379	0.5337	0	0
3	1.117	0	0	0.4607

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

➤ Edificio de oficinas

TABLA 4.10 Modos de vibración, (Edif. 8 pisos).

Modo	Periodo [seg]	UX	UY	RZ
1	1.261	0.554	0	0
2	1.233	0	0.5496	0
3	1.091	0	0	0.4739

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

4.5.2 CORTANTE BASAL.

4.5.2.1 Corrección del cortante basal.

De acuerdo con lo mencionado en el **capítulo 3**. Se realiza la corrección del cortante basal obtenido mediante el programa Etabs®, utilizando la **ecuación 3.40**, para calcular el factor de corrección de cortante estático.

➤ Edificio de departamentos.

TABLA 4.11 Factor de corrección de cortante estático (f_e), (Edif. 15 pisos).

Factor de corrección		
Peso de la edificación en la PB (W)	10631.47	[ton]
Coeficiente sísmico (C)	0.0838	
Cortante calculado manualmente (V)	890.57	[ton]
Cortante Estático Vx, Vy (Etabs®)	880.07	[ton]
Factor de corrección	1.0123	

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

➤ Edificio de oficinas.

TABLA 4.12 Factor de corrección de cortante estático f_e , (Edif. 8 pisos).

Factor de corrección estático		
Peso en la PB	6022.57	[ton]
Coeficiente sísmico	0.0813	
Cortante calculado	489.89	[ton]
Cortante Estático Vx, Vy (Etabs®)	482.77	[ton]
Factor de corrección	1.0142	

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

De esta manera el cortante basal estático del Etabs®, se corrige mediante el producto entre el factor de corrección estático y el coeficiente sísmico (C), el cual permite que el cortante basal estático del Etabs® sea igual al calculado, con el fin de tener un diseño más cercano a la realidad.

4.5.2.2 Tipología estructural.

La NEC-SE-DS-15, para que una estructura actúe como un sistema dual, indica se requiere que los muros absorban al menos el 75 % del cortante basal y los pórticos el 25 % del cortante basal en cada dirección.

➤ Edificio de departamentos.

TABLA 4.13 Cortante absorbido de los muros, (Edif. 15 pisos).

Dirección X=	783.41	[ton]
Dirección Y=	732.7	[ton]
75% V_{basal} =	667.92	[ton]

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

El edificio de 15 pisos se considera un sistema dual, debido a que el cortante absorbido por los muros supera al 75% del cortante basal en cada dirección.

4.5.3 DERIVAS DE PISO.

Para cada edificación se realiza un control las derivas de piso en base a lo descrito en el **capítulo 3**.

➤ Edificio de departamentos.

TABLA 4.14 Derivas máximas del análisis estático lineal en la dirección X ,Y, (Edif. 15 pisos).

Nivel [m]	Deriva "X"			Deriva "Y"		
	Δ_x	ΔM	Cheq.	Δ_y	ΔM	Cheq.
			≤ 0.02			≤ 0.02
48.00	0.0021	0.0128	Ok	0.0023	0.0138	Ok
44.80	0.0022	0.0131	Ok	0.0024	0.0143	Ok
41.60	0.0022	0.0133	Ok	0.0024	0.0146	Ok
38.40	0.0022	0.0134	Ok	0.0025	0.0149	Ok
35.20	0.0022	0.0134	Ok	0.0025	0.0152	Ok

32.00	0.0022	0.0134	Ok	0.0025	0.0152	Ok
28.80	0.0022	0.0130	Ok	0.0025	0.0150	Ok
25.60	0.0021	0.0127	Ok	0.0025	0.0148	Ok
22.40	0.0020	0.0122	Ok	0.0024	0.0143	Ok
19.20	0.0019	0.0114	Ok	0.0023	0.0136	Ok
16.00	0.0018	0.0105	Ok	0.0021	0.0125	Ok
12.80	0.0016	0.0093	Ok	0.0019	0.0112	Ok
9.60	0.0013	0.0079	Ok	0.0016	0.0096	Ok
6.40	0.0011	0.0066	Ok	0.0013	0.0080	Ok
3.20	0.0008	0.0049	Ok	0.0010	0.0059	Ok
0.00	0.0000	0.0000	Ok	0.0000	0.0000	Ok

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

➤ **Edificio de oficinas.**

TABLA 4.15 Derivas máximas del análisis estático lineal en la dirección X, Y, (Edif. 8 pisos).

Nivel [m]	Deriva "X"			Deriva "Y"		
	Δ_x	ΔM	Cheq.	Δ_y	ΔM	Cheq.
			≤ 0.02			≤ 0.02
25.60	0.0015	0.0087	Ok	0.0018	0.0106	Ok
22.40	0.0020	0.0122	Ok	0.0023	0.0137	Ok
19.20	0.0026	0.0158	Ok	0.0028	0.0170	Ok
16.00	0.0031	0.0184	Ok	0.0032	0.0194	Ok
12.80	0.0032	0.0192	Ok	0.0033	0.0199	Ok
9.60	0.0030	0.0178	Ok	0.0031	0.0183	Ok
6.40	0.0026	0.0153	Ok	0.0026	0.0154	Ok
3.20	0.0016	0.0094	Ok	0.0016	0.0093	Ok
0.00	0.0000	0.0000	Ok	0.0000	0.0000	Ok

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Se concluye que la configuración de los elementos estructurales, así como sus dimensiones son las adecuadas en las dos edificaciones para cumplir lo establecido en la NEC-15.

4.5.4 SECCIONES FINALES DE LOS ELEMENTOS.

➤ Edificio de departamentos.

- Vigas

TABLA 4.16 Resumen de secciones finales de vigas, (Edif. 15 pisos).

Nivel	X		Y	
	Base [cm]	Altura [cm]	Base [cm]	Altura [cm]
Nv. -9.60 a +0.00 [m]	40	60	40	60
Nv. +3.20m a +28.80 [m]	35	65	40	65
Nv. +32.00 m a +48.00 [m]	30	65	35	65

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- Columnas

TABLA 4.17 Resumen de secciones finales de columnas, (Edif. 15 pisos).

Nivel	Columnas	Cabezales	Secciones	
			Base [cm]	Altura [cm]
Nv. -9.60 a +9.60 [m]		2A-2C-2D-2F 3A-3C-3D-3F	60	110
	1C-1D -2B-2E 4C-4D-3B-3E	1A-1B-1E-1F 4A-4B-4E-4F	80	80
Nv. +9.60 m a 28.8 [m]		2A-2C-2D-2F 3A-3B-3E-3F	50	100
	1C-1D-2B-2E 4C-4D-3C-3D	1A-1B-1E-1F 4A-4B-4E-4F	70	70
Nv. +28.8 a + 48 [m]	2B-2E 3B-3E	2A-2C-2D-2F 3A-3C-3D-3F	45	90
	1C-1D-2B-2E 4C-4D-3B-3E	1A-1B-1E-1F 4A-4B-4E-4F	60	60

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- Muros

TABLA 4.18 Resumen de secciones finales de muros, (Edif. 15 pisos).

Nivel	bw [cm]
Nivel -9.60 a +9.60 m	35
Nivel -9.60 a +32.00 m	30
Nivel +9.6 a +48.00 m	25

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- Losas nervadas.

Las losas en todos los niveles son de 25 [cm] de altura

➤ Edificio de oficinas.

- Vigas.

TABLA 4.19 Resumen de secciones finales de vigas, (Edif. 8 pisos).

Nivel	Eje X -Y	
	Base [cm]	Altura [cm]
Nivel -6.40 a +0.00 [m]	40	60
Nivel +3.20 a + 9.60 [m]	40	70
Nivel +12.80 a + 25.6 [m]	40	65

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- Columnas.

TABLA 4.20 Resumen de secciones finales de columnas, (Edif. 8 pisos).

Nivel	Columnas	Secciones	
		Base [cm]	Altura [cm]
Nv. -6.40 a +9.60 [m]	2B-2C-2D-2E 3B-3C-3D-3E	110	110
	1A-1B-1C-1D-1E-1F 4A-4B-4C-4D-4E-4F 2A-3A-2F-3F	70	110

Nv. +9.60 a + 25.6 [m]	2B-2C-2D-2E 3B-3C-3D-3E	100	100
	1A-1B-1C-1D-1E-1F 4A-4B-4C-4D-4E-4F 2A-3A-2F-3F	60	100

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- **Losas**

La altura de la losa en todos los niveles es de 25 [cm]

4.6 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

4.6.1 COLUMNAS.

4.6.1.1 Diseño a flexo-compresión.

Se tomaron las mismas consideraciones y requerimientos establecidos en la NEC-SE-HM-15, utilizados en el **capítulo 3**.

4.6.1.2 Diseño de refuerzo transversal.

El refuerzo transversal debe proveer el suficiente confinamiento a la columna, para que pueda tener un comportamiento apropiado a flexión. El ACI 3188S-14 establece los siguientes requerimientos para el diseño:

- **Refuerzo transversal.**

La separación entre barras longitudinales apoyadas lateralmente no debe ser mayor a 15 [cm].

- **Espaciamiento entre estribos.**

Los límites de espaciamientos están dados por la **ecuación 3.42 y 3.43**.

4.6.1.3 Refuerzo para confinamiento.

Mediante las **ecuaciones 3.44-3.45**, se determina el refuerzo por confinamiento.

4.6.1.4 Refuerzo a corte.

Las ecuaciones 3.46-3.47-3.48 y 3.49, permiten determinar el refuerzo por corte.

4.6.1.5 Ejemplo de diseño de una columna.

➤ Edificio de departamentos.

Se detalla un ejemplo de cálculo y diseño para la columna 3B Nv. +0.00, cuyas dimensiones son: $b=60$ [cm] y $h=110$ [cm].

Diseño a flexo-compresión

Datos para sección		
$b =$	60	[cm]
$h =$	110	[cm]
$r =$	3	[cm]
$f'_c =$	450	[kg/cm ²]
$f_y =$	4200	[kg/cm ²]
$E_s =$	2100000	[kg/cm ²]
$E_c =$	202857.85	[kg/cm ²]
$\Phi_{\text{long.}} =$	25	[mm]
$\Phi_{\text{estribo}} =$	12	[mm]
$\rho_{\text{mín.}} =$	0.01	
$\rho_{\text{máx.}} =$	0.03	

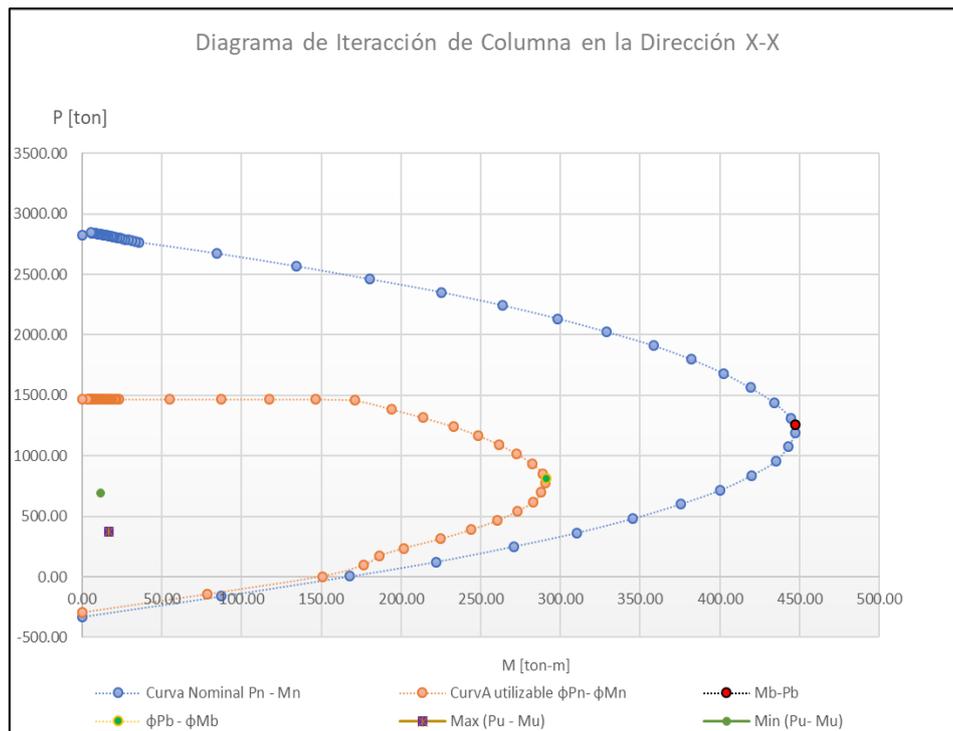
Datos de Solicitación			
	Máximo	Mínimo	Unidades
$P_u =$	370.96	689.55	[ton]
$M_{ux} =$	16.99	11.94	[ton- m]
$M_{uy} =$	36.95	32.61	[ton- m]

Cálculos:		
$A_g =$	6600	[cm ²]
$A_{\phi \text{ varilla}} =$	4.91	[cm ²]
$A_{st \text{ min}} =$	66	[cm ²]
$A_{st \text{ máx.}} =$	198	[cm ²]
$d' =$	5.45	[cm]
$d =$	104.55	[cm]
$\# \phi_{\text{min}} =$	13.44	[u]

Cálculos:		
$P_o =$	2824.4	[ton]
$T_o =$	-329.95	[ton]
$C_b =$	62.73	[ton]
$0.1f'_c A_g =$	297	[ton]
$0.7P_b =$	877.9393	[ton]
$0.52P_o =$	1468.69	[ton]

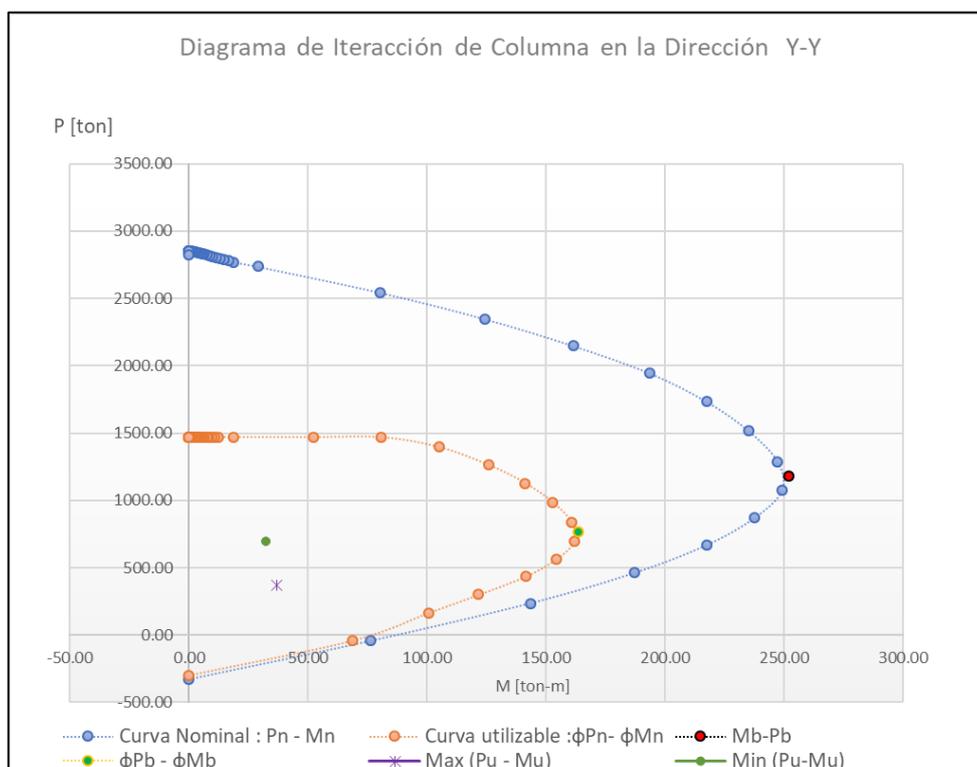
Acero colocado		
$\# \text{ varillas} =$	16	[u]
$A_{st} =$	78.56	[cm ²]
$\rho_{\text{colocado}} =$	0.012	
$\rho_{\text{mín}} \leq \rho_{\text{colocado}} \leq \rho_{\text{máx}}$		Ok

FIGURA 4.5 Diagrama de interacción de columna 60x110 [cm] en la dirección X-X.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

FIGURA 4.6 Diagrama de interacción de columna 60x110 [cm] en la dirección Y-Y.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Se observar que la sollicitación (P_u - M_u) en cada dirección está dentro de la curva de capacidad ϕP_n - ϕM_n , lo que permite concluir, que la sección y armadura planteadas son las adecuadas.

Diseño de refuerzo transversal

Datos de la sección		
b =	60	[cm]
h =	110	[cm]
r =	3	[cm]
d' =	5.45	[cm]
Materiales		
f' _c =	450	[kg/cm ²]
f _y =	4200	kg/cm ²
Diámetro de varilla de estribos		
Φ _{rama} =	12	[mm]

Refuerzo longitudinal

Acero colocado		
Φ =	25	[mm]
# varillas =	16	[u]
A _{st min} =	66	[cm ²]
A _{st colocado} =	78.56	[cm ²]
ρ _{colocado} =	0.012	

Refuerzo Transversal

Altura de entrepiso (H _c)		
H _c =	3.2	[m]

Factor de reducción de resistencia a corte	
Ø =	0.75

Altura libre (h _n)		
h _n =	2.55	[m]

Zona de corte		
Espaciamiento en Centro [cm]		
d/2	6Φ _c	Máximo
52	15	15

Zona de Confinamiento			
Espaciamiento en Cabeza y Pie [cm]			
b/4	h/4	6Φ _c	Máximo
15	27.5	15	10

Long. de confinamiento [cm]			
b _c	h _c	H _c /6	min
60	110	53	45

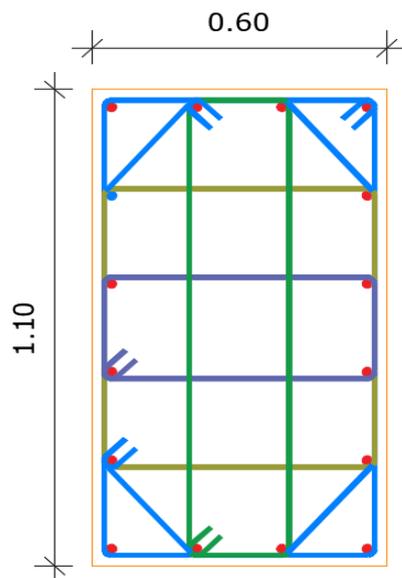
l _o =	110	[cm]
------------------	-----	------

S =	10	[cm]
-----	----	------

Ramas largas			Ramas cortas		
Confinamiento					
d =	104.55	[cm]	d =	54.55	[cm]
b _w =	60	[cm]	b _w =	110	[cm]
h" =	52.8	[cm]	h" =	102.8	[cm]
A _g =	6600	[cm ²]	A _g =	6600	[cm ²]
A _c =	5427.84	[cm ²]	A _c =	5427.84	[cm ²]
A _{sh'} =	3.665	[cm ²]	A _{sh'} =	7.136	[cm ²]
A _{sh''} =	5.091	[cm ²]	A _{sh''} =	9.913	[cm ²]
A _{sh} =	5.091	[cm ²]	A _{sh} =	9.913	[cm ²]
# ramas	4.5		# ramas	8.76	
# rms. colocadas	5		# rms. colocadas	9	

Corte					
Mb x =	447.43	[ton-m]	Mb y =	251.74	[ton-m]
V _u =	279.64	[ton]	V _u =	157.34	[ton]
V _c =	70527.33	[kg]	V _c =	67463.61	[kg]
V _c =	70.53	[ton]	V _c =	67.46	[ton]
V _s = (V _u /Ø) - V _c	302.32	[ton]	V _s = (V _u /Ø) - V _c	142.33	[ton]
V _s ≤ 4V _c	Ok*		V _s ≤ 4V _c	Ok	
A _{v min} =	0.61	[cm ²]	A _{v min} =	1.111	[cm ²]
A _{v cal} =	6.88	[cm ²]	A _{v cal} =	6.21	[cm ²]
# ramas 12 mm	6.08	[u]	# ramas 12 mm	5.49	[u]
# rms. colocadas	6		# rms. colocadas	6	
Ramas Requeridas			Ramas Requeridas		
Ramas en cabeza y pie			Ramas en cabeza y pie		
# ramas 12 mm	6	[u]	# ramas 12 mm	9	[u]
6Φ12 @ 10cm			6Φ12 @ 10cm		
Ramas en el medio			Ramas en el medio		
# ramas 12 mm	6	[u]	# ramas 12 mm	6	[u]
6Φ12 @ 10cm			6Φ12 @ 10cm		

*V_s es 7% > 4V_c, es Ok considerando el factor de sobre resistencia – resistencia utilizada.

FIGURA 4.7 Acero de refuerzo en la sección de columna 60 x 110 [cm].

As. Longitudinal: 16 Φ 25 [mm].

As. Transversal: 6 estribos Φ 12 @10 [cm].

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

➤ **Edificio de oficinas.**

Se describe un ejemplo de cálculo de la columna 3B, la cual tiene las siguientes dimensiones: $b=110$ [cm] y $h=110$ [cm].

Diseño a flexo-compresión

Datos para sección		
$b =$	110	[cm]
$h =$	110	[cm]
$r =$	3	[cm]
$f'_c =$	450	[kg/cm ²]
$f_y =$	4200	[kg/cm ²]
$E_s =$	2100000	[kg/cm ²]
$E_c =$	202857.9	[kg/cm ²]
$\Phi_{\text{long.}} =$	22	[mm]
$\Phi_{\text{estribo}} =$	12	[mm]
$\rho_{\text{mín.}} =$	0.01	
$\rho_{\text{máx.}} =$	0.03	

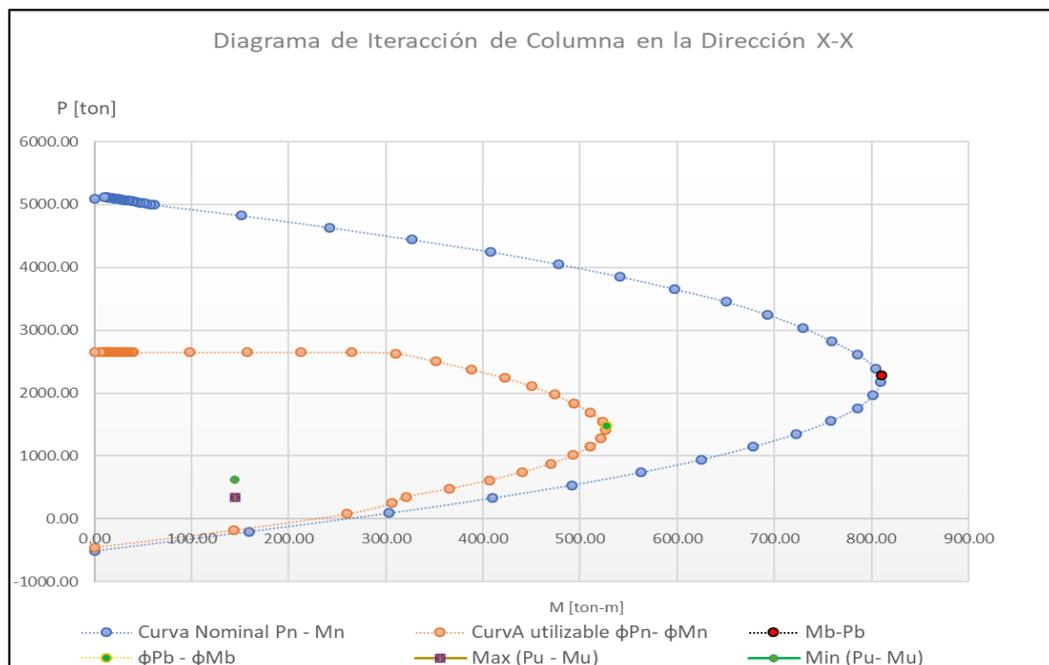
Datos de Solicitación			
	Máximo	Mínimo	Unidades
$P_u =$	335.31	613.64	[ton]
$M_{ux} =$	145.06	145.06	[ton- m]
$M_{uy} =$	134.4	134.55	[ton- m]

Cálculos:		
$A_g =$	12100	[cm ²]
$A_{\phi \text{ varilla}} =$	3.8	[cm ²]
$A_{st \text{ min}} =$	121	[cm ²]
$A_{st \text{ máx.}} =$	363	[cm ²]
$d' =$	5.3	[cm]
$d =$	104.7	[cm]
$\# \Phi_{\text{ min}} =$	31.84	[u]

Cálculos:		
$P_o =$	4049.71	[ton]
$T_o =$	-659.9	[ton]
$C_b =$	68.73	[ton]
$0.1f'_c A_g =$	403.2	[ton]
$0.7P_b =$	1204.03	[ton]
$0.52P_o =$	2105.85	[ton]

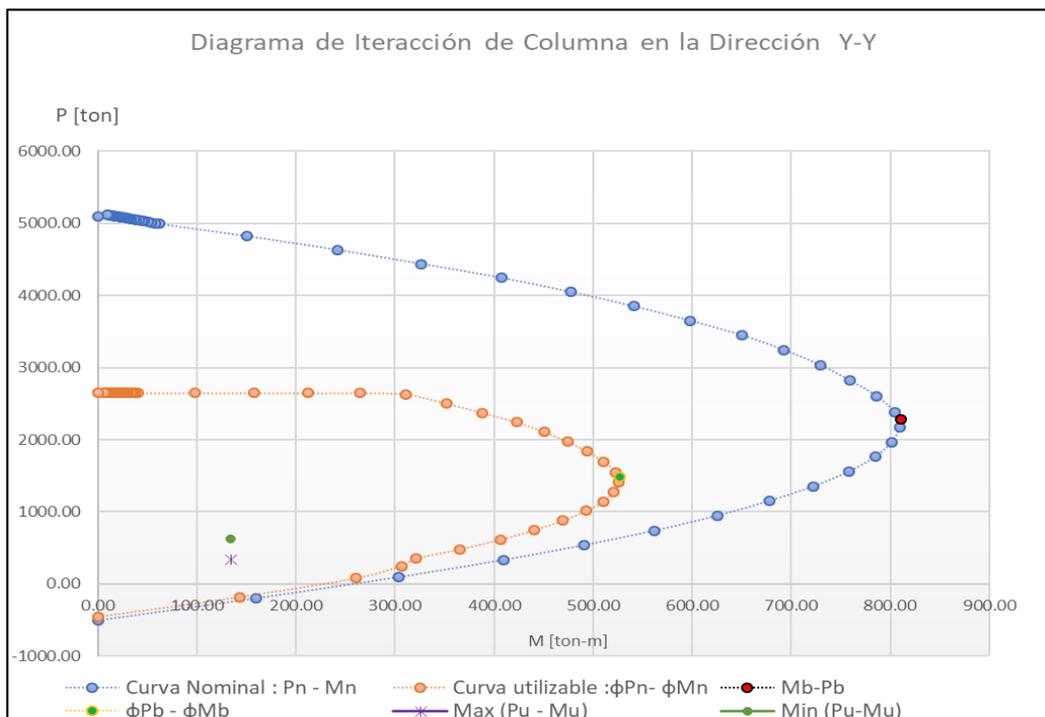
Acero colocado		
$\# \text{ varillas} =$	32	[u]
$A_{st} =$	121.6	[cm ²]
$\rho_{\text{colocado}} =$	0.01	
$\rho_{\text{min}} \leq \rho_{\text{colocado}} \leq \rho_{\text{max}}$		Ok

FIGURA 4.8 Diagrama de interacción de la columna 110x110 [cm] en la dirección X-X.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

FIGURA 4.9 Diagrama de interacción de la columna 110x110 [cm] en la dirección Y-Y.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

La sollicitación (P_u-M_u) está dentro de la curva de capacidad $\phi P_n-\phi M_n$, y por debajo del punto balanceado, entonces, la sección y el armado propuesto es adecuado para esta columna.

El edificio de oficinas es una edificación conformada por un sistema de pórticos especiales sismo resistentes, por lo tanto, la fluencia del acero de las columnas es indispensable en este tipo de sistema. (Barros & Peñafiel, 2015).

Diseño de refuerzo trasversal

Datos de la sección		
b =	110	[cm]
h =	110	[cm]
r =	3	[cm]
d' =	5.3	[cm]
Materiales		
f' _c =	450	[kg/cm ²]

Refuerzo longitudinal

Acero colocado		
Φ =	22	[mm]
# varillas =	32	[u]
A _{st min} =	121	[cm ²]
A _{st colocado} =	121.6	[cm ²]
ρ colocado =	0.01	

$f_y =$	4200	kg/cm ²
Diámetro de varilla de estribos		
$\Phi_{\text{rama}} =$	12	[mm]

Refuerzo transversal

Altura de entrepiso (H_c)		
$H_c =$	3.2	[m]

Factor de reducción de resistencia a corte	
$\emptyset =$	0.75

Altura libre (h_n)		
$h_n =$	2.5	[m]

Zona de corte		
Espaciamiento en Centro [cm]		
$d/2$	$6\Phi_c$	Máximo
52	13	15

Zona de Confinamiento			
Espaciamiento en Cabeza y Pie [cm]			
$b/4$	$h/4$	$6\Phi_c$	Máximo
27.5	27.5	13	10

Long. de confinamiento [cm]			
b_c	h_c	$H_c/6$	min
110	110	53	45

$l_o =$	110	[cm]
---------	-----	------

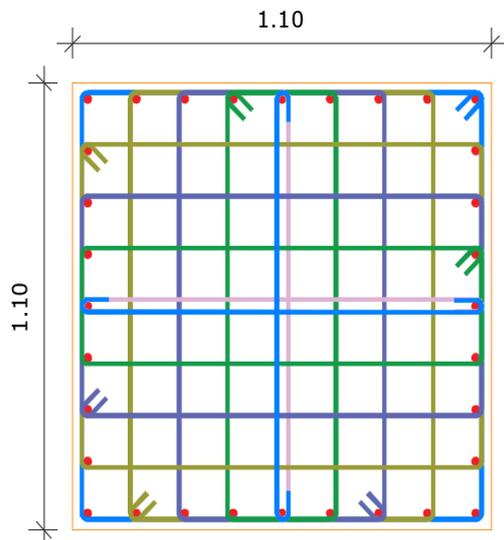
$S =$	10	[cm]
-------	----	------

Ramas Largas			Ramas Cortas		
Confinamiento					
$d =$	104.7	[cm]	$d =$	104.7	[cm]
$b_w =$	110	[cm]	$b_w =$	110	[cm]
$h'' =$	102.8	[cm]	$h'' =$	102.8	[cm]
$A_g =$	12100	[cm ²]	$A_g =$	12100	[cm ²]
$A_c =$	$\frac{10567.8}{4}$	[cm ²]	$A_c =$	$\frac{10567.8}{4}$	[cm ²]
$A_{sh'} =$	4.791	[cm ²]	$A_{sh'} =$	4.791	[cm ²]
$A_{sh''} =$	9.913	[cm ²]	$A_{sh''} =$	9.913	[cm ²]
$A_{sh} =$	9.913	[cm ²]	$A_{sh} =$	9.913	[cm ²]
# ramas	8.76		# ramas	8.76	
# rms. colocadas	9		# rms. colocadas	9	

Corte					
Mb x =	810.62	[ton-m]	Mb y =	810.62	[ton-m]
V _u =	506.64	[ton]	V _u =	506.64	[ton]
V _c =	129485.6	[kg]	V _c =	129485.6	[kg]
V _c =	129.49	[ton]	V _c =	129.49	[ton]
V _s = (V _u /Ø) - V _c	546.03	[ton]	V _s = (V _u /Ø) - V _c	546.03	[ton]
V _s ≤ 4V _c	Ok*		V _s ≤ 4V _c	Ok	
A _{v min} =	1.11	[cm ²]	A _{v min} =	1.11	[cm ²]
A _{v cal} =	12.42	[cm ²]	A _{v cal} =	12.42	[cm ²]
# ramas 12 mm	10.98	[u]	# ramas 12 mm	10.98	[u]
# rms. colocadas	11		# rms. colocadas	11	
Ramas Requeridas			Ramas Requeridas		
Ramas en cabeza y pie			Ramas en cabeza y pie		
# ramas 12 mm	11	[u]	# ramas 12 mm	11	[u]
10Φ12 @ 10cm			10Φ12 @ 10cm		
Ramas en el medio			Ramas en el medio		
# ramas 12 mm	11	[u]	# ramas 12 mm	11	[u]
11Φ12 @ 10cm			11Φ12 @ 10cm		

*V_s es 5% > 4V_c, es Ok considerando el factor de sobre resistencia – resistencia utilizada.

FIGURA 4.10 Acero de refuerzo en la columna de 110x110 [cm].



As. Longitudinal: 32 Φ 22 [mm].

As. Transversal: 9 estribos Φ 12 @ 10 [cm].

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

4.6.2 VIGAS.

Se adoptan las consideraciones dadas en el **capítulo 3**, para el diseño a flexión y corte.

4.6.2.1 Diseño a flexión.

El acero mínimo y máximo a flexión, se calcula mediante las **ecuaciones 3.50-3.51 y 3.52**.

4.6.2.2 Diseño a corte.

Se calcula mediante las **ecuaciones 3.53** hasta la **3.60**.

4.6.2.2.1 Refuerzo Transversal.

Se necesita proveer de estribos cerrados de confinamiento para el refuerzo transversal, en una longitud igual a $2h$ (h es la altura del elemento) medida desde la cara del apoyo hacia el centro de la luz, en cada extremo.

Dónde:

- La **ecuación 3.61** indica el espaciamiento entre estribos.
- La **ecuación 3.62** determina el acero de refuerzo transversal.
- la **ecuación 3.63** calcula el acero de refuerzo transversal mínimo.

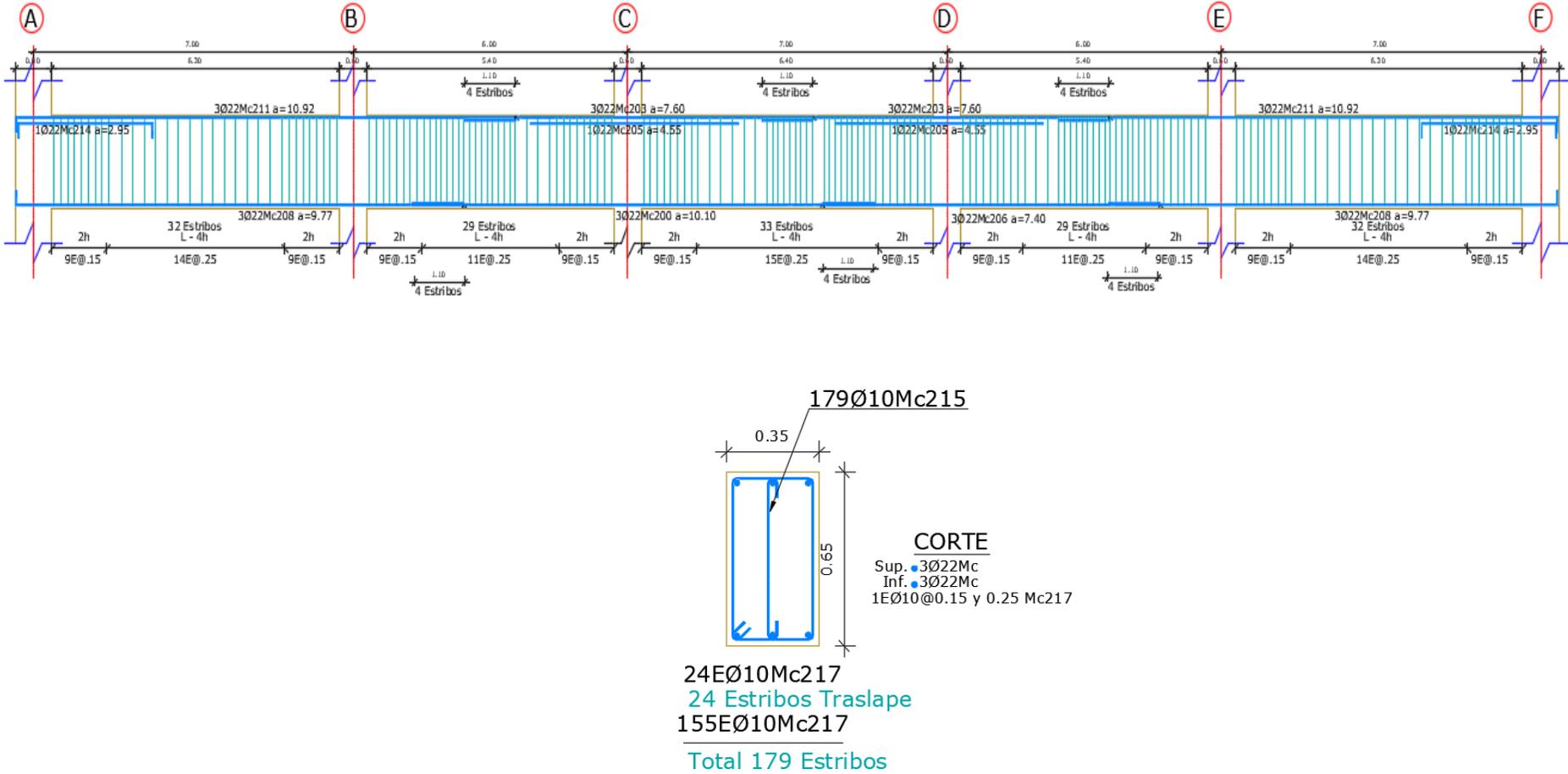
4.6.2.3 Ejemplo de diseño de una viga.

➤ **Edificio de departamentos.**

Se detalla el cálculo y diseño de una viga 3, Nv.0 + 3.20 [m] del edificio de departamentos.

Materiales	
f'_c [kg/cm ²]	450
f_y [kg/cm ²]	4200
E_s [kg/cm ²]	2100000
Coefficientes de reducción resistencia.	
$\Phi_{flexión} =$	0.9
$\Phi_{corte} =$	0.75
$\alpha =$	1.4
Geometría	
b [cm]	35
h [cm]	65
r [cm]	3
d [cm]	5.7
β	0.73
$\rho_{balanceado}$	0.0399
ρ_{max}	0.02
ρ_{min}	0.004
$A_s \text{ min [cm]}$	8.1
$A_s \text{ máx. [cm]}$	41.51

FIGURA 4.11 Acero de refuerzo y sección transversal de la viga 3 Nv.0 +320 [m], (Edif. 15 pisos).



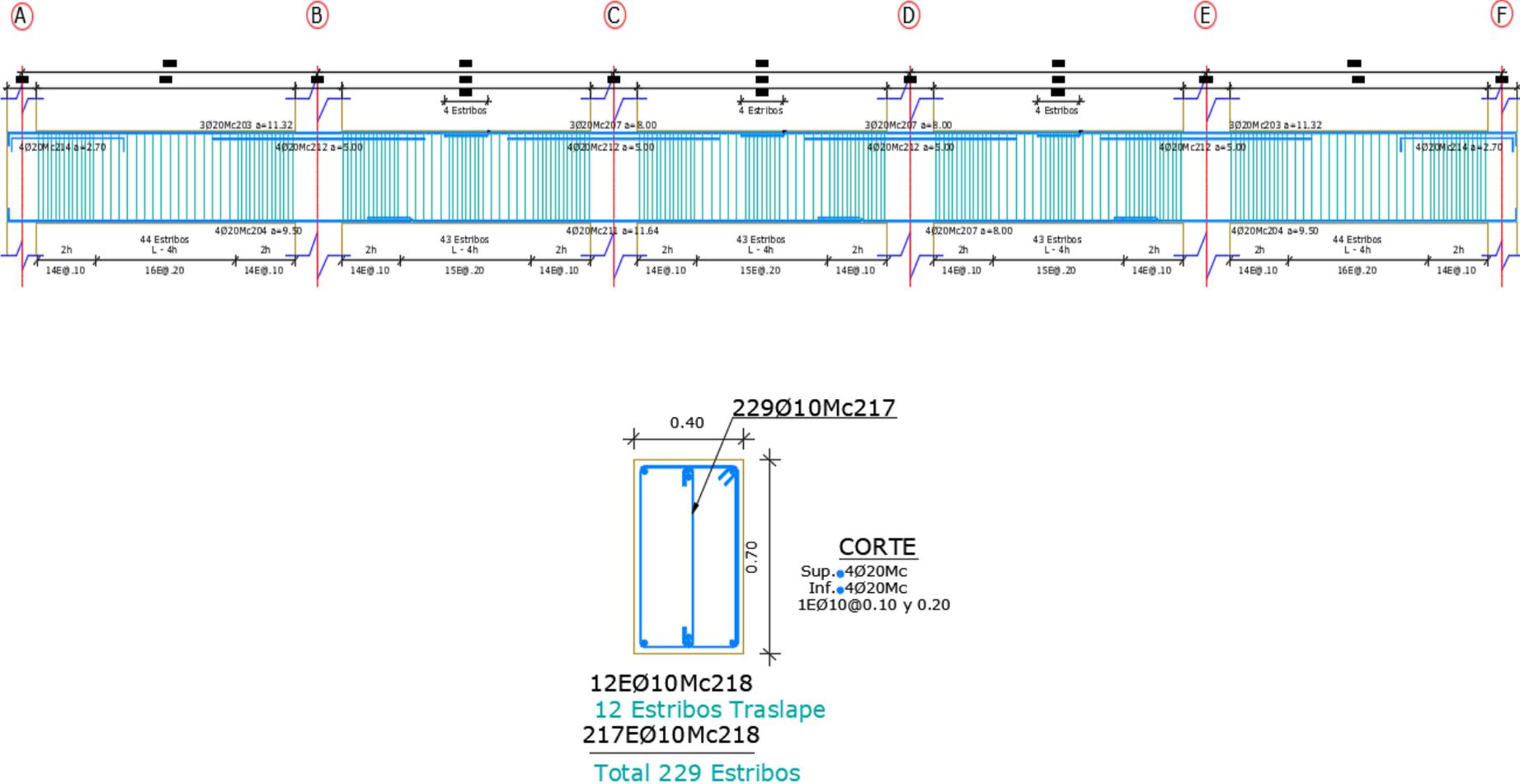
ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

➤ **Edificio de oficinas.**

Se presenta a continuación el cálculo y diseño de la viga 3, Nv.0 + 3.20 [m].

Materiales	
f'_c [kg/cm ²]	450
f_y [kg/cm ²]	4200
E_s [kg/cm ²]	2100000
Coefficientes de reducción resistencia.	
Φ flexión =	0.9
Φ corte =	0.75
α =	1.4
Geometría	
b [cm]	40
h [cm]	70
r [cm]	3
d' [cm]	5.5
β	0.73
$\rho_{\text{balanceado}}$	0.0399
ρ_{max}	0.02
ρ_{min}	0.004
A_s min [cm]	10.32
A_s máx. [cm]	51.6

FIGURA 4.12 Acero de refuerzo y sección transversal de la viga 3 Nv.0 +320 [m], (Edif. 8 pisos).



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

4.6.3 CONEXIÓN VIGA –COLUMNA.

Verificar la conexión viga-columna forma parte de las filosofías de diseño sismo resistente, de acuerdo con lo expuesto en el código ACI 318S-14, con las mismas consideraciones dadas en el **capítulo 3**.

4.6.3.1 Nudo fuerte -viga débil.

El cortante actuante en el nudo (V_j) debe cumplir con la condición dada en la **ecuación 3.64**. El refuerzo por confinamiento para el nudo está dado por las **ecuaciones 3.44 y 3.45**. El espaciamiento debe cumplir con las **ecuaciones 3.42**.

Para el chequeo de deterioro de adherencia se debe verificar que cumpla con las **ecuaciones 3.65 y 3.56**. Para el anclaje está dado por la **ecuación 3.67**.

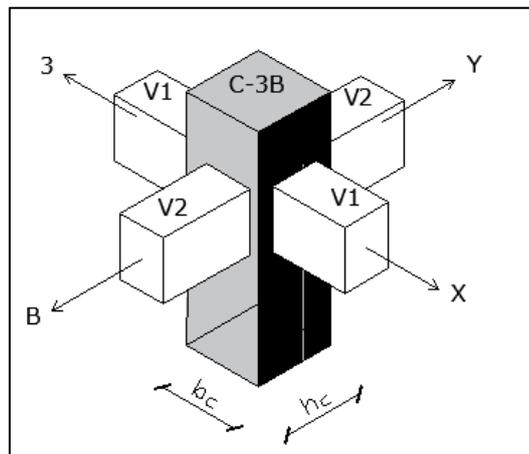
4.6.3.2 Columna fuerte- viga débil.

Este chequeo permite garantizar que la capacidad a flexión de las columnas sea mayor que la capacidad a flexión de las vigas, mediante la **ecuación 3.68**.

4.6.3.3 Ejemplo de diseño de una Conexión Viga –Columna.

➤ **Edificio de departamentos.**

Se presenta el cálculo y diseño de la conexión interior 3B, Nivel +3.20 [m].



Datos materiales	
f'_c viga [kg/cm ²]	450
f'_c columna [kg/cm ²]	450
f_y [kg/cm ²]	4200

Datos Columna:	
b [cm]	60
h [cm]	110
H [m]	3.2
r [cm]	3
d' [cm]	6
Φ varilla [mm]	25
Área de varilla [cm ²]	4.91
# varillas	16
A_s [cm ²]	78.56

Datos vigas:		
Vigas	Viga 1	Viga 2
b [cm]	35	40
h [cm]	65	65
A_s (-)	3 Φ 22	3 Φ 22
A_s (+)	3 Φ 22	3 Φ 22
A_s (-) [cm ²]	11.4	11.4
A_s (+) [cm ²]	11.4	11.4

Nudo Fuerte- Viga Débil		
Corte	Viga 1	Viga 2
α	1.4	
T_1 [ton]	67.03	67.03
T_2 [ton]	67.03	67.03
M_1 [ton-m]	37.87	38.08
M_2 [ton-m]	37.87	38.08
V_{col} [ton]	23.67	23.8
V_j [ton]	110.39	110.26
δ	4	4
b_j [cm]	72.5	50
h_c [cm]	60	110
\emptyset	0.85	0.85
$\emptyset V_n$ [ton]	313.74	396.69
$V_j \leq \emptyset V_n$ [ton]	Ok	Ok

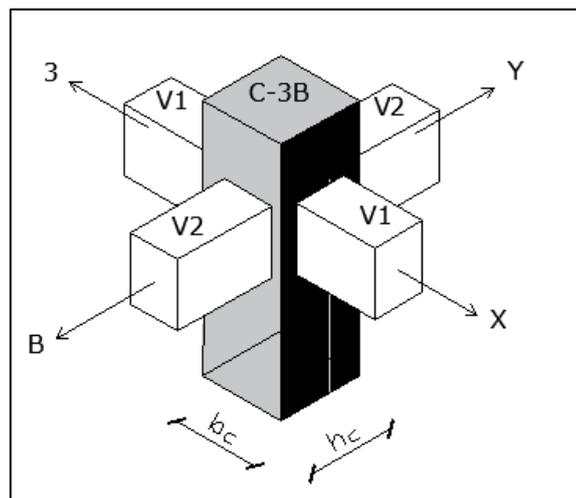
Confinamiento		
	En b_{col}	En h_{col}
Φ estribo [mm]	12	
Área ϕ estribo [cm ²]	1.13	
S [cm]	10	
h'' [cm]	52.8	102.8
A_g [cm ²]	6600	6600
A_c [cm ²]	5427.84	5427.84
A_{sh} [cm ²]	5.09	9.91
# varillas	4.5	8.77
# ramas 12 [mm]	6	9
Armadura	6 Φ 12	9 Φ 12

Adherencia		
h_{col} [cm]	60	110
h_{viga} [cm]	65	65
$20\Phi_{viga}$	44	44
$20\Phi_{col}$	50	50
$h_{col} \geq 20\Phi_{viga}$	ok	ok
$h_{viga} \geq 20\Phi_{col}$	ok	ok
Anclaje		
l_{dh} requerida [cm]	25.62	25.62
l_{dh} disponible [cm]	52.8	102.8

Columna Fuerte - Viga Débil		
Capacidad Vigas	Viga 1	Viga 2
M_{n1} [ton-m]	27.39	27.5
M_{n2} [ton-m]	27.39	27.5
$\sum M_{viga}$	54.78	55
Capacidad Columna	Columna sup.	Columna inf.
M_o [ton-m]	161.68	79.19
$\sum M_{columna}$	323.36	158.38
$\sum M_{col}/\sum M_{viga}$	5.9	2.88

➤ **Edificio de oficinas.**

Se presenta el cálculo y diseño de la conexión interior 3B, Nivel +3.20 [m].



Datos materiales	
f'_c viga [kg/cm ²]	450
f'_c columna [kg/cm ²]	450
f_y [kg/cm ²]	4200

Datos vigas:		
Vigas	Viga 1	Viga 2
b [cm]	40	40
h [cm]	70	70

Datos Columna:	
b [cm]	110
h [cm]	110
H [m]	3.2
r [cm]	3
d' [cm]	6
Φ varilla [mm]	22
Área de varilla [cm ²]	3.8
# varillas	32
A _s [cm ²]	121.6

A _s (-)	7 Φ 20	7 Φ 20
A _s (+)	4 Φ 20	4 Φ 20
A _s (-) [cm ²]	21.98	21.98
A _s (+) [cm ²]	12.56	12.56

Nudo Fuerte- Viga Débil		
Corte	Viga 1	Viga 2
α	1.4	
T ₁ [ton]	129.24	129.24
T ₂ [ton]	73.85	73.85
M ₁ [ton-m]	77.26	77.26
M ₂ [ton-m]	45.48	45.48
V _{col} [ton]	38.36	38.36
V _j [ton]	164.73	164.73
δ	4	4
b _j [cm]	75	75
h _c [cm]	110	110
\emptyset	0.85	0.85
$\emptyset V_n$ [ton]	595.03	595.03
V _j \leq $\emptyset V_n$ [ton]	Ok	Ok

Confinamiento		
	En b _{col}	En h _{col}
Φ estribo [mm]	12	
Área ϕ estribo [cm ²]	1.13	
S [cm]	10	
h'' [cm]	102.8	102.8
A _g [cm ²]	12100	12100
A _c [cm ²]	10567.8	10567.8
A _{sh} [cm ²]	9.91	9.91
# varillas	8.77	8.77
# ramas 12 [mm]	9	9
Armadura	9 \emptyset 12	9 \emptyset 12

Adherencia		
h _{col} [cm]	110	110
h _{viga} [cm]	70	70
20 Φ _{viga}	40	40

Columna Fuerte - Viga Débil		
Capacidad Vigas	Viga 1	Viga 2
M _{n1} [ton-m]	56.3	56.3
M _{n2} [ton-m]	32.85	32.85

$20\Phi_{col}$	44	44
$h_{col} \geq 20\Phi_{viga}$	ok	ok
$h_{viga} \geq 20\Phi_{col}$	ok	ok
Anclaje		
l_{dh} requerida [cm]	23.29	23.29
l_{dh} disponible [cm]	102.8	102.8

$\sum M_{viga}$	89.15	89.15
Capacidad Columna	Columna sup	Columna inf
M_o [ton-m]	250.25	250.25
$\sum M_{columna}$	500.5	500.5
$\sum M_{col}/\sum M_{viga}$	5.6	5.61

4.6.4 MUROS ESTRUCTURALES.

Se toman las mismas consideraciones mencionadas en el **capítulo 3**, para el diseño a flexo-compresión y corte de estos elementos.

4.6.4.1 Diseño a flexo-compresión.

4.6.4.1.1 Flexión.

Para el alma, el acero mínimo de refuerzo longitudinal y transversal se determina mediante las **ecuaciones 3.69 y 3.70**.

Para el cabezal, el acero mínimo de refuerzo longitudinal del cabezal está dado por el mayor valor de las **ecuaciones 3.71 y 3.72**.

4.6.4.1.2 Flexo-compresión.

Se debe verificar que la sollicitación sea menor o igual que la capacidad, de acuerdo con la **ecuación 3.73**.

4.6.4.2 Diseño a corte.

Se determina mediante las **ecuaciones 3.74 hasta la 3.80**.

4.6.4.3 Diseño del cabezal.

En los cabezales, la máxima carga axial está dada por la **ecuación 3.82** y de cumplir con la **ecuación 3.81**.

4.6.4.4 Ejemplo de diseño de un muro.

➤ Edificio de departamentos.

Se detalla el cálculo y diseño del muro del Eje 1.

• Diseño a flexo –compresión.

Datos para el alma		
bw=	35	[cm]
hw=	620	[cm]
r =	3	[cm]
f' _c =	450	[kg/cm ²]
f _y =	4200	[kg/cm ²]

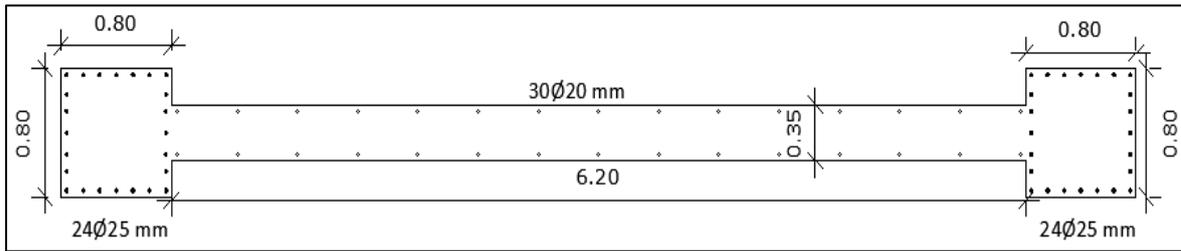
Alma/m		
A _{ga} =	3500	[cm ²]
ρ _{1 min vertical} =	0.003	[cm ²]
A _{s min vertical} / metro =	8.75	[cm ² /m]
# capas	2	capas
S _{requerido} =	45	[cm]
Acero por capa en 1 m de ancho		
A _{s min vertical} / metro =	4.375	[cm ² /m]
Φ _{varilla} =	20	[mm]
A _{varilla} =	3.14	[cm ²]
Φ _{requerido} =	1.39	[u]
Acero colocado por capa en 1 m de ancho		
Φ _{colocado} =	1	[u]
S _{colocado} =	40	[cm]
1Ø20mm@40cm		
Acero colocado		
Φ _{colocado} =	2	[u]
2Ø20mm@40cm		

Datos para sección cabezales		
b=	80	[cm]
h=	80	[cm]
r =	3	[cm]
A _{st min 1} =	64	[cm ²]
A _{st min 2} =	85.47	[cm ²]
Φ _{long.} =	25	[mm]
# Φ _{min} =	17.41	[u]

Acero colocado		
# varillas =	24	[u]
A _{st} =	117.8	[cm ²]
ρ _{colocado} =	18	
ρ _{min} ≤ ρ _{colocado} ≤ ρ _{max}		[Ok]

Los cabezales del muro son iguales en dimensión y armado.

FIGURA 4.13 Esquema del refuerzo longitudinal del muro eje 1, Nv. +3.20 [m].



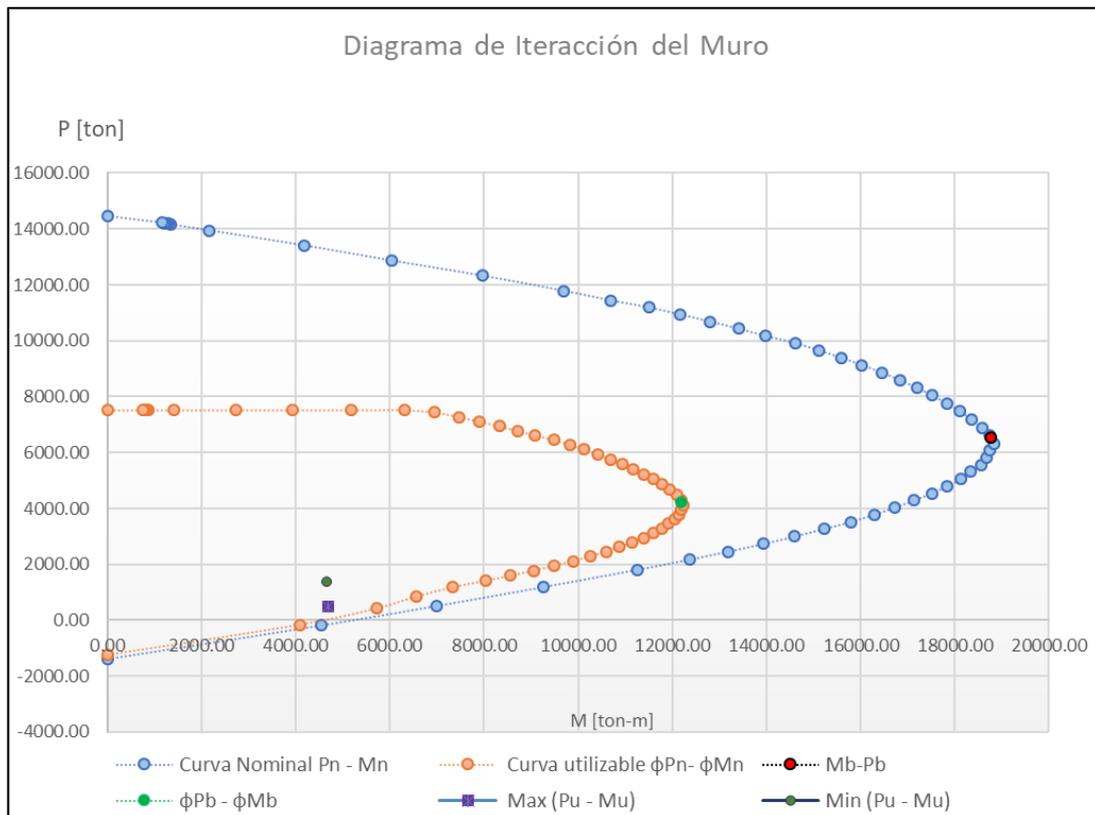
ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Las solicitaciones de diseño son:

Máximo	P_u	477.08	[ton]
	M_u	4688.67	[ton-m]
	V_u	203.12	[ton]

Mínimo	P_u	1355.29	[ton]
	M_u	4674.17	[ton-m]
	V_u	173.6	[ton]

FIGURA 4.14 Diagrama de Interacción del muro en el eje 1.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

La sollicitacion P_u-M_u se encuentra dentro de la curva de capacidad $\phi P_n-\phi M_n$, por lo que se acepta como valido el diseño del refuerzo longitudinal.

- **Diseño a corte.**

Se determina el diseño a corte en función de la máxima capacidad a flexión.

Máximo			Mínimo		
$V_{u \text{ cal}} =$	203.12	[ton]	$V_{u \text{ cal}} =$	173.6	[ton]
$C/S =$	1.91		$C/S =$	2.59	
$V_{u \text{ diseño}} =$	387.96	[ton]	$V_{u \text{ diseño}} =$	449.62	[ton]

Por ser el más crítico se toma $V_{u \text{ diseño}} = 449.62$ [ton].

$V_n \text{ máx.} =$	1455.97	[ton]
$V_{u \text{ diseño}} =$	449.62	[ton]
$\alpha c =$	0.53	
$\lambda =$	1	
$A_{cv} =$	27300	[cm ²]
$\rho_s =$	0.0025	
$V_{u \text{ diseño}} \leq V_n \text{ máx.}$	Ok	
$S_{\text{requerido}} =$	45	[cm]
$S_{\text{colocado}} =$	35	[cm]
$A_s \text{ requerido} =$	1.56	[cm ²]
$\phi V_n =$	449.62	[ton]
$V_{u \text{ diseño}} \leq \phi V_n \leq V_n \text{ máx.}$	Ok	
$\phi \text{ varilla} =$	14	[mm]
$A \text{ varilla} =$	1.54	[cm ²]
$\phi \text{ requerido} =$	1.01	[u]
Acero refuerzo horizontal colocado		
$\phi \text{ colocado} =$	2	[u]
2 ϕ 16 mm @30cm		

- **Diseño del cabezal.**

Esfuerzo máximo.

$$P_{u\text{cabezal}} = \frac{477.08}{2} + \frac{4688.67}{7} = 908.35\text{ton}$$

Esfuerzo mínimo.

$$P_{u\text{cabezal}} = \frac{1355.29}{2} + \frac{4674.17}{7} = 1345.38 \text{ ton}$$

Cabezal		
P _o =	2897.85	[ton]
0.52P _o =	1506.88	[ton]

Máximo [ton]		
P _{u cabezal}	≤	0.52*P _o
908.35		1506.88
	ok	

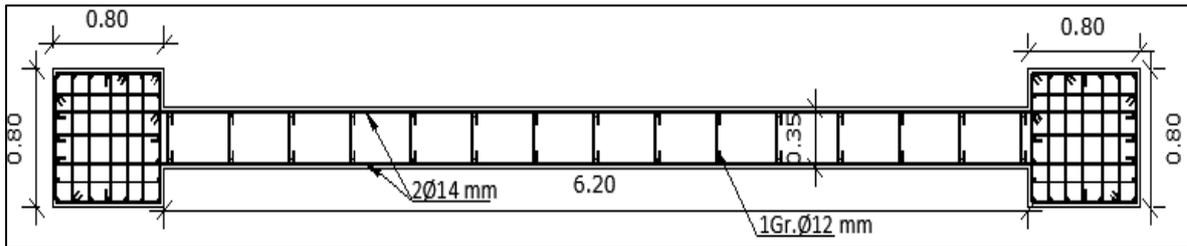
Mínimo [ton]		
P _{u cabezal}	≤	0.52*P _o
1345.38		1506.88
	ok	

- **Confinamiento del cabeza.**

S =	10	[cm]
Φ _{rama} =	12	[mm]

Ramas Largas			Ramas Cortas		
Confinamiento					
d =	74	[cm]	d' =	74	[cm]
b _w =	80	[cm]	b _w =	80	[cm]
h'' =	72.8	[cm]	h'' =	72.8	[cm]
A _g =	6400	[cm ²]	A _g =	6400	[cm ²]
A _c =	5299.84	[cm ²]	A _c =	5299.84	[cm ²]
A _{sh'} =	4.857	[cm ²]	A _{sh'} =	4.857	[cm ²]
A _{sh''} =	7.02	[cm ²]	A _{sh''} =	7.02	[cm ²]
A _{sh} =	7.02	[cm ²]	A _{sh} =	7.02	[cm ²]
# ramas	6.21		# ramas	6.21	
# ramas	7		# ramas	7	

FIGURA 4.15 Esquema del refuerzo transversal del muro.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

4.6.5 LOSAS.

Las losas se diseñan con las mismas consideraciones y requerimientos expuestos en el **capítulo 3**.

4.6.5.1 Chequeo a Flexión.

El chequeo a flexión está dado por la **ecuación 3.85**. El acero máximo y mínimo se calcula con las **ecuaciones 3.50, 3.51 y 3.52**.

4.6.5.2 Chequeo a corte.

Debe cumplir con la **ecuación 3.86 y 3.87**.

4.6.5.3 Control de deflexiones.

4.6.5.3.1 Deflexiones por carga muerta.

La deflexión máxima por carga muerta en el centro de la luz en cada tablero se determina con la **ecuación 3.88 y 3.89**, para el caso de bordes continuos y discontinuos respectivamente.

4.6.5.3.2 Deflexiones por carga viva.

La deflexión máxima por carga viva en el centro de la luz en cada tablero se calcula mediante la **ecuación 3.90 y 3.91**, para el caso de bordes continuos y discontinuos.

4.6.5.3.3 Deflexiones por carga sostenida.

Esta dada por la **ecuación 3.92**, mencionada en el **capítulo 3**.

4.6.5.3.4 Deflexión a largo plazo.

Esta se determina con la **ecuación 3.94**.

4.6.5.3.5 Deflexión admisible.

En la tabla 24.2.2 del ACI 318S-14, establece que la máxima deflexión admisible para de cubierta o entrepisos no debe ser mayor que la respuesta generada por la **ecuación 3.96**.

4.6.5.4 Chequeo de agrietamiento.

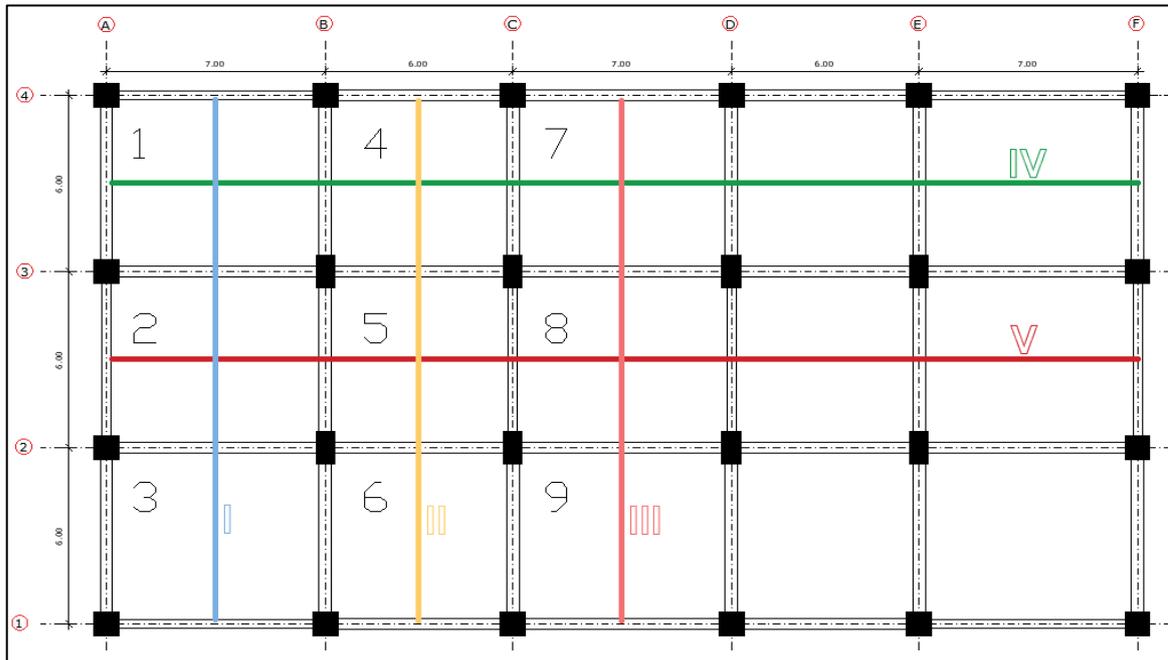
El máximo ancho de fisura (grieta) calculado en base a la **ecuación 3.98**, no debe ser mayor que la admisible, según el ACI 224R “en la tabla 4.1, para el caso de hormigón armado, en condición de exposición a la humedad, aire húmedo o al suelo no debe ser mayor a 0.30 [mm]” (ACI Comité 224, 2001).

4.6.5.5 Ejemplo de diseño de una losa de entrepiso.

➤ Edificio de departamentos.

Se detalla un ejemplo del diseño de una losa de entrepiso. Para la aplicación de método, se procede asignando un número a cada tablero (panel de losa) y definiendo cuantas franjas se analizarán, en la dirección X, Y. Además, al ser una losa simétrica se analizará una parte de la losa que servirá para la otra mitad. De esta manera tenemos:

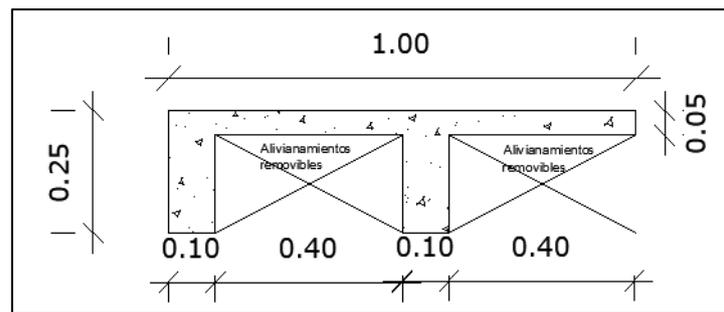
FIGURA 4.16 Tableros y franjas, (Edif. 15 pisos).



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Una vez definidos los tableros de análisis, mediante la tabla del **ANEXO A** se determinará los coeficientes de momento, los cuales están en función de las dimensiones de cada tablero ($m=s/l$) y las condiciones de borde, es decir, si tiene bordes continuos o discontinuos. Que permiten calcular el momento y cortante de cada panel. Como se indica a continuación.

Datos		
$f'_c =$	450	[kg/cm ²]
$f_y =$	4200	[kg/cm ²]
$b_w =$	10	[cm]
$b =$	100	[cm]
$h_{losa} =$	25	[cm]
$r =$	2	[cm]
$\Phi_{nervio} =$	12	[mm]
$\rho_t =$	0.0018	
Cálculos:		
Área $\phi =$	1.13	[cm]
$d' =$	2.6	[cm]
$d =$	22.4	[cm]



Conocidos los momentos y cortantes, se calcula el acero de refuerzo para cada nervio, en la franja central y la franja lateral. Cabe indicar que el acero en la franja lateral corresponde a los 2/3 de la franja central.

Cargas	ton/m ²
Muerta (D)	0.735
Viva (L)	0.2
q	1.2

Franja	Tablero	Dimensiones		m (s/l)	Caso	Apoyo o Tramo	Coef. C	Mu [ton/m]	Corte	
		s [m]	l [m]						V _s [ton]	V _l [ton]
Franja I	1	6	7	0.86	3	4 d	0.03	1.296	2.4	2.71
						4-3	0.045	1.944		
						3 c	0.06	2.592		
	2	6	7	0.86	2	3 c	0.051	2.203	2.4	2.71
						3-2	0.038	1.642		
						2 c	0.051	2.203		
Franja II	4	6	6	1	2	4 d	0.021	0.907	2.4	2.4
						4-3	0.031	1.339		
						3 c	0.041	1.771		
	5	6	6	1	1	3 c	0.033	1.426	2.4	2.4
						3-2	0.025	1.08		
						2c	0.033	1.426		
Franja III	7	6	7	0.86	2	4 d	0.051	2.203	2.4	2.71
						4-3	0.038	1.642		
						3 c	0.051	2.203		
	8	6	7	0.86	1	3 c	0.043	1.858	2.4	2.71
						3-2	0.032	1.382		
						2c	0.043	1.858		
Franja IV	1	6	7	0.86	3	A d	0.034	1.469	2.4	2.71
						A-B	0.05	2.16		
						B c	0.067	2.894		

	4	6	6	1	2	B c	0.021	0.907	2.4	2.4
						B-C	0.031	1.339		
						C c	0.041	1.771		
	7	6	7	0.86	2	C c	0.051	2.203	2.4	2.71
						C-D	0.038	1.642		
						D c	0.051	2.203		
Franja V	2	6	7	0.86	2	A d	0.022	0.95	2.4	2.71
						A-B	0.038	1.642		
						B c	0.051	2.203		
	5	6	6	1	1	B c	0.033	1.426	2.4	2.4
						B-C	0.025	1.08		
						C c	0.033	1.426		
	8	6	7	0.86	1	C c	0.043	1.858	2.4	2.71
						C-D	0.032	1.382		
						D c	0.043	1.858		

De esta forma se determina el momento y corte máximo en la franja IV, tablero 1, que indican los valores críticos de esta losa. Para luego continuar con el ejemplo.

- **Cálculo del acero.**

Franja	Tablero	bw o b (cm)	k	w	As (cm ²)	As min (cm ²)	Franja Central		Franja Lateral		
							$\frac{As}{m}$ (cm ²)	$\frac{As}{nervio}$ (cm ²)	ϕ mm	$\frac{As}{nervio}$ (cm ²)	ϕ mm
							IV	1	20	0.036	0.036
		100	0.010	0.010	2.49	0.91	2.49	1.23	1 ϕ 14	0.9	1 ϕ 12
		20	0.071	0.074	3.58	0.91	3.58	1.79	1 ϕ 16	1.23	1 ϕ 14

- **Chequeo a flexión.**

$M_{cr} =$	2.894	ton-m
$M_n =$	7.62	ton-m
$\phi M_n =$	6.85	
M_{cr}	<	ϕM_n
Ok		

- **Chequeo a corte.**

$V_{cr} =$	2.71	ton
$V_n =$	5.54	ton
$\phi V_n =$	4.16	ton
V_{cr}	<	ϕV_n
Ok		

- Control de deflexiones.

Cálculo de la Inercia									
	b	h	A	Y	A*y	I	d	d ²	I ejes paralelos
	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	cm	[cm ⁴]	[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]
A1	100	5	500	22.5	11250	1041.67	5.56	30.91	16496.67
A2	20	20	400	10	4000	13333.33	-6.94	48.16	32597.33
		Σ	900		15250				49094.00

y _{centroide}	16.94	[cm]
------------------------	-------	------

I _g =	49094.00	[cm ⁴]
I _e =	44185	[cm ⁴]

Deflexiones -Luz corta						
M _{uD}	M _{uL}	Δ _(D)	Δ _(L)	Δ _(s)	Δ _(LP)	Δ _(T)
[ton-m]	[ton-m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1.32	0.36	0.33	0.14	0.4	0.8	0.94

Deflexiones -Luz larga						
M _{uD}	M _{uL}	Δ _(D)	Δ _(L)	Δ _(s)	Δ _(LP)	Δ _(T)
[ton-m]	[ton-m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1.32	0.36	0.45	0.18	0.54	1.08	1.26

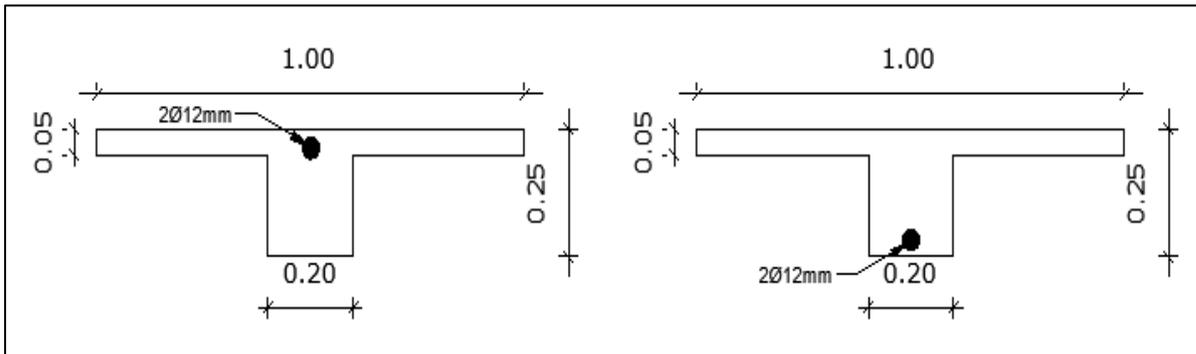
Δ _(Total)	Δ _{adm}	Δ _(Total) ≤ Δ _{adm}
[cm]	[cm]	
1.1	1.35	Cumple

- Chequeo de agrietamiento.

Datos		
NEV (-)	2	[u]
NEV (+)	2	[u]
f _y =	4200	[kg/cm ²]
f _s =	2520	[kg/cm ²]
W _{admisible} =	0.3	[mm]

Momento Negativo

Momento Positivo

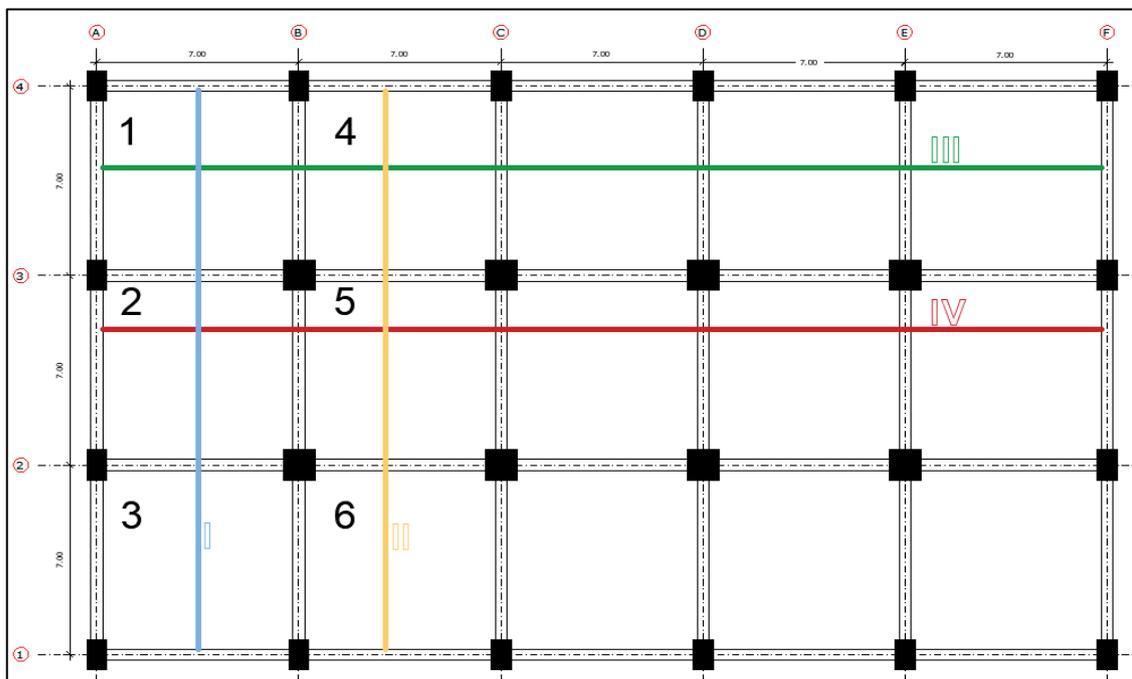


Momento Negativo		
AHT=	520	[cm ²]
AEHT=	260	[cm ² /varilla]
w=	0.30	[mm]
W	=	W _{adm}

Momento Positivo		
AHT=	104	[cm ²]
AEHT=	52	[cm ² /varilla]
w=	0.17	[mm]
W	<	W _{adm}

➤ Edificio de oficinas.

FIGURA 4.17 Tableros y franjas, (Edif. 8 pisos).



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Datos			Cálculos:		
$f'_c=$	280	[kg/cm ²]	Área $\Phi =$	1.13	[cm ²]
$f_y=$	4200	[kg/cm ²]	$d'=$	2.6	[cm]
b_w	10	[cm]	$d=$	22.4	[cm]
$b =$	100	[cm]			
$h_{losa}=$	25	[cm]			
$r=$	2	[cm]			
$\Phi_{nervio} =$	12	[mm]			
$\rho_t=$	0.0018				

Conocidos los momentos y cortantes, se calcula el acero de refuerzo para cada nervio, en la franja central y la franja lateral. Cabe indicar que el acero en la franja lateral corresponde a los 2/3 de la franja central.

Cargas	[ton/m ²]
Muerta (D)	0.661
Viva (L)	0.25
q	1.19

Franja	Tablero	Dimensiones		m	Caso	Apoyo o Tramo	Coef. C	Mu (ton/m)	Corte	
		s (m)	l (m)						V_s (ton)	V_l (ton)
Franja I	1	7	7	1	3	4 d	0.025	1.458	2.78	2.78
						4-3	0.028	1.633		
						3 c	0.025	1.458		
	2	7	7	1	2	3 c	0.041	2.391	2.78	2.78
						3-2	0.031	1.808		
						2 c	0.041	2.391		
Franja II	4	7	7	1	2	4 d	0.021	1.225	2.78	2.78
						4-3	0.031	1.808		
						3 c	0.041	2.391		
	5	7	7	1	1	3 c	0.033	1.924	2.78	2.78
						3-2	0.025	1.458		
						2c	0.033	1.924		
Franja III	1	7	7	1	3	A d	0.025	1.458	2.78	2.78
						A-B	0.037	2.157		
						B c	0.049	2.857		
	4	7	7	1	2	B c	0.041	2.391	2.78	2.78
						B-C	0.031	1.808		
						C c	0.041	2.391		
Franja IV	2	7	7	1	2	A d	0.021	1.225	2.78	2.78
						A-B	0.031	1.808		
						B c	0.041	2.391		

	5	7	7	1	1	B c	0.033	1.924	2.78	2.78
						B-C	0.025	1.458		
						C c	0.033	1.924		

De esta forma se determina el momento y corte máximo en la franja III, tablero 1, estos valores son los valores críticos de esta losa. Con los cuales se seguirá el ejemplo.

- **Cálculo del acero.**

Franja	Tablero	bw o b [cm]	k	w	As [cm ²]	As min [cm ²]	Franja Central			Franja Lateral	
							$\frac{As}{m}$ [cm ²]	$\frac{As}{nervio}$ [cm ²]	Φ mm	$\frac{As}{nervio}$ [cm ²]	Φ mm
III	1	20	0.035	0.036	1.79	0.75	1.75	0.88	1 Φ 12	0.6	1 Φ 12
		100	0.010	0.010	2.69	0.75	2.46	1.23	1 Φ 14	0.82	1 Φ 12
		20	0.070	0.073	3.67	0.75	3.54	1.77	1 Φ 16	1.18	1 Φ 12

- **Chequeo a flexión.**

$M_{cr} =$	2.857	ton-m
$M_n =$	7.62	ton-m
$\phi M_n =$	6.858	
M_{cr}	<	ϕM_n
Ok		

- **Chequeo a corte.**

$V_{cr} =$	2.78	ton
$V_n =$	5.54	ton
$\phi V_n =$	4.16	ton
V_{cr}	<	ϕV_n
Ok		

- **Control de deflexiones.**

Cálculo de la Inercia									
	b	h	A	Y	A*y	I	d	d ²	I ejes paralelos
	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]
A1	100	5	500	22.5	11250	1041.67	5.56	30.91	16496.67
A2	20	20	400	10	4000	13333.33	-6.94	48.16	32597.33
	Σ		900		15250				49094.00

$y_{\text{centroide}}$	16.94 [cm]
------------------------	------------

$I_g =$	49094.00 [cm ⁴]
$I_e =$	44185 [cm ⁴]

Deflexiones -Luz corta						
M_{uD}	M_{uL}	$\Delta_{(D)}$	$\Delta_{(L)}$	$\Delta_{(s)}$	$\Delta_{(LP)}$	$\Delta_{(T)}$
[ton-m]	[ton-m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1.2	0.45	0.41	0.23	0.53	1.06	1.29

Deflexiones -Luz larga						
M_{uD}	M_{uL}	$\Delta_{(D)}$	$\Delta_{(L)}$	$\Delta_{(s)}$	$\Delta_{(LP)}$	$\Delta_{(T)}$
[ton-m]	[ton-m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1.2	0.45	0.41	0.23	0.53	1.06	1.29

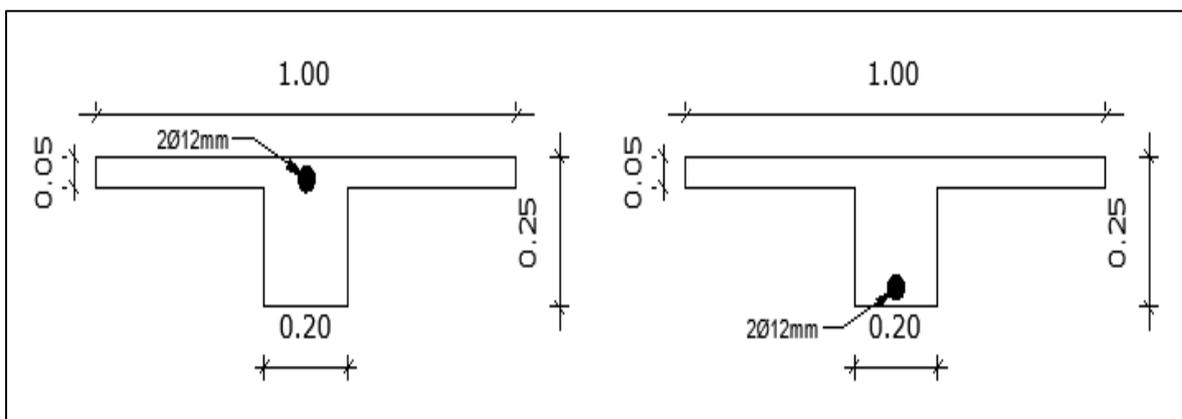
$\Delta_{(Total)}$	Δ_{adm}	$\Delta_{(Total)} \leq \Delta_{adm}$
[cm]	[cm]	
1.29	1.46	Cumple

- Chequeo de agrietamiento.

Datos	
NEV (-)	2 [u]
NEV (+)	2 [u]
$f_y =$	4200 [kg/cm ²]
$f_s =$	2520 [kg/cm ²]
$W_{admisible} =$	0.3 [mm]

Momento Negativo

Momento Positivo



Momento Negativo		
AHT=	520	cm ²
AEHT=	260	cm ² /varilla
w=	0.30	mm
w	=	W _{adm}

Momento Positivo		
AHT=	104	cm ²
AEHT=	52	cm ² /varilla
w=	0.17	mm
w	<	W _{adm}

4.7 PLANOS ESTRUCTURALES.

En el **ANEXO D** y **ANEXO B**, se presentan los planos estructurales y arquitectónicos respectivamente, con el uso de hormigón de alta resistencia.

4.8 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER”.

Terminado el análisis lineal, con el cual se determinó los elementos estructurales, y tomando en cuenta las recomendaciones del ACI-318S y la NEC-15. Se procede a realizar un análisis no lineal mediante la técnica del Pushover para verificar el desempeño estructural de cada edificación, con la ayuda del software Etabs®.

4.8.1 MODELACIÓN TIPO FRAME PARA MUROS DE CORTE.

Para la modelación de muros de corte, se realiza en base a lo expuesto en el **capítulo 3**. Es decir, se utiliza el modelo de columna ancha para estos elementos. Además, de la analogía planteada en el **capítulo 3**, donde se compararán los resultados de los desplazamientos generados por la carga lateral Sx tomando en cuenta que:

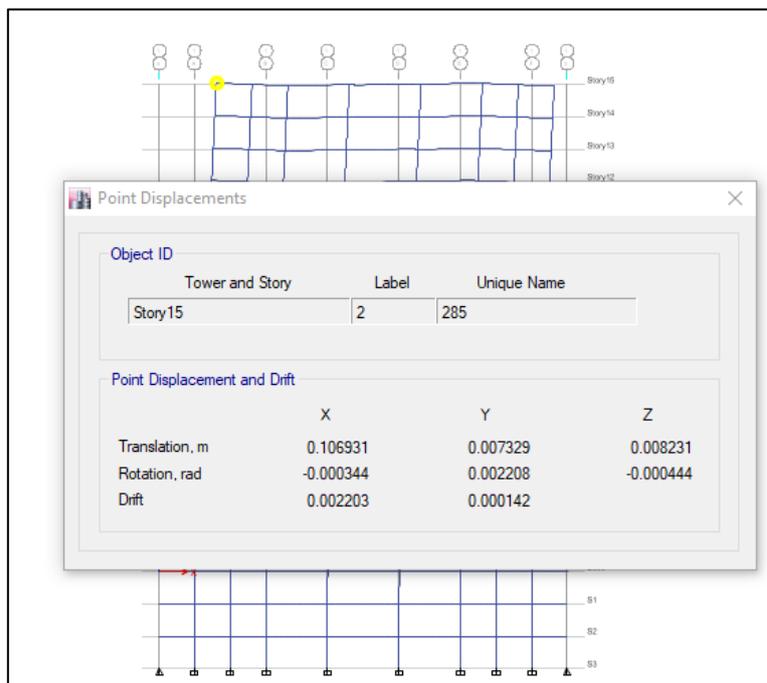
- Se modela un muro con elementos tipo Shell
- Se modela un muro estructural con una columna ancha y vigas de rigidez infinita.

Para comparar los desplazamientos producidos por la carga lateral Sx en cada estructura.

FIGURA 4.18 Desplazamientos por carga lateral (Sx): (a)Shell thin. (b)Columna ancha.



(a)



(b)

FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Ahora se escogerá un elemento (viga, columna), para comprobar si las fuerzas obtenidas en (momento, cortante) son similares en ambas estructuras.

- **Viga.**

Para la viga ubicada en el pórtico 1, tramo B-C del Nv.+ 3.20 m. A continuación, se muestra las fuerzas obtenidas por carga muerta.

FIGURA 4.19 Fuerzas por carga muerta en estructura con elementos tipo *shell-thin*, Viga 1 tramo B-C.



FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

FIGURA 4.20 Fuerzas por carga muerta en estructura con columna ancha y vigas rígidas, Viga 1, tramo B-C



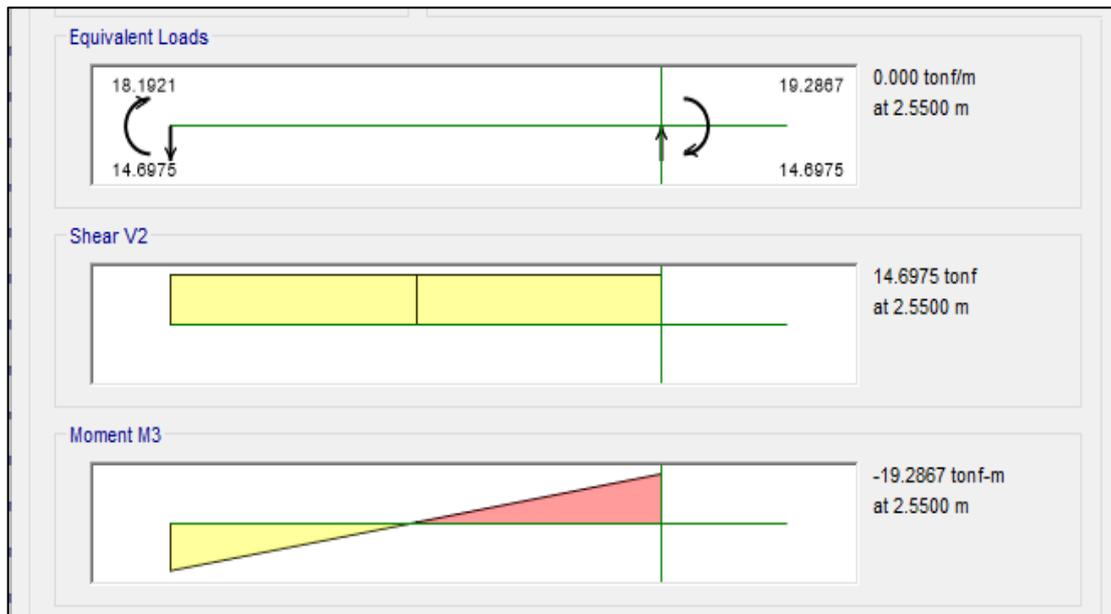
FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- **Columna.**

Se selecciona la columna 1C ubicada en el Nv 0 +48.00 [m]. A continuación, se muestra las fuerzas obtenidas por carga lateral.

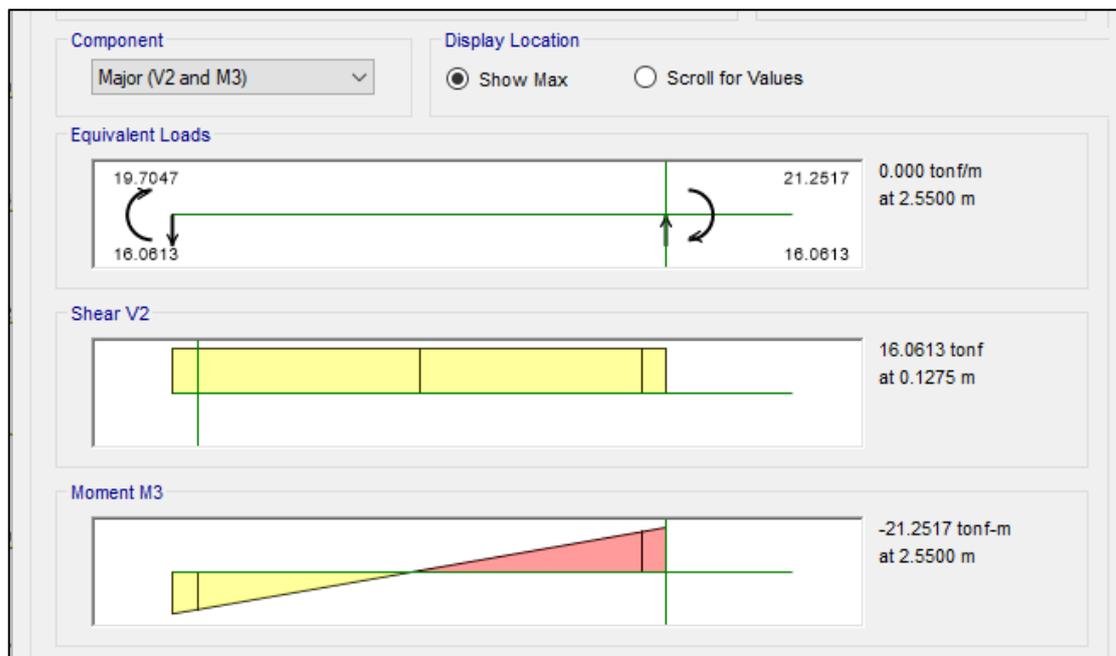
FIGURA 4.21 Fuerzas por carga lateral en estructura con elementos tipo shell- thin- Columna 1C.



FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

FIGURA 4.22 Fuerzas por carga lateral en estructura con columna ancha y vigas rígidas- Columna 1C.



FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Se puede apreciar en ambas estructuras, tanto las fuerzas de cortante y momento son muy parecidas, ante la presencia de estas cargas.

4.8.2 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER” EN ETABS®.

4.8.2.1 Consideraciones no lineales para los materiales.

Las consideraciones adoptadas para los materiales son similares a las expuestas en el **capítulo 3**, tanto para el hormigón y el acero, como indica en la **figura 3.48 y 3.49**.

4.8.2.2 Creación de casos de carga.

Los casos de carga no lineales a ser analizados son:

- CGNL: carga gravitacional no lineal
- AENL: análisis estático no lineal para la dirección X, Y.

Se presenta en la **figura 3.50-3.51 y 3.52** respectivamente la creación de cada caso de carga.

4.8.2.3 Longitud de plastificación.

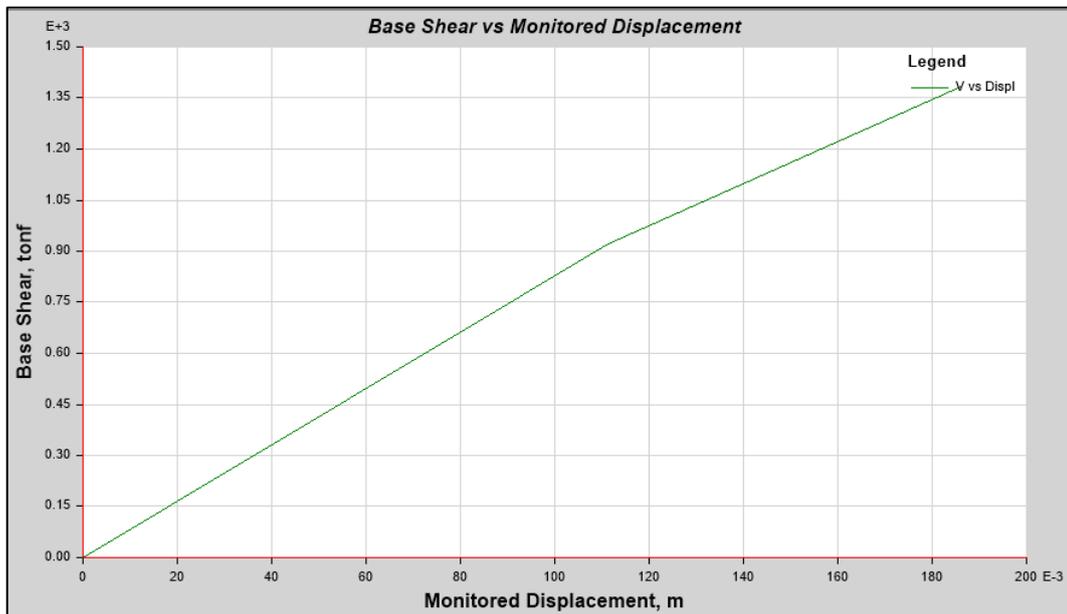
Se adoptan mismas consideraciones expuestas en el **capítulo 3**, para la asignación de rotulas plásticas para cada elemento estructural, como se observa en las **figuras 3.54-3.55 y 3.56**.

4.8.2.4 Curva de capacidad.

Una vez definidos los parámetros necesarios para el análisis no lineal, se determina la curva de capacidad que proviene de las cargas incrementales (Pushover), que representa aproximadamente el comportamiento de la estructura a medida que incursiona en el rango inelástico.

➤ Edificio de departamentos.

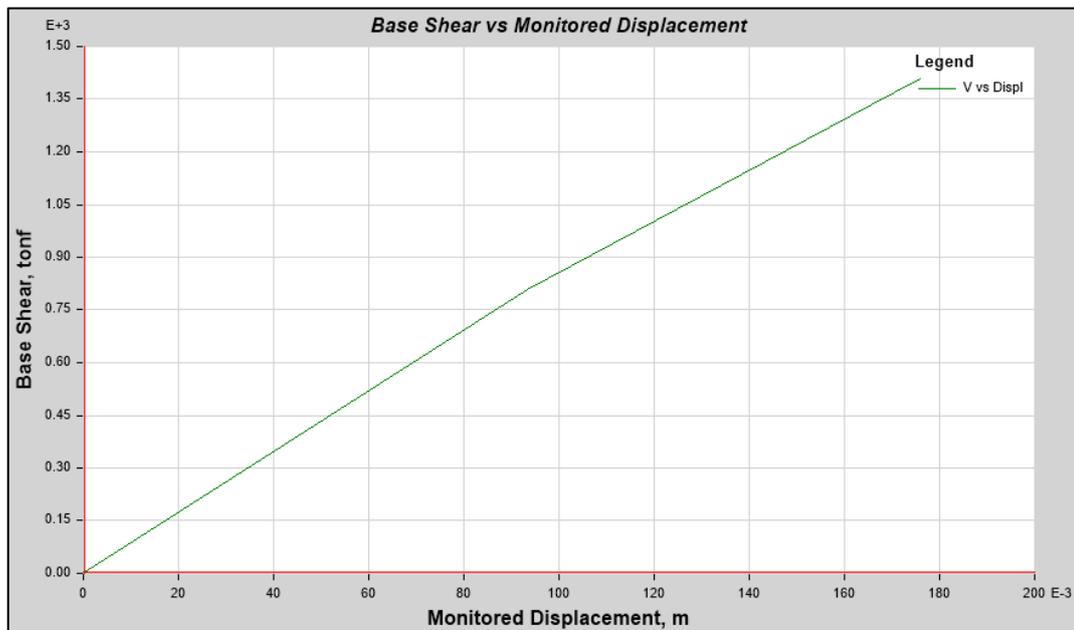
FIGURA 4.23 Curva de capacidad AENL X.



FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

FIGURA 4.24 Curva de capacidad AENL Y.

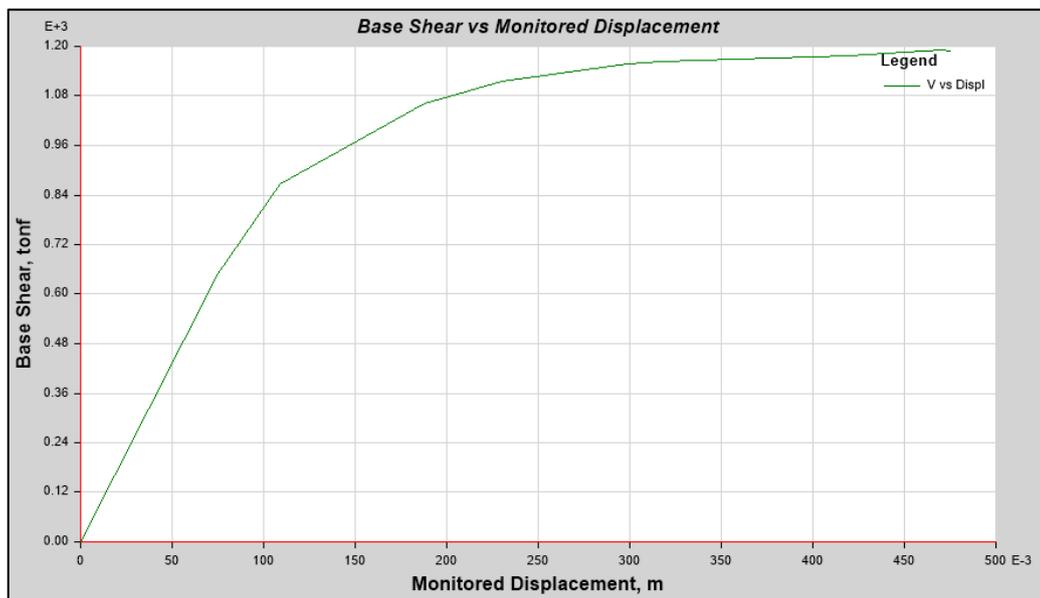


FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

➤ Edificio de Oficinas.

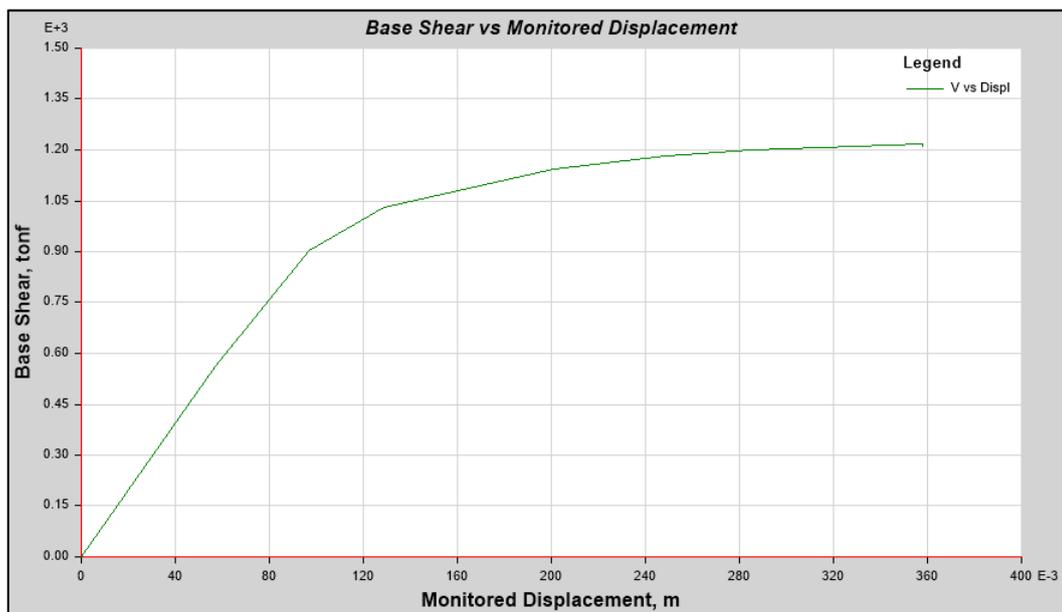
FIGURA 4.25 Curva de capacidad AENL X.



FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

FIGURA 4.26 Curva de capacidad AENL Y.



FUENTE: (CSI, 2017).

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 INTRODUCCIÓN.

Este capítulo da a conocer los resultados obtenidos con la utilización del hormigón de alta resistencia frente a un hormigón normal. Se planteó dos tipos de edificaciones con diferentes características como son: ocupación, altura y tipología estructural.

Se analizó, el compartimento estructural de cada edificación obtenido del análisis lineal y no lineal, diseño estructural y la cuantificación de materiales (hormigón, acero), para determinar un costo total de la estructura con hormigón de alta resistencia (HAR) y hormigón normal (HN).

Del análisis lineal los parámetros a ser revisados son: peso de la edificación, modos de vibración, cortante basal y derivas de piso.

En el análisis no lineal se revisará: diagrama momento curvatura y curva de capacidad.

5.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES PROPUESTAS.

5.2.1 ANÁLISIS LINEAL.

5.2.1.1 Cortante basal y peso de la estructura.

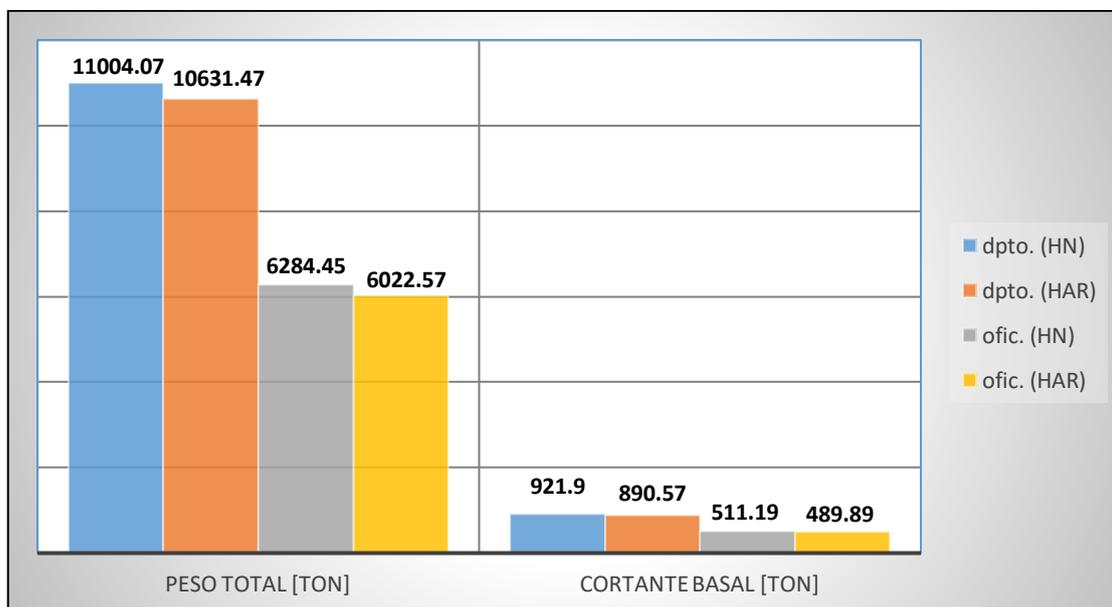
De acuerdo con lo descrito con anterioridad se ha diseñado dos tipos de edificios con diferente sistema estructural, el primer edificio destinado para departamentos (Edif. 15 pisos) presenta un sistema dual y el segundo edificio destinado para oficinas (Edif. 8 pisos) presenta un sistema de pórticos especiales sismo-resistente. Para los dos edificios se ha utilizado un hormigón normal (HN) y un hormigón de alta resistencia (HAR).

TABLA 5.1 Valores de corte basal y peso total.

Hormigón [kg/cm ²]	Departamentos (Edif. 15 pisos)		Oficinas (Edif. 8 pisos)	
	W [ton]	V [ton]	W [ton]	V [ton]
280	11004.07	921.9	6284.45	511.19
450	10631.47	890.57	6022.57	489.89
Reduce [%]	3.4%		4.2%	

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

En la **figura 5.1**, se observa los valores de cortante basal y peso de la estructura para el edificio de 15 pisos (dpto.) y para el edificio de 8 pisos (ofic.). Para los dos edificios en un inicio se ha usado un hormigón normal (HN) y posteriormente un hormigón de alta resistencia (HAR). Dónde existe una reducción de cortante basal y peso de la estructura con el uso de hormigón de alta resistencia, cuyos valores se detallan en la **tabla 5.1**.

FIGURA 5.1 Cortante basal y peso de cada estructura.

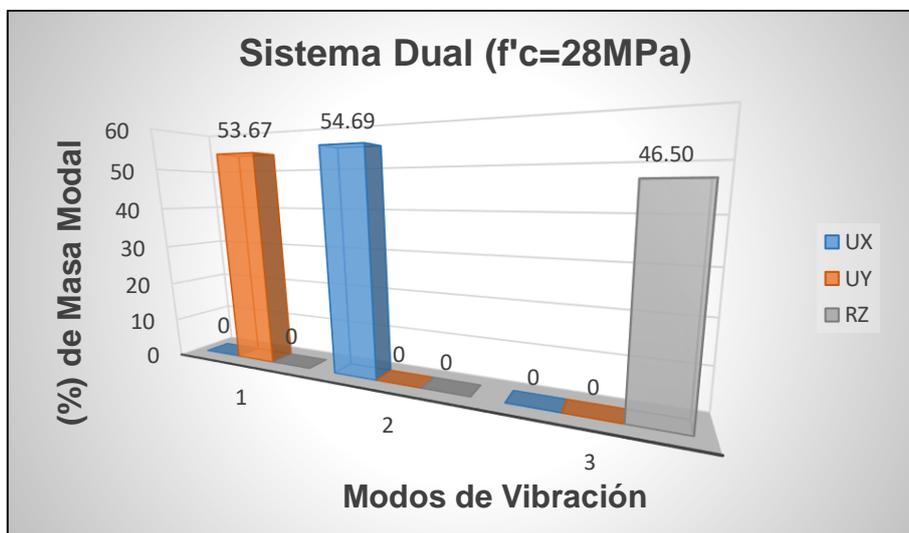
ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

5.2.1.2 Modos de vibración.

En la **figura 5.2**, se muestra los modos de vibración para el edificio de 15 pisos con el uso de hormigón normal (HN), presentado los siguientes modos de vibración,

donde, los dos modos predominantes son de traslación en la dirección X y la dirección Y, el tercer modo es de rotación en Z.

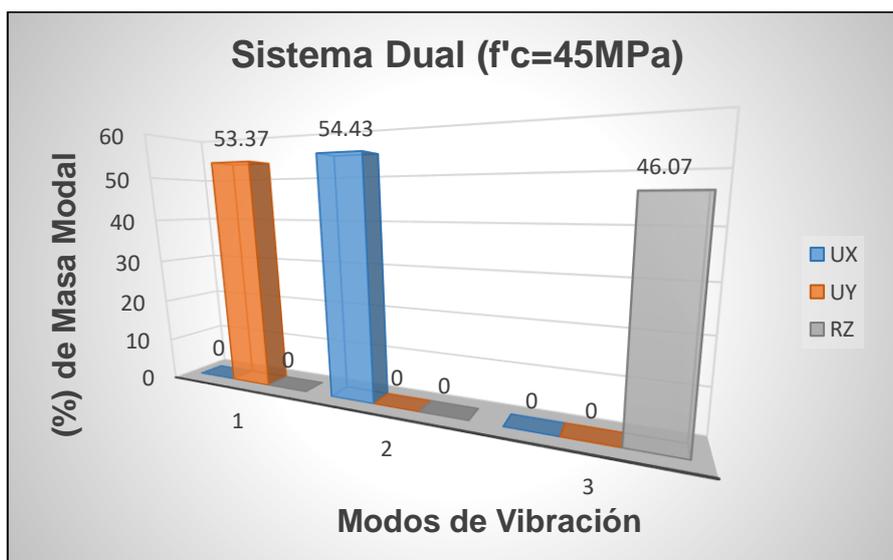
FIGURA 5.2 Modos de vibración con un $f'_c=28$ [MPa], (Edif. 15 pisos).



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Para el mismo edificio de 15 pisos destinado para departamentos, en la **figura 5.3** se presenta los modos de vibración, con la diferencia que el hormigón normal (HN), es sustituido por hormigón de alta resistencia (HAR).

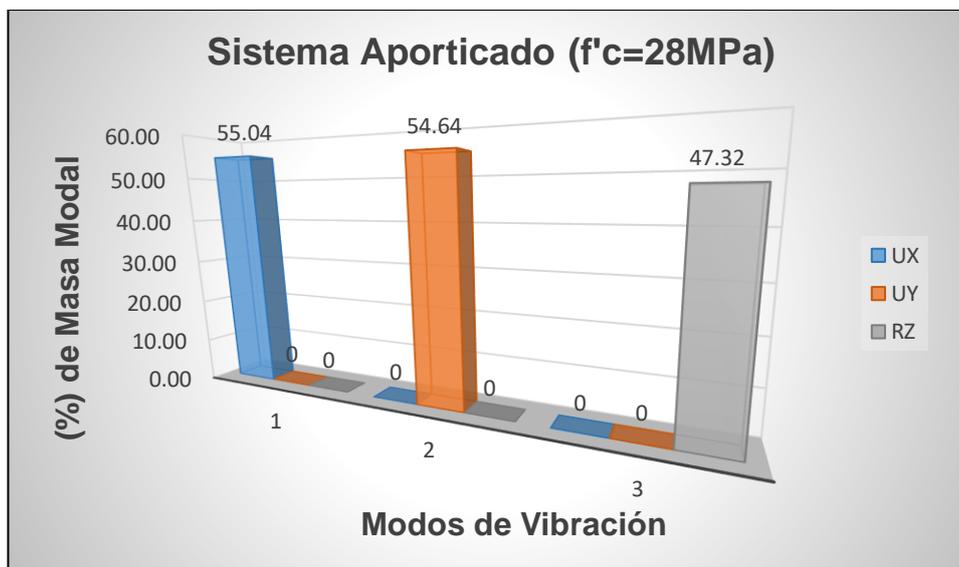
FIGURA 5.3 Modos de vibración con un $f'_c=45$ [MPa], (Edif. 15 pisos).



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

En la **figura 5.4**, se indican los modos de vibración para el edificio de 8 pisos destinado para oficinas con el uso de hormigón normal (HN), donde se observa que los dos modos predominantes son de traslación.

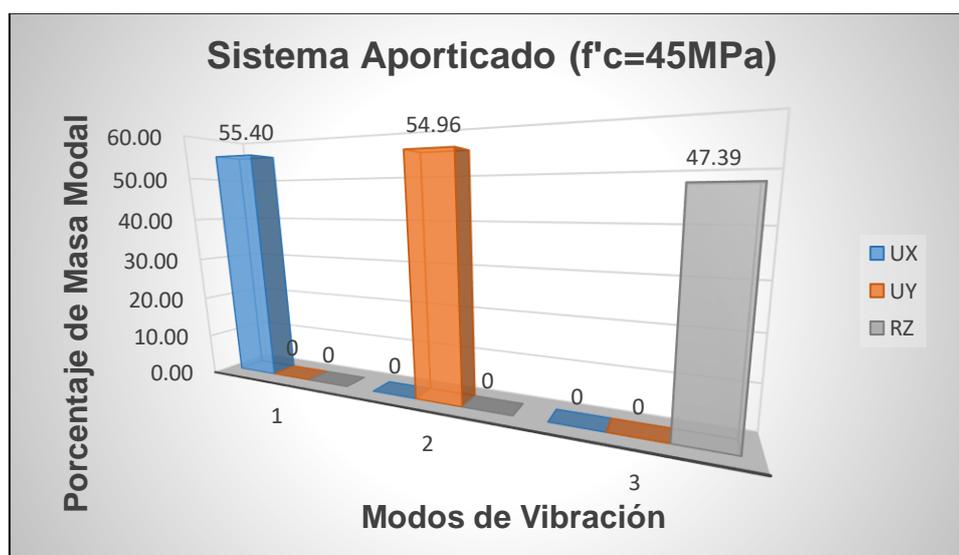
FIGURA 5.4 Modos de vibración con un $f'c=28$ [MPa], (Edif. 8 pisos).



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Para el edificio de 8 pisos con hormigón de alta resistencia (HAR), en la **figura 5.5** se presentan los siguientes modos de vibración.

FIGURA 5.5 Modos de vibración con un $f'c=45$ [MPa], (Edif. 8 pisos).



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

En la **tabla 5.2**, se detalla los modos de vibración de la estructura destinada para departamentos (Edif. 15 pisos), al igual que la estructura destinada para oficinas (Edif. 8 pisos), se puede observar que en los dos sistemas estructurales predominan los dos primeros modos de vibración los cuales corresponden a traslación.

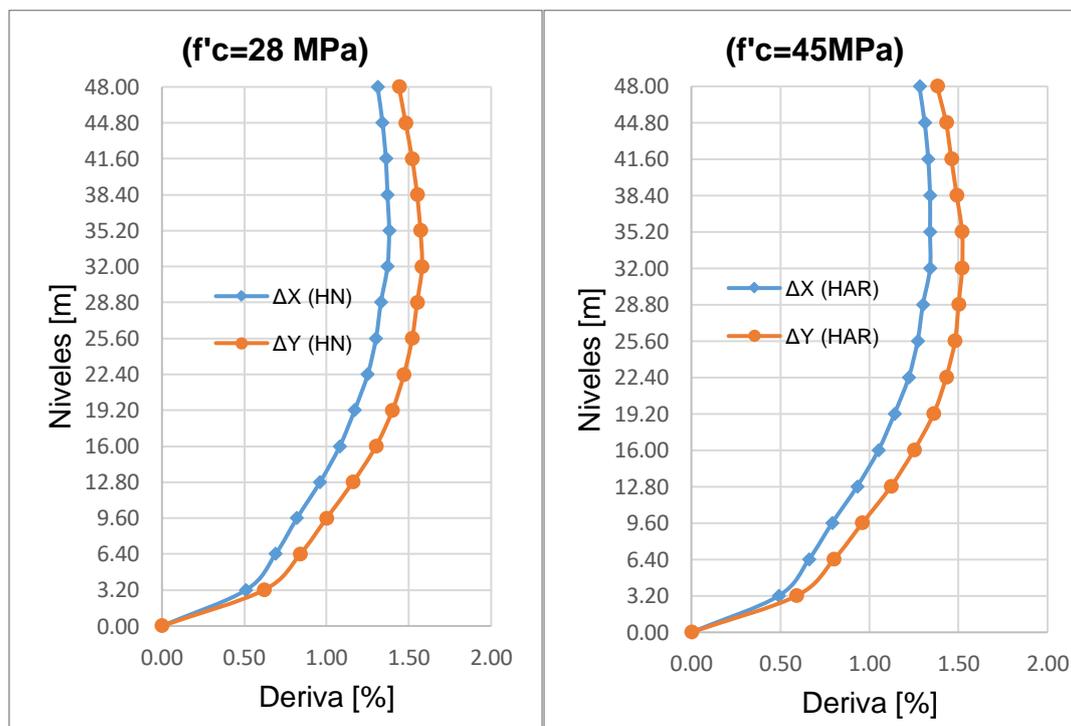
TABLA 5.2 Modos de vibración para cada edificación.

f'c [kg/cm ²]	Departamentos			Oficinas		
	UX [%]	UY [%]	RZ [%]	UX [%]	UY [%]	RZ [%]
280	0.00	54.69	0.00	55.04	0.00	0.00
	53.67	0.00	0.00	0.00	54.64	0.00
	0.00	0.00	46.50	0.00	0.00	47.32
450	0.00	54.43	0.00	55.40	0.00	0.00
	53.37	0.00	0.00	0.00	54.96	0.00
	0.00	0.00	46.07	0.00	0.00	47.39

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

5.2.1.3 Derivas de piso.

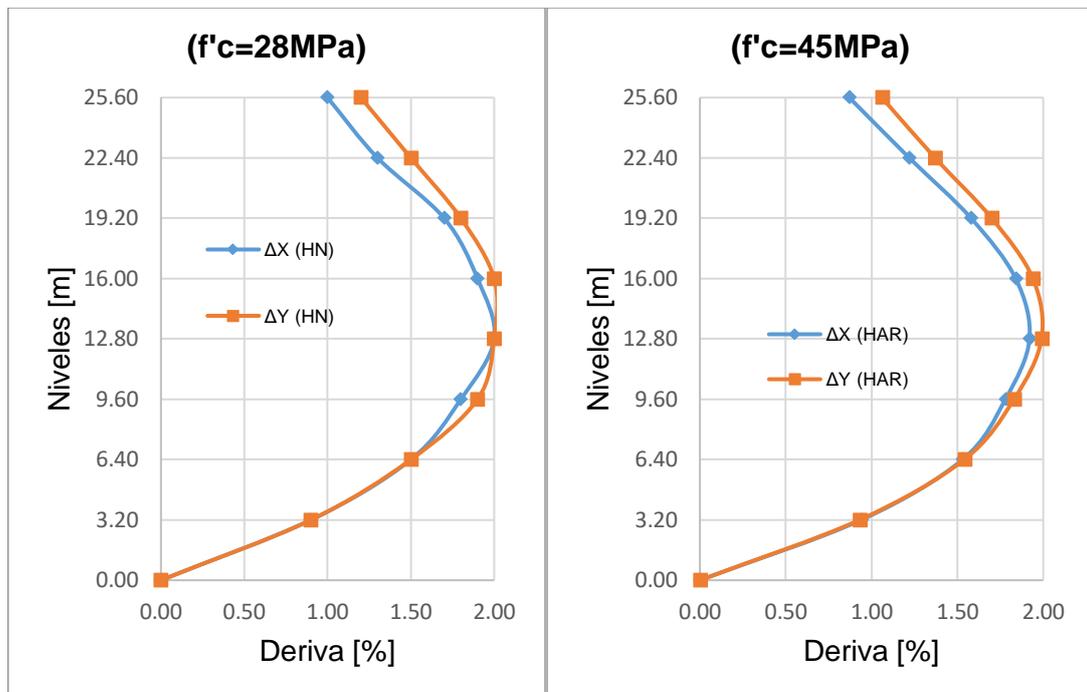
FIGURA 5.6 Valores de derivas máximas, (Edif. 15 pisos).



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

En la **figura 5.6**, se observa una comparación de las derivas máximas por piso, determinadas del análisis estructural con hormigón normal (HN) y hormigón de alta resistencia (HAR), para el edificio de 15 pisos.

FIGURA 5.7 Valores de derivas máximas, (Edif. 8 pisos).



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

En la **figura 5.7**, se presenta una comparación de las derivas máximas por piso, obtenidas del análisis estructural con hormigón normal (HN) y hormigón de alta resistencia (HAR), para el edificio de 8 pisos.

TABLA 5.3 Valores máximos de deriva en cada dirección.

f'c [kg/cm ²]	Departamentos		Oficinas	
	Deriva máx. X	Deriva máx. Y	Deriva máx. X	Deriva máx. Y
280	1.40	1.60	2.00	2.00
450	1.34	1.52	1.92	1.99

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

En la **figura 5.6** y **5.7**, se da a conocer las derivas por piso para cada uno de los sistemas estructurales, donde se observa los puntos más desfavorables o derivas máximas, para el edificio de departamentos los puntos críticos ocurren en la parte

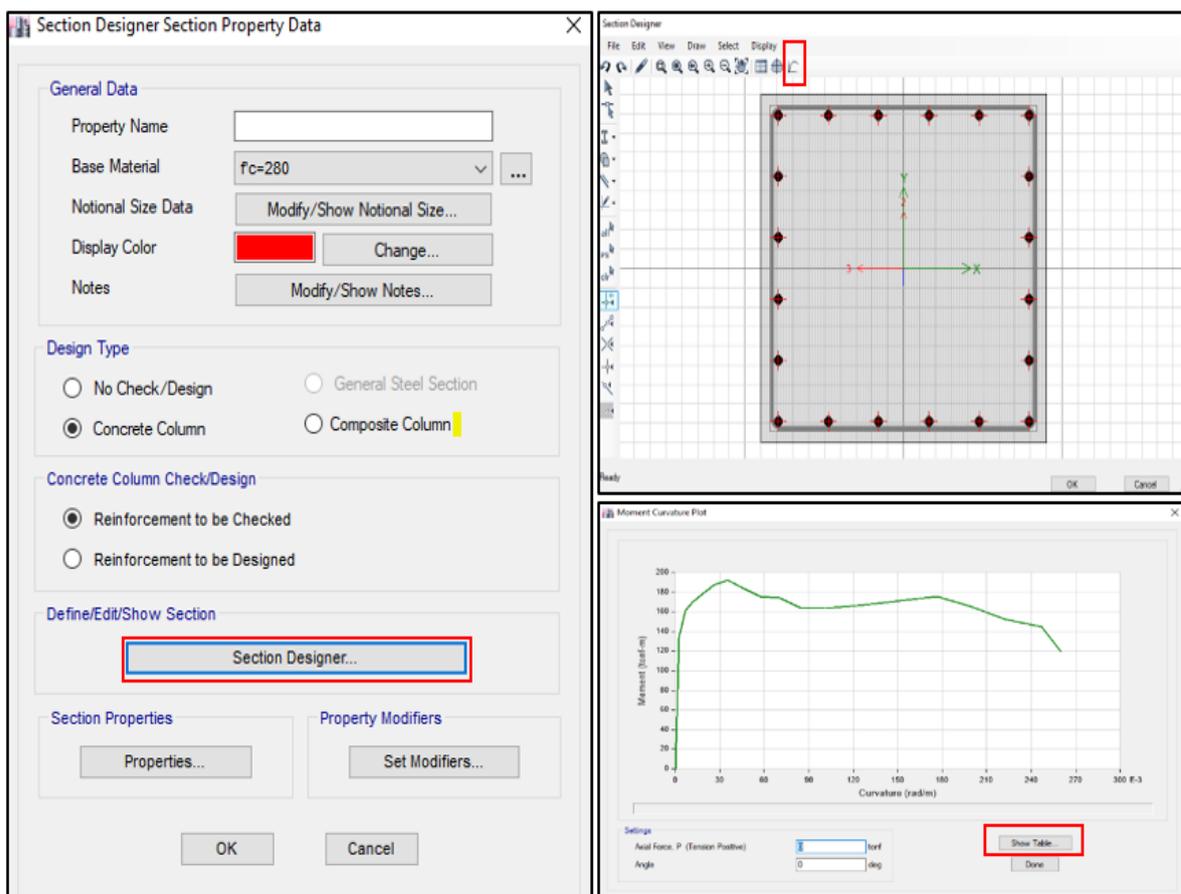
media, es decir en los niveles 9 y 10, en el edificio de oficina presenta sus puntos críticos en los niveles 4 y 5.

5.2.2 ANÁLISIS NO LINEAL.

5.2.2.1 Diagrama momento-curvatura.

Este diagrama se enfatiza en las deformaciones que presenta una sección, siendo donde interactúan los materiales que lo componen. El cálculo manual de este tipo de diagramas es desfavorable debido a que toma ciertas consideraciones, las cuales son muy complejas al momento de aplicar todas las variables para el cálculo, sin embargo, por medio del programa computacional Etabs®, se obtendrán los diagramas momento curvatura para los distintos elementos estructurales.

FIGURA 5.8 Selección de elementos y obtención del diagrama momento-curvatura.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Una vez ingresadas las cantidades de acero para los diferentes elementos estructurales, nos dirigimos a la pestaña *Define/Section Properties/Frame Sections*, donde al elemento estructural se le convertirá en *Section Designer*, como se muestra en la **figura 5.8**.

En los diagramas momentos curvatura, se determinan los rangos en los cuales trabajan los elementos de la estructura como son: el estado de fluencia, estado de servicio, control de daño y un estado final o estado último.

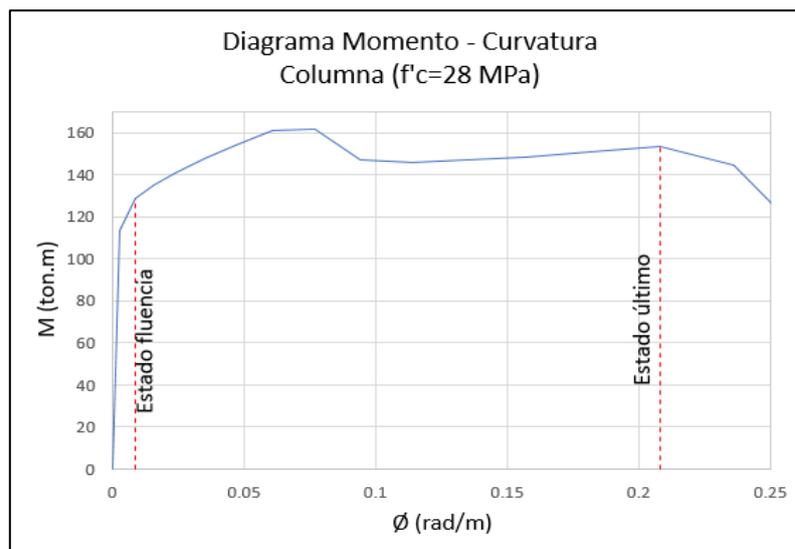
Este mismo proceso se realiza para cada uno de los elementos estructurales y al ser este un proceso interactivo el resultado final se ve reflejado en la curva de capacidad de la estructura. Para un mejor análisis, se presenta diagramas de momento-curvatura para una determinada columna, viga y muro, utilizando hormigón normal y hormigón de alta resistencia.

➤ **Edificio de departamentos.**

• **Columnas.**

Para una columna de sección (70x120) [cm], se puede observar en la siguiente figura los estados donde trabaja el elemento estructural con la aplicación de hormigón normal (HN).

FIGURA 5.9 Diagrama momento curvatura para una sección (70x120) [cm].



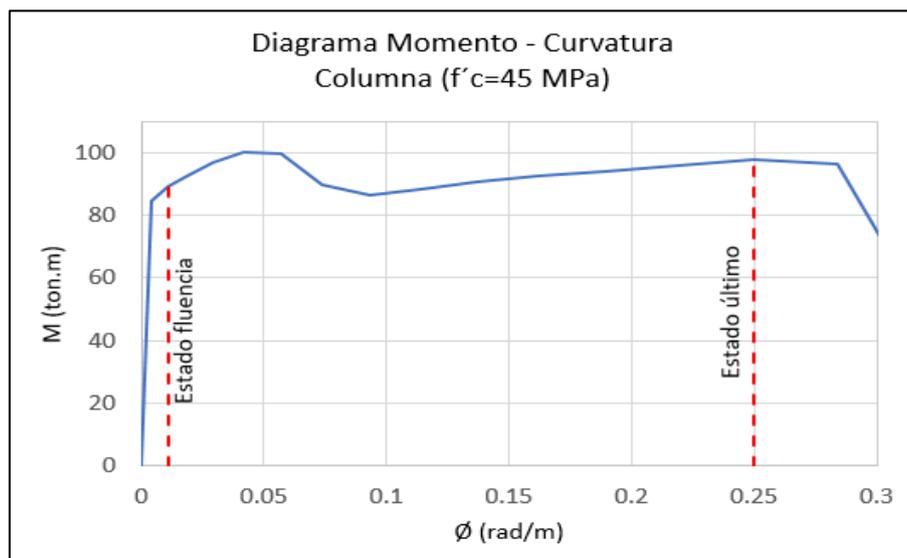
ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán

TABLA 5.4 Valores del diagrama momento-curvatura de sección (70x120) [cm].

Puntos	Momento	Curvatura
	[ton.m]	[rad/m]
1	0	0
2	113.48	0.00
3	128.73	0.01
4	134.99	0.02
5	140.79	0.02
6	147.72	0.04
7	154.18	0.05
8	161.16	0.06
9	161.91	0.08
10	147.04	0.09
11	146.06	0.11
12	146.89	0.14
13	148.63	0.16
14	150.93	0.18
15	153.62	0.21
16	144.51	0.24
17	107.03	0.27

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

En la **figura 5.10**, se observa los estados de fluencia y colapso del elemento estructural con un hormigón de alta resistencia (HAR).

FIGURA 5.10 Diagrama momento curvatura para una sección (60x110) [cm].

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

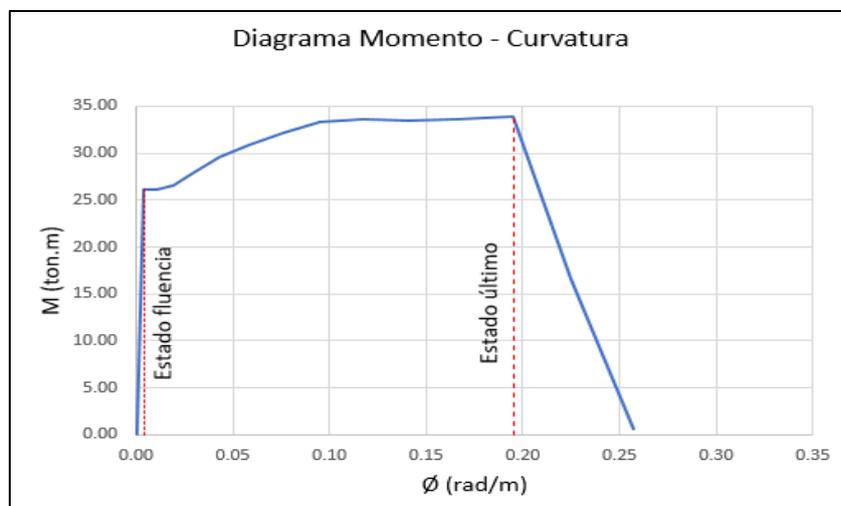
TABLA 5.5 Valores del diagrama momento-curvatura de sección (60x110) [cm].

Puntos	Momento	Curvatura
	[ton.m]	[rad/m]
1	0	0
2	84.44	0.00
3	89.12	0.01
4	92.6941	0.019
5	96.798	0.029
6	100.414	0.042
7	99.8465	0.057
8	90.0026	0.074
9	86.5667	0.093
10	88.2557	0.114
11	90.8661	0.137
12	92.5143	0.162
13	94.0596	0.189
14	95.8056	0.219
15	97.72	0.25
16	96.2783	0.284
17	72.2969	0.302

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- Vigas.

Para una viga del edificio de 15 pisos, el diagrama momento curvatura para las dos resistencias de hormigón, presentarán los mismos valores debido a que no cambia las dimensiones de la viga al igual que su acero longitudinal.

FIGURA 5.11 Diagrama momento curvatura para una sección (35x65) [cm].

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

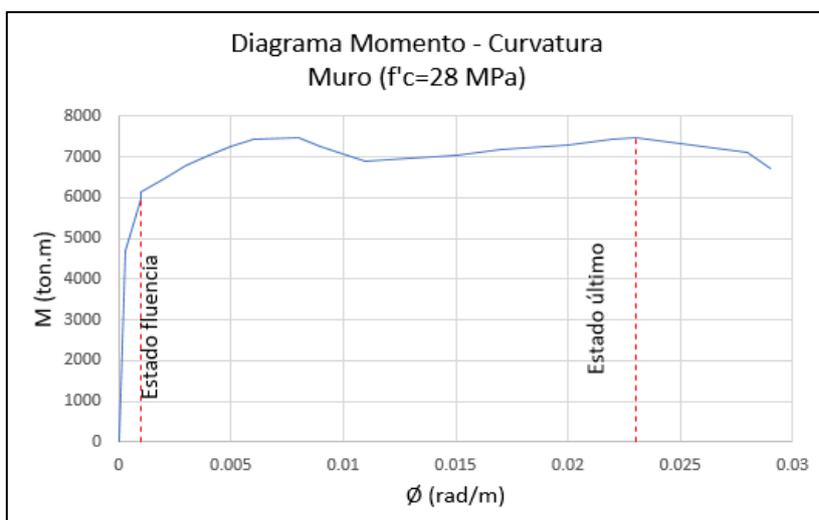
TABLA 5.6 Valores del diagrama momento-curvatura de sección (35x65) [cm].

Puntos	Momento	Curvatura
	[ton.m]	[rad/m]
1	0.00	0.00
2	26.17	0.00
3	26.08	0.01
4	26.59	0.02
5	27.99	0.03
6	29.56	0.04
7	30.87	0.06
8	32.16	0.08
9	33.31	0.10
10	33.58	0.12
11	33.49	0.14
12	33.63	0.17
13	33.92	0.20
14	16.55	0.23
15	0.65	0.26

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- **Muros.**

Un muro con una sección del cabezal (60x110) [cm] y sección del alma (30x490) [cm], presenta los siguientes estados donde trabaja el elemento estructural con hormigón normal (HN).

FIGURA 5.12 Diagrama momento curvatura para un muro con hormigón normal.

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

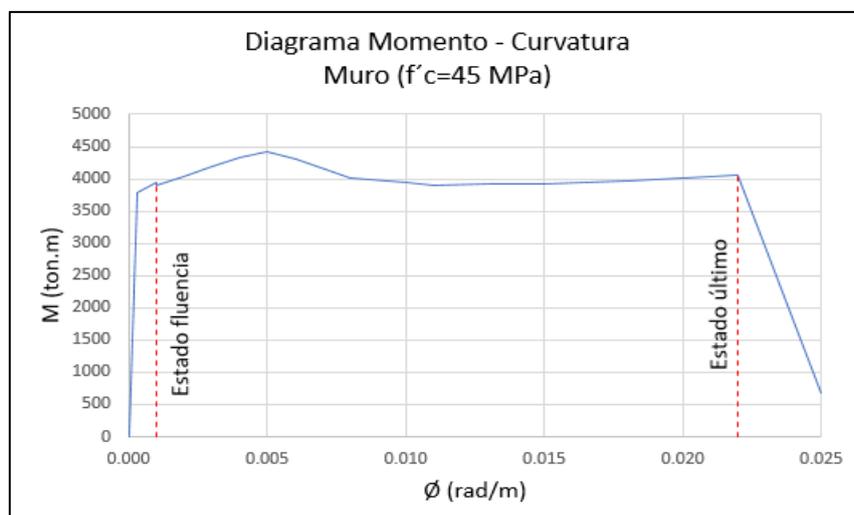
TABLA 5.7 Valores del diagrama momento-curvatura de la **figura 5.12**.

Puntos	Momento	Curvatura
	[ton.m]	[rad/m]
1	0	0
2	4701.17	0.0003
3	5956.77	0.00
4	6157.48	0.0010
5	6461.78	0.0020
6	6797.08	0.0030
7	7060.88	0.0040
8	7275.29	0.0050
9	7453.46	0.0060
10	7481.00	0.0080
11	7250.30	0.0090
12	6890.44	0.0110
13	6953.79	0.0130
14	7057.15	0.0150
15	7187.10	0.0170
16	7304.54	0.0200
17	7440.08	0.02
18	7473.00	0.02
19	7133.33	0.0280

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Muro de sección del cabezal (50x100) [cm] y sección del alma (30x500) [cm], presenta los estados de fluencia y colapso con hormigón de alta resistencia (HAR).

FIGURA 5.13 Diagrama momento curvatura para un muro con hormigón de alta resistencia.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán

TABLA 5.8 Valores del diagrama momento-curvatura de la **figura 5.13**.

Puntos	Momento	Curvatura
	[ton.m]	[rad/m]
1	0.00	0.0000
2	3788.57	0.0003
3	3937.94	0.00
4	3907.44	0.0010
5	4024.62	0.0020
6	4184.36	0.0030
7	4328.40	0.0040
8	4409.94	0.0050
9	4307.22	0.0060
10	4016.48	0.0080
11	3933.77	0.0100
12	3907.67	0.0110
13	3914.62	0.0130
14	3931.62	0.0150
15	3976.68	0.0180
16	4017.35	0.0200
17	4060.41	0.02
18	675.99	0.0250

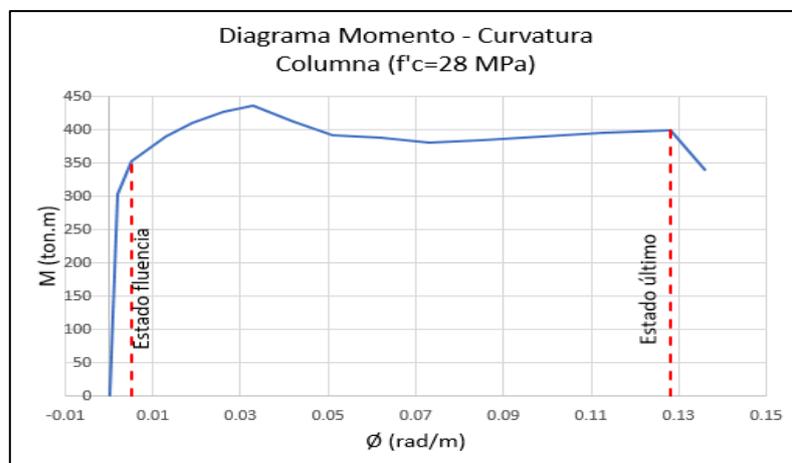
ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

➤ **Edificio de oficinas.**

- **Columnas.**

Para una columna de sección (120x120) [cm], presenta los siguiente estados donde trabaja este elemento estructural con el uso de hormigón normal (HN).

FIGURA 5.14 Diagrama momento curvatura para una sección (120x120) [cm].



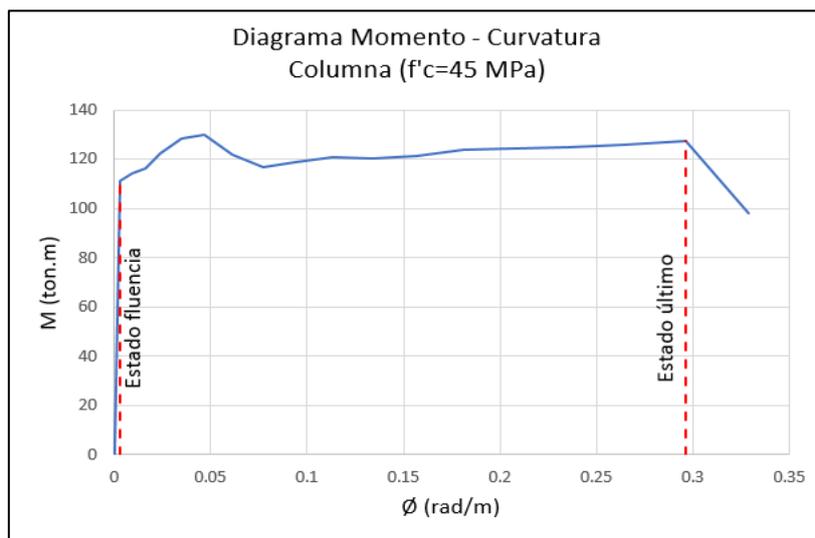
ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

TABLA 5.9 Valores del diagrama momento-curvatura de sección (70x120) [cm].

Puntos	Momento	Curvatura
	[ton.m]	[rad/m]
1	0	0
2	303.14	0.00
3	353.02	0.01
4	371.50	0.01
5	391.20	0.01
6	410.95	0.02
7	426.92	0.03
8	437.60	0.03
9	413.44	0.04
10	392.88	0.05
11	388.09	0.06
12	381.01	0.07
13	384.65	0.09
14	390.03	0.10
15	396.13	0.11
16	399.56	0.13
17	340.25	0.14

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Para una columna de sección (70x110) [cm], se describe los estados de fluencia y colapso con la aplicación de hormigón de alta resistencia (HAR).

FIGURA 5.15 Diagrama momento curvatura para una sección (70x110) [cm].

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

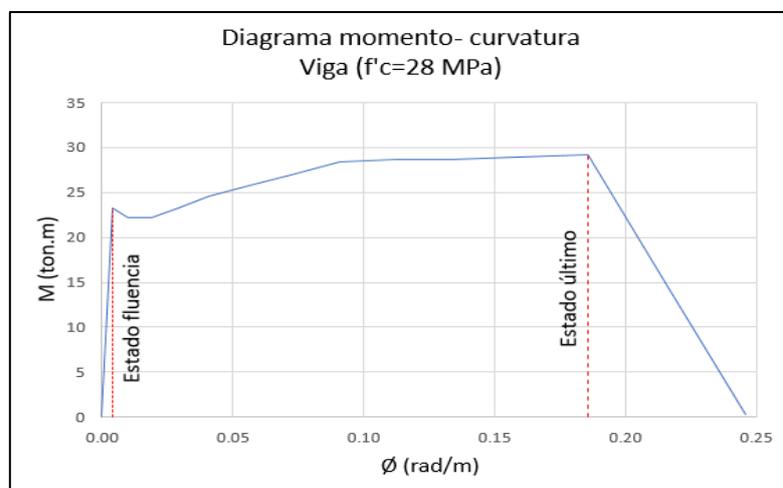
TABLA 5.10 Valores del diagrama momento-curvatura de sección (70x110) [cm].

Puntos	Momento	Curvatura
	[ton.m]	[rad/m]
1	0	0
2	110.96	0.00
3	114.10	0.01
4	116.35	0.02
5	122.41	0.02
6	128.24	0.04
7	129.88	0.05
8	122.03	0.06
9	116.87	0.08
10	118.53	0.09
11	120.70	0.11
12	120.23	0.13
13	121.51	0.16
14	123.70	0.18
15	124.23	0.21
16	124.68	0.24
17	125.80	0.26
18	127.26	0.30
19	98.05	0.33

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

- Vigas

Para una viga de sección (40x60) [cm], presenta los siguientes estados de fluencia y colapso con un hormigón normal (HN).

FIGURA 5.16 Diagrama momento curvatura para una sección (40x60) [cm].

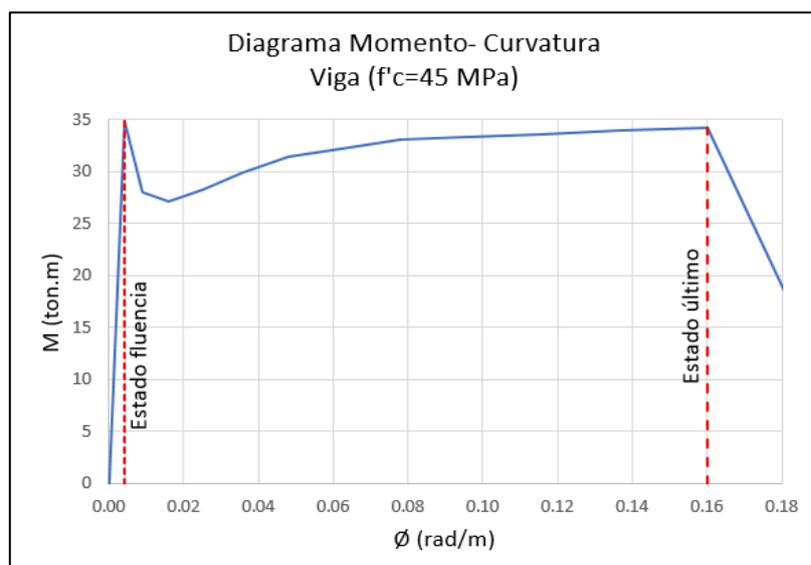
ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

TABLA 5.11 Valores del diagrama momento-curvatura de sección (40x60) [cm]

Puntos	Momento	Curvatura
	[ton.m]	[rad/m]
1	0.00	0.00
2	23.19	0.00
3	22.16	0.01
4	22.22	0.02
5	23.22	0.03
6	24.53	0.04
7	25.71	0.06
8	27.00	0.07
9	28.34	0.09
10	28.60	0.11
11	28.64	0.13
12	28.87	0.16
13	29.20	0.19
14	15.01	0.22
15	0.27	0.25

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán

Para una viga de sección (40x70) [cm], se puede apreciar un estado de fluencia y colapso, como se observa en la **figura 5.17** con un hormigón de alta resistencia.

FIGURA 5.17 Diagrama momento curvatura para una sección (40x70) [cm].

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

TABLA 5.12 Valores del diagrama momento-curvatura de sección (40x70) [cm].

Puntos	Momento	Curvatura
	[ton.m]	[rad/m]
1	0.00	0.00
2	34.86	0.00
3	28.02	0.01
4	27.15	0.02
5	28.22	0.03
6	29.85	0.04
7	31.48	0.05
8	32.23	0.06
9	33.09	0.08
10	33.31	0.10
11	33.59	0.12
12	33.90	0.14
13	34.25	0.16
14	15.14	0.19

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Como se puede observar en los diagramas momento-curvatura, para diferentes elementos estructurales, se presenta un punto de fluencia, donde el elemento estructural recupera su estado después de una acción sísmica, también presenta un estado último, donde el elemento estructural ya no trabaja y se considera un estado de colapso, en el rango que existe entre estos dos estados se encuentra el estado de servicio y control de daños.

5.2.2.2 Curva de capacidad.

La curva de capacidad, es el resultado del comportamiento de manera conjunta de todos los elementos estructurales, los cuales están descritos mediante el diagrama momento-curvatura.

Mediante el uso del software computacional Etabs® se han logrado obtener las curvas de capacidad, además de un proceso de bilinealización como menciona el ASCE/SEI 41-17, que permite obtener la ductilidad que presenta cada estructura para una demanda sísmica, cuyo periodo de retorno es de 475 años.

Para un $f'c=280$ [kg/cm²].

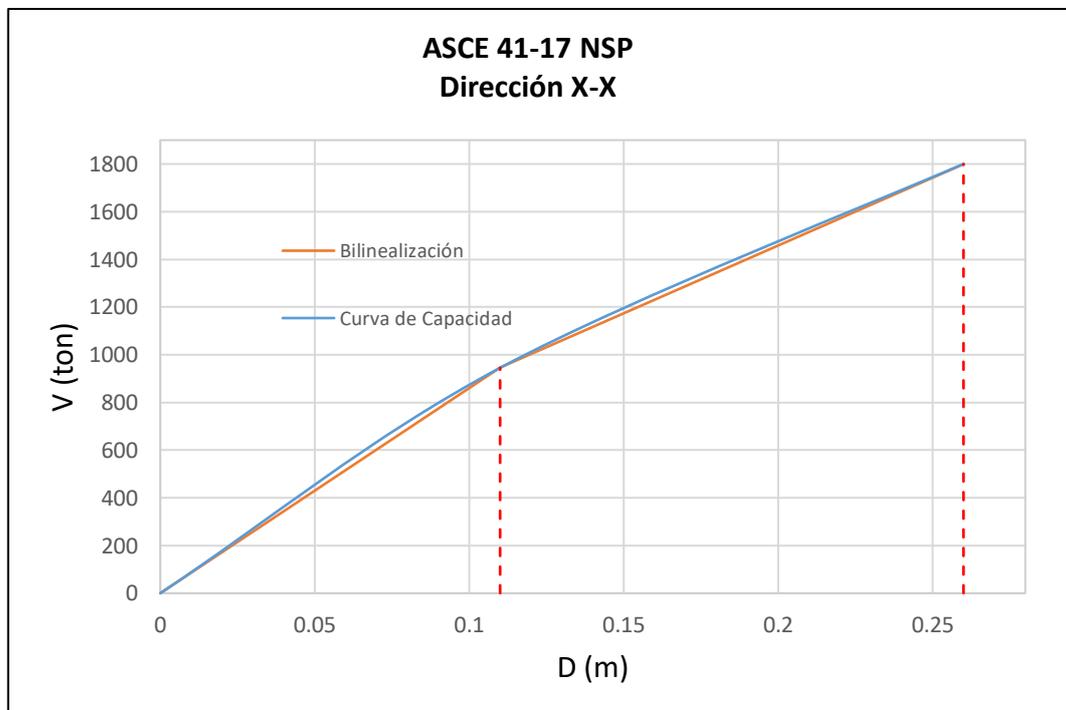
TABLA 5.13 Ductilidad del edificio de departamentos con HN, (Edif. 15 pisos).

Dirección		X-X	Y-Y
Desplazamiento último.	du (m)	0.26	0.28
	Vu (ton)	1799.25	1833.89
Punto de fluencia.	dy (m)	0.11	0.15
	Vy (ton)	945.18	1299.86
Ductilidad de la estructura.	μ	2.36	1.87

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

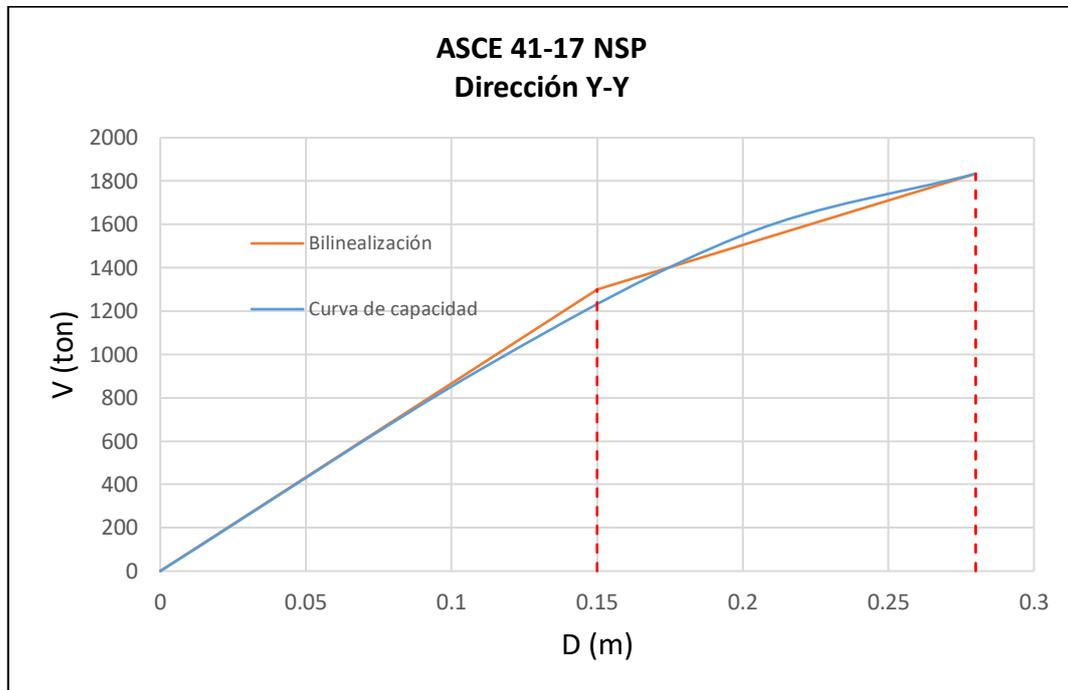
En la **tabla 5.13**, se indica la ductilidad del edificio de 15 pisos con hormigón normal de acuerdo con el procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17, mediante la utilización del programa computacional Etabs®, se obtuvo los resultados descritos en las **figuras 5.18 y 5.19**.

FIGURA 5.18 Procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17 con HN, (Edif. 15 pisos), sentido X-X.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

FIGURA 5.19 Procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17 con HN, (Edif. 15 pisos), sentido Y-Y.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Para un $f'c=450$ [kg/cm²].

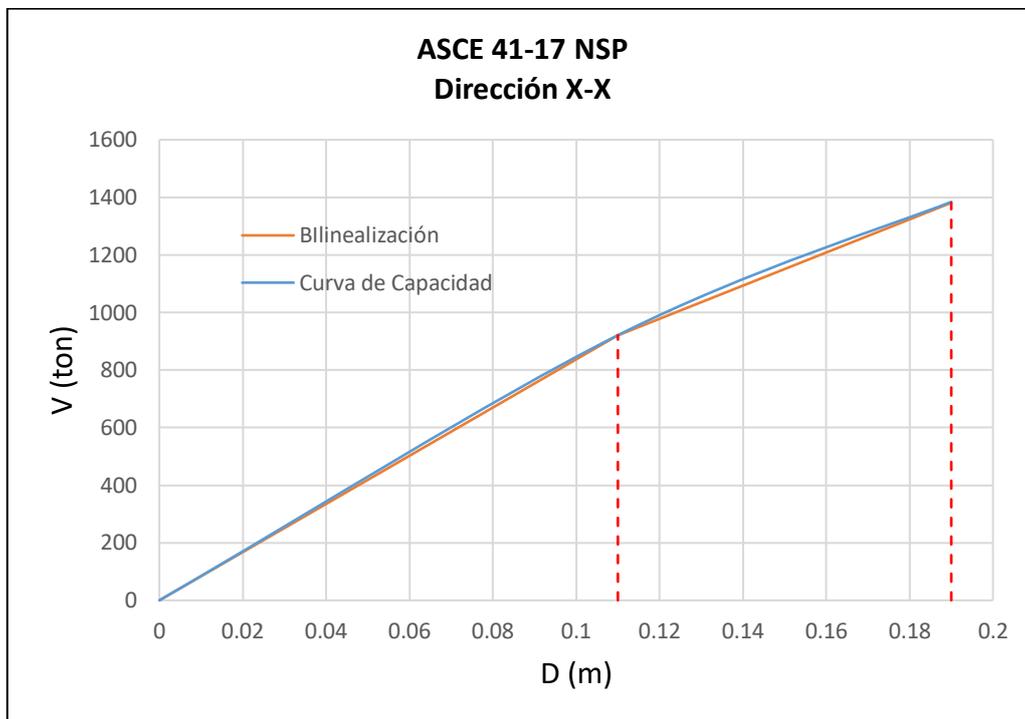
TABLA 5.14 Ductilidad del edificio de departamentos con HAR, (Edif. 15 pisos).

Dirección		X-X	Y-Y
Desplazamiento último	Du (m)	0.19	0.17
	Vu (ton)	1381.13	1396.14
Punto de fluencia	Dy (m)	0.11	0.09
	Vy (ton)	921.00	803.05
Ductilidad de la estructura	μ	1.73	1.89

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

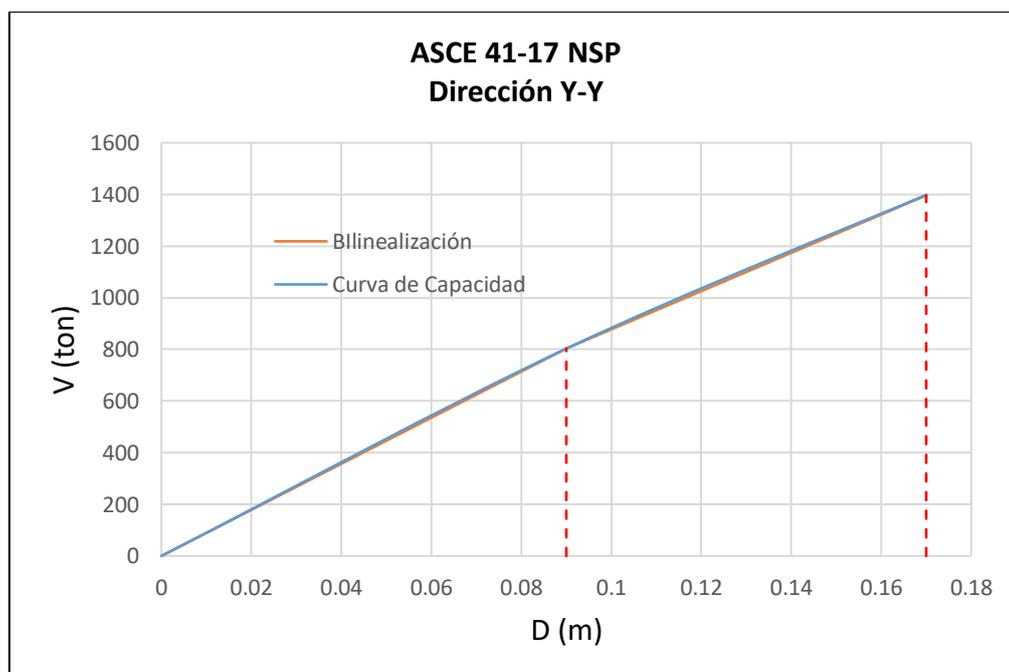
Mediante la **tabla 5.14**, se presenta la ductilidad de la estructura en cada dirección para el edificio de 15 pisos con hormigón de alta resistencia de acuerdo con el procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17, mediante la utilización del programa computacional Etabs®, se obtuvo los resultados descritos en las **figuras 5.20 y 5.21**.

FIGURA 5.20 Procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17 con HAR, (Edif. 15 pisos), sentido X-X.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

FIGURA 5.21 Procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17 con HAR, (Edif. 15 pisos), sentido Y-Y.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

➤ **Edificio de Oficinas.**

Para un $f'c=280$ [kg/cm²].

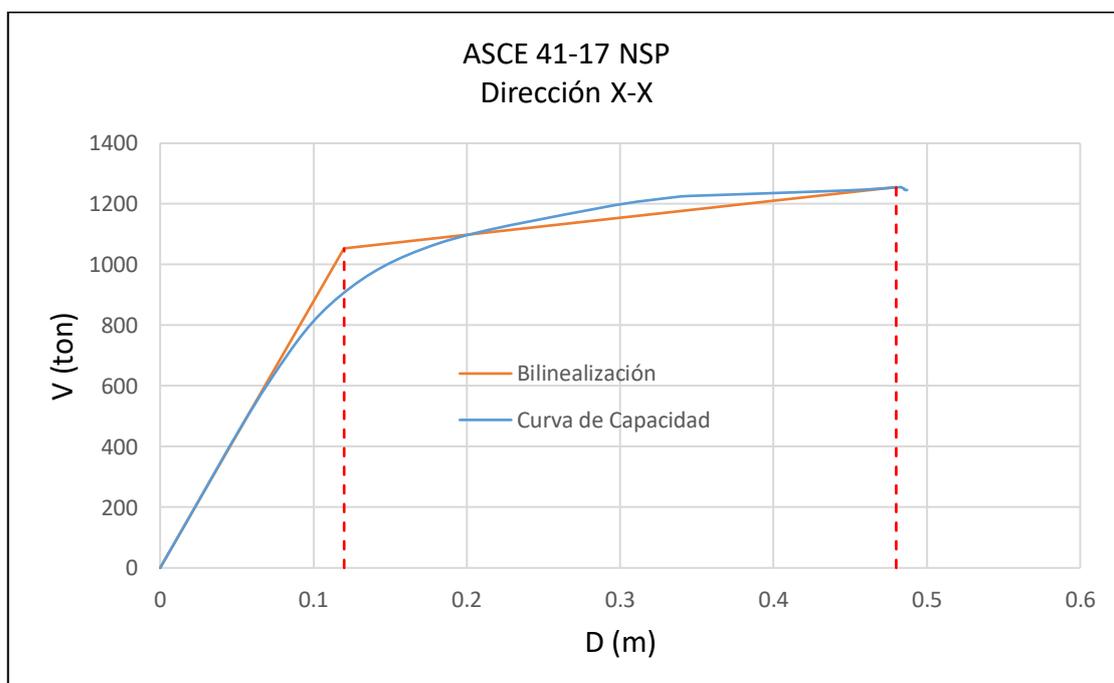
TABLA 5.15 Ductilidad del edificio de oficinas con HN, (Edif. 8 pisos).

Dirección		X-X	Y-Y
Desplazamiento último	Du (m)	0.48	0.36
	Vu (ton)	1255.46	1310.40
Punto de fluencia	Dy (m)	0.12	0.11
	Vy (ton)	1053.22	1087.50
Ductilidad de la estructura	μ	4.00	3.27

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

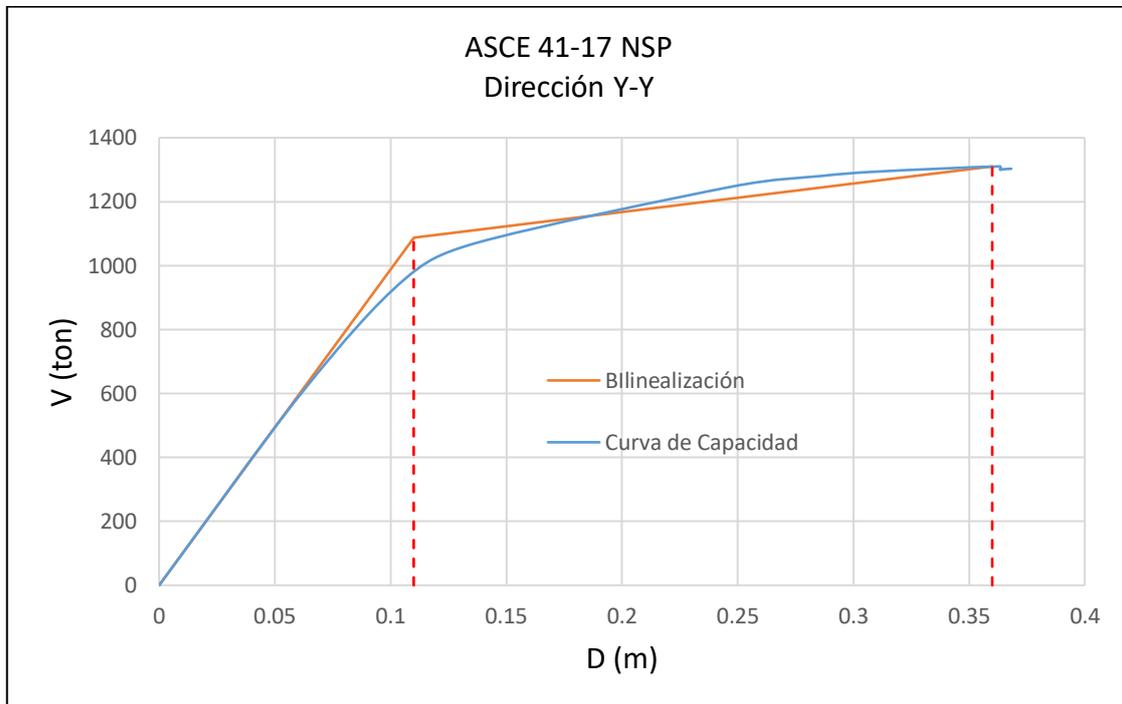
En la **tabla 5.15**, se muestra la ductilidad de la estructura en cada dirección para el edificio de 8 pisos con hormigón normal de acuerdo al procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17, mediante la utilización del programa computacional Etabs®, se obtuvo los resultados descritos en las **figuras 5.22** y **5.23**.

FIGURA 5.22 Procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17 con HN, (Edif. 8 pisos), sentido X-X.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

FIGURA 5.23 Procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17 con HN, (Edif. 8 pisos), sentido Y-Y.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Para un $f'c=450$ [kg/cm²]

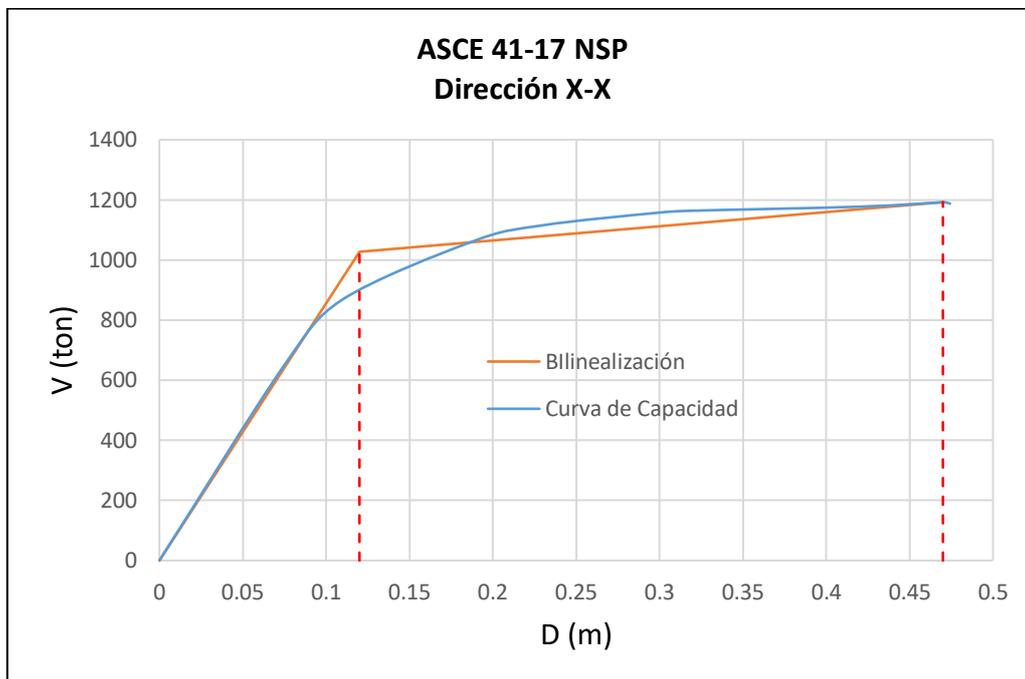
TABLA 5.16 Ductilidad del edificio de oficinas con HAR, (Edif. 8 psiso).

Dirección		X-X	Y-Y
Desplazamiento último	Du (m)	0.47	0.36
	Vu (ton)	1192.45	1216.78
Punto de fluencia	Dy (m)	0.12	0.11
	Vy (ton)	1027.86	1061.85
Ductilidad de la estructura	μ	3.92	3.27

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

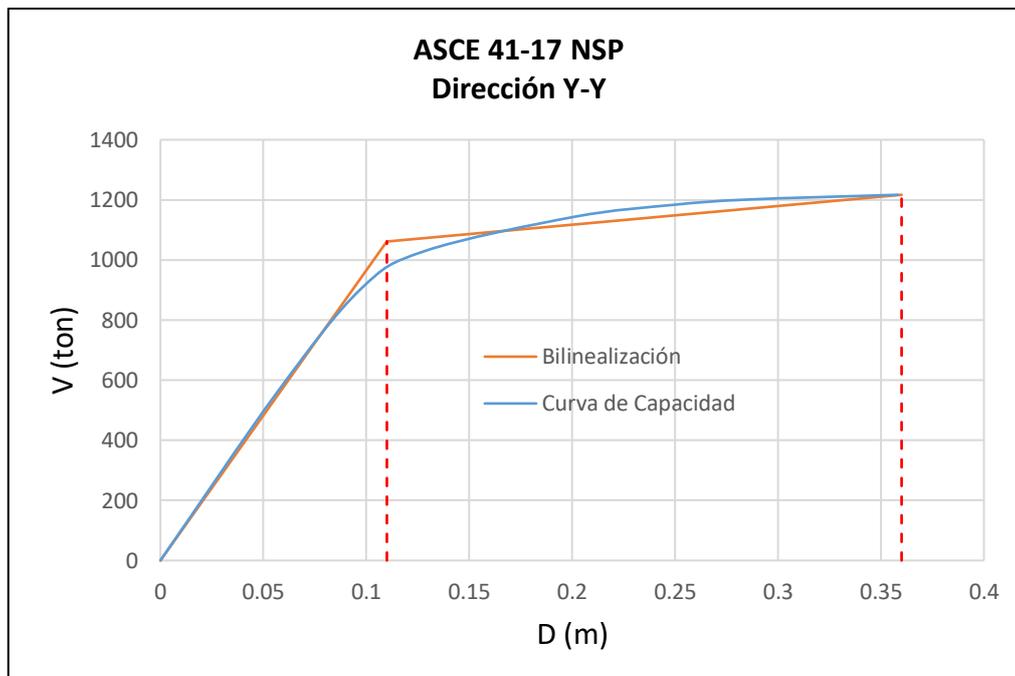
Mediante la **tabla 5.16**, se presenta la ductilidad de la estructura en cada dirección para el edificio de 8 pisos con hormigón de alta resistencia de acuerdo con el procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17, mediante la utilización del programa computacional Etabs®, donde se obtuvo los resultados descritos en las **figuras 5.24 y 5.25**.

FIGURA 5.24 Procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17 con HAR, (Edif. 8 pisos), sentido X-X.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

FIGURA 5.25 Procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17 con HAR, (Edif. 8 pisos), sentido Y-Y.

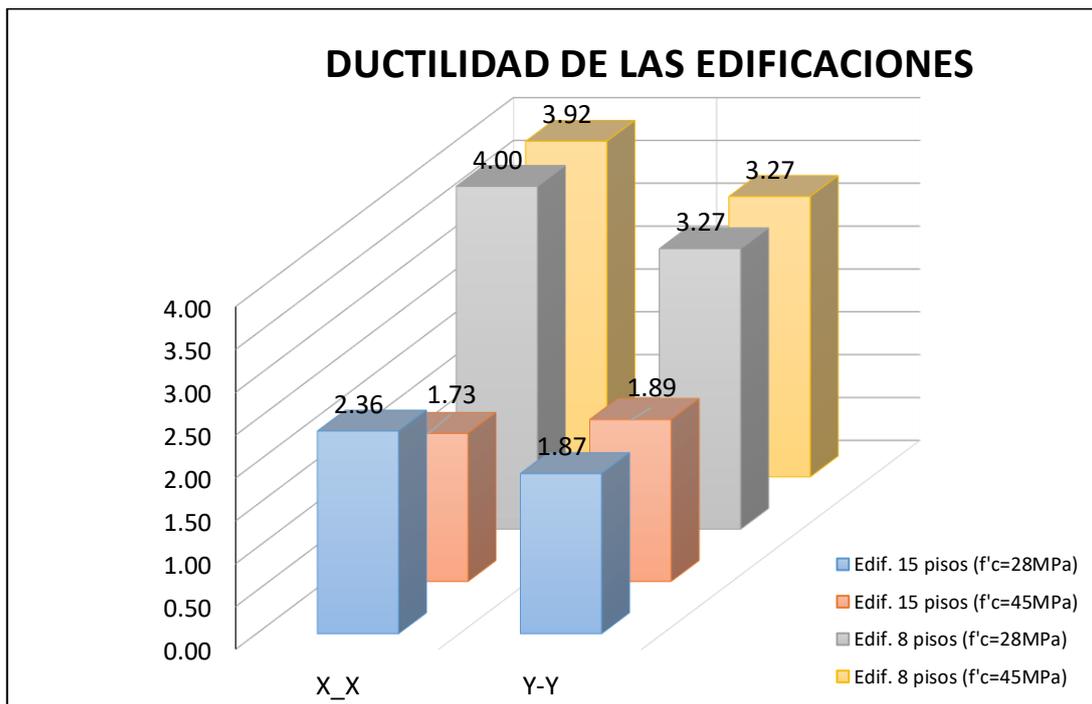


ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Mediante el procedimiento propuesto por el ASCE/SEI 41-17, se realizó la bilinealización de la curva de capacidad para cada estructura ante una demanda sísmica de diseño, dándonos como resultado la ductilidad para cada sistema estructural.

En la **tabla 5.26** se presenta una comparación de ductilidades.

FIGURA 5.26 Ductilidad de los sistemas estructurales.



ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

El hormigón de alta resistencia hace que las estructuras presenten un leve decaimiento de ductilidad, haciendo que la estructura disminuya su capacidad de disipar energía ante la presencia de cargas laterales.

5.3 DISEÑO ESTRUCTURAL (VARIACIONES).

5.3.1 VIGAS.

En la **tabla 5.17** y **5.18**, se indican las secciones finales para las vigas de los dos edificios, los mismos que están analizados con un hormigón normal (HN) y un hormigón de alta resistencia (HAR).

TABLA 5.17 Comparación de secciones finales de vigas, (Edif. 15 pisos).

Edificio de departamentos				
f'c [kg/cm²] =	280		450	
Niveles	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Nv. +48.00	30x65	35x65	30x65	35x65
Nv. +44.80	30x65	35x65	30x65	35x65
Nv. +41.60	30x65	35x65	30x65	35x65
Nv. +38.40	30x65	35x65	30x65	35x65
Nv. +35.20	30x65	35x65	30x65	35x65
Nv. +32.00	30x65	35x65	30x65	35x65
Nv. +28.80	35x65	40x65	35x65	40x65
Nv. +25.60	35x65	40x65	35x65	40x65
Nv. +22.40	35x65	40x65	35x65	40x65
Nv. +19.20	35x65	40x65	35x65	40x65
Nv. +16.00	35x65	40x65	35x65	40x65
Nv. +12.80	35x65	40x65	35x65	40x65
Nv. +9.60	35x65	40x65	35x65	40x65
Nv. +6.40	35x65	40x65	35x65	40x65
Nv. +3.20	35x65	40x65	35x65	40x65
Nv. +0.00	40x60	40x60	40x60	40x60
Nv. -3.20	40x60	40x60	40x60	40x60
Nv. -6.40	40x60	40x60	40x60	40x60

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

TABLA 5.18 Comparación de secciones finales de vigas, (Edif. 8 pisos).

Edificio de oficinas				
f'c [kg/cm²] =	280		450	
Niveles	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Nv. +25.60	40x65	40x65	40x65	40x65
Nv. +22.40	40x65	40x65	40x65	40x65
Nv. +19.20	40x65	40x65	40x65	40x65
Nv. +16.00	40x65	40x65	40x65	40x65
Nv. +12.80	40x65	40x65	40x65	40x65
Nv. +9.60	40x70	40x70	40x70	40x70
Nv. +6.40	40x70	40x70	40x70	40x70
Nv. +3.20	40x70	40x70	40x70	40x70
Nv. +0.00	40x60	40x60	40x60	40x60
Nv. -3.20	40x60	40x60	40x60	40x60

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Según las **tablas 5.17 y 5.18**, las secciones de vigas para los dos edificios no tienen un cambio de dimensión notable al usar hormigón normal (HN) y hormigón de alta resistencia (HAR), esto se debe a que el hormigón de alta resistencia actúa mejor en elementos a flexo-compresión y compresión, como es el caso de columnas.

5.3.2 COLUMNAS.

Como se puede observar en las **tablas 5.19 y 5.20**, las dimensiones de las columnas para los dos edificios se reducen con el uso de hormigón de alta resistencia, además de ir reduciendo la sección a medida que se aumenta en elevación la estructura, esto sucede debido a que las columnas de pisos inferiores soportan más carga axial, que las columnas de pisos superiores.

TABLA 5.19 Comparación de secciones finales de columnas, (Edif. 15 pisos).

Edificio de departamentos				
f'c [kg/cm ²] =	280		450	
Niveles	16 columnas	8 columnas	16 columnas	8 columnas
Nv. +48.00	70x70	50x100	60x60	45x90
Nv. +44.80	70x70	50x100	60x60	45x90
Nv. +41.60	70x70	50x100	60x60	45x90
Nv. +38.40	70x70	50x100	60x60	45x90
Nv. +35.20	70x70	50x100	60x60	45x90
Nv. +32.00	70x70	50x100	60x60	45x90
Nv. +28.80	80x80	60x110	70x70	50x100
Nv. +25.60	80x80	60x110	70x70	50x100
Nv. +22.40	80x80	60x110	70x70	50x100
Nv. +19.20	80x80	60x110	70x70	50x100
Nv. +16.00	80x80	60x110	70x70	50x100
Nv. +12.80	80x80	60x110	70x70	50x100
Nv. +9.60	90x90	70x120	80x80	60x110
Nv. +6.40	90x90	70x120	80x80	60x110
Nv. +3.20	90x90	70x120	80x80	60x110
Nv. +0.00	90x90	70x120	80x80	60x110
Nv. -3.20	90x90	70x120	80x80	60x110
Nv. -6.40	90x90	70x120	80x80	60x110

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán

Este tipo de elementos presentan ciertos criterios de aceptación para realizar un cambio de sección en elevación, ya que la relación no debe ser de mayor a 1:6, además de un buen confinamiento ya que las columnas son indispensables al momento de resistir carga vertical o axial.

TABLA 5.20 Comparación de secciones finales de columnas, (Edif. 8 pisos).

Edificio de departamentos				
f'c [kg/cm ²] =	280		450	
Niveles	16 columnas	8 columnas	16 columnas	8 columnas
Nv. +25.60	70x110	110x110	60x100	100x100
Nv. +22.40	70x110	110x110	60x100	100x100
Nv. +19.20	70x110	110x110	60x100	100x100
Nv. +16.00	70x110	110x110	60x100	100x100
Nv. +12.80	70x110	110x110	60x100	100x100
Nv. +9.60	80x120	120x120	70x110	110x110
Nv. +6.40	80x120	120x120	70x110	110x110
Nv. +3.20	80x120	120x120	70x110	110x110
Nv. +0.00	80x120	120x120	70x110	110x110
Nv. -3.20	80x120	120x120	70x110	110x110

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

5.3.3 MUROS.

Siendo el edificio de 15 pisos (departamentos) el único que presente muros de corte, el cambio de sección en elevación de sus cabezales no debe ser mayor a la relación 1:6 como en columnas, a medida que la cara de los cabezales disminuyan el alma del muro aumentara, esta dimensión va a depender de la cantidad de sección transversal que se reduzca en los cabezales. Por otro lado, el cambio de espesor del muro no varía significativamente, ya que estos elementos son los que van a soportar la mayor carga lateral.

Este tipo de elementos estructurales ayudan a que las secciones de las columnas disminuyan, tomando en cuenta que las columnas son absolutamente necesarias a la hora de resistir carga vertical.

5.4 ANÁLISIS DE COSTO - BENEFICIO DEL USO DE HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA / HORMIGÓN NORMAL.

Se presentan las tablas en las cuales se puede apreciar los volúmenes, porcentajes y costos, para cada edificación con el uso de hormigón normal (HN), y hormigón de alta resistencia (HAR), las cuales estarán en función del acero y del hormigón.

5.4.1 VOLÚMENES DE OBRA.

El edificio destinado para departamentos (Edif. 15 pisos) presenta un ahorro en la cantidad de hormigón, debido al uso del hormigón de alta resistencia, ya que permite la reducción de secciones principalmente en columnas, lo mismo ocurre con el acero como se indica en la **tabla 5.21**.

TABLA 5.21 Comparación de volúmenes de obra, (Edif. 15 pisos).

Elementos	Cantidad de Hormigón [m ³]			Cantidad de Acero [Kg]		
	Edif. HN	Edif. HAR	Ahorro [%]	Edif. HN	Edif. HAR	Ahorro [%]
Vigas	736.87	748.18	-1.5%	153060.00	151652.00	1%
Columnas	302.59	234.62	22.5%	271344.00	238264.00	12%
Diafragmas	1376.64	1253.38	9%	311986.00	265194.00	15%
Losa	1423.22	1423.22	0%	8931.00	9099.00	-2%
TOTAL	2416.10	2236.18	7.4%	736390.00	655110.00	11%

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

El edificio destinado para oficinas (Edif. 8 pisos) de igual forma presenta un ahorro en la cantidad de hormigón, debido al uso del hormigón de alta resistencia, ya que permite la reducción de secciones principalmente en columnas, lo mismo ocurre con el acero como se indica en la **tabla 5.22**.

TABLA 5.22 Comparación de volúmenes de obra, (Edif. 8 pisos).

Elementos	Cantidad de Hormigón [m ³]			Cantidad de Acero [Kg]		
	Edif. HN	Edif. HAR	Ahorro [%]	Edif. HN	Edif. HAR	Ahorro [%]
Vigas	625.46	635.28	-2%	100942.00	105352.00	-4%
Columnas	782.08	633.60	19%	253768.00	162104.00	36%
Losa	1154.80	1154.80	0%	5828.00	5828.00	0%
TOTAL	1407.54	1268.88	10%	354710.00	267456.00	25%

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Se concluye que, al analizar las estructuras con hormigón de alta resistencia versus hormigón normal, se presenta un ahorro significativo en las cantidades de acero y hormigón en columnas más no en vigas.

5.4.2 CUANTIFICACIÓN DE MATERIALES.

En la **tabla 5.23** y **5.24**, se presenta la cantidad de material presente en cada uno de los elementos estructurales, los mismos que han sido diseñados con hormigón armado. El edificio de 15 pisos destinado para departamentos y el edificio de 8 pisos destinado para oficinas, han sido analizados con un hormigón normal (HN) y un hormigón de alta resistencia (HAR).

TABLA 5.23 Cantidades de material – Edificio de departamentos (Edif. 15 pisos).

CANTIDADES DE MATERIALES													
No.	Concepto	Acero			Hormigón			Acero			Hormigón		
		fy = 4200 [kg/cm ²]			f'c = 280 [kg/cm ²]			fy = 4200 [kg/cm ²]			f'c = 450 [kg/cm ²]		
		[kg]	Niveles	Total	[m ³]	niveles	Total	[kg]	Niveles	Total	[m ³]	Niveles	Total
1	VIGAS	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Nivel: N10 - N15	7950.0	6	47700.0	34.9	6	209.3	7823.3	6	46940.0	35.4	6	212.6
	Nivel: N4 - N9	8390.0	6	50340.0	39.6	6	237.4	8288.0	6	49728.0	40.3	6	241.8
	Nivel: Sub2 - N3	9170.0	6	55020.0	48.4	6	290.2	18328.0	6	54984.0	49	6	293.8
	Sub-total			153060.0			736.9	Sub-total		151652.0			748.2
2	COLUMNAS	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Nivel: N10 - N15	10369.3	6	62216.0	12.7	6	76.0	9746.7	6	58480.0	9.8	6	58.8
	Nivel: N4 - N9	15436.0	6	92616.0	16.6	6	99.8	13217.3	6	79304.0	12.7	6	76.0
	Nivel: Sub2 - N3	19418.7	6	116512.0	21.1	6	126.7	16746.7	6	100480.0	16.6	6	99.8
	Sub-total			271344.0			302.6	Sub-total		238264.0			234.6
3	DIAFRAGMAS	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Nivel: N10 - N15	10279.0	6	61674.0	61.9	6	371.1	8141.0	6	48846.0	56.3	6	337.7
	Nivel: N4 - N9	17475.0	6	104850.0	76.2	6	457.4	14548.3	6	87290.0	69.2	6	415.1
	Nivel: Sub2 - N3	24243.7	6	145462.0	91.4	6	548.2	21509.7	6	129058.0	83.4	6	500.6
	Sub-total			311986.0			1376.6	Sub-total		265194.0			1253.4
4	LOSAS	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Nivel: Terraza	429	1	429	69.4	1	69.4	429	1	429	69.4	1	69.4
	Nivel: Planta Tipo	450	14	6300	68.6	14	960.6	462	14	6468	68.6	14	960.6
	Nivel: Planta Baja	750	1	750	131.1	1	131.1	750	1	750	131.1	1	131.1
	Nivel: Sub-suelo	726	2	1452	131.1	2	262.2	726	2	1452	131.1	2	262.2
	Sub-total			8931.0			1423.2	Sub-total		9099.0			1423.2
	TOTAL			745321.0			3839.3	TOTAL		664209.0			3659.4

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

TABLA 5.24 Cantidades de material – Edificio de oficinas (Edif. 8 pisos).

CANTIDADES DE MATERIALES													
No.	Concepto	Acero			Hormigón			Acero			Hormigón		
		fy = 4200 [kg/cm ²]			f'c = 280 [kg/cm ²]			fy = 4200 [kg/cm ²]			f'c = 450 [kg/cm ²]		
		[kg]	Niveles	Total	[m ³]	niveles	Total	[kg]	Niveles	Total	[m ³]	Niveles	Total
1	VIGAS	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Nivel: N4 - N8	9623.6	5	48118.0	59.5	5	297.7	9629.6	5	48148.0	60.4	5	302.1
	Nivel: N1 - N3	10820.0	3	32460.0	61.0	3	182.9	11708.0	3	35124.0	62.0	3	186.0
	Nivel: Sub1 - PB	10182.0	2	20364.0	72.4	2	144.9	11040.0	2	22080.0	74	2	147.2
	Sub-total			100942.0			625.5	Sub-total		105352.0			635.3
2	COLUMNAS	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Nivel: N14 - N8	20945.6	5	104728.0	70.4	5	352.0	19022.4	5	95112.0	56.3	5	281.6
	Nivel: Sub1 - N3	29808.0	5	149040.0	86.0	5	430.1	13398.4	5	66992.0	70.4	5	352.0
	Sub-total			253768.0			782.1	Sub-total		162104.0			633.6
3	LOSAS	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Nivel: Terraza	499	1	499	100.6	1	100.6	499	1	499	100.6	1	100.6
	Nivel: Planta Tipo	539	7	3773	100.6	7	704.3	539	7	3773	100.6	7	704.3
	Nivel: Planta Baja	778	1	778	174.9	1	174.9	778	1	778	174.9	1	174.9
	Nivel: Sub-suelo	778	1	778	174.9	1	174.9	778	1	778	174.9	1	174.9
	Sub-total			5828.0			1154.8	Sub-total		5828.0			1154.8
	TOTAL			360538.0			2562.3	TOTAL		273284.0			2423.7

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán

5.4.3 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Para determinar el costo total de cada edificación, es necesario determinar el costo de cada uno de los elementos que la conforman, se considera solamente los costos directos de la construcción.

Se presentan 3 precios referenciales del hormigón normal y hormigón de alta resistencia, en la **tabla 5.25**, para el análisis de precios unitarios se trabajará con el menor precio.

TABLA 5.25 Presupuesto – Edificio de departamentos (Edif. 15 pisos).

CONCEPTO	UNIDAD	PRECIO (USD \$)		
		H. del Valle	UNICON	HOLCIM
Hormigón premezclado estructural $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	[m ³]	134.82	101.86	109.25
Hormigón premezclado estructural $f'c = 450 \text{ kg/cm}^2$	[m ³]	147.32	121.01	135.85

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Mediante el análisis de precios unitarios, se determina el costo de cada elemento, denomina rubro, el cual incluye la mano de obra, materiales, equipo y transporte, en base a los precios referenciales publicados por la Cámara de la Industria de la Construcción de Quito (CAMICON).

Los rubros considerados en este proyecto son los siguientes:

El detalle de cada rubro se presenta en el **ANEXO E** y **ANEXO F**.

Hormigón Normal $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

- Acero de refuerzo en varillas corrugadas $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Hormigón en columnas, $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado).

- Hormigón en vigas, $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado).
- Hormigón en losa, $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado).
- Hormigón en muros, $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado).

Hormigón de alta resistencia $f'c = 450 \text{ kg/cm}^2$

- Acero de refuerzo en varillas corrugadas $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Hormigón en columnas, $f'c = 450 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado).
- Hormigón en vigas, $f'c = 450 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado).
- Hormigón en losa, $f'c = 450 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado).
- Hormigón en muros, $f'c = 450 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado).

5.4.3.1 Precios unitarios de los rubros utilizados

Se muestra a continuación el precio unitario para cada uno de los rubros tanto con hormigón normal y hormigón de alta resistencia, cabe indicar que estos precios no incluyen IVA.

TABLA 5.26 Precios Unitarios utilizando hormigón normal $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

No.	Rubro	Unidad	Precio Unitario (USD)
001	Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	1.82
002	Hormigón en columnas, $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado)	m^3	283.85
003	Hormigón en vigas, $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado)	m^3	256.25
004	Hormigón en losa, $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado)	m^3	209.95
005	Hormigón en muros, $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado)	m^3	214.85

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

TABLA 5.27 Precios Unitarios utilizando hormigón de alta resistencia $f'c = 450$ kg/cm²

No.	Rubro	Unidad	Precio Unitario (USD)
001	Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	1.82
002	Hormigón en columnas, $f'c=450$ kg/cm ² (incluye encofrado)	m ³	303.96
003	Hormigón en vigas, $f'c=450$ kg/cm ² (incluye encofrado)	m ³	276.36
004	Hormigón en losa, $f'c=450$ kg/cm ² (incluye encofrado)	m ³	230.06

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

5.4.4 COSTO TOTAL DE CADA EDIFICIO

Para cada edificio se presenta las cantidades de obra y el costo total de cada una utilizando hormigón normal y hormigón de alta resistencia.

➤ **Edificio de departamentos (Edif. 15 pisos)**

TABLA 5.28 Presupuesto utilizando hormigón normal $f'c= 280$ kg/cm² – Edificio de departamentos (Edif. 15 pisos).

No.	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total
001	Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	745321	1.82	\$1,352,757.62
002	Hormigón en columnas, $f'c=280$ kg/cm ² (incluye encofrado)	m ³	302.6	283.85	\$85,894.43
003	Hormigón en vigas, $f'c=280$ kg/cm ² (incluye encofrado)	m ³	736.9	256.25	\$188,834.09
004	Hormigón en losa, $f'c=280$ kg/cm ² (incluye encofrado)	m ³	1423.2	209.95	\$298,807.53
005	Hormigón en muros, $f'c=280$ kg/cm ² (incluye encofrado)	m ³	1376.6	214.85	\$295,768.98
				TOTAL SIN IVA USD \$	\$2,222,062.64

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

TABLA 5.29 Presupuesto utilizando hormigón normal $f'c= 450 \text{ kg/cm}^2$ – Edificio de departamentos (Edif. 15 pisos).

No.	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total
001	Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	664209	1.82	\$1,205,539.34
002	Hormigón en columnas, $f'c=450 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado)	m^3	234.6	303.96	\$71,309.53
003	Hormigón en vigas, $f'c=450 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado)	m^3	748.2	276.36	\$206,774.20
004	Hormigón en losa, $f'c=450 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado)	m^3	1423.2	230.06	\$327,424.52
005	Hormigón en muros, $f'c=450 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado)	m^3	1253.4	234.96	\$294,501.62
TOTAL SIN IVA USD \$					\$2,105,549.21

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

El costo total del edificio de departamentos, utilizando hormigón de alta resistencia versus el hormigón normal se observa que existe una reducción \$116,513.43 (5.24%) en el costo total de la edificación.

A continuación, se presenta un resumen de la variación de los costos por elemento que conforma la estructura.

TABLA 5.30 Resumen de costos por elementos utilizando hormigón normal $f'c= 280 \text{ kg/cm}^2$ y hormigón de alta resistencia $f'c= 450 \text{ kg/cm}^2$ – Edificio de departamentos (Edif. 15 pisos).

No.	Descripción	Costo Total	
		$f'c= 280 \text{ kg/cm}^2$	$f'c= 450 \text{ kg/cm}^2$
001	Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	\$1,352,757.62	\$1,205,539.34
002	Hormigón en columnas	\$85,894.43	\$71,309.53
003	Hormigón en vigas	\$188,834.09	\$206,774.20
004	Hormigón en losa	\$298,807.53	\$327,424.52
005	Hormigón en muros	\$295,768.98	\$294,501.62

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Se observa que existe una reducción del costo total del acero de refuerzo, el hormigón en columnas y muros debido a la reducción de sus secciones transversales, para el hormigón en las vigas y losas se mantiene la sección transversal, pero existe un aumento del costo total de estos elementos debido a que el costo del hormigón de alta resistencia es superior al costo del hormigón normal.

➤ **Edificio de oficinas (Edif. 8 pisos)**

TABLA 5.31 Presupuesto utilizando hormigón normal $f'c= 280 \text{ kg/cm}^2$ – Edificio de oficinas (Edif. 8 pisos).

No.	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total
001	Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	360538	1.82	\$654,376.47
002	Hormigón en columnas, $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado)	m^3	782.1	283.85	\$222,002.76
003	Hormigón en vigas, $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado)	m^3	625.5	256.25	\$160,287.31
004	Hormigón en losa, $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado)	m^3	1154.8	209.95	\$242,455.69
TOTAL SIN IVA USD \$					\$1,279,122.23

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

TABLA 5.32 Presupuesto utilizando hormigón normal $f'c= 450 \text{ kg/cm}^2$ – Edificio de oficinas (Edif. 8 pisos).

No.	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total
001	Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	273284	1.82	\$496,010.46
002	Hormigón en columnas, $f'c=450 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado)	m^3	633.6	303.96	\$192,590.45
003	Hormigón en vigas, $f'c=450 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado)	m^3	635.3	276.36	\$175,572.91
004	Hormigón en losa, $f'c=450 \text{ kg/cm}^2$ (incluye encofrado)	m^3	1154.8	230.06	\$265,675.83
TOTAL SIN IVA USD \$					\$1,129,849.64

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Para el edificio de oficinas el costo total utilizando hormigón de alta resistencia versus el hormigón normal, se observa que existe una reducción \$149,272.59 (11.67%) en el costo total de la edificación.

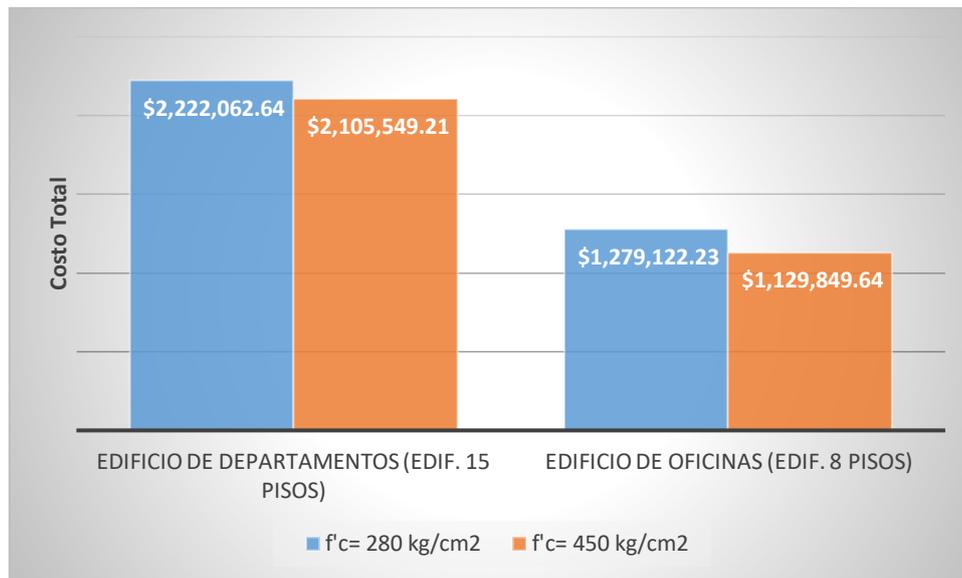
A continuación, se presenta un resumen de la variación de los costos por elemento que conforma la estructura.

TABLA 5.33 Resumen de costos por elementos utilizando hormigón normal $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ y hormigón de alta resistencia $f'c=450 \text{ kg/cm}^2$ – Edificio de oficinas (Edif. 8 pisos).

No.	Descripción	Costo Total	
		$f'c= 280 \text{ kg/cm}^2$	$f'c= 450 \text{ kg/cm}^2$
001	Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	\$654,376.47	\$496,010.46
002	Hormigón en columnas	\$222,002.76	\$192,590.45
003	Hormigón en vigas	\$160,287.31	\$175,572.91
004	Hormigón en losa	\$242,455.69	\$265,675.83

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Se puede observar que existe una reducción del costo total del acero de refuerzo y el hormigón en columnas debido a la reducción de sus secciones transversales, mientras en las vigas y losas se mantiene la sección transversal, el costo total de estos elementos aumenta debido a que el costo del hormigón de alta resistencia es superior al costo de hormigón normal.

FIGURA 5.27 Costo total de las edificaciones.

ELABORADO POR: Oña Morales & Guamán Durán.

Cabe recalcar que el precio total obtenido para cada edificio se determinó solamente en función de los costos directos de la construcción.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

Culminado el análisis, cálculo, diseño estructural, cuantificación de materiales y su respectivo costo, para cada edificación planteada con hormigón de alta resistencia y hormigón normal se concluye lo siguiente:

- El hormigón de alta resistencia (HAR), al igual que el hormigón normal (HN), es un material compuesto por agregados y pasta cementante, pero debido a las exigencias adicionales en la selección de los materiales hace que presente mejores propiedades. En base a la bibliografía se concluye que las mejoras en las propiedades mecánicas del HAR, se derivan fundamentalmente del módulo de elasticidad y la resistencia a compresión, las mismas que dependen del agregado grueso, la forma y tamaño del agregado fino, la adherencia de los agregados y la pasta cementante (relación agua/cemento).
- Para determinar el módulo de elasticidad del hormigón, se planteó dos ecuaciones, la ecuación 2.1 (NEC- 15), y la ecuación 2.2 (Gallegos y Guadalupe 2009). Al comparar los resultados de las ecuaciones planteadas por la NEC-15 y Gallegos & Guadalupe, se observó que presentan una diferencia del 1% para el hormigón normal y 15% para el hormigón de alta resistencia (HAR). Por lo que, para el presente proyecto se utilizó la ecuación de Gallegos & Guadalupe para determinar el módulo de elasticidad, la cual se ajusta mejor a la caracterización de las propiedades de los materiales para la cantera de Pifo en la ciudad de Quito.

f'c [kg/cm ²]	Ec (NEC-15) [kg/cm ²]	Gallegos & Guadalupe [kg/cm ²]
280	184824.19	183695.77
450	234317.86	202857.85

- En la ciudad de Quito, en la construcción de edificaciones de mediana altura para departamentos, los ingenieros estructurales tienen gran preferencia por la implementación de sistemas duales (pórticos con muros), debido a que presentan un mejor comportamiento que los sistemas de pórticos especiales sismo resistente. Esto se debe a que los muros no permiten que las estructuras tengan grandes desplazamientos.
- Tanto el sistema dual y el sistema de pórticos especiales sismo resistentes, son diseñados siguiendo los lineamientos expuestos en la NEC-15.
- En un sistema dual, muros de corte deben por lo menos tomar el 75 % del cortante basal como establece la NEC-SE-DS-15, además es necesario que los pórticos absorban un cortante cercano al 25%, debido a que si no se toma en cuenta estas consideraciones estaríamos ante un sistema rígido de paredes estructurales por lo que el factor de reducción sísmico (R) debería bajar a 5 aproximadamente. El edificio de 15 pisos destinado para departamentos se planteó como una estructura rígida, presentando una configuración estructural formada por sistemas duales, siendo los muros los encargados de impedir que se presenten grandes desplazamientos, de forma que no se presenten daños graves en elementos estructurales y no estructurales.
- El sistema dual al incursionar en el rango no lineal presenta una gran rótula en la base de los muros estructurales, a diferencia del sistema de pórticos especiales sismo resistente el cual presenta la formación de rótulas plásticas en viga, estas rótulas plásticas actúan como mecanismos de disipación de energía.
- El edificio de oficinas conformado por un sistema de pórticos especiales sismo-resistentes, es un sistema más deformable, debido a que no existe la

presencia de muros de corte y sus derivas han sido llevadas al límite, haciendo que las cargas laterales sean absorbidas por las columnas, logrando que la estructura incurriere en el rango inelástico ante la presencia de un evento sísmico. Esta edificación tiene la capacidad de disipar energía mediante la formación de rótulas plásticas en vigas, lo que permite que el daño en elementos estructurales y no estructurales sean mínimos después de un sismo fuerte.

- La NEC-SE-DS-15, considera que el factor de reducción de resistencia sísmica es el mismo para sistemas de pórticos especiales sismo-resistente y sistemas duales, esto se debe a que los dos sistemas estructurales deben presentar un comportamiento parecido, debido a que se diseñan con criterios muy similares, además se espera que el daño de los elementos estructurales sea por flexión (falla dúctil) y más no por corte (falla frágil). Donde las derivas máximas no sobrepasen los valores establecidos por la NEC-15. Mediante el factor R se puede encontrar el espectro inelástico, debido a que las ordenadas del espectro elástico se dividen para el factor de reducción (R).
- La ubicación correcta de los muros de corte hace que absorba de manera significativa las fuerzas sísmicas, debido a que una ubicación errónea de estos elementos, pueden llevar a la edificación a experimentar la torsión en planta, por lo que, se debe realizar un chequeo riguroso del comportamiento de la edificación con cada una de las posibles alternativas para la distribución de los muros de cortes. Para edificios de mediana altura (15 pisos), la configuración estructural de sistemas duales, presenten una gran rigidez y por consiguiente poco desplazamiento lateral frente a cargas laterales.
- Para realizar el modelado de las diferentes edificaciones se verificó que los elementos estructurales trabajen de manera eficiente ante cargas verticales, deben ser capaces de resistir dichas solicitaciones, de no ser así, es imposible que puedan resistir cargas laterales, ya que son las que afectan significativamente a la estructura en general.
- Para el edificio de oficinas con un sistema de pórticos especiales sismo resistente, se requiere de un gran tamaño de las secciones principalmente en columnas, con el fin de resistir las altas solicitaciones para corte,

producidas por el sismo en ambas direcciones y el cumplimiento de derivas admisibles.

- Mediante la utilización del programa Etabs® se determinó la curva de capacidad (Pushover), con la cual se obtuvo la curva idealizada fuerza – desplazamiento (representación bilineal) y así determinar la ductilidad de cada sistema estructural.
- Para los dos edificios, edificio de 15 pisos destinado a departamentos y el edificio de 8 pisos destinado a oficinas, se ha usado un hormigón normal (HN) y un hormigón de alta resistencia (HAR), donde se han obtenido los desplazamientos últimos mediante un proceso no lineal cuyos valores se presentan a continuación:

f'c [Kg/cm ²]	Departamentos		Oficinas	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
280	0.26 [m]	0.28 [m]	0.48 [m]	0.36 [m]
450	0.19 [m]	0.17 [m]	0.47 [m]	0.36 [m]

- El análisis no lineal mediante la técnica de Pushover, permite ver la magnitud del daño, a través de un monitoreo controlado de deformaciones en los elementos estructurales y poder evaluar como un daño aceptable o no aceptable en base a los límites otorgados por las tablas del ASCE/SEI 41-17. Para los edificios analizados se obtuvo un nivel de seguridad de vida, ya que la formación de rótulas plásticas en vigas se genera de manera secuencial, haciendo que las estructuras se mantengan en funcionamiento.
- La utilización del hormigón de alta resistencia en el edificio de departamentos, debido a la reducción de la sección transversal en las columnas, se presenta una reducción en la cantidad de acero de refuerzo y volumen de hormigón, generando un ahorro del 5.24% (\$ 116,513.43) del costo total de la estructura, respecto al costo total de la estructura utilizando hormigón normal.
- En el edificio de oficinas con la utilización del hormigón de alta resistencia se obtiene un ahorro del 11.67% (\$ 149,272.59), respecto al costo de la edificación utilizando hormigón normal, debido a la reducción de la sección

trasversal de las columnas, ya que se tiene una menor cantidad de acero de refuerzo y volumen de hormigón.

- El uso de hormigón de alta resistencia permite un ahorro considerable de acero de refuerzo en columnas, evitando la aglomeración de armadura para estos elementos, además de presentar un ahorro para el constructor en el costo total de la edificación, y haciendo que el productor o vendedor reciba más dinero por la compra del producto.
- La principal ventaja del uso de hormigón de alta resistencia en los edificios analizados se refleja en la disminución de las secciones transversales de los elementos a flexo-compresión (columnas), lo que implica un menor peso propio de la estructura y mayor área útil en planta.
- La aplicación del hormigón de alta resistencia presenta un mejor desempeño en elementos que actúan a flexo-compresión y compresión como las columnas y los muro, ya que para elementos a flexión como las vigas no presenta cambios significativos. Además de ser aplicados comúnmente en la construcción de rascacielos y represas.
- A nivel mundial existe una amplia experiencia, en el uso de hormigón de alta resistencia (HAR), pero mediante entrevistas con técnicos encargados de la elaboración de este producto en nuestro país, se puede concluir que en el Ecuador existe muy poca demanda de este tipo de hormigón para construcción de edificios de departamentos y oficinas, siendo los sectores de electricidad y gas/petróleo los que presenten una mayor demanda en el uso del hormigón de alta resistencia (HAR).

6.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda hacer un análisis costo beneficio más profundo de la construcción de edificaciones con hormigón de alta resistencia , tomando en cuenta el costo de la mano de obra, maquinaria, el tiempo de trabajo, los encofrados y más factores que forman parte de los procesos constructivos, con el fin de obtener resultados más cercanos a lo que realmente ocurre en la ejecución de un proyecto de construcción, debido a que para este análisis se tomó en cuenta solamente el costo del acero y hormigón de elementos estructurales.
- Es recomendable hacer una investigación que permita implementar las nuevas tecnologías con materiales propios de las canteras de la ciudad de Quito, los cuales van a ser utilizados en la elaboración de hormigones de alta resistencia, debido a que, al ser hormigones especiales, cualquier variación en las propiedades de los materiales pueden derivar un comportamiento menor al esperado.
- El diseño y construcción de edificaciones deben estar a cargo de profesionales calificados con el fin de garantizar una buena configuración arquitectónica y estructural, las mismas que deben ir acorde para evitar cualquier tipo de patología, las cual hacen que disminuyan la capacidad de las estructuras de disipar energía, además deben respetar y hacer cumplir con los parámetros de diseño que estable la NEC-15.
- Implementar un análisis en el cual se adicione la cimentación para cada edificación plantea, y determinar las variaciones que puedan existir en las mismas debido al uso de un hormigón de alta resistencia.
- Hay que mencionar que para la modelación no lineal de muros de corte existen varios métodos, sin embargo, para este proyecto se utilizó la analogía de columna ancha, debido a que el software computacional Etabs® trabaja con elementos tipo frame, además de ser un método sencillo al momento de la modelación.
- Para el análisis no lineal se debe considerar la deriva de piso al límite con el fin de observar una mejor convergencia de la curva de capacidad.

- La técnica de Pushover se recomienda, debido a que es un método que optimiza el tiempo de estudio, presentando resultados que tienen un alto grado de confianza cuando la configuración estructural es regular, además su nivel de complejidad es menor a un análisis dinámico no lineal.
- Para futuros estudios se recomienda analizar de manera profunda el factor de reducción R establecido en la NEC-SE-DS-15, ya que este factor se asume en función de la similitud que existe entre sistemas estructurales, este valor no es muy confiable, debido a que este factor depende exclusivamente del tipo de suelo y las características constitutivas de los elementos estructurales.
- Realizar un análisis similar para edificaciones de gran altura (25 pisos), donde se utilice un sistema de paredes de drywall o steel frame en lugar de la mampostería de bloque.
- Elaborar un estudio teórico-experimental en una edificación, que permita verificar el comportamiento de manera conjunta de elementos a flexo-compresión (columnas) con hormigón de alta resistencia (HAR) y elementos a flexión (vigas) con hormigón normal (HN).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI Comité 211. (2008). *Guide for Selection Proportions for High-Strength Concrete Using Portland Cement and Other Cementitious Materials*. Farmington Hills: ACI.
- ACI Comité 224. (2001). *Control de la fisuración en estructuras de hormigón*. Farmington Hills: ACI.
- ACI Comité 318. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI-318S-14) y Comentario (ACI-SR-14)*. Farmington Hills: ACI.
- ACI Comité 363R. (2010). *Report on High-Strength Concrete*. Farmington Hills.
- ACI-ASCE Comité 441. (2018). *Report on Equivalent Rectangular Concrete Stress Block and Transverse Reinforcement for High-Strength Concrete Columns ACI 441.1R-18*. Farmington Hills: ACI.
- Aguiar, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño*. Quito: CEINCI-ESPE.
- Aguiar, R. (2017). *Microzonificación Sísmica de Quito*. Quito: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- Aguiar, R., Mora, D., & Rodríguez, M. (2015). Diagrama momento curvatura y momento-rotación para elementos de hormigón armado y acero con ASCE/SEI 41 y sistema de computación CIENCI-LAB. *CIENCIA*, 201-239.
- Almeida, K. (14 de agosto de 2014). La falla geológica de Quito está formada por 3 segmentos. *El Telégrafo*.
- Antamba, T., & Cuaical, J. (2018). *Análisis comparativo del comportamiento estructural de una edificación de 6 y 16 pisos implementando losas con paneles de tecnología M2 frente a losas con placa cooperante*. Quito: Universidad Central del Ecuador.
- ASCE/SEI 41-17. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia: The American Society of Civil Engineers.
- Barros, L., & Peñafiel, M. (2015). *Análisis comparativo económico- estructural entre un sistema aporticado ,un sistema aporticado con muros estructurales y un sistema de paredes portantes, en un edificio de 10 pisos*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.

- Cabrera, M. (2015). *Utilización de los concretos de alta resistencia y concretos celulares en la industria de la construcción ecuatoriana, clasificados por sectores: vivienda, electricidad, gas/petróleo, salud y educación*. Quito: Universidad Central del Ecuador.
- CAMICON. (2019). *Costos en la construcción*. Quito: Cámara de la Industria de la Construcción .
- Cañizares, F. (2017). *Selección de ecuaciones de atenuación(GPMEs) compatibles con el sistema de fallas de Quito*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Celi, C., & Arellano, R. (2014). *Análisis paramétrico de la fiabilidad del modelamiento sísmico en el rango no lineal , en función del tipo de modelamiento empleado*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Choque, J., & Luque, E. (2019). *Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030*. Arequipa-Perú: Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa.
- CSI. (2017). *Etabs Versión 16*. California: Computers & Structures, Inc., Berkeley, CA.
- Cueva, R., & Gonzalez, D. (2013). *Diseño por Desempeño de edificaciones en hormigón armado con muros de corte mediante los códigos FEMA,utilizando el programa Etabs*. Quito: Escuela Politécnica del Ejército.
- FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington,D.C.: Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency.
- Gallegos, M., & Guadalupe, L. (2009). *Hormigón de Alta Resistencia*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Giraldo, O. (14 de Diciembre de 2019). *Academia*. Obtenido de https://www.academia.edu/7770564/DISE%C3%91O_DE_LOSAS_2D
- González, O. (2005). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. Mexico: LIMUSA,S.A.
- Guerra, M., & Chacón, D. (2010). *Manual para el diseño sismorresistente de edificios utilizando el programa Etabs*. Quito.
- Guerrero, A. (16 de Enero de 2014). En el centro norte se ven más edificios de 12 pisos. *El Comercio*.

- IG- EPN. (10 de Octubre de 2019a). *Intituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional*. Obtenido de <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/1317-informe-sismico-especial-n-13-2016>
- IG- EPN. (11 de Octubre de 2019b). *Intituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional*. Obtenido de <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/1385-informe-sismico-especial-n-33-2016>
- Jácome, R. (2015). *Hormigón de alta resistencia ($f'c=62\text{MPa}$) utilizando agregados del sector de Pifo y cemento Armaduro Especial-Lafarge*. Quito: Universidad Central del Ecuador.
- Maldonado, R. (2012). *Sensibilidad y seguridad de estructuras de hormigón en régimen no lineal*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña. Obtenido de <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/14777/TFM%20-%20Ronnie%20Antonio%20Maldonado%20Tapia.pdf>
- Martinez, F. (19 de febrero de 2013). *XFMA*. Obtenido de <https://xfma.wordpress.com/2013/02/19/estructuras-sismoresistentes-analisis-modal-espectral-capitulo-2/>
- MIDUVI-CAMICON. (2015a). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) Cargas no sismicas (NEC-SE-CG)*. Quito: MIDUVI.
- MIDUVI-CAMICON. (2015b). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), Hormigón Armado (NEC-SE-HM-15)*. Quito: MIDUVI.
- MIDUVI-CAMICON. (2015c). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) Peligro Sísmico- Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS)*. Quito: MIDUVI.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: A Wiley Interscience Publication.
- Placencia, P. (2017). *Apuntes de Hormigon Armado III*. Quito.
- Placencia, P. (2018). *Apuntes de Proyectos y Configuración Estructural*. Quito.
- Quinde, P., & Reinoso, E. (5 de Septiembre de 2020). *Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca*. Obtenido de http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2016000100001&lng=es&tlng=es.

- Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S., & Yepes, H. (3 de Septiembre de 2019). *Instituto Geofísico - EPN*. Obtenido de <https://www.igepon.edu.ec/publicaciones-para-la-comunidad/comunidad-espanol/35-breves-fundamentos-sobre-los-terremotos-en-el-ecuador/file>
- Villalba, P. (2015). *Comparación del análisis modal espectral , lineal y no lineal*. Quito: Universidad Central del Ecuador.

ANEXOS

ANEXO A
CASOS DE CONTINUIDAD PARA LOS TABLEROS DE LOSA.

Momentos	Luz menor						Luz mayor todos los valores de m
	Valores de m						
	1	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5 y menos	
Caso1 -- Tableros interiores							
Momentos negativos en							
Bordes continuos	0.033	0.040	0.045	0.055	0.063	0.063	0.033
Bordes no continuos	-	-	-	-	-	-	-
Momentos positivos en el centro de la luz	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
Caso 2 -- Un bode no continuo							
Momento negativo							
Bordes continuos	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
Bordes no continuos	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
Momentos positivos en el centro de la luz	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
Caso 3 -- Dos bordes no continuos							
Momento negativo							
Bordes continuos	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
Bordes no continuos	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
Momentos positivos en el centro de la luz	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
Caso 4 .. Tres bordes no continuos							
Momento negativo							
Bordes continuos	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
Bordes no continuos	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
Momentos positivos en el centro de la luz	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
Caso 5 -- Cuatro bordes no continuos							
Momento negativo							
Bordes continuos	-	-	-	-	-	-	-
Bordes no continuos	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
Momentos positivos en el centro de la luz	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

ANEXO B
PLANOS ARQUITECTÓNICOS PARA UN SISTEMAS DUAL DE
15 PISOS Y UN SISTEMAS DE PÓRTICOS ESPECIALES
SISMO RESISTENTES DE 8 PISOS.

ANEXO C
PLANOS ESTRUCTURALES PARA UN SISTEMAS DUAL DE
15 PISOS Y UN SISTEMAS DE PÓRTICOS ESPECIALES
SISMO RESISTENTES DE 8 PISOS CON HORMIGÓN
NORMAL.

ANEXO D

**PLANOS ESTRUCTURALES PARA UN SISTEMAS DUAL DE
15 PISOS Y UN SISTEMAS DE PÓRTICOS ESPECIALES
SISMO RESISTENTES DE 8 PISOS CON HORMIGÓN DE ALTA
RESISTENCIA.**

ANEXO E

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LOS RUBROS PARA
LAS EDIFICACIONES ESTRUCTURALES PROPUESTAS CON
HORMIGÓN NORMAL**

ANEXO F
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LOS RUBROS PARA
LAS EDIFICACIONES ESTRUCTURALES PROPUESTAS CON
HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA