



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ
FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL
INFORME FINAL DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL

MODALIDAD: PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

TEMA:

Diseño por desempeño de un edificio irregular de hormigón armado de 5 pisos.

ELABORADO POR:

Castro Plúa Elías Misael
Sánchez Molina Ramiro Cristhian

TUTOR (A):

Ing. Yuri Mauricio Rodríguez Andrade

MANTA – MANABÍ – ECUADOR

2026

APROBACIÓN DEL TUTOR

Como tutor académico de la carrera de Arquitectura en la Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabí, certifico lo siguiente:

He supervisado y orientado la elaboración del trabajo de titulación, completando un total de 384 horas, bajo la modalidad de **Proyecto de Investigación**. El tema del proyecto se titula "**DISEÑO POR DESEMPEÑO DE UN EDIFICIO IRREGULAR DE HORMIGÓN ARMADO DE 5 PISOS**". Este proyecto ha sido desarrollado conforme a los lineamientos internos de la mencionada modalidad, y ha cumplido con los requisitos establecidos por el Reglamento de Régimen Académico. Por lo tanto, **certifico** que el proyecto mencionado posee los méritos académicos, científicos y formales necesarios para ser evaluado por el tribunal de titulación designado por la autoridad competente.

La autoría del tema desarrollado corresponde a Cristhian Ramiro Sánchez Molina y Elías Misael Castro Plúa estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil, período académico 2025 (2), quienes se encuentra aptos para la sustentación de su trabajo de titulación.

Certifico lo anterior para los fines pertinentes, a menos que la ley disponga lo contrario.

Manta, 15 de febrero de 2026.

Lo certifico,



Ing. Yuri Mauricio Rodríguez Andrade

C.C. 1304300302

Tutor

DECLARACIÓN DE AUTORIA

Yo, Castro Plua Elías Misael con CC: 1312605999, doy constancia de ser el autor del Trabajo de Titulación con modalidad Proyecto de investigación con el tema " **DISEÑO POR DESEMPEÑO DE UN EDIFICIO IRREGULAR DE HORMIGÓN ARMADO DE 5 PISOS** ", el cual fue dirigido por el tutor, Ing. Yuri Mauricio Rodríguez Andrade

Quiero resaltar la originalidad de este trabajo, que se fundamenta en la contribución de varios autores que enriquecieron la investigación, así como en la recopilación de datos e información provenientes de fuentes bibliográficas, visitas de campo, entre otros recursos.

En la ciudad de Manta, a los 30 días del mes de enero de dos mil veinte y cinco.



Castro Plua Elías Misael

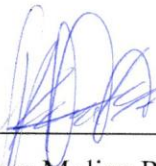
AUTOR

DECLARACIÓN DE AUTORIA

Yo, Cristhian Ramiro Sánchez Molina con CC: 1350517353, doy constancia de ser el autor del Trabajo de Titulación con modalidad Proyecto de investigación con el tema "**DISEÑO POR DESEMPEÑO DE UN EDIFICIO IRREGULAR DE HORMIGÓN ARMADO DE 5 PISOS**", el cual fue dirigido por el tutor, Ing. Yuri Mauricio Rodríguez Andrade

Quiero resaltar la originalidad de este trabajo, que se fundamenta en la contribución de varios autores que enriquecieron la investigación, así como en la recopilación de datos e información provenientes de fuentes bibliográficas, visitas de campo, entre otros recursos.

En la ciudad de Manta, a los 30 días del mes de enero de dos mil veinte y cinco.



Sánchez Molina Ramiro Cristhian

AUTOR

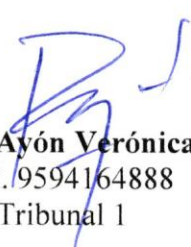
CERTIFICACION DE APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

En calidad de tribunales de la Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura de la Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabí, certifico:

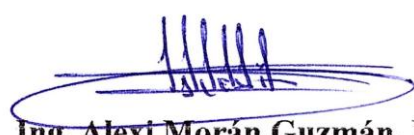
Haber revisado el trabajo de titulación, bajo la modalidad de **Proyecto de Investigación**, cuyo tema es **“DISEÑO POR DESEMPEÑO DE UN EDIFICIO IRREGULAR DE HORMIGÓN ARMADO DE 5 PISOS”** de la modalidad en mención y en apego al cumplimiento de los requisitos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico, por tal motivo **APRUEBO**, que el mencionado proyecto reúne los méritos académicos, científicos y formales, suficientes para proceder a la defensa correspondiente.

Certifico lo anterior para los fines pertinentes, a salvo disposición de Ley en contrario.

En la ciudad de *Manta*, a los 29 días del mes de mayo de dos mil veintiséis.



Ing. Ávila Ayón Verónica. PhD
C.C. 9594164888
Tribunal 1



Ing. Alexi Morán Guzmán, Mg.
C.C. 1204318248
Tribunal 2

DEDICATORIA

A Ketty Plúa, mi madre, porque su amor fue el cimiento invisible de cada página escrita y su paciencia el refugio en mis peores crisis. Este título es tan suyo como mío. A mi abuela Aida Salazar, por sus oraciones y esa sabiduría silenciosa que me mantuvo de pie cuando el cansancio pesaba más que la ambición; gracias por ser mi raíz.

El conocimiento compartido con tanta pasión por mis profesores fue la brújula que transformó mi curiosidad en profesión; gracias por desafiarme a ver siempre más allá de lo evidente. A mis compañeros, cómplices de madrugadas, cafés amargos y dudas existenciales: gracias por hacer que el rigor de la universidad se sintiera como un viaje compartido y no como una carga solitaria.

Y finalmente, me dedico este logro a mí. Por la disciplina inquebrantable de seguir cuando el cuerpo pedía parar, por no soltar el objetivo a pesar de los obstáculos y por demostrarme que el esfuerzo sostenido es la única vía hacia el éxito. Hoy confirmo que mi determinación es mi mayor virtud.



Castro Plua Elías Misael

C.I 1312605999

Autor

DEDICATORIA

Dedico este proyecto a mis padres, Ramiro y Dolores, quienes han sido el pilar fundamental de mi vida. Todo lo que soy y lo que he logrado es gracias a ustedes. A mi hermana Kristhel y a mi hermano Michael, por acompañarme en este camino lleno de esfuerzo, dudas y aprendizaje; gracias por nunca dejarme solo. A mi mami Mayi, a quien nunca le ha faltado amor ni bendiciones hacia mí. Te amo.

A mis abuelos, que siempre estuvieron presentes; a mis tíos, quienes hicieron las veces de amigos y, en muchas ocasiones, las de padres; a mis primas y primos, y a mi familia en general, que me ha visto crecer a lo largo de mi vida. Este título es tan mío como de ustedes.

De igual manera, deseo expresar mi agradecimiento a los docentes que, con sus conocimientos, guía y compromiso, contribuyeron de manera significativa a mi formación académica y al desarrollo de este trabajo.

Y, por último, a mí, porque pese a los obstáculos que se presentaron, siempre encontré la forma de seguir aprendiendo, mejorando y creciendo como persona y como profesional.



Cristhian Ramiro Sánchez Molina

C.I 1350517353

Autor

AGRADECIMIENTOS

Este camino que hoy termino no ha sido un trayecto solitario, sino una suma colectiva de esfuerzos. Varias personas increíbles estuvieron a mi lado, dándome el impulso necesario para llegar a la meta, y a ellas quiero dedicarles estas palabras.

Empiezo por mi mamá, Ketty Plua porque su amor fue el cimiento de cada página escrita y mi refugio en los momentos de mayor crisis. Junto a ella, mi abuela Aida Salazar, quien me mantuvo de pie con sus oraciones y su fe; gracias a las dos por ser mi raíz y mi fuerza. A mi tutor, el Ing. Yuri Rodríguez, le agradezco profundamente por su tiempo, su guía experta y esa paciencia que dedicó a orientar este proyecto. Sus observaciones fueron cruciales para que este trabajo de investigación tuviera el rigor y la coherencia que hoy presenta. También quiero ser grato con mis compañeros: Marlisse Delgado, Meyer Santana y Noe Chávez. Gracias por compartir conmigo las jornadas de estudio, risas y los éxitos compartidos que los recordare por siempre. El apoyo mutuo y el intercambio de ideas hicieron que este viaje universitario sea una experiencia enriquecedora y primera.

Por último, gracias a todos esos docentes que, con su dedicación y pasión por enseñar, dejaron una huella importante en mi formación. Gracias por ayudarme a crecer, no solo como profesional, sino como persona.



Castro Plua Elías Misael

C.I 1312605999

Autor

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a Dios, porque gracias a él somos bendecidos día a día, a mis padres, Ramiro y Loly, que gracias a su sacrificio, amor y educación estoy hoy aquí, a mis hermanas Kristel, ligia y Dianka, porque siempre me daban un motivo para estar bien y sonreír, a Michael, mi hermano, gracias, porque no imagino haber recorrido esta etapa universitaria sin ti a mi lado, gracias por cuidarme, aconsejarme, apoyarme y sobre todo por nunca dejarme solo.

Agradezco a mi mami Mayi, que siempre se preocupó por si comía, llegaba o si necesitaba algo, no me alcanzará la vida para devolverte todo lo que has hecho por mí. A mis abuelos Saúl y Annabel, que siempre se preocuparon y cuidaron de mí. Agradezco a mis tías por que han sido parte fundamental de mi crecimiento como persona, porque nunca ha faltado un consejo o un apoyo de parte de ellas, les estaré eternamente agradecido. Asimismo, a mis tíos.

A mis amigos y amigas de Tosagua, porque pese a que estuviese lejos, siempre me demostraron que siempre tenía a donde volver, gracias porque incluso a la distancia nunca dejaron de ser incondicionales y leales.

Quiero agradecer a Kerly, María José, Stefany, Daly y Madeline, porque gracias a ellas nunca me sentí solo o lejos de casa durante mi etapa universitaria, gracias por ser mi apoyo incondicional a largo de la carrera, por soportarme, pero sobre todo gracias por haber sido mis amigas y mi hogar, porque cuando encuentras amigas de verdad todo se vuelve más fácil.

Por último, agradezco a cada persona que haya sido participe de una u otra manera en esta etapa maravillosa de mi vida, ya sea con un consejo, un momento o cualquier cosa que haya contribuido en mi desarrollo académico y personal.



Cristhian Ramiro Sánchez Molina

C.I 1350517353

Autor

RESUMEN

En el presente trabajo se realizó el análisis y el diseño por desempeño sísmico de un edificio de vivienda de cinco pisos de hormigón armado, con sistema estructural dual y presencia de irregularidad en planta, con el objetivo de evaluar su desempeño sismorresistente ante diferentes niveles de demanda sísmica. El estudio se desarrolló conforme a la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 y a los criterios de desempeño establecidos en ASCE 41.

La evaluación estructural se llevó a cabo mediante análisis estático no lineal (pushover) en las direcciones principales X e Y, empleando un patrón de carga modal y utilizando el software ETABS. Se consideraron dos objetivos de desempeño, uno en el que se espera el nivel de desempeño de prevención al colapso ante el sismo de diseño y otro en el que se espera el nivel de desempeño de seguridad de vidas ante el sismo moderado.

Los resultados indican que la estructura presenta un buen desempeño sismorresistente al ser validada respecto a los objetivos de desempeño planteados. Frente al sismo de diseño, la estructura no llegó a desarrollar rótulas asociadas al nivel de prevención de colapso, sino que su comportamiento se mantuvo dentro del nivel de seguridad de vida. Asimismo, ante el sismo moderado, para el cual se esperaba un nivel de desempeño de seguridad de vida, la estructura alcanzó un desempeño correspondiente a ocupación inmediata.

En conclusión, el análisis por desempeño sísmico evidencia que la edificación cumple con los objetivos de desempeño establecidos, manteniendo derivas y niveles de daño dentro de los límites normativos para los estados de desempeño evaluados. En consecuencia, la estructura presenta un comportamiento estructural satisfactorio ante las demandas sísmicas consideradas.

Palabras claves: análisis y diseño por desempeño, pushover, seguridad de vida (LS), Prevención al colapso (CP), curva de capacidad, ductilidad de demanda, sistema estructural dual.

ABSTRACT

This study presents the seismic performance analysis and design of a five-story reinforced concrete residential building with a dual structural system and irregular floor plan, with the objective of evaluating its seismic resistance under different levels of seismic demand. The study was conducted in accordance with the Ecuadorian Construction Code NEC-2015 and the performance criteria established in ASCE 41.

The structural evaluation was carried out using nonlinear static (pushover) analysis in the principal X and Y directions, employing a modal load pattern and utilizing ETABS software. Two performance objectives were considered: one for the expected level of collapse prevention performance under the design earthquake and another for the expected level of life safety performance under a moderate earthquake.

The results indicate that the structure exhibits good seismic resistance, as validated against the established performance objectives. In response to the design earthquake, the structure did not develop hinges associated with the collapse prevention level; instead, its behavior remained within the life safety level. Similarly, in response to the moderate earthquake, for which a life safety performance level was expected, the structure achieved a performance level corresponding to immediate occupancy.

In conclusion, the seismic performance analysis demonstrates that the building meets the established performance objectives, maintaining drifts and damage levels within the regulatory limits for the evaluated performance states. Consequently, the structure exhibits satisfactory structural behavior under the considered seismic demands.

Keywords: performance analysis and design, pushover, life safety (LS), collapse prevention (CP), capacity curve, demand ductility, dual structural system.

INDICE DE CONTENIDOS

DECLARACIÓN DE AUTORIA.....	III
DECLARACIÓN DE AUTORIA.....	IV
CERTIFICACION DE APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN.....	V
DEDICATORIA	VI
DEDICATORIA	VII
AGRADECIMIENTOS	VIII
AGRADECIMIENTOS	IX
RESUMEN.....	X
ABSTRACT.....	XI
TITULO DEL PROYECTO	XXIV
INTRODUCCIÓN	XXV
1.1. Antecedentes	1
1.2. Justificación	1
1.3. Objetivos	3
1.3.1. Objetivo general.....	3
1.3.2. Objetivos específicos	3
CAPITULO I:	4
1. FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	4
1.1. Dinámica estructural de un edificio	4
1.1.1. Masa.....	4
1.1.2. Rigidez	4
1.1.3. Amortiguamiento	4
1.1.4. Periodo fundamental	4
1.1.5. Modos de vibración.....	4
1.1.6. Deriva de piso	5
1.2. Comportamiento sísmico del hormigón armado.....	5
1.3. Sistemas estructurales de hormigón armado.....	5
1.3.1. Sistema de Pórticos resistentes a momento	6
1.3.2. Sistemas duales	6
1.4. Definición de irregularidad estructural	6
1.4.1. Efectos de la irregularidad en la respuesta sísmica.....	10
1.5. Diseño sísmico basado en desempeño	10
1.5.1. Nivel de Desempeño	10

1.5.2.	Principios del diseño por desempeño.....	10
1.5.3.	Enfoque del diseño por desempeño	11
1.5.4.	Evaluación de Desempeño Estructural	11
1.6.	Objetivos de desempeño	11
1.7.	Niveles de desempeño.....	12
1.7.1.	Operativo.....	13
1.7.2.	Ocupación inmediata	13
1.7.3.	Seguridad de vida.....	13
1.7.4.	Prevención de colapso.....	13
1.8.	Análisis lineal en estructuras	14
1.9.	Niveles de sismicidad en Ecuador	14
1.10.	Análisis no lineal en estructuras	15
1.10.1.	Comportamiento no lineal de estructuras	15
1.10.2.	Definición análisis no lineal Pushover.....	15
1.11.	Capacidad estructural.....	16
1.12.	Curva de capacidad	16
1.13.	Punto de desempeño	17
1.14.	Derivas globales.....	17
1.15.	Ductilidad.....	17
CAPITULO II		18
2.	Análisis de resultados	18
2.1.	Normas utilizadas.....	18
2.2.	Propiedades de los materiales	18
2.3.	Estudio de suelo	18
2.4.	Diseño arquitectónico	19
2.5.	Cargas no sísmicas.....	19
2.5.1.	Carga viva	19
2.5.2.	Carga Muerta	20
2.6.	Predimensionamientos de elementos estructurales de hormigón armado.....	21
2.6.1.	Predimensionamiento de vigas	21
2.6.2.	Predimensionamiento de losa	22
2.6.3.	Predimensionamiento de las columnas	26
2.7.	Modelación en ETABS	28
2.8.	Propiedades de los materiales	31

2.8.1.	Secciones de hormigón armado	32
2.9.	Espectro de respuesta	37
2.9.1.	Determinación del periodo de vibración NEC-15	38
2.9.2.	Periodos límites de vibración.....	38
2.9.3.	Determinar el espectro de respuesta elástico	39
2.9.4.	Determinar el coeficiente basal y factor k	39
2.9.5.	Determinar el espectro de respuesta	39
2.10.	Análisis Lineal	41
2.10.1.	Control de derivas	41
2.10.2.	Periodos de vibración por el método 2	44
2.10.3.	Comprobación de periodos	46
2.10.4.	Participación de masas modales.....	47
2.10.5.	Cálculo de torsión	48
2.10.6.	Ajuste del corte basal por el análisis dinámico	48
2.10.7.	Calibración de cortante	48
2.11.	Análisis no lineal.....	50
2.11.1.	Selección de objetivos de desempeño.....	50
2.11.2.	(Pushover)	50
2.11.3.	Modelación no lineal en estructuras	50
2.11.4.	Definición y asignación de rotulas plásticas	52
2.11.5.	Evolución de las rótulas plásticas	53
2.11.6.	Curva de capacidad (cortante basal – desplazamiento)	55
2.11.7.	Punto de desempeño alcanzado	56
3.	CAPITULO III.....	60
3.1.	Alcances del capítulo	60
3.2.	Diseño de aceros en Etabs.....	60
3.3.	Diseño y armado de elementos estructurales	61
3.3.1.	Armado de vigas	61
3.3.2.	Armado de columnas	97
3.3.3.	Chequeo columna fuerte – viga débil	109
3.3.4.	Armado de muros.....	118
3.3.5.	Diseño de losas	125
3.3.6.	Diseño de cimentaciones.....	126
3.4.	Resultados finales de análisis no lineal pushover	127

3.4.1.	Rotulas plásticas por pórtico	127
3.5.	Punto de desempeño y desplazamiento objetivo	130
3.5.1.	Nivel de desempeño por elementos	130
3.6.	Verificación final de cumplimiento normativo.....	132
3.6.1.	Derivas globales de la estructura	132
3.6.2.	Ductilidades	133
4.	CONCLUSIONES	135
5.	RECOMENDACIONES.....	136
6.	BIBLIOGRAFÍA	137
7.	ANEXOS	141

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Irregularidades en elevación	7
Figura 2 Coeficiente de irregularidad en planta a aplicarse según la NEC-2015	8
Figura 3. Coeficiente de irregularidad en elevación a aplicarse según NEC-2015.....	9
Figura 4 Objetivos de desempeño	12
Figura 5 Niveles de desempeño representados en la curva de capacidad	16
Figura 6 Vista en planta de diseño arquitectónico para todos los pisos.....	19
Figura 7 Altura mínima de vigas según el ACI 318S-19	21
Figura 8 Altura mínima para losa.....	23
Figura 9 Representación de dimensiones de la losa aligerada de 25cm	24
Figura 10 Área tributaria de columna central	26
Figura 11 Modelado en 3d de la estructura	30
Figura 12 Propiedades del concreto en ETABS.....	31
Figura 13 Propiedades del acero en ETABS	32
Figura 14 Dimensiones de las columnas	33
Figura 15 Dimensiones de las columnas 50X50	33
Figura 16 Dimensiones de columnas de 45x45.....	34
Figura 17 Valores de inercia agrietada según la NEC-15	34
Figura 18 Dimensiones de vigas de 40x60	35
Figura 19 Dimensiones de vigas 35x55	35
Figura 20 Dimensiones de vigas de ascensor.....	36
Figura 21 Factores de modificación de propiedad / rigidez de las vigas	36
Figura 22 Propiedades de losa aligerada de 25cm	37
Figura 23 Función espectral ingresada en ETABS	40
Figura 24 Espectro elástico y reducido de la NEC-15	41
Figura 25 Deriva estática en X.....	42
Figura 26 Deriva estática en Y	42
Figura 27 Deriva dinámica en X	43
Figura 28 Deriva dinámica en Y	43
Figura 29 Periodo en el modo 1	44
Figura 30 Periodo en el modo 2	45
Figura 31 Periodo en el modo	45
Figura 32 Valores de recalibración de X en ETABS	49
Figura 33 Valores de recalibración de Y en ETABS	49

Figura 34 Datos del Pushover en x	51
Figura 35 Datos de control para análisis no lineal	51
Figura 36 Rótulas plásticas para columnas	52
Figura 37 Rótulas para vigas.....	52
Figura 38 Etapa inicial del análisis pushover en X	53
Figura 39 Etapa final del análisis pushover en X.....	53
Figura 40 Primeras rotulas de análisis pushover en Y	54
Figura 41 Etapa final de análisis pushover en Y	54
Figura 42 Curva de capacidad en X	55
Figura 43 Curva de capacidad en Y	56
Figura 44 Punto de desempeño del modelo en la dirección X para sismo de diseño	57
Figura 45 Punto de desempeño del modelo en la dirección Y para sismo de diseño ..	57
Figura 46 Punto de desempeño del modelo en la dirección X ante la acción de sismo moderado.....	58
Figura 47 Punto de desempeño del modelo en la dirección Y ante la acción de sismo moderado.....	59
Figura 48 Diseño de acero en Etabs.....	60
Figura 49	62
Figura 50 Diagrama de envolvente - V 30x50 cm	63
Figura 51 Momento cubierto con armado base establecido - V 30x50 cm.....	64
Figura 52 Momento cubierto con armado base + complementario establecido - V 30x50	64
Figura 53 Diagrama de corte producto de la combinación de carga última Wu ((1.2+0.2SDs)D+L) - V 30x50.....	65
Figura 54 Diagrama de envolvente - V1 30x50	66
Figura 55 Momento cubierto con armado base + complementario establecido - V1 30x50.....	67
Figura 56 Diagrama de corte producto de la combinación de carga última Wu ((1.2+0.2SDs)D+L) - V1 30x50.....	68
Figura 57 Diagrama de envolvente - V 35x55	69
Figura 58 Momento cubierto con armado base + complementario establecido - V 35x55	69
Figura 59 Diagrama de corte producto de la combinación de carga última Wu ((1.2+0.2SDs)D+L) - V 35x55.....	71

Figura 60 Diagrama de envolvente - V 50x50 cm	72
Figura 61 Momento cubierto con armado base establecido - V 50x50.....	72
Figura 62 Momento cubierto con armado base + complementario establecido - V 50x50	73
Figura 63 Diagrama de corte producto de la combinación de carga última Wu ((1.2+0.2SDs)D+L) - V 50x50.....	74
Figura 64 Diagrama de envolvente - V 40x60	75
Figura 65 Momento cubierto con armado base establecido - V 40x60.....	75
Figura 66 Momento cubierto con armado base + complementario establecido - V 40x60	76
Figura 67 Diagrama de corte producto de la combinación de carga última Wu ((1.2+0.2SDs) D+L) - V 40x60.....	77
Figura 68 Diagrama de envolvente - V1 40x60	77
Figura 69 Momento cubierto con armado base establecido - V1 40x60.....	78
Figura 70 Momento cubierto con armado base + complementario establecido - V1 40x60.....	78
Figura 71 Diagrama de corte producto de la combinación de carga última Wu ((1.2+0.2SDs)D+L) - V1 40x60.....	79
Figura 72 Diagrama de envolvente – V 25x45	80
Figura 73 Momento cubierto con armado base establecido - V 25x45.....	81
Figura 74 Momento cubierto con armado base + complementario establecido - V 25x45	81
Figura 75 Diagrama de corte producto de la combinación de carga última Wu ((1.2+0.2SDs) D+L) - V 25x45.....	82
Figura 76 Separación de refuerzos en columnas.....	98
Figura 77 Patrones de carga	100
Figura 78 Configuración acero en columna.	101
Figura 79 Diagrama de interacción columna dirección X	102
Figura 80 Patrones de carga dirección Y	103
Figura 81 Configuración acero.....	103
Figura 82 Diagrama de interacción columna dirección Y	104
Figura 83 Relación C/V pórtico A	110
Figura 84 Relación C/V pórtico B	110
Figura 85 Relación C/V pórtico C	111

Figura 86 Relación C/V pórtico D	111
Figura 87 Relación C/V pórtico 1	112
Figura 88 Relación C/V pórtico 2	112
Figura 89 Relación C/V pórtico 3	113
Figura 90 Relación C/V pórtico 4	113
Figura 91 Relación Viga/Columna pórtico A	114
Figura 92 Relación Viga/Columna pórtico B	114
Figura 93 Relación Viga/Columna pórtico C	115
Figura 94 Relación Viga/Columna pórtico D	115
Figura 95 Relación Viga/Columna pórtico 1	116
Figura 96 Relación Viga/Columna pórtico 2	116
Figura 97 Relación Viga/Columna pórtico 3	117
Figura 98 Relación Viga/Columna pórtico 4	117
Figura 99 Cuantías de acero requerida para muro en L	120
Figura 100 Cuantías de muro L.....	121
Figura 101 Cuantía de muro L	123
Figura 102 Cuantía muro	124
Figura 103 Mapa de deformación máxima por calor	125
Figura 104 Esfuerzo de cimentación.....	127
Figura 105 Rótulas plásticas del pórtico A del modelo estructural en X.....	128
Figura 106 Rótulas plásticas del pórtico 3 del modelo estructural en X.....	128
Figura 107 Rótulas plásticas del pórtico A del modelo estructural en Y.....	129
Figura 108 Rótulas plásticas del pórtico 4 del modelo estructural en Y.....	129
Figura 109 Porcentajes de rótulas plásticas para cada nivel de desempeño en dirección X.....	131
Figura 110 Porcentajes de rótulas plásticas para cada nivel de desempeño en dirección Y	132
Figura 111 Derivas globales de la estructura	133
Figura 112 Niveles de desempeño con derivas globales.....	133

Índice de tablas

Tabla 1 Nivel de sismicidad.....	15
Tabla 2 Valores de estudio de suelo.....	18
Tabla 3 Magnitud de carga viva de acuerdo con la ocupación de cada piso	20
Tabla 4. Valores de Diseño para Cargas Muertas Permanentes.....	20
Tabla 5. Inercia por el método de Steiner para losa alivianada	22
Tabla 6 Dimensiones de losa alivianada y sus componentes	24
Tabla 7 Carga muerta correspondiente al 1er a 4to piso	25
Tabla 8 Carga muerta correspondiente a 5to piso	25
Tabla 9 Resumen de valores de cargas y solicitaciones por piso.....	27
Tabla 10 Resumen de dimensiones de secciones para piso 1 y 2	28
Tabla 11 Resumen de dimensiones de secciones para piso 3	29
Tabla 12 Resumen de dimensiones de secciones para piso 4	29
Tabla 13 Resumen de dimensiones de secciones para piso 5	30
Tabla 14 Datos para el cálculo del espectro de respuesta	37
Tabla 15 Valores de k	39
Tabla 16 Resumen de datos de periodo, aceleración espectral, Coeficiente basal y factor k.....	40
Tabla 17 Tabla de derivas elásticas e inelásticas	44
Tabla 18. Resultados de periodos.....	46
Tabla 19 Participación de masas	47
Tabla 20 Valores de torsión	48
Tabla 21 Ajuste del corte basal por el análisis dinámico	48
Tabla 22 Calibración del corte basal por el análisis dinámico.....	50
Tabla 23 Tabla descriptiva de colores de objetivos de desempeño	55
Tabla 24 Tabla descriptiva de propiedades	63
Tabla 25 Tabla de áreas de acero	64
Tabla 26 tabla de armado propuesto	65
Tabla 27 Tabla de longitudes de traslape	65
Tabla 28 Tabla de propiedades	66
Tabla 29 Tabla de área de aceros mínimos	66
Tabla 30 Tabla de armado propuesto	67
Tabla 31 Tabla de longitudes de traslape	68

Tabla 32	Tabla de propiedades de elementos	68
Tabla 33	Tabla de aceros mínimos.....	69
Tabla 34	Tabla de armados propuestos	70
Tabla 35	Tabla de longitudes de traslape	70
Tabla 36	Tabla de propiedades	71
Tabla 37	Tabla de acero mínimo.....	72
Tabla 38	Tabla de armado propuesto	73
Tabla 39	Tabla de longitudes de traslapes	73
Tabla 40	Tabla de propiedades	74
Tabla 41	Tabla de área de acero mínimo	75
Tabla 42	Tabla de armado propuesto	76
Tabla 43	Longitudes de traslapes	76
Tabla 44	Tabla de propiedades	77
Tabla 45	tabla de área de acero mínimo.....	78
Tabla 46	Tabla de armado propuesto	79
Tabla 47	Tabla de longitudes de traslapes	79
Tabla 48	Tabla de propiedades de sección.....	80
Tabla 49	Tabla de acero mínimo.....	80
Tabla 50	Tabla de armado propuesto	81
Tabla 51	Tabla de longitudes de traslapes	82
Tabla 52.....	¡Error! Marcador no definido.	
Tabla 53	Tabla de acero mínimo.....	83
Tabla 54	Tabla de armado propuesto	84
Tabla 55	Tabla de longitudes de traslapes	84
Tabla 56.....		85
Tabla 57	Tabla de acero mínimo.....	86
Tabla 58	Tabla de armado propuesto	87
Tabla 59	Tabla de longitudes de traslapes	87
Tabla 60.....		88
Tabla 61	Tabla de acero mínimo.....	89
Tabla 62	Tabla de armado propuesto	90
Tabla 63	Tabla de longitudes de traslapes	90
Tabla 64.....		91
Tabla 65	Tabla de acero mínimo.....	92

Tabla 66	Tabla de armado propuesto	93
Tabla 67	Tabla de longitudes de traslapes	93
Tabla 68		94
Tabla 69	Tabla de acero mínimo.....	95
Tabla 70	Tabla de armado propuesto	96
Tabla 71	Tabla de longitudes de traslapes	96
Tabla 72	Cuantías de acero requeridas.....	119
Tabla 73	Tablas de elementos de borde	119
Tabla 74	Cuantías de acero calculadas.....	120
Tabla 75	Cuantas de acero requeridas para muro	121
Tabla 76	Requerimiento de elemento de borde en el muro	121
Tabla 77	Cuantías de acero calculadas.....	122
Tabla 78	Cuantías de acero requerida para muro en L.....	122
Tabla 79	Requerimiento de elemento de borde en el muro	122
Tabla 80	Cuantía de acero calculada.....	123
Tabla 81	Cuantías de acero requerida para muro.....	124
Tabla 82	Requerimiento de elemento de borde en el muro	124
Tabla 83	Cuantía calculada	125
Tabla 84	Tabla de acero requerido.....	126
Tabla 85	Resumen de dimensiones de cimentación.....	126
Tabla 86	Rotulas plásticas en elementos estructurales del análisis pushover en dirección X.....	130
Tabla 87	Rotulas plásticas en elementos estructurales del análisis pushover en dirección Y	131
Tabla 88	Ductilidades de demanda sísmica	133

Índice de ecuaciones

Ecuación 1 Coeficiente de irregularidad en planta	8
Ecuación 2. Coeficiente de regularidad en elevación	9
Ecuación 3. Peralte para viga	21
Ecuación 4 Cálculo de beta	23
Ecuación 5 Cálculo de altura de losa (ACI 318-19)	24
Ecuación 6 Cálculo de carga última para predimensionamiento de columnas	27
Ecuación 7 Periodo fundamental de vibración (método 1).....	38
Ecuación 8 Periodo límite inicial	38
Ecuación 9 Periodo límite final.....	38
Ecuación 10 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.....	39
Ecuación 11. Coeficiente basal	39
Ecuación 12. Control de derivas	41
Ecuación 13. Acero mínimo 1.....	61
Ecuación 14. Acero mínimo 2.....	61
Ecuación 15.Momento nominal	61
Ecuación 16.....	62
Ecuación 17 Area de refuerzo para estribos.....	99
Ecuación 18 Cálculo de fuerza cortante de refuerzo.....	99
Ecuación 19 Resistencia al Cortante Nominal proporcionada por el Concreto	100
Ecuación 20. Esfuerzo de compresión máximo obtenido del análisis	118
Ecuación 21. Longitud del muro.....	118
Ecuación 22. Espaciamiento máximo del refuerzo transversal.....	118
Ecuación 23.Cuantía volumétrica de confinamiento	119

TITULO DEL PROYECTO

Diseño por desempeño de un edificio irregular de hormigón armado de 5 pisos.

INTRODUCCIÓN

Gracias a los avances tecnológicos actuales, es posible evaluar de manera ágil y precisa diversas alternativas de prediseño estructural mediante software de ingeniería, permitiendo así analizar el comportamiento de las edificaciones frente a diferentes niveles de demanda sísmica. Estas herramientas de modelación facilitan la comparación entre múltiples configuraciones estructurales posibilitando la opción más eficiente desde el punto de vista de la funcionalidad y seguridad.

En este contexto, Ecuador es un país con alto riesgo sísmico debido a la interacción de sus placas tectónicas; esta situación hace necesario realizar análisis que permitan garantizar niveles de desempeño estructural adecuados, asegurando edificaciones seguras y evitando colapsos potenciales (Aguiar, 2016). Para lograr edificaciones seguras se requiere la aplicación de métodos que no solo permitan garantizar la estabilidad estructural, sino que, además, permitan minimizar pérdidas económicas y humanas. Si bien la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI], 2015) ha avanzado en base a enfoques convencionales, las consecuencias de eventos sísmicos históricos han demostrado la necesidad de ir más allá de evaluar únicamente la resistencia, especialmente en el contexto de las edificaciones irregulares de hormigón armado. Esta complejidad geométrica, ya sea en planta o en altura, genera una distribución desfavorable de rigideces y masas, aumentando significativamente su vulnerabilidad a comportamientos torsionales no deseados o a la formación de pisos blandos durante un sismo (Chopra, A. K., 2012). Así mismo lo corrobora Quinde y Reinoso (2022), explicando que “las irregularidades complican la distribución uniforme de rigideces y masas, lo que puede amplificar la vulnerabilidad a comportamientos torsionales”.

Si bien las irregularidades geométricas de algunas edificaciones pueden incrementar la complejidad de su respuesta sísmica, la metodología del Diseño por Desempeño (PBD) no se limita a estos casos. Su uso se ha extendido a todo tipo de construcciones, permitiendo evaluar el comportamiento de la estructura bajo distintos niveles de intensidad sísmica, definiendo niveles de desempeño preestablecidos y garantizando un daño controlado y predecible (Federal Emergency Management Agency [FEMA], 2000).

No obstante, aunque las irregularidades geométricas pueden incrementar la complejidad de la respuesta sísmica de una estructura, es posible controlar los efectos torsionales mediante el diseño adecuado de muros de hormigón armado. Estos muros, estratégicamente ubicados y correctamente dimensionados, equilibran la distribución de rigideces y masas, reduciendo la torsión y mejorando la estabilidad estructural de edificaciones irregulares. La correcta

implementación de estos elementos estructurales permite que, incluso en edificios con irregularidades, se obtenga un comportamiento sísmico regular y predecible, lo cual es fundamental en zonas de alta sismicidad como Manta (Quinde y Reinoso, 2022).

Frente a esta situación, el presente trabajo de tesis, titulado “Diseño por desempeño de un edificio irregular de hormigón armado de 5 pisos ubicado en barrio Umiña – Manta”, tiene como objetivo general diseñar una estructura irregular de hormigón armado para uso multifamiliar, asegurando que, a pesar de las irregularidades geométricas, el comportamiento global del edificio sea lo más aceptable y predecible posible frente a diferentes niveles de demanda sísmica. Para alcanzar este propósito, se realiza un análisis estructural no lineal mediante el software ETABS, considerando la distribución de esfuerzos y deformaciones, así como la capacidad de los muros de hormigón armado para controlar la torsión. Se espera que los resultados aporten información relevante sobre cómo lograr un desempeño estructural confiable en edificaciones irregulares de hormigón armado, sirviendo de referencia para futuras aplicaciones de Diseño por Desempeño en contextos sísmicos locales.

1.1. Antecedentes

La sismicidad repetida en Ecuador, producto de la interacción de las placas tectónicas, presenta un desafío constante para la ingeniería estructural, que busca asegurar la seguridad de las edificaciones. La presencia repetitiva de los sismos ha evidenciado las limitaciones del diseño estructural, especialmente con geometrías irregulares. Dichas irregularidades complican la distribución uniforme de rigideces y masas, lo que puede amplificar la vulnerabilidad a comportamientos torsionales (Quinde y Reinoso, 2022). Por lo tanto, es clara la necesidad de un diseño preciso para los edificios de hormigón armado de 5 pisos que presenten estas características.

Numerosas investigaciones han explorado el diseño y el comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado, particularmente aquellos con irregularidades y un número de pisos similar al de este estudio. Por ejemplo, Ulcuango y Haro (2023) realizaron una evaluación del desempeño sísmico de sistemas duales de hormigón armado con diferentes grados de irregularidad torsional en Ecuador, utilizando análisis estáticos y dinámicos no lineales para cuantificar su respuesta. En un contexto similar, Quinde y reinoso (2022) evaluaron la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes de hormigón armado, resaltando la importancia de considerar las irregularidades.

Así mismo, otras tesis en universidades ecuatorianas, como la de Cabrera y Borja (2020), que habla acerca de la “Importancia del análisis por desempeño en el proceso de diseño de un edificio de hormigón armado para uso educativo” mencionan la aplicación directa del diseño por desempeño a edificios de hormigón armado, verificando niveles de desempeño mediante análisis tiempo-historia, un método más avanzado de análisis no lineal.

En el contexto específico del Ecuador, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), que en sus capítulos NEC-SE-HM y NEC-SE-DS aborda el diseño, los factores de carga y requisitos de ductilidad (MIDUVI, 2015). Adicionalmente, la NEC-15 establece e implementa coeficientes de penalización por las irregularidades en la edificación cuyo objetivo es de mitigar el impacto de estas condiciones a las que responderá la respuesta estructural. Sin embargo, a pesar de la normativa existente, el control del comportamiento sísmico de un edificio irregular de hormigón armado sigue siendo un campo de investigación que aplica diversas metodologías como el diseño por desempeño.

1.2. Justificación

La vulnerabilidad sísmica de las edificaciones en Ecuador representa una preocupación crítica debido a la constante actividad telúrica del país. A pesar de los avances incluidos en la

NEC-2015, que incorpora coeficientes de penalización por irregularidades, la experiencia de sismos recientes ha evidenciado que el diseño tradicional centrado únicamente en el diseño basado por fuerzas podría ser insuficiente (Andrade, 2023). Esto afecta principalmente a las estructuras de hormigón armado con irregularidades geométricas, las cuales tienden a presentar un mal desempeño sismorresistente.

La evidencia reciente robustece la idea que las irregularidades en planta y altura afectan de forma significativa la respuesta no lineal y la fragilidad sísmica de una estructura, por lo tanto, su evaluación debe estar más allá del criterio de cumplimiento (cumple - no cumple), incorporando métodos como los no lineales y análisis de desempeño, puesto que configuraciones irregulares de un edificio modifican la demanda y vulnerabilidad del mismo mostrando un incremento en daño esperado y distribución de rigidez y resistencia (Raj, Roopanjali, & Akshatha, 2025). Este enunciado es relevante para el diseño de un edificio irregular de cinco pisos, cuya tipología es muy frecuente en ciudades intermedias y en expansión urbana, donde las decisiones arquitectónicas suelen imponerse sobre la regularidad estructural.

De forma adicional se destaca que la experiencia del sismo ocurrido en Manabí, Ecuador en el año 2016 dejó lecciones técnicas y de control constructivo que están vigentes; la literatura reporta evaluaciones sobre la calidad de construcción y reforzamiento en ciudades como Portoviejo años después del evento ocurrido (Mieles, Vega, Bazurto, & Alcívar, 2022), y también investigaciones nuevas que examinan el comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado de mediana altura proponiendo estrategias de reforzamiento (Jiménez & Cagua, 2025). Estos estudios muestran la necesidad de enfoques que controlen el nivel de daño de una estructura, y no solo que prevengan el colapso, aspectos que son cada vez más centrales en la ingeniería sísmica.

Por lo mencionado, la presente investigación se justifica por la necesidad de asegurar un comportamiento sísmico seguro en edificaciones. Aunque el diseño por desempeño es una metodología ampliamente reconocida, su aplicación en el diseño de un edificio irregular de hormigón armado de cinco pisos permitirá demostrar la viabilidad y los beneficios que esta metodología ofrece para estructuras complejas de este tipo. Los resultados de este diseño no solo validarán la aplicación del PBD en el contexto ecuatoriano para edificaciones de múltiples pisos con irregularidades, sino que generarán importantes aportes en la formación de los ingenieros civiles y en el fortalecimiento de las competencias de los ingenieros calculistas.

1.3. Objetivos

1.3.1. *Objetivo general*

- Diseñar un edificio irregular de hormigón armado de cinco pisos ubicado en el barrio Umiña - Manta, mediante el método de Diseño Basado en Desempeño (DBD), validando su respuesta estructural a través de un análisis no lineal estático (Pushover) según los niveles de seguridad de vida y prevención al colapso.

1.3.2. *Objetivos específicos*

- Caracterizar el diseño estructural del edificio irregular de hormigón armado de cinco pisos conforme a los criterios establecidos en la NEC-2015.
- Definir las cargas aplicadas y parámetros sísmicos de diseño a partir del espectro elástico correspondiente a la zonificación sísmica del Ecuador y condiciones de sitio.
- Modelar la estructura irregular de cinco pisos mediante el software ETABS, definiendo las propiedades de los materiales y asignando rótulas plásticas en los elementos de hormigón armado conforme a los requisitos de la NEC-2015 para el desarrollo del análisis no líneas estático.
- Analizar el impacto de la irregularidad en la respuesta sísmica global mediante el estudio del comportamiento dinámico y los efectos torsionales de la edificación.
- Evaluar el desempeño sísmico de la estructura mediante la comparación entre la capacidad obtenida del análisis no lineal y la demanda sísmica definida por los espectros de diseño de la NEC verificando el cumplimiento de los niveles de desempeño de seguridad de vida y prevención al colapso.
- Establecer las conclusiones y recomendaciones, mediante el análisis de resultados.

CAPITULO I:

1. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

1.1. Dinámica estructural de un edificio

1.1.1. Masa

La masa es la cantidad de materia que una estructura y sus elementos estructurales tiene para favorecer la inercia del sistema. En un análisis dinámico la masa distribuida en la estructura se concentra en diferentes niveles de piso; esto crea un modelo de masas concentrada que ayuda al análisis sin perder la exactitud en los resultados (Aguiar, 2012).

1.1.2. Rigidez

La rigidez es esa propiedad que mide la resistencia que tiene una estructura antes las deformaciones que pueda ocurrirle. En sistemas estructurales de pórticos la rigidez lateral depende de propiedades geométricas de columnas y vigas, y también de las condiciones de apoyo y el grado de hiperestaticidad del sistema (Chopra, 2014).

1.1.3. Amortiguamiento

El amortiguamiento es la disipación de energía del sistema que ocurre por mecanismos como la fricción interna, comportamiento no lineal de materiales, y razonamientos de conexiones (López, 2014).

1.1.4. Periodo fundamental

El periodo fundamental de vibración es una variable dinámica muy importante en el análisis sísmico de estructuras. Esta representa el tiempo que necesita la estructura para completar un ciclo de vibración en el modo fundamental de oscilación. Determinar este periodo es necesario porque de aquel depende la fuerza sísmica de diseño (Razo & García, 2021). La precisión con la que se estima este periodo es primordial porque afecta el cálculo de las fuerzas sísmicas si llega a existir un error en su determinación, puesto que puede llevar a la sobreestimación o inversamente de las cargas sísmicas de diseño (Caicedo, 2014).

1.1.5. Modos de vibración

Los modos de vibración son los patrones de deformación que la estructura adopta durante su oscilación. Cada modo de vibración se construye por un periodo específico y una forma modal. En estructuras de múltiples grados de libertad, se puede observar que el comportamiento dinámico se logra disgregar como superposición de la respuesta en cada modo (Surichaqui, Quispe, & Palomino, 20021).

El primer modo de vibración de la estructura es el periodo fundamenta que involucra desplazamientos en la misma dirección en todos los niveles del sistema, con amplitudes que van aumentando de manera progresiva (Hurtado, 2000). Los modos superiores al primero,

muestran cambios en dirección de los desplazamientos entre pisos, mostrando mayor intervención de deformaciones en elementos verticales (Razo & García, 2021)

1.1.6. Deriva de piso

La deriva de piso es la diferencia del desplazamiento material entre dos niveles consecutivos que se muestra como porcentaje de la altura de piso. Este es un parámetro muy importante en el diseño sísmico, porque permite controlar los daños en el sistema y en los elementos no estructurales (López, 2014).

1.2. Comportamiento sísmico del hormigón armado

Las nuevas tendencias en la Ingeniería Sísmica reconocen la necesidad de evaluar la vulnerabilidad de los edificios en entornos urbanos. De hecho, es allí donde se concentra la mayor parte de la población mundial, las infraestructuras y los servicios. Así pues, el comportamiento de los edificios ante la ocurrencia de sismos intensos es el responsable de evitar verdaderas catástrofes sísmicas, como las que, hasta la fecha, continúan dejando pérdidas económicas millonarias y un número inaceptable de víctimas mortales (Bonett et al., 2003).

Las estructuras de hormigón armado bajo cargas sísmicas tienen un comportamiento no lineal una vez que superan la respuesta elástica. Al aumentar la demanda, el concreto se fisura por exceder su resistencia a la tracción, esto provoca una pérdida de rigidez en los elementos estructurales (Maraboto, 2001). La fisuración del hormigón es el primer indicador de comportamiento no lineal, esto implica que el concreto agrietado ya no contribuye a resistir esfuerzos de tracción; transfiriéndolo al acero de refuerzo.

La ductilidad es finalmente, una propiedad fundamental que indica que, a mayor ductilidad, mayor también será la deformación que la estructura pueda soportar absorbiendo energía sísmica sin colapsar (Montava, 2017). Durante un sismo muy fuerte, las rotulas plásticas presentan ciclos de histéresis, es decir, carga-descarga, donde disipan la energía del movimiento sísmico. En elementos de hormigón armado este comportamiento muestra degradación de rigidez, resistencia y efecto de pinzamiento (Ramírez, 2013). Esta respuesta cíclica inelástica permite que gran parte de la energía sísmica se disipe a la estructura de forma controlada, en lugar de transmitirlas totalmente a la base.

1.3. Sistemas estructurales de hormigón armado

En zonas altamente sísmicas como en Ecuador, el diseño de estructuras de hormigón armado requiere que se seleccione un sistema estructural capaz de resistir fuerzas sísmicas. Entre los sistemas que más se utilizan en hormigón armado están los de pórticos resistente a momento y los sistemas duales pórtico-muro.

1.3.1. Sistema de Pórticos resistentes a momento

Un pórtico resistente a momento está conformado por vigas y columnas de hormigón armado que se conectan de forma rígida mediante uniones o nudos, de tal forma que logran resistir los momentos flexionantes y cortantes inducidos por cargas laterales como sismo y viento transfiriéndolo a las vigas y columnas en las juntas rígidas, logrando que el pórtico se comporte como un marco integro que soporta cargas horizontales (Toala, 2025).

1.3.2. Sistemas duales

Un sistema dual combina dos subsistemas que logran resistir cargas laterales. El primero; un conjunto de pórticos resistente a momento, el segundo; muros estructurales de hormigón armado. Este sistema es mejor utilizado en estructuras de grandes dimensiones en planta, ya que los pórticos aportan ductilidad y los muros rigidez y resistencia al corte (Toala, 2025).

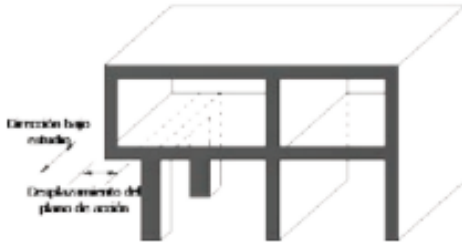
1.4. Definición de irregularidad estructural

Las edificaciones irregulares de hormigón armado son aquellas que, debido a sus características geométricas o a la distribución de la masa y la rigidez en la estructura, no cumplen con los criterios de regularidad establecidos por los códigos sísmicos. Estas irregularidades provocan que la edificación no responda de manera uniforme frente a eventos sísmicos de gran magnitud, lo que incrementa significativamente su vulnerabilidad ante este tipo de fenómenos naturales.

Al utilizar una configuración similar a las no recomendadas, el diseñador deberá demostrar el adecuado desempeño sísmico de su estructura, siguiendo los lineamientos especificados en la NEC-SE-DS: Parte 2, un extracto de esta normativa se observa en la Figura 1 (MIDUVI, 2015a).

Figura 1

Irregularidades en elevación

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.		Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.
Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	 RESISTENCIA PISO B < 0.70 RESISTENCIA PISO C	 Dirección de las fuerzas horizontales Desplazamiento del plano de acción
Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.		

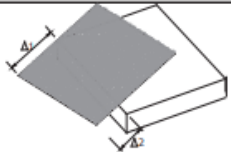
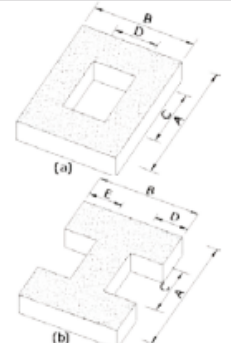
Nota. Obtenido de NEC-SE-DS: Parte 2 (MIDUVI, 2015a).

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) adopta un enfoque particular frente a las edificaciones que presentan irregularidades, tanto en planta como en elevación. A diferencia de otras normativas que pueden tratar estas condiciones de manera indirecta, la NEC establece explícitamente una penalización al diseño mediante la incorporación de coeficientes de configuración estructural. Estos coeficientes permiten cuantificar el efecto adverso que las irregularidades geométricas pueden generar en el comportamiento sísmico de una estructura.

Dichos coeficientes incrementan el valor del cortante de diseño con la intención de proveer una mayor resistencia a la edificación. Sin embargo, esto no garantiza que la estructura tendrá un buen desempeño durante un evento sísmico, ya que las irregularidades siguen representando una fuente de vulnerabilidad importante. Por tanto, resulta recomendable evitar en lo posible la presencia de este tipo de irregularidades, tanto en planta como en elevación, desde las etapas iniciales de diseño arquitectónico y estructural como indica la NEC-SE-DS: Peligro Sísmico 2, que se muestra en la Figura 2 (MIDUVI, 2015a)

Figura 2

Coficiente de irregularidad en planta a aplicarse según la NEC-2015

Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pi}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	
Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pi}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	
Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pi}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$ La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	
Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pi}=0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

Nota. Obtenido de NEC-SE-DS: Parte 2 (MIDUVI, 2015a).

La penalización por irregularidades según la NEC-15 se determina con la siguiente ecuación:

$$\phi_P = \phi_{PA} * \phi_{PB}$$

Ecuación 1 *Coficiente de irregularidad en planta*

Dónde

- ϕ_P : Coeficiente de regularidad en planta
- ϕ_{PA} : Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3
- ϕ_{PB} : Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4
- ϕ_{Pi} : Coeficiente de configuración en planta

Para la irregularidad en elevación la NEC-15 establece la siguiente ecuación:

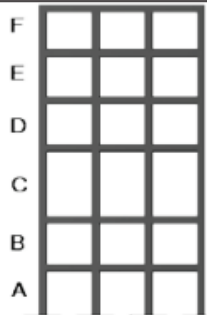
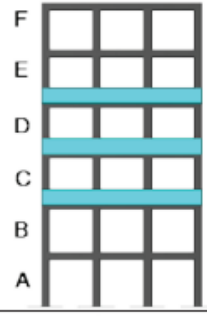
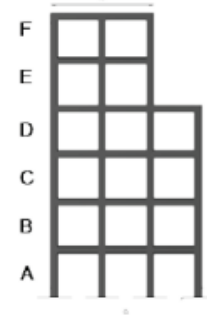
$$\phi_E \phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB}$$

Ecuación 2. Coeficiente de regularidad en elevación

Dónde:

- ϕ_E : Coeficiente de regularidad en elevación
- ϕ_{EA} : Mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1
- ϕ_{EB} : Mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3
- ϕ_{Ei} : Coeficiente de configuración en elevación

Figura 3. Coeficiente de irregularidad en elevación a aplicarse según NEC-2015

Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{Ei}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$ La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	
Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{Ei}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$ La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	
Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{Ei}=0.9$ $a > 1.3 b$ La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

Nota. Obtenido de NEC-SE-DS: Parte 2 (MIDUVI, 2015a).

1.4.1. Efectos de la irregularidad en la respuesta sísmica

Hay varias razones para el mal comportamiento de las estructuras irregulares. En una estructura regular, la respuesta inelástica, incluida la disipación de energía y el daño, producida por una fuerte sacudida del suelo tiende a estar bien distribuida por toda la estructura. Sin embargo, en estructuras irregulares, el comportamiento inelástico puede estar concentrado por irregularidades y puede resultar en una falla rápida de los elementos estructurales en estas áreas. Además, algunas irregularidades introducen demandas imprevistas en la estructura, que los diseñadores suelen pasar por alto al detallar el sistema estructural (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017)

1.5. Diseño sísmico basado en desempeño

El PBSD (Performance-Based Seismic Design) por sus siglas en inglés, es una filosofía de diseño más general en la cual se busca cumplir objetivos de desempeño establecidos cuando la estructura se ve sometida a diversos niveles de riesgo sísmico. Dichos desempeños establecidos pueden ser niveles de esfuerzos, fuerzas, desplazamientos, estados límites o de daños en las estructuras, los cuales están en función del riesgo sísmico en consideración (Cabrera & Borja, 2020).

1.5.1. Nivel de Desempeño

Un nivel de desempeño indica hasta qué punto puede dañarse una edificación cuando enfrenta un sismo de cierta intensidad. Esta condición límite se establece considerando el daño físico que podría sufrir la estructura, el riesgo que ese daño representaría para las personas que la ocupan y la capacidad que tendría el edificio para seguir funcionando después del evento sísmico (Maraboto, 2001).

1.5.2. Principios del diseño por desempeño

El diseño basado en desempeño es una técnica para diseñar un edificio o una estructura como para que pueda satisfacer cualquier nivel de desempeño, desde cumplir con un objetivo mínimo (ej. evitar el colapso) hasta evitar daños menores. En la práctica, no obstante, tanto los investigadores como los profesionales que hacen diseño sismorresistente basado en el desempeño buscan y, cada vez más, logran prometer diseños sismorresistentes capaces de alcanzar objetivos muy altos de manera previsible como, por ejemplo, mantener el estado funcional del edificio y un nivel de reparación nominal (Ibáñez & Vielma, 2024).

El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento

del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límite (Ibáñez & Vielma, 2024).

1.5.3. Enfoque del diseño por desempeño

El Diseño por Desempeño (Performance-Based Design - PBD) representa un enfoque moderno en la ingeniería estructural que permite evaluar de manera más realista la respuesta de una edificación frente a distintos niveles de demanda sísmica. A diferencia del diseño tradicional basado en prescripciones normativas, el PBD establece objetivos de desempeño específicos que deben cumplirse bajo escenarios de carga definidos, considerando tanto la seguridad estructural como la funcionalidad post-evento. Este método resulta especialmente relevante en infraestructuras esenciales, como hospitales o estaciones de emergencia, donde no solo se busca evitar el colapso, sino también asegurar la operatividad tras un sismo (Carrillo, 2007).

1.5.4. Evaluación de Desempeño Estructural

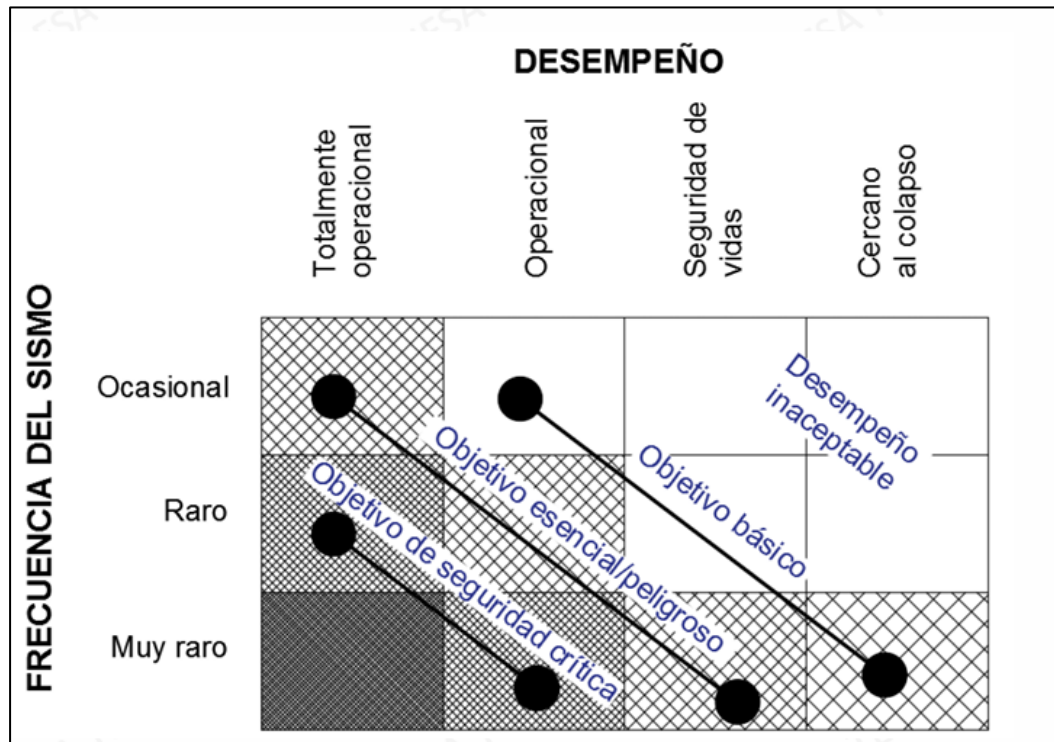
Para determinar el nivel de desempeño se utiliza el Método de Espectro de Capacidad MEC, el cual superpone el espectro de capacidad y demanda sísmica. El espectro de capacidad se construye a partir de la curva de capacidad estructural del edificio, la cual se obtiene mediante un análisis estático no lineal pushover. Al utilizar esta herramienta se deben incorporar propiedades no lineales a los materiales que componen los muros usando leyes constitutivas (relaciones tensión-deformación). Para el análisis pushover se consideran 3 patrones de carga (Medina, 2017).

1.6.Objetivos de desempeño

Los objetivos de desempeño corresponden a los comportamientos esperados de un edificio sometido a diferentes niveles de movimiento sísmico y se definen como uno o más pares de Niveles de Movimiento Sísmico y de Niveles de desempeño.

Figura 4

Objetivos de desempeño



Nota. Obtenido de Adaptación de SEAOC Vision 2000

1.7. Niveles de desempeño

De acuerdo con el Instituto de la construcción (2019), el nivel de desempeño los pórticos se clasifican en:

- **Pórticos especiales SMF (Special Moment Frame):** Son capaces de trabajar en rango inelástico sienten altamente dúctiles y disipando gran cantidad de energía, son usados en zonas de alta sismicidad.
- **Pórticos intermedios IMF (Intermediate Moment Frame):** Se diseñan para trabajar en el rango inelásticos y poseen una ductilidad y disipación de energía moderada, son usados en zonas de moderada sismicidad.
- **Pórticos Ordinarios OMF (Ordinary Moment frame):** Se diseñan para trabajar en el rango elástico, poseen limitada capacidad de disipar energía, son usados en zonas de baja sismicidad

Un objetivo de desempeño describe cómo se espera que se comporte una estructura cuando enfrenta un sismo. Define hasta qué punto puede dañarse sin que esto comprometa su seguridad o funcionamiento. Para plantearlo, primero se identifica la intensidad del sismo que podría ocurrir y, con base en eso, se determina cuál es el nivel de daño aceptable para la edificación bajo esas condiciones.

ASCE 41-13 define seis niveles de Desempeño Estructural, relacionados con los estados de daño de los elementos que son parte del sistema resistente de cargas laterales, siendo los principales Ocupación Inmediata (S-1), Seguridad de Vida (S-3) y Prevención de Colapso (S-5). Además, define cuatro niveles de Desempeño No Estructural, que son Operacional (N-A), Retención de Posición (N-B), Seguridad de Vida (N-C) y No Considerado (N-D). (Instituto de la construcción, 2019)

1.7.1. Operativo

La ASCE (2017), lo define como “La estructura permanece sustancialmente igual al original en fuerza y rigidez. Agrietamiento menor de fachadas, paredes y techos, así como de los elementos estructurales” (p.35)

Esto dictamina que, a pesar del evento sísmico, la estructura se mantendrá funcional y puede continuar con sus operaciones sin ningún tipo de problema. Este nivel es generalmente usado en estructuras esenciales donde es fundamental que puedan mantenerse operando.

1.7.2. Ocupación inmediata

La ASCE (2017), lo expresa como “Se presenta daño estructural muy limitado. La construcción retiene casi toda su fuerza y rigidez previas al sismo. El riesgo de lesiones potencialmente portales es casi nulo” (p. 36)

Este nivel de desempeño busca asegurar la ocupación inmediata y segura del edificio. Si bien se ha producido ciertos daños, es mínimo y no compromete la estabilidad de la estructura ni las personas que residen en ella.

1.7.3. Seguridad de vida

La ASCE (2017) lo define como:

“Se presenta daño significativo a la estructura, pero existe aún un margen de seguridad frente al colapso parcial o total. Algunos elementos componentes y elementos estructurales están severamente dañados. Es posible que ocurran lesiones, sin embargo, el riesgo general de que sean potencialmente mortales es bajo” (p. 39)

Aunque el daño es considerable, todavía existe la posibilidad de rehabilitar la estructura. Aun así, es necesario analizar a fondo si realmente vale la pena hacerlo, porque a veces los costos pueden volverse demasiado altos. Este nivel deja claro que hay que encontrar un equilibrio entre garantizar la seguridad de las personas y mantener una solución que sea económicamente viable.

1.7.4. Prevención de colapso

La ASCE (2017), lo define como:

“La construcción se encuentra al borde del colapso parcial o total. Se presenta daño substancial en la estructura, incluyendo una degradación significativa en la rigidez y fuerza del sistema de resistencia para cargas laterales, grandes deformaciones permanentes, y degradación en la capacidad del sistema para resistir cargas verticales. Existe el riesgo de lesiones significativas causados por la caída de escombros” (p. 39)

Este nivel refleja la condición más crítica de la estructura después de un sismo. En este estado, la edificación está prácticamente al límite de lo que puede resistir y, de hecho, ya no es viable repararla. Tampoco puede seguir usándose, porque hacerlo implicaría un riesgo real de colapso total. Aquí lo fundamental es la seguridad: proteger la vida siempre está por encima de cualquier intención de mantener la operatividad en una situación tan peligrosa.

1.8. Análisis lineal en estructuras

El análisis lineal de una estructura es la base de un método de diseño sísmico en las normas modernas. Bajo este enfoque, se considera el comportamiento elástico lineal de la estructura, es decir, las deformaciones por proporcionalmente lineales con las fuerzas que se aplican. Bajo este hecho, se logran calcular desplazamientos y fuerzas internas con análisis estáticos o dinámicos lineales (MIDUVI, 2015b).

Las normativas sísmicas en varios casos como el propuesto por BuildSoft nv (s.f., p. 7) permiten diseñar estructuras con fuerzas reducidas debido a la capacidad de disipación inelásticas de energía, en lugar de aplicar un análisis inelástico específico. Lo que se realiza es introducir factores de reducción mayores que 1 para considerar la ductilidad de la estructura.

En el diseño sismorresistente el análisis lineal casi siempre se aplica de dos formas, primero, como análisis estático equivalente, segundo, como análisis dinámico modal espectral. El estático asigna un patrón de fuerzas laterales para estimar el cortante basal y su distribución por pisos. El dinámico, utiliza los modos de vibrar o espectros de respuesta para calcular las demandas sísmicas en cada nivel (MIDUVI, 2015b).

1.9. Niveles de sismicidad en Ecuador

La sismicidad del sitio se representa mediante el factor de zona sísmica Z , definido por la zonificación sísmica del Ecuador según la NEC. Los diferentes niveles de sismicidad se representan mediante la zonificación sísmica del sitio, el nivel de amenaza sísmica definido por períodos de retorno y el correspondiente objetivo de desempeño estructural, conforme a los lineamientos de la NEC. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI], 2015)

Tabla 1*Nivel de sismicidad*

Niveles de movimiento sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Sismo de servicio	43 años	50% en 30 años
Sismo ocasional	72 años	50% en 50 años
Sismo de diseño	475 años	10% en 50 años
Sismo máximo considerado	950 años	10% en 100 años

Nota. Obtenido de NEC-SE-DS-Peligro sísmico (2014)

1.10. Análisis no lineal en estructuras

El comportamiento real de una estructura bajo sismo incluye las respuestas inelásticas descritas, siendo los métodos de análisis no lineal herramientas indispensables para evaluarlo de forma rigurosa. A diferencia del análisis lineal elástico, que asume una relación fuerza-deformación, el análisis no lineal considera la degradación de rigidez y resistencia de los elementos al formarse rotulas plásticas.

1.10.1. Comportamiento no lineal de estructuras

El procedimiento de mayor detalle a nivel de análisis no lineal es el análisis dinámico no lineal tipo tiempo-historia, en este método la estructura se somete a registros sísmicos completos y se integra la respuesta paso a paso considerando las plastificaciones progresivas que se presentan. Este análisis da el mayor realismo, pero también tiene un nivel computacional complejo y se requiere información precisa sobre sismos y la estructura en cuestión (Pérez, 2024).

1.10.2. Definición análisis no lineal Pushover

El análisis Pushover es un método que se utiliza para comprender cómo se comporta una estructura cuando se le aplican cargas laterales que van aumentando progresivamente, como las provocadas por un sismo. A diferencia de los análisis lineales tradicionales, este método permite observar la respuesta no lineal de la estructura, mostrando cómo elementos como columnas y vigas pueden entrar en deformaciones plásticas cuando sobrepasan su capacidad elástica. Esto hace posible entender con mayor claridad hasta dónde puede resistir la estructura antes de comenzar a presentar daños significativos (Quinto & Chaverra, 2022).

1.11. Capacidad estructural

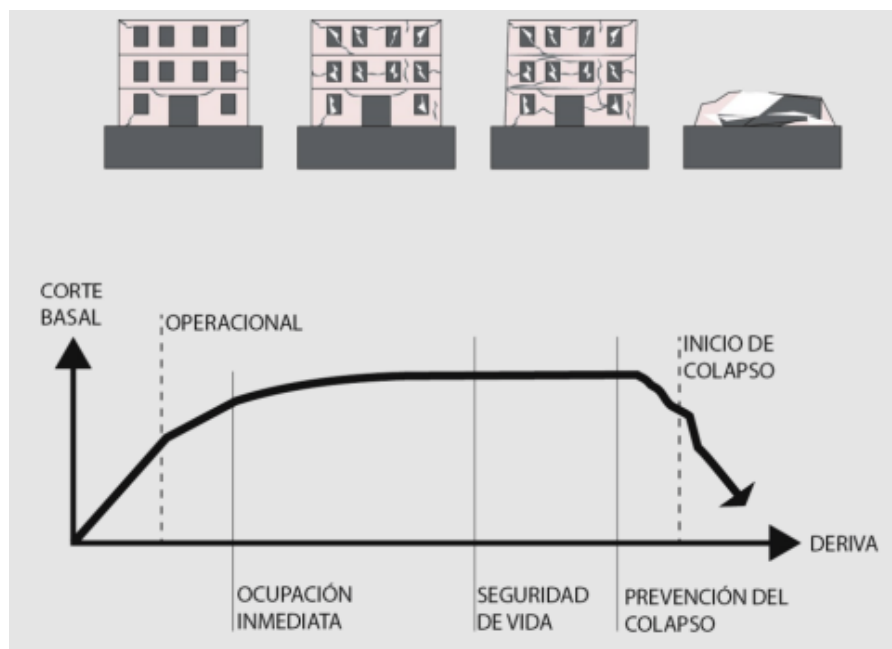
En términos de respuesta sísmica, la capacidad estructural de un sistema de hormigón armado está determinada por la resistencia y ductilidad que una estructura alcance en estado límite. Esta capacidad depende de fuerzas máximas que pueden soportar los elementos sin perder estabilidad. Dado que, bajo solicitaciones sísmicas muy fuertes, la estructura entra a un rango inelástico, por eso, la capacidad no se debe evaluar solo con métodos elásticos, es necesario aplicar análisis no lineales para finalmente determinar la deformación que la estructura puede soportar más allá del punto de fluencia de sus materiales (Balarezo, 2020).

1.12. Curva de capacidad

Por lo general, la curva de capacidad se elabora para mostrar cómo responde la estructura en su primer modo de vibración, debido a que se asume que el primer modo es el más influyente en el comportamiento global. Gracias a este procedimiento se puede observar y entender de manera progresiva como la estructura se agrieta, empieza a ceder y finalmente falla (Quinto & Chaverra, 2022). Además, permite reconocer los estados límite de servicio y visualizar cómo evolucionan tanto las deformaciones como los esfuerzos cortantes a lo largo del análisis.

Figura 5

Niveles de desempeño representados en la curva de capacidad



Nota. Obtenido de “Objetivos de Desempeño Sísmico para Obras en América Latina y El Caribe VI” (Instituto de la construcción, 2019)

1.13. Punto de desempeño

Se define como el estado de respuesta estructural en el cual la capacidad de la edificación se equilibra con la demanda sísmica impuesta por un determinado nivel de amenaza. Este punto describe el comportamiento esperado de la estructura frente a un sismo y permite verificar el cumplimiento de los objetivos de desempeño establecidos

1.14. Derivas globales

Es la relación entre el desplazamiento lateral total de una edificación y su altura total, utilizada como un indicador del nivel de deformación global inducido por la acción sísmica. La deriva global permite evaluar el grado de daño esperado y verificar el cumplimiento de los límites de desempeño establecidos por la normativa

1.15. Ductilidad

Ductilidad es la capacidad de una estructura o elemento estructural para experimentar deformaciones inelásticas significativas sin perder su resistencia, permitiendo disipar energía y evitar fallas frágiles, especialmente bajo acciones sísmicas. (Chopra, A. K. 2012).

CAPITULO II

2. Análisis de resultados

2.1. Normas utilizadas

Se seguirán las disposiciones de las normas nacionales e internacionales descritas a continuación:

Norma ecuatoriana de la construcción en sus capítulos:

- NEC-SE-CG “Cargas no sísmicas” (NEC 2015)
- NEC-SE-DS “Peligro sísmico” (NEC 2015)
- NEC-SE-HM “Hormigón armado” (NEC 2015)

American Concrete Institute

- ACI 318S-25

2.2. Propiedades de los materiales

Los componentes empleados en el análisis de la estructura consistirán en hormigón armado. Se diseñará utilizando un tipo de hormigón con una capacidad de resistencia a la compresión de $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$. Asimismo, se emplearán barras de acero corrugado de alta demanda en el país, con una resistencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

2.3. Estudio de suelo

En el estudio de suelos realizado en la ciudad de Manta, se hicieron dos perforaciones ambas a una profundidad de 4.5 m, en donde se encontró presencia de agua y en donde se pudo encontrar sobre todo grava limosa y grava mal graduada ambas de nula y baja plasticidad. Con el estudio se pudo concluir que es permitido realizar cimentaciones tanto de zapatas corridas como zapatas aisladas; estas últimas serán las escogidas para el proyecto.

En la tabla 3 se muestran datos y valores necesarios para realizar la cimentación

Tabla 2

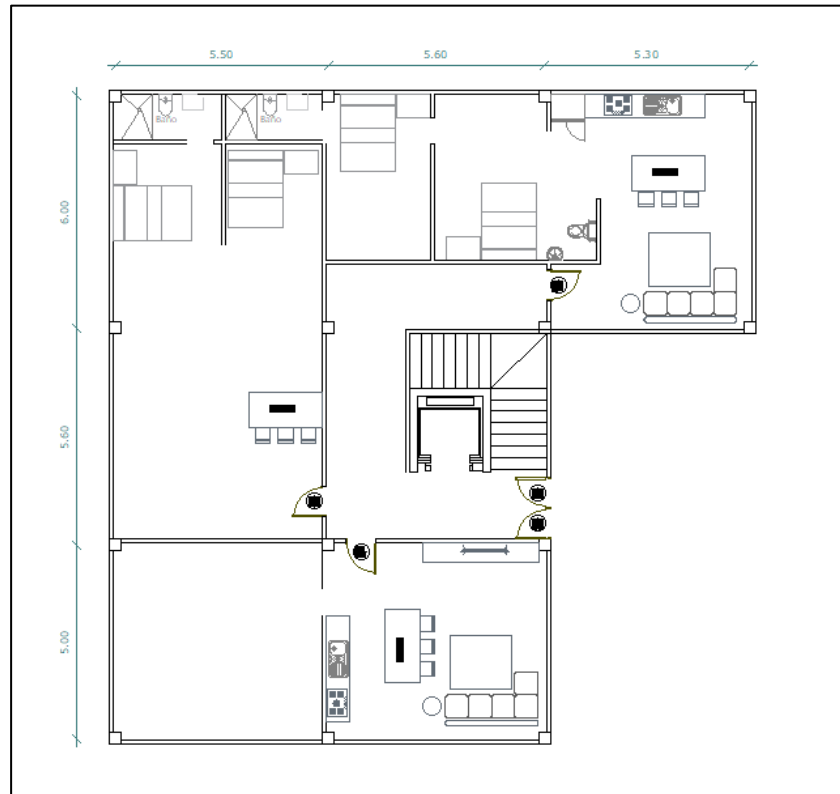
Valores de estudio de suelo

Tipo de cimentación	Zapatas corridas y aisladas
Profundidad de cimentación	$D_f \geq 1.50\text{m}$ con respecto al nivel de contrapiso.
Espesor de mejoramiento con material granular compactado	$H \geq 0.60\text{m}$
Capacidad de carga admisible	$q_a = 309\text{KPa} = 31.50\text{ton/m}^2$

2.4. Diseño arquitectónico

Figura 6

Vista en planta de diseño arquitectónico para todos los pisos



2.5. Cargas no sísmicas

2.5.1. Carga viva

La carga viva, denominada técnicamente sobrecarga de uso, corresponde a aquellas fuerzas gravitacionales variables y no permanentes que actúan sobre la estructura durante su vida de servicio. Su magnitud se determina en función de la ocupación de la estructura, conforme lo estipulado en la normativa de diseño. Estas cargas integran los efectos combinados del peso de ocupantes, mobiliario, equipos no fijos, mercancías en tránsito y cualquier otro elemento móvil o temporal. (NEC-SE-CG, 2015).

Para el presente proyecto, los valores de carga viva por nivel se han adoptado de la Tabla 14 de la citada normativa (NEC-SE-CG, 2015). Dado que la edificación está destinada principalmente a uso de vivienda, los primeros cuatro niveles presentan una sobrecarga de uso

uniforme de 2 kN/m^2 . El quinto nivel, al corresponder a una cubierta inaccesible, está regido por un valor de carga viva significativamente menor, de acuerdo con su condición de servicio.

Tabla 3

Magnitud de carga viva de acuerdo con la ocupación de cada piso

N.º de pisos	Ocupación	Carga viva (kN/m^2)
1	Residencial	2.0
2	Residencial	2.0
3	Residencial	2.0
4	Residencial	2.0
5	Cubierta inaccesible	0.7

2.5.2. Carga Muerta

Para el análisis estructural del proyecto, las cargas muertas permanentes (*D*) Comprende el peso de todos los componentes constructivos soportados por la estructura. Esta categoría incluye, entre otros: sistemas de instalaciones (sanitarias, eléctricas), divisiones internas de mampostería, revestimientos (baldosa, mortero de asiento y masillado) y cielorrasos suspendidos.

Los valores de peso unitario asignados para el cálculo de cada uno de estos componentes se detallan en la Tabla X del presente documento.

Tabla 4.

Valores de Diseño para Cargas Muertas Permanentes

<i>Elemento</i>	<i>Peso (kgf/m^2)</i>
Instalaciones	20
Revestimiento superior	20
Revestimiento inferior	20
Mampostería	400
Losa alivianada 25 cm	392
$\Sigma =$	852

La carga viva, también llamada sobrecargas de uso, que se utilizara en el cálculo depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los

pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras. (NEC-SE-CG, 2015).

La carga viva de esta estructura estará dada para cada piso como se muestra en la Tabla 14, aquellos datos los sacamos de la (NEC-SE-CG, 2015). Al ser una estructura destinada a vivienda en todos sus pisos contará con la misma carga viva para sus primeros cuatro pisos, y el quinto piso al ser una cubierta inaccesible esta cambiará.

2.6. Predimensionamientos de elementos estructurales de hormigón armado

A través de un prediseño se irán definiendo las dimensiones de cada elemento de la estructura, teniendo en cuenta las respectivas solicitaciones de carga para cada punto.

2.6.1. Predimensionamiento de vigas

Para el predimensionamiento de vigas se evaluará donde se encuentre la mayor luz libre, en este caso se puede observar que la mayor luz libre es de 4m tal como se muestra en la **figura 7**, Para este diseño nos apoyaremos en la siguiente tabla tal como lo indica el ACI en la tabla 9.3.1.1 donde nos indica los formulas a aplicar según el caso o la viga que se esté evaluando, en este caso nuestra viga cuenta con un solo extremo continuo.

Figura 7

Altura mínima de vigas según el ACI 318S-19

Condición de apoyo	Altura mínima, h ⁽¹⁾
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

⁽¹⁾ Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 420$ MPa.

Obtenido de American Concrete Institute, 2019

Teniendo en cuenta que se cuenta con una luz de 6m y aplicando la fórmula de un extremo continuo con un factor de mayoración de 1.3 por efectos de sismo se tiene el siguiente peralte para la viga.

$$h = 1.3 \times \frac{l}{18.5}$$

Ecuación 3. Peralte para viga

$$h = 1.3 \times \frac{6}{18.5}$$

$$h = 0.42 = 42cm$$

y se lo aproxima a un peralte de $h = 60 cm$

El ACI 318 nos dice que para configuración de nudo el ancho de cada viga transversal es la menos tres cuartos del ancho de la cara de la columna al cual llega a la viga, pero por uso común se dice que la base de la viga no debe de ser menor al 70% del lado de columna que llega, todo esto para asegurar nudo rígido.

Lado de la columna 50cm

$$b = 70\% \times 0.5 = 0.35 \text{ m}$$

Y se le aproxima a una base de $b = 40 \text{ cm}$

Teniendo una sección de viga de 40x60

2.6.2. Predimensionamiento de losa

Se estableció una losa alivianada en dos direcciones, para lo cual primero se predimensionamiento una losa maciza en dos direcciones, posteriormente, mediante el método de Steiner, se determinará la dimensión de una losa alivianada.

Por medio de este método se podrá determinar cuál es la dimensión correcta para esta losa, considerando las cargas y solicitaciones previamente analizadas, es decir, para el predimensionamiento de esta losa se empieza asumiendo una losa aligerada de 25cm la cual se convertirá en losa maciza equivalente para calcular una losa maciza y verificar si es una losa adecuada para nuestra estructura.

Tabla 5.

Inercia por el método de Steiner para losa alivianada

	A	y	A*y	Io	d2	It
1	0.020	0.1	0.002	6.66667E-05	0.00482253	0.000163117
2	0.020	0.1	0.002	6.66667E-05	0.00482253	0.000163117
3	0.05	0.225	0.01125	1.04167E-05	0.00308642	0.000164738
	0.090		0.01525			49097.22222
	y	0.16944444		losa maciza (cm)		18.06

Luego de acuerdo con lo que proporciona el ACI en la tabla 8.3.1.2 de espesores mínimos de las losas en dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados como se muestra en la figura 16, y de ahí ver que formula utilizar para calcular la altura de la losa

Figura 8

Altura mínima para losa

Tabla 8.3.1.2 — Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados			
$\alpha_{fm}^{[1]}$	Espesor mínimo, h , mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) ^{[2], [3]}
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d) ^{[2], [3]}
		90	(e)

^[1] α_{fm} es el valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel y α_f se calcula de acuerdo con 8.10.2.7.

^[2] ℓ_n corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (mm)

^[3] El término β es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

Fuente: (American Concrete Institute, 2019)

Para ello necesitamos la base y altura de la viga que previamente se ha tenido que es de 400 x 600 mm, el lado corto “la” y lado largo “lb” y la luz libre en la dirección más larga, medida cara a cara de las vigas “ln”.

Teniendo así:

Luces de en x = 5600 mm, y = 6000mm

la = 5600mm - 400mm = 5200 mm

lb = 6000mm - 400mm = 5600 mm

ln = 5600 mm

Se calcula la beta “ β ” que es la relación entre la luz libre en dirección larga a la luz libre en dirección corta de la losa.

$$\beta = \frac{lb}{la}$$

Ecuación 4 Cálculo de beta

$$\beta = \frac{5600}{5200} = 1.07$$

Y se calcula el espesor de la losa que nos proporciona el ACI

$$h = \frac{\ln(0.8 + (\frac{f_y}{1400}))}{36 + 9 \times \beta}$$

Ecuación 5 Cálculo de altura de losa (ACI 318-19)

$$h = \frac{5600(0.8 + (\frac{420MPa}{1400}))}{36 + 9 \times 1.07} = 135 \text{ mm}$$

El espesor mínimo preliminar obtenido mediante los criterios del ACI fue de 135mm. Sin embargo, al considerar criterios de rigidez basados en la ecuación de Steiner y la equivalencia del momento de inercia de la sección aligerada, se determinó un espesor teórico de 180mm. Finalmente, se adoptó una losa aligerada con un peralte total de 250mm y una capa de compresión de 50mm. Esta decisión técnica se fundamenta en la necesidad de incrementar la rigidez del diafragma rígido en su plano, mitigar las deflexiones a largo plazo y optimizar el comportamiento global de la estructura frente a las demandas gravitacionales y los efectos de la irregularidad ante acciones sísmicas, alineándose además con la disponibilidad de materiales del medio local.

Figura 9

Representación de dimensiones de la losa aligerada de 25cm

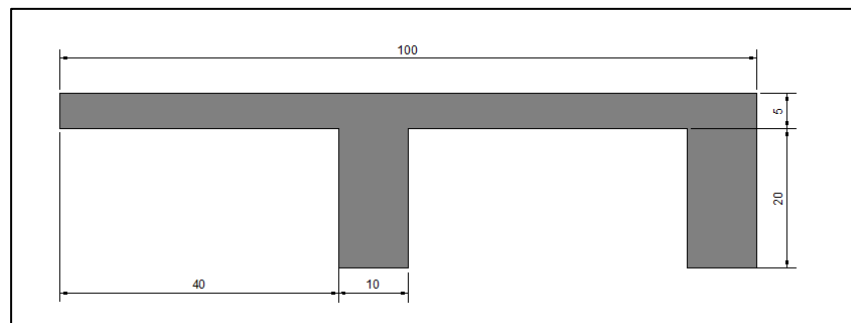


Tabla 6

Dimensiones de losa alivianada y sus componentes

LOSA ALIVIANADA			
H	0.25	m	
bn	0.1	m	
bb	0.4	m	
e_loseta	0.05	m	

Tabla 7*Carga muerta correspondiente al 1er a 4to piso*

Carga muerta del 1er al 4to piso		
PESO DE LOSA		
Vtotal	0.25	m3
Vbloques	0.128	m3
Vhormigón	0.122	m3
Cálculos		
Carga Hormigón	2.928	kPa
Carga Bloques	1.088	kPa
Peso de losa	4.016	kPa
Sobrecarga		
Enlucidos	0.44	kPa
Recubrimiento de piso	0.44	kPa
Masillados	0.44	kPa
Instalaciones eléctricas	0.1	kPa
Instalaciones sanitarias	0.15	kPa
Mampostería gypusm	0.25	kPa
CARGA MUERTA		
CM	6	kPa

Tabla 8*Carga muerta correspondiente a 5to piso*

Carga muerta del 5to piso		
PESO DE LOSA		
Vtotal	0.25	m3
Vbloques	0.128	m3
Vhormigón	0.122	m3
Cálculos		

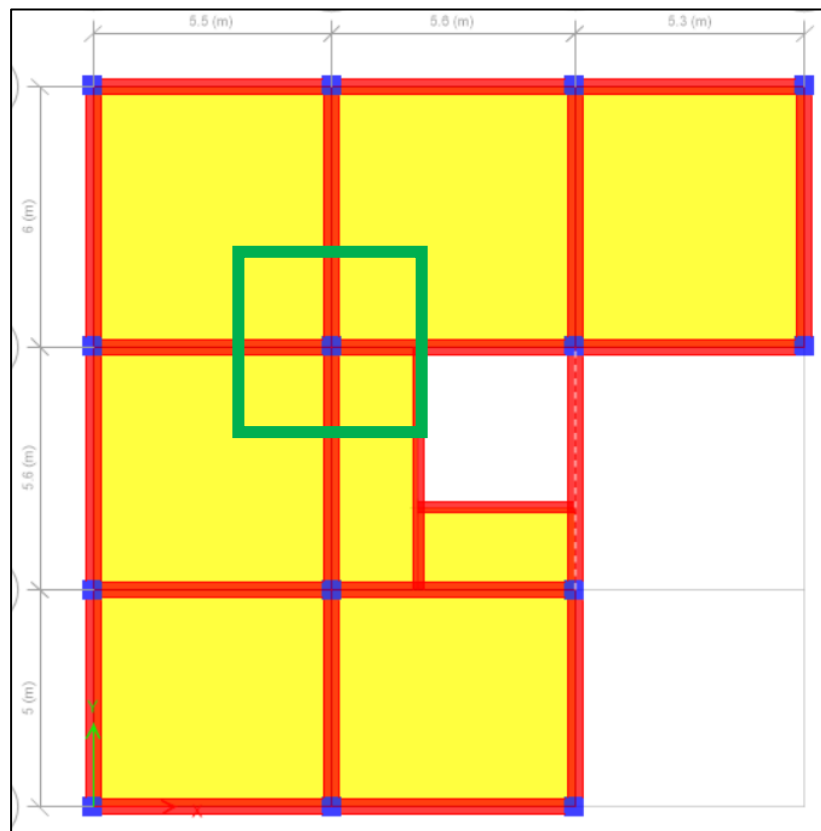
Carga Hormigón	2.928	kPa
Carga Bloques	1.088	kPa
Peso de losa	4.016	kPa
Sobrecarga		
Enlucidos	0.44	kPa
Masillados	0.44	kPa
Mampostería gypsum	0.13	kPa
CARGA MUERTA		
CM	5	kPa

2.6.3. Predimensionamiento de las columnas

Para el predimensionamiento de una columna es necesario determinar el área tributaria que llega a la columna más cargada, que se refiere a la superficie de la losa o vigas que están conectadas a la columna y transfieren sus cargas, como se muestra en la figura

Figura 10

Área tributaria de columna central



Se debe obtener la carga que se espera que soporte la columna (P_u), este proceso se realizará en cada piso de la estructura. La carga última es una carga de diseño que toma en

cuenta factores de carga y resistencia necesarios para garantizar la seguridad y estabilidad de la estructura. Tal como se muestra en la tabla

Tabla 9

Resumen de valores de cargas y solicitaciones por piso

Piso	Área tributaria (m ²)	Carga distribuida (kgf/m ²)	Carga axial por nivel (kgf)	P _u (kgf)	A _g (cm ²)
1	32.19	2105.00	67759.95	324378.63	2538.17
2	32.19	2105.00	67759.95	256618.68	2007.97
3	32.19	2105.00	67759.95	188858.73	1477.77
4	32.19	2105.00	67759.95	121098.78	947.56
5	32.19	1657.00	53338.83	53338.83	417.36

Luego se aplica la ecuación del ACI en sus secciones 22.4.2.1 y 22.4.2.2 donde especifica la máxima carga en una columna, para ellos debemos saber la resistencia a la compresión de concreto “f’c”, la resistencia a la fluencia de refuerzo “fy” el área total de refuerzo longitudinal “Ast” que la cuantía de acero esta entre 1% y el 6%, el fi “Ø” dependerá si se está trabajando con estribos o con espiral y la carga axial de la columna “Pu” calculada anteriormente. El área bruta de la sección de concreto “Ag” será la que despejáramos de la fórmula para así poder conocer la sección de la columna.

$$P_u = 0.80 \times \phi [0.85 \times f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}]$$

Ecuación 6 Cálculo de carga última para predimensionamiento de columnas

Se tiene:

P_u= 324378.63 kgf

Ø=0.65 (estribos)

A_{st}= 1%A_g

f_y=4200 kgf/cm²

f’c=240 kgf/cm²

Área bruta requerida

$$Ag = \frac{324378.63}{126.86}$$

2.7. Modelación en ETABS

Tabla 10

Resumen de dimensiones de secciones para piso 1 y 2

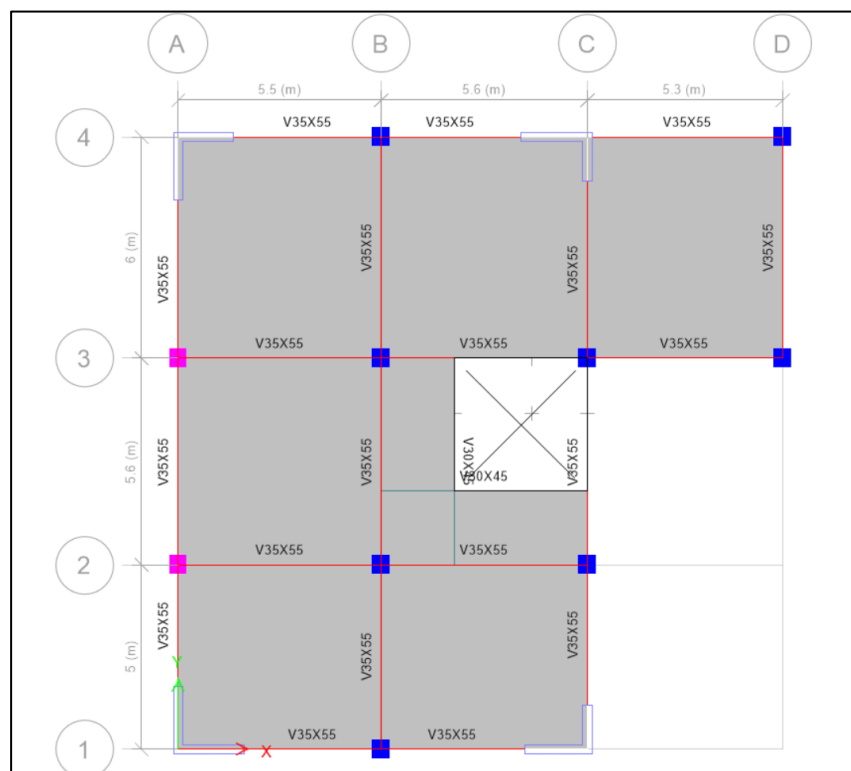


Tabla 11

Resumen de dimensiones de secciones para piso 3



Tabla 12

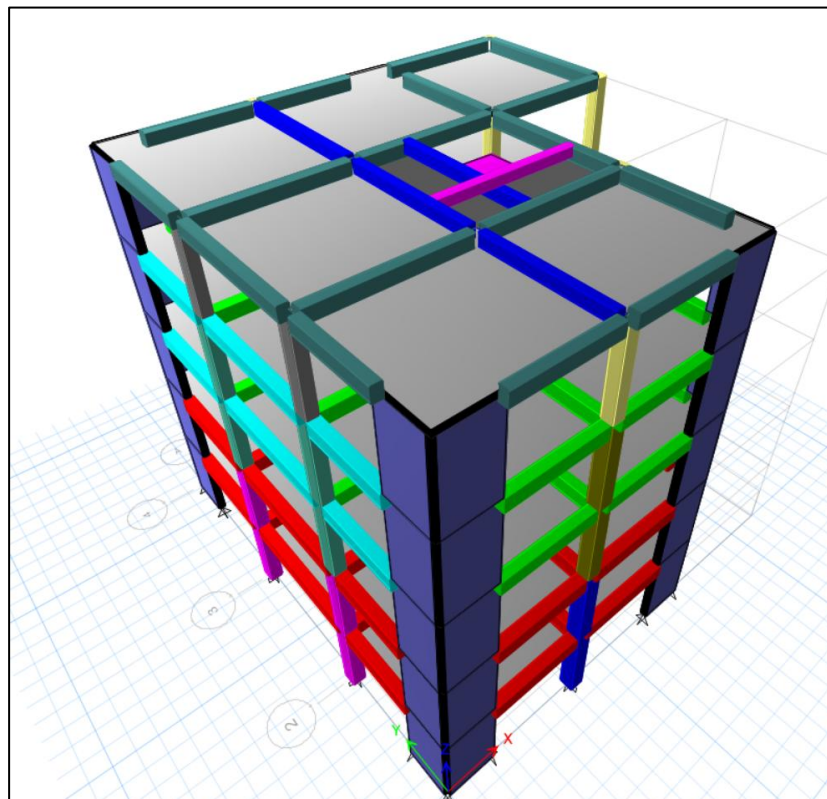
Resumen de dimensiones de secciones para piso 4



Resumen de dimensiones de secciones para piso 5

**Figura 11**

Modelado en 3d de la estructura



2.8. Propiedades de los materiales

Para el diseño de los diferentes elementos estructurales en hormigón armado, se consideraron las siguientes resistencias (NEC 2015):

o Módulo de Elasticidad del Hormigón $E_c = 15000\sqrt{f'_c}$ de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC2015), se va a utilizar $E_c = 12000\sqrt{f'_c}$ de acuerdo con ensayos realizados en la ciudad de Manta (Alvarado y Pinargote, 2018), esta consideración va en función al criterio del calculista que, para obtener resultados reales debe trabajar con las características del material explotado en la zona, por ende, todo va dirigido a la seguridad de la estructura. 59

- Acero de refuerzo para todos los elementos estructurales $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Módulo de Elasticidad del Acero $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$.

Las propiedades tanto del hormigón como del acero fueron ingresadas en el programa ETABS, tal como se muestra en la figura y figura respectivamente

Figura 12

Propiedades del concreto en ETABS

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box in ETABS. The 'General Data' section includes 'Material Name' (FC240), 'Material Type' (Concrete), 'Directional Symmetry Type' (Isotropic), 'Material Display Color' (a pink swatch), and 'Material Notes'. The 'Material Weight and Mass' section has 'Specify Weight Density' selected, with 'Weight per Unit Volume' at 23.5631 kN/m³ and 'Mass per Unit Volume' at 2.40277 kN-s²/m⁴. The 'Mechanical Property Data' section includes 'Modulus of Elasticity, E' (18990496.45 kN/m²), 'Poisson's Ratio, U' (0.2), 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (0.000055 1/F), and 'Shear Modulus, G' (7912706.86 kN/m²). The 'Design Property Data' section is partially visible at the bottom.

Property	Value	Unit
Material Name	FC240	
Material Type	Concrete	
Directional Symmetry Type	Isotropic	
Material Display Color	[Pink Swatch]	
Material Notes		
Material Weight and Mass		
Specify Weight Density	☒	
Specify Mass Density	☐	
Weight per Unit Volume	23.5631	kN/m³
Mass per Unit Volume	2.40277	kN-s²/m⁴
Mechanical Property Data		
Modulus of Elasticity, E	18990496.45	kN/m²
Poisson's Ratio, U	0.2	
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.000055	1/F
Shear Modulus, G	7912706.86	kN/m²
Design Property Data		

Figura 13

Propiedades del acero en ETABS

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box with the following fields and values:

General Data	
Material Name	FY4200
Material Type	Rebar
Directional Symmetry Type	Uniaxial
Material Display Color	Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass	
☒ Specify Weight Density	☐ Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	76.9729 kN/m ³
Mass per Unit Volume	7.849047 kN-s ² /m ⁴

Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	205939654.19 kN/m ²
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000065 1/F

Design Property Data	
Modify/Show Material Property Design Data...	

2.8.1. Secciones de hormigón armado

Columnas

Se presentan las dimensiones escogidas una vez habiendo hecho el respectivo predimensionamiento para cada piso.

Se ingresan los datos en el programa tal como se muestra en la figura

Figura 14

Dimensiones de las columnas

The dialog box 'Frame Section Property Data' is shown with the following settings:

- General Data:**
 - Property Name: C50X45
 - Material: FC240
 - Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
 - Display Color: (magenta square) Change...
 - Notes: Modify/Show Notes...
- Shape:**
 - Section Shape: Concrete Rectangular
- Section Property Source:**
 - Source: User Defined
- Section Dimensions:**
 - Depth: 0.45 m
 - Width: 0.5 m
- Reinforcement:**
 - Modify/Show Rebar...
- Property Modifiers:**
 - Modify/Show Modifiers...
 - Currently User Specified
- Buttons:** OK, Cancel, Show Section Properties...
- Checkbox:** ☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

A reinforcement diagram on the right shows a rectangular section with 8 bars (4 top, 4 bottom) and dimensions 2 (width) and 3 (depth) indicated by red arrows.

Figura 15

Dimensiones de las columnas 50X50

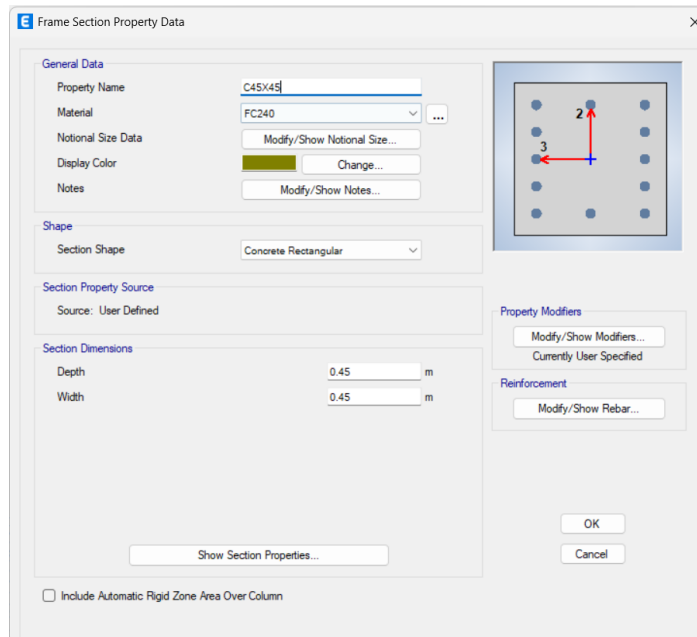
The dialog box 'Frame Section Property Data' is shown with the following settings:

- General Data:**
 - Property Name: C50X50
 - Material: FC240
 - Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
 - Display Color: (blue square) Change...
 - Notes: Modify/Show Notes...
- Shape:**
 - Section Shape: Concrete Rectangular
- Section Property Source:**
 - Source: User Defined
- Section Dimensions:**
 - Depth: 0.5 m
 - Width: 0.5 m
- Reinforcement:**
 - Modify/Show Rebar...
- Property Modifiers:**
 - Modify/Show Modifiers...
 - Currently User Specified
- Buttons:** OK, Cancel, Show Section Properties...
- Checkbox:** ☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

A reinforcement diagram on the right shows a square section with 8 bars (4 top, 4 bottom) and dimensions 2 (width) and 3 (depth) indicated by red arrows.

Figura 16

Dimensiones de columnas de 45x45



The dialog box 'Frame Section Property Data' is shown. It contains the following fields and options:

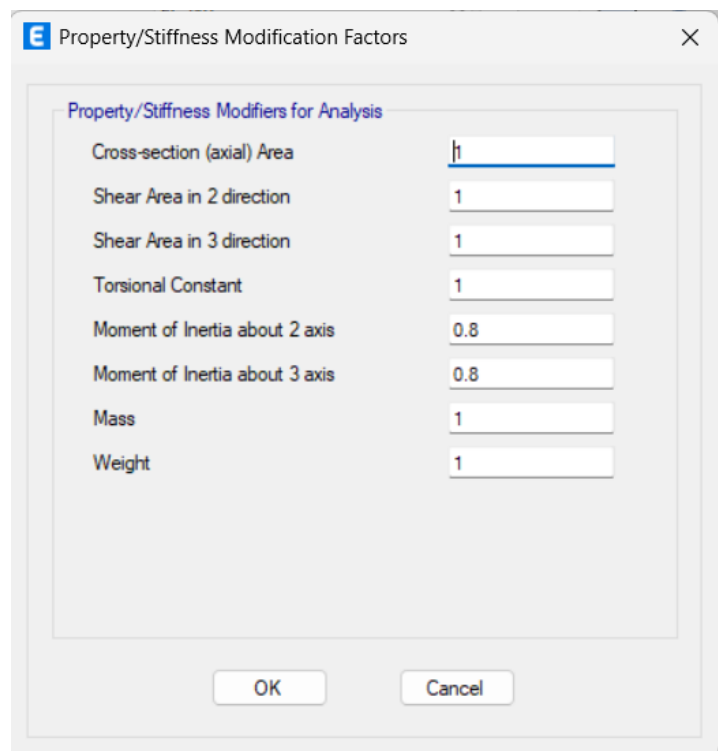
- General Data:**
 - Property Name: C45X45
 - Material: FC240
 - Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
 - Display Color: Change...
 - Notes: Modify/Show Notes...
- Shape:**
 - Section Shape: Concrete Rectangular
- Section Property Source:**
 - Source: User Defined
- Section Dimensions:**
 - Depth: 0.45 m
 - Width: 0.45 m
- Property Modifiers:**
 - Modify/Show Modifiers...
 - Currently User Specified
- Reinforcement:**
 - Modify/Show Rebar...
- Buttons:** OK, Cancel, Show Section Properties...
- Checkbox:** Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

A diagram on the right shows a rectangular cross-section with reinforcement bars and axes 2 and 3.

En la figura 17 se muestran los datos asignados a los factores de modificación para inercia agrietada que dictamina la NEC-2015.

Figura 17

Valores de inercia agrietada según la NEC-15



The dialog box 'Property/Stiffness Modification Factors' is shown. It contains the following fields and options:

- Property/Stiffness Modifiers for Analysis:**
 - Cross-section (axial) Area: 1
 - Shear Area in 2 direction: 1
 - Shear Area in 3 direction: 1
 - Torsional Constant: 1
 - Moment of Inertia about 2 axis: 0.8
 - Moment of Inertia about 3 axis: 0.8
 - Mass: 1
 - Weight: 1
- Buttons:** OK, Cancel

Vigas

Se añaden las secciones de viga correspondientes en el programa después de haber hecho el respectivo predimensionamiento, en el prediseño se optó por vigas de 40 x 60, estas dimensiones serán usadas para el primer y segundo piso.

Figura 18

Dimensiones de vigas de 40x60

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box. The 'General Data' section has 'Property Name' set to 'V40x60', 'Material' set to 'FC240', and 'Notional Size Data' with a 'Modify/Show Notional Size...' button. The 'Shape' section has 'Section Shape' set to 'Concrete Rectangular'. The 'Section Property Source' section has 'Source' set to 'User Defined'. The 'Section Dimensions' section has 'Depth' set to '0.6 m' and 'Width' set to '0.4 m'. The 'Property Modifiers' section has a 'Modify/Show Modifiers...' button. The 'Reinforcement' section has a 'Modify/Show Rebar...' button. There are 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom right. A checkbox 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column' is at the bottom left.

Figura 19

Dimensiones de vigas 35x55

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box. The 'General Data' section has 'Property Name' set to 'V35x55', 'Material' set to 'FC240', and 'Notional Size Data' with a 'Modify/Show Notional Size...' button. The 'Shape' section has 'Section Shape' set to 'Concrete Rectangular'. The 'Section Property Source' section has 'Source' set to 'User Defined'. The 'Section Dimensions' section has 'Depth' set to '0.55 m' and 'Width' set to '0.35 m'. The 'Property Modifiers' section has a 'Modify/Show Modifiers...' button. The 'Reinforcement' section has a 'Modify/Show Rebar...' button. There are 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom right. A checkbox 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column' is at the bottom left.

Figura 20

Dimensiones de vigas de ascensor

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V30X45

Material: FC240

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.45 m

Width: 0.3 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK

Cancel

Show Section Properties...

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Los factores de inercia agrietada o modificación de propiedad/ rigidez de la columna están especificados en la figura 18

Figura 21

Factores de modificación de propiedad / rigidez de las vigas

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	0.5
Mass	1
Weight	1

OK

Cancel

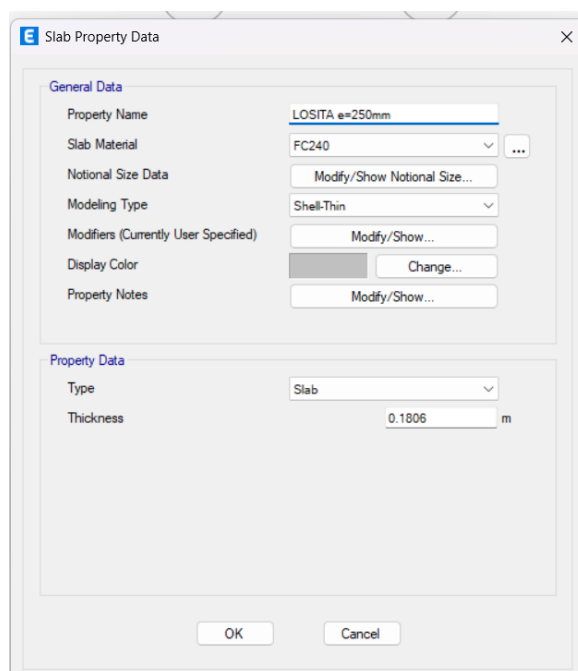
Losa aligerada

Se optó por modelar una losa aligerada, pero tomando en cuenta su valor equivalente para usarlo en el Etabs, tal como se muestra en la figura.

Figura 1. Propiedades de losa aligerada de 25cm

Figura 22

Propiedades de losa aligerada de 25cm



2.9.Espectro de respuesta

El espectro de respuesta variará dependiendo de la zona donde se encuentra ubicado el proyecto y las características del suelo donde se vaya a construir, basándonos en la NEC-15 se determinan los valores mostrados en la tabla 11, para posteriormente calcular la aceleración, velocidad o desplazamiento de una estructura en función del tiempo durante un evento sísmico.

En este proyecto se presentará el espectro para un suelo tipo C, en la Ciudad de Manta provincia de Manabí y un factor R de 8, tal como indica la normativa para una zona sísmica.

Tabla 14

Datos para el cálculo del espectro de respuesta

DESCRIPCIÓN	PARÁMETRO	VALORES
Factor de importancia	I=	1.000
Categoría Sísmica	Zona Sísmica=	VI
Valor de factor Z	Z=	0.500
Perfil del Suelo	Suelo Tipo=	C

Coeficientes del suelo tipo C	Fa=	1.180
	Fd=	1.060
	Fs=	1.230
Relación de amplificación espectral	η =	1.800
Altura de la edificación en metros	hn=	15.5
Coeficiente que depende del tipo de edificio	Ct=	0.055
Alfa	α =	0.750
Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural	R=	8
Irregularidad en planta	ΦP =	0.900
Irregularidad en elevación	ΦE =	1

2.9.1. Determinación del periodo de vibración NEC-15

Se calcula el periodo fundamental de vibración con la expresión correspondiente al método 1 de la NEC-SE-DS (2015), la estructura corresponde a una estructura de Pórticos Espaciales de H.A. sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores y con los datos establecidos en la Tabla

$$T = Ct \times (hn)^\alpha$$

Ecuación 7 Periodo fundamental de vibración (método 1)

$$T = 0.055 \times (15.5)^{0.75} = 0.430$$

2.9.2. Periodos límites de vibración

Los valores de los coeficientes del suelo tipo C necesarios para calcular los periodos límites de vibración, se muestran en la TABLA DE ARRIBA

$$T_o = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Ecuación 8 Periodo limite inicial

$$T_o = 0.1 \times 1.18 \times \frac{1.06}{1.26} = 0.11$$

$$T_o = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Ecuación 9 Periodo límite final

$$T_c = 0.55 \times 1.18 \times \frac{1.06}{1.26} = 0.60$$

2.9.3. Determinar el espectro de respuesta elástico

Para $0 \leq T \leq T_c$

$$S_a = \eta Z F a$$

Ecuación 10 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

$$S_a = 1.80 \times 0.5 \times 1.26 = 0.946$$

2.9.4. Determinar el coeficiente basal y factor k

$$C_b = \frac{I \times S_a}{R \times \Phi_p \times \Phi_e}$$

Ecuación 11. Coeficiente basal

$$C_b = \frac{1 \times 0.946}{8 \times 0.9 \times 1} = 0.148$$

El periodo de la estructura es de 0.682 seg, el valor del coeficiente k será 1.091, debido a que el valor del periodo es mayor a 0,5 y se usa la condición $0.75+0.5 \cdot T$ (periodo de vibración).

Tabla 15

Valores de k

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

Nota: Obtenido de NEC SE DS (Peligro sísmico), 2015

2.9.5. Determinar el espectro de respuesta

Se utilizó el espectro inelástico recomendado por la NEC-15, que representa un evento sísmico con un periodo de retorno de 475 años o una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años.

A continuación, se muestra un resumen de los cálculos necesarios para el espectro inelástico mostrados en la tabla 13, los datos además se colocaron en el programa ETABS tal como se muestran en la figura 13, el espectro elástico y reducido de la NEC-15 se muestra en la figura.

Tabla 16

Resumen de datos de periodo, aceleración espectral, Coeficiente basal y factor k

Parámetro	Valores	Unidades	Descripción
T	0.43	s	Periodo
Tc	0.608	s	Periodos límites de vibración
To	0.11	s	
Sa	1.062	g	Aceleración espectral
Cb	0.148	g	Coeficiente basal
K	1		

Figura 23

Función espectral ingresada en ETABS

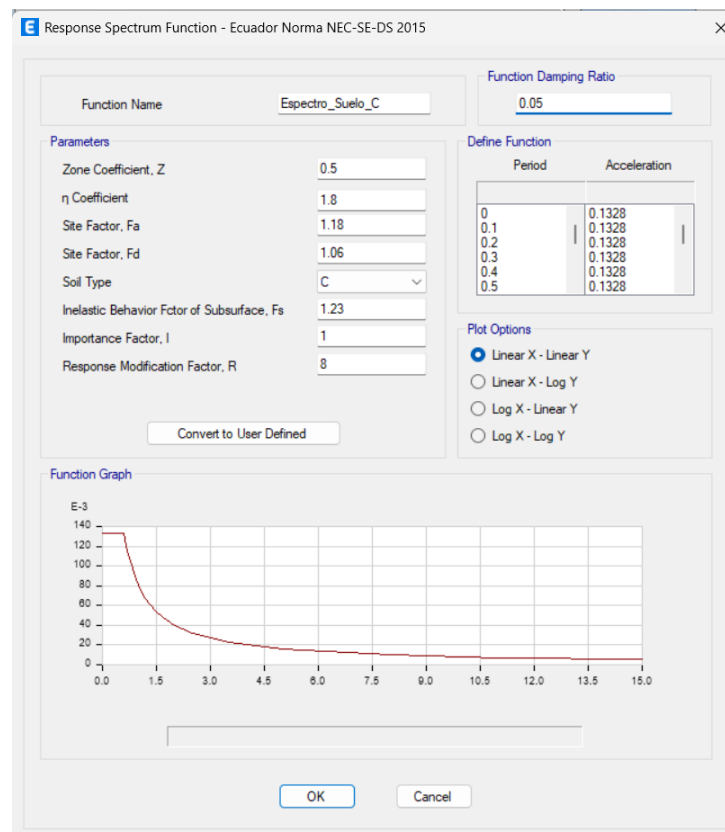
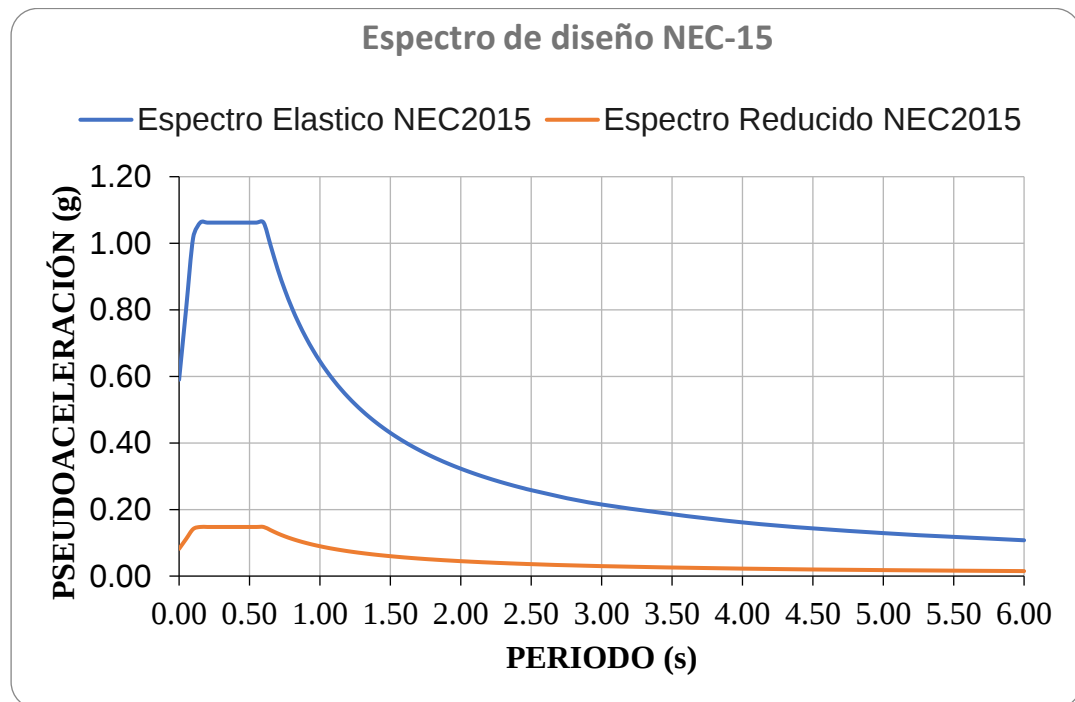


Figura 24

Espectro elástico y reducido de la NEC-15



2.10. Análisis Lineal

2.10.1. Control de derivas

La NEC-2015 en el capítulo de PELIGRO SISMICO, sección 6.39, el “Control de Derivas de piso” en donde establece: Se hará un control de deformaciones a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso.

$$\Delta M = 0.75 \times R \times \Delta E < 2.00 \%$$

Ecuación 12. Control de derivas

Donde:

ΔM = Deriva máxima inelástica.

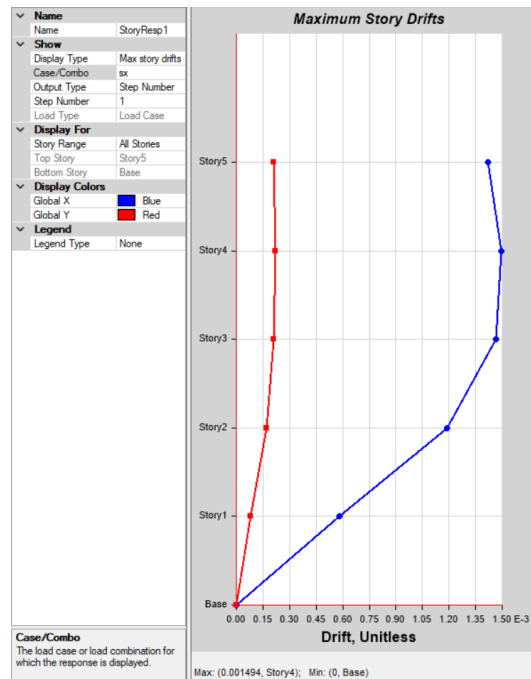
ΔE = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidos

R = Factor de reducción de resistencia

Deriva máxima en sentido “X”

Figura 25

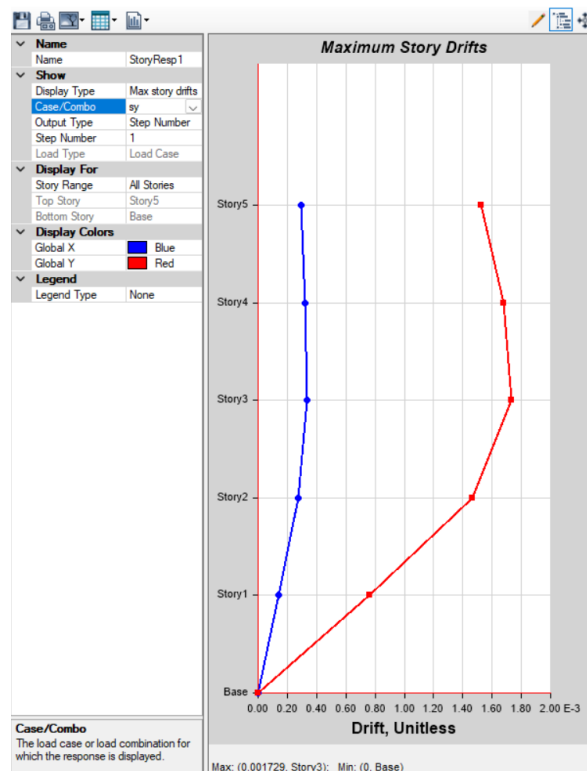
Deriva estática en X



Deriva máxima en sentido “Y”

Figura 26

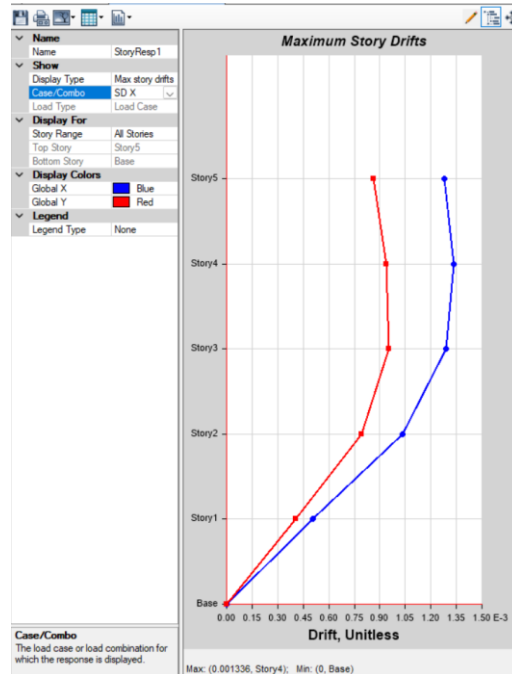
Deriva estática en Y



Deriva de piso en sentido “X” en aplicación de la carga espectral.

Figura 27

Deriva dinámica en X



Deriva de piso en sentido “X” en aplicación de la carga espectral.

Figura 28

Deriva dinámica en Y

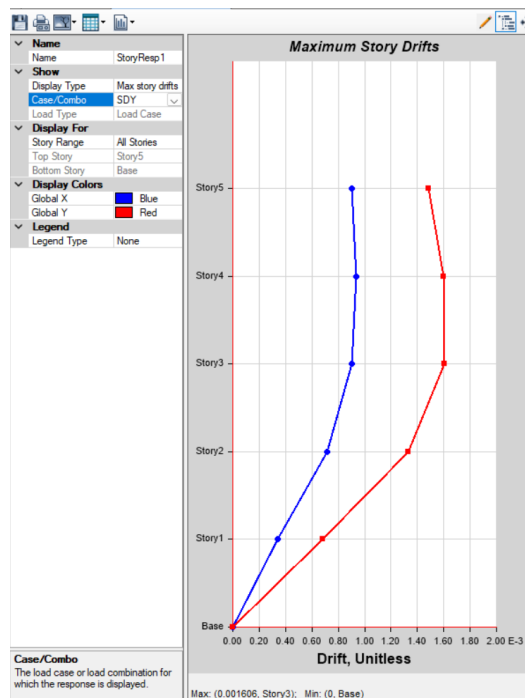


Tabla 17*Tabla de derivas elásticas e inelásticas*

Derivas	Deriva elástica	Deriva Inelástica (%)	Deriva Máxima Permitida (%)
SX	0.00149	0.89	2.00
SY	0.00172	1.032	2.00
Espectro SX	0.001336	0.80	2.00
Espectro SY	0.001663	0.96	2.00

2.10.2. Periodos de vibración por el método 2

Se debe cumplir la condición que los dos primeros modos sea traslacionales y el tercer modo rotacional y además cumplir que los periodos no excedan el 30% del periodo fundamental calculado por el método 1.

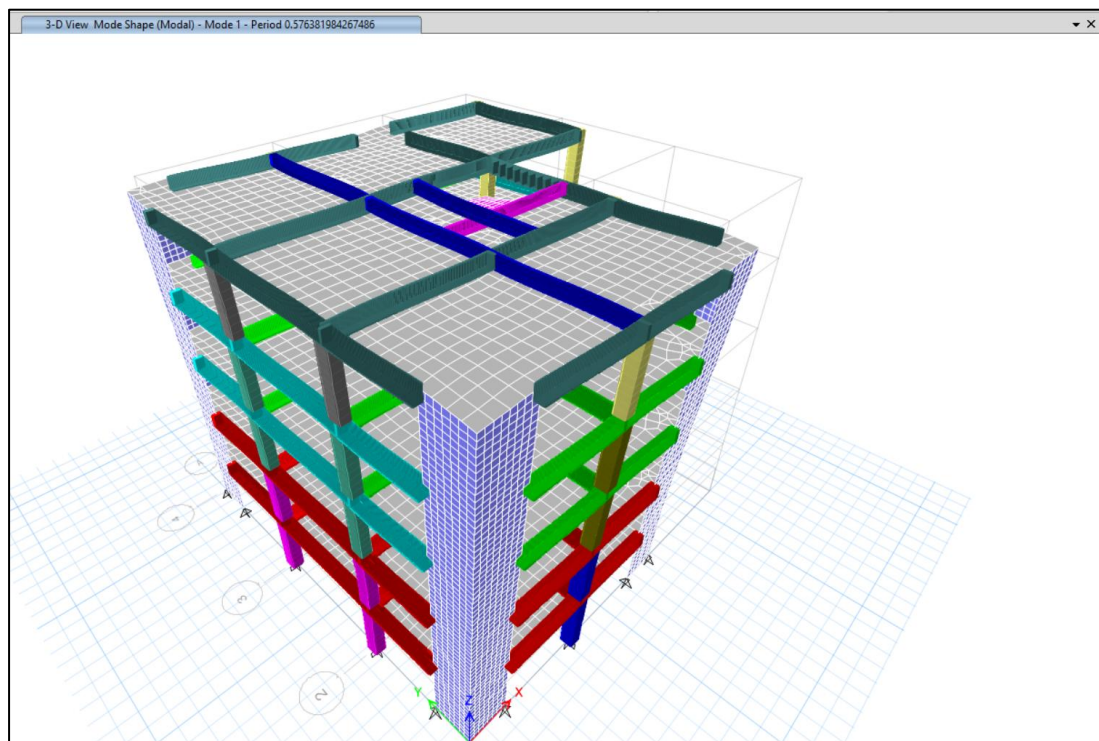
Figura 29*Periodo en el modo 1*

Figura 30

Periodo en el modo 2

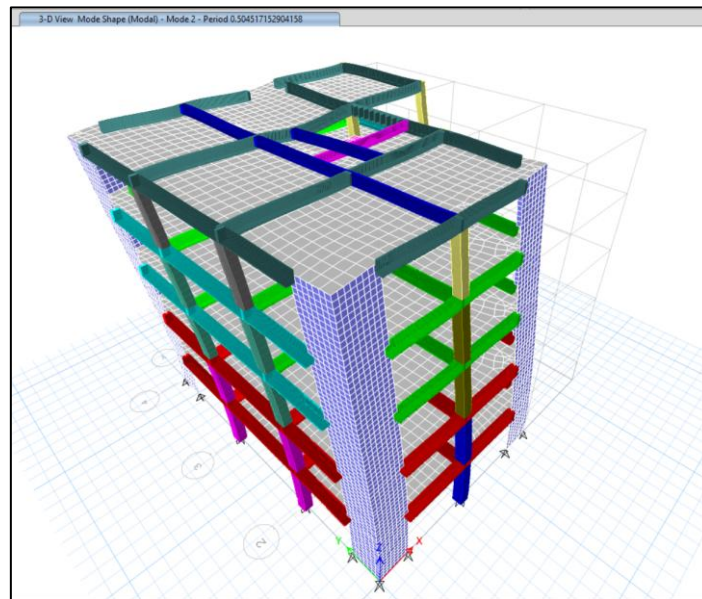
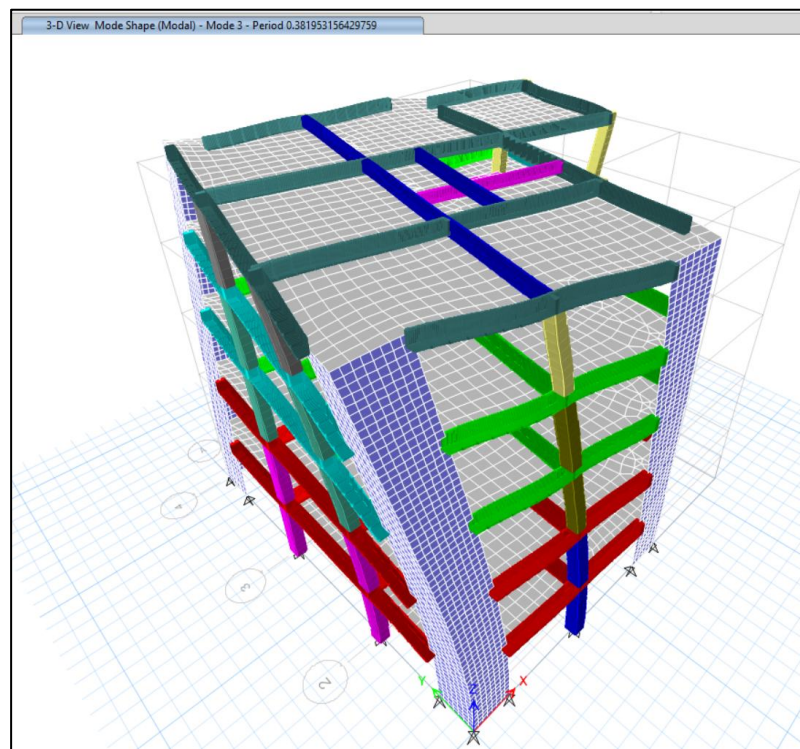


Figura 31

Periodo en el modo



2.10.3. Comprobación de periodos

Tabla 18.

Resultados de periodos

Modo	Método 2	Limite Método 1
1	0.57	0.56
2	0.50	0.56
3	0.38	0.56

El período fundamental obtenido mediante ETABS (0.57 s) presenta una diferencia menor al 5 % respecto al período límite calculado (0.559 s), lo cual se considera aceptable debido a las aproximaciones propias del modelado estructural.

2.10.4. Participación de masas modales

En la tabla 19 se muestra los modos utilizados para el análisis, como sus periodos y sus participaciones de masas obtenidos. Se observa hasta el modo 9 debido a que la norma (NEC) indica que se analizara hasta sum Ux, sum Uy y sum Rz lleguen hasta el 90% de participación modal.

Tabla 19

Participación de masas

TABLA DE PARTICIPACIÓN DE MASAS														
Caso	Modo	Periodo seg	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.576	0.2159	0.498	0	0.2159	0.498	0	0.2206	0.1034	0.0048	0.2206	0.1034	0.0048
Modal	2	0.505	0.4932	0.2137	0	0.7092	0.7117	0	0.0901	0.2272	0.0149	0.3106	0.3305	0.0197
Modal	3	0.382	0.0036	0.0144	0	0.7127	0.7261	0	0.0082	0.0019	0.6808	0.3189	0.3324	0.7005
Modal	4	0.154	0.0085	0.1647	0	0.7212	0.8909	0	0.3947	0.0153	0.0044	0.7136	0.3477	0.7049
Modal	5	0.135	0.1795	0.0052	0	0.9007	0.896	0	0.0149	0.3896	0.003	0.7284	0.7373	0.7078
Modal	6	0.088	0.0021	0.0077	0	0.9028	0.9037	0	0.0145	0.0039	0.1969	0.7429	0.7412	0.9047
Modal	7	0.071	0.0002	0.0607	0	0.903	0.9644	0	0.1493	0.0005	0.0024	0.8922	0.7416	0.9072
Modal	8	0.061	0.0642	2.49E-05	0	0.9672	0.9644	0	0.0001	0.1588	0.0008	0.8923	0.9004	0.9079
Modal	9	0.044	4.41E-06	0.0258	0	0.9672	0.9902	0	0.0782	1.70E-05	0.0008	0.9705	0.9004	0.9087
Modal	10	0.039	0.0006	0.0021	0	0.9678	0.9923	0	0.0054	0.0016	0.0634	0.9759	0.902	0.9721
Modal	11	0.038	0.0257	3.46E-05	0	0.9935	0.9923	0	0.0001	0.0776	0.0002	0.976	0.9796	0.9723
Modal	12	0.034	2.39E-05	0.0068	0	0.9935	0.9991	0	0.0212	0.0001	0.0003	0.9972	0.9797	0.9726

2.10.5. Cálculo de torsión

Esta tabla muestra los valores de torsión de la estructura por medio de los datos de participación modal, los resultados se muestran en la tabla

Tabla 20

Valores de torsión

RX	RY	RZ	% de torsión
0.2206	0.1034	0.0048	1.459854015
0.0901	0.2272	0.0149	4.485249849
0.0082	0.0019	0.6808	98.53813866

Al ser menores al 20% para Rx y RY, cumple con los límites impuestos por Normativa Ecuatoriana de la construcción.

2.10.6. Ajuste del corte basal por el análisis dinámico

Debido a que es una estructura irregular, la Norma Ecuatoriana de la construcción nos indica que el cortante dinámico al dividirlo por el estático, su resultado debe de ser igual o mayor al 85%, en caso de que este resultado no sea así, habrá que hacer una recalibración de cortante hasta que este cumpla, tal como se muestra en la siguiente tabla

2.10.7. Calibración de cortante

Tabla 21

Ajuste del corte basal por el análisis dinámico

CARGA/ COMBO	FX	FY	FZ
	(ton)	(ton)	(ton)
Sismo X	-140.13	0	-140.13
Sismo Y	0	-140.13	0
Espectro X Max	80.20	46.76	80.20
Espectro Y Max	46.76	80.13	46.76

$$\text{Sentido X} = \frac{80.20}{140.13} * 100 = 57\% \quad \text{NO CUMPLE}$$

$$\text{Sentido Y} = \frac{80.13}{140.13} * 100 = 57\% \quad \text{NO CUMPLE}$$

RECALIBRACIÓN

Los valores obtenidos para la recalibración son 1,49 para X y 1,49 para Y.

Figura 32

Valores de recalibración de X en ETABS

The 'Load Case Data' dialog box is shown with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: SD X
 - Load Case Type: Response Spectrum
 - Mass Source: Previous (MsSrc1)
 - Analysis Model: Default
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	TESIS P1	9.81*1.49
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Modal Combination Method: CQC
 - ☐ Include Rigid Response
 - Rigid Frequency, f1: [empty]
 - Rigid Frequency, f2: [empty]
 - Periodic + Rigid Type: [empty]
 - Earthquake Duration, td: [empty]
 - Directional Combination Type: SRSS
 - Absolute Directional Combination Scale Factor: [empty]
 - Modal Damping: Constant at 0.05
 - Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Figura 33

Valores de recalibración de Y en ETABS

The 'Load Case Data' dialog box is shown with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: SDY
 - Load Case Type: Response Spectrum
 - Mass Source: Previous (MsSrc1)
 - Analysis Model: Default
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	TESIS P1	9.81*1.49
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Modal Combination Method: CQC
 - ☐ Include Rigid Response
 - Rigid Frequency, f1: [empty]
 - Rigid Frequency, f2: [empty]
 - Periodic + Rigid Type: [empty]
 - Earthquake Duration, td: [empty]
 - Directional Combination Type: SRSS
 - Absolute Directional Combination Scale Factor: [empty]
 - Modal Damping: Constant at 0.05
 - Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Tabla 22*Calibración del corte basal por el análisis dinámico*

CARGA/ COMBO	FX	FY	FZ
	(ton)	(ton)	(ton)
Sismo X	-140.13	0	0
Sismo Y	0	-140.13	0
Espectro X Max	119.49	69.67	0
Espectro Y Max	69.67	119.40	0

$$Sentido X = \frac{119.49}{140.13} * 100 = 85\% \quad \text{CUMPLE}$$

$$Sentido Y = \frac{119.40}{140.13} * 100 = 85\% \quad \text{CUMPLE}$$

2.11. Análisis no lineal

2.11.1. Selección de objetivos de desempeño

Se establecen los dos objetivos de desempeño: Prevención al colapso para sismo de diseño y seguridad de vida para sismo moderado.

2.11.2. (Pushover)

El análisis no lineal estático (pushover) se realiza con el fin de evaluar el comportamiento inelástico progresivo de la estructura, permitiendo identificar la secuencia de formación de rótulas plásticas, la capacidad de disipación de energía y el nivel de desempeño estructural alcanzado frente a una acción sísmica representativa.

2.11.3. Modelación no lineal en estructuras

El modelo no lineal considera la aplicación previa de cargas gravitacionales, seguido de la aplicación incremental de cargas laterales hasta alcanzar el desplazamiento objetivo.

- **Tipo de análisis:** Nonlinear Static.
- **Tipo de control:** control por desplazamiento.
- **Dirección de aplicación:** X/Y
- Consideración de cargas gravitacionales previas.

Figura 34

Datos del Pushover en x

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...
Load Case Type: Notes...
Mass Source:
Analysis Model:

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UX	-1

Add
Delete

Other Parameters

Modal Load Case:
Geometric Nonlinearity Option:
Load Application: Modify/Show...
Results Saved: Modify/Show...
Floor Cracking Analysis: Modify/Show...
Nonlinear Parameters: Modify/Show...

OK Cancel

Figura 35

Datos de control para análisis no lineal

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load
☒ Displacement Control
☐ Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement
☒ Use Monitored Displacement
Load to a Monitored Displacement Magnitude of: m

Monitored Displacement

☒ DOF/Joint:
☐ Generalized Displacement:

Additional Controlled Displacements

Modify/Show...

Quasi-static Parameters

Time History Type:
Output Time Step Size: sec
Mass Proportional Damping: 1/sec
Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha:

OK Cancel

2.11.4. Definición y asignación de rótulas plásticas

Las rótulas plásticas representan zonas de comportamiento inelástico donde se concentra la disipación de energía sísmica. Su formación y evolución durante el análisis pushover permite identificar el mecanismo resistente de la estructura y evaluar su nivel de desempeño estructural.

Figura 36

Rótulas plásticas para columnas

Frame Assignment - Hinges

Existing Assignments
Warning: Assignments may already exist on some selected line objects.
☐ Add Specified Assigns To Existing Assigns
☒ Replace Existing Assigns With Specified Assigns

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End m
Auto	Relative to clear length	1	
Auto P-M3	Relative to clear length	0	
Auto P-M3	Relative to clear length	1	

Auto Hinge Assignment Data
Type: From Tables In ASCE 41-13
Table: Table 10-8 (Concrete Columns)
DOF: P-M3

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Figura 37

Rótulas para vigas

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table
Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item I

Degree of Freedom
☐ M2
☒ M3

Hysteresis Type
Isotropic

Transverse Reinforcing
☒ Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced
☒ From Current Design
☐ User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

Buttons: OK, Cancel

2.11.5. Evolución de las rótulas plásticas

La aparición y propagación de las rótulas plásticas refleja la forma en que la estructura va absorbiendo el daño, evidenciando qué elementos participan primero en la disipación de energía y cómo se desarrolla el mecanismo resistente global.

Figura 38

Etapas inicial del análisis pushover en X

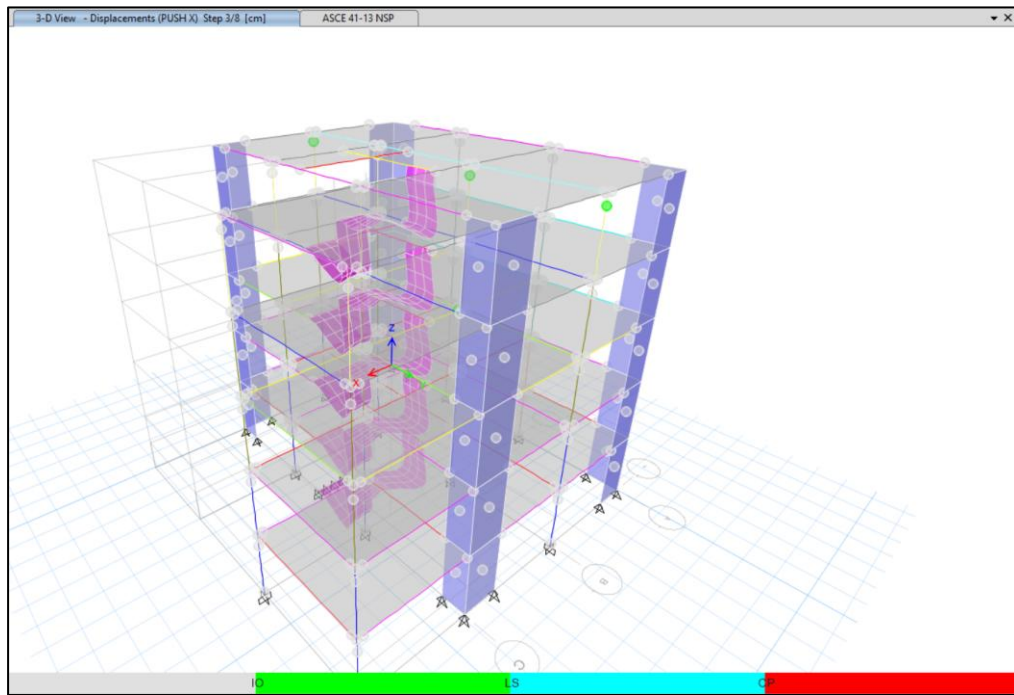


Figura 39

Etapas final del análisis pushover en X

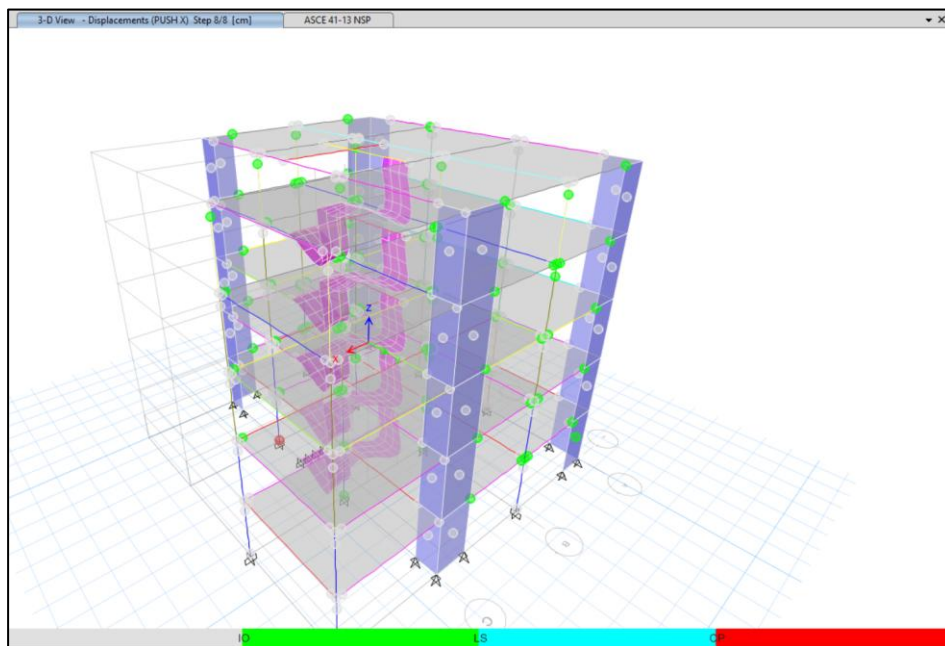


Figura 40

Primeras rotulas de análisis pushover en Y

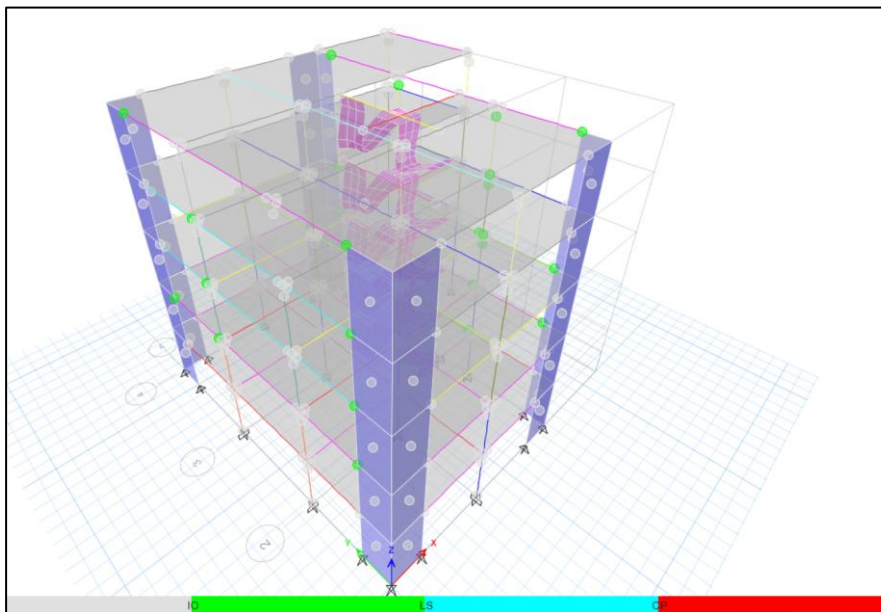


Figura 41

Etapa final de análisis pushover en Y

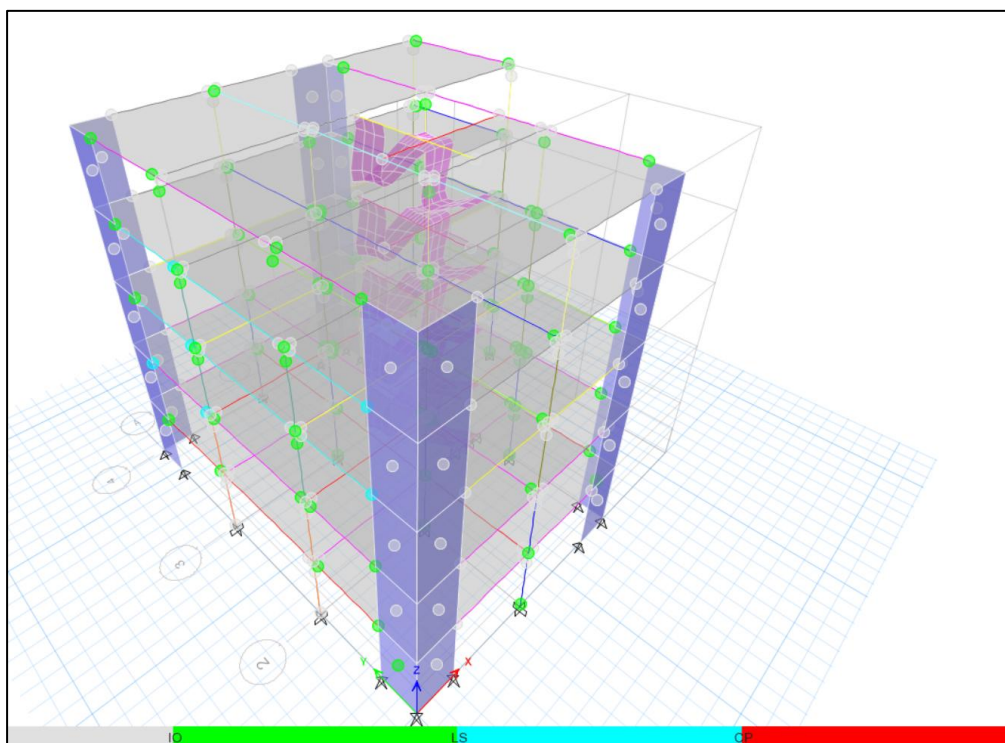


Tabla 23

Tabla *descriptiva de colores de objetivos de desempeño*

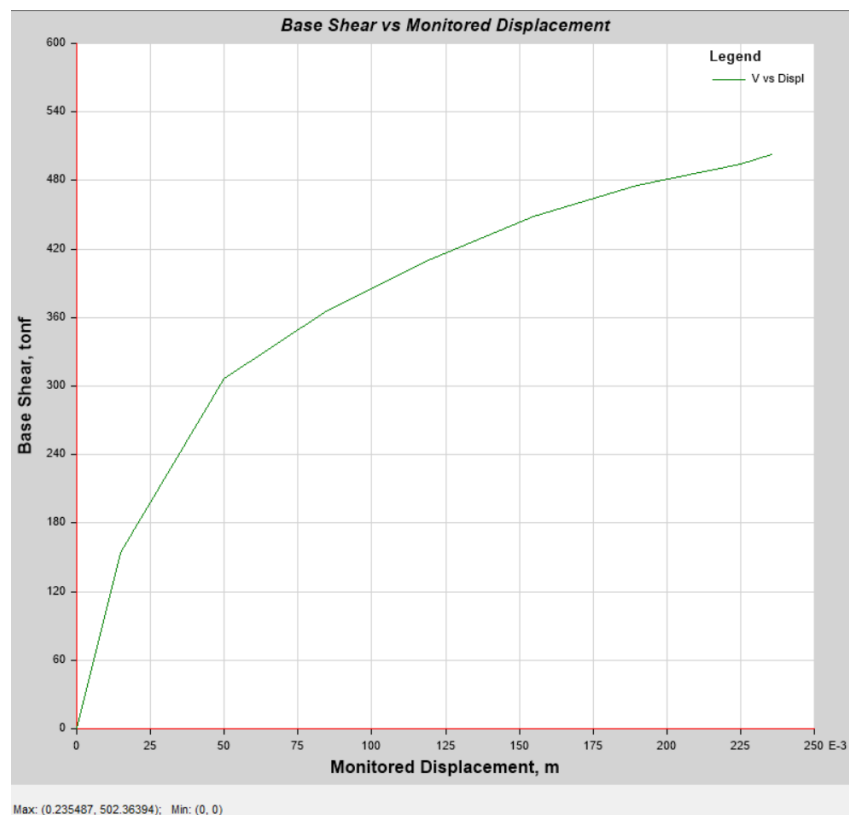
Color	Descripción del rango de cada color
Gris	Desde que la estructura comienza a ceder hasta el nivel de ocupación inmediata.
Verde	Desde el nivel de desempeño de ocupación inmediata hasta el de seguridad
Celeste	Desde el nivel de desempeño de seguridad de vida hasta el nivel de prevención
Rojo	Desde el nivel de desempeño de prevención al colapso hasta el colapso

2.11.6. Curva de capacidad (cortante basal – desplazamiento)

La curva de capacidad permite observar cómo responde la estructura a medida que aumenta la demanda lateral, mostrando hasta qué punto es capaz de resistir y deformarse antes de ingresar al comportamiento no lineal.

Figura 42

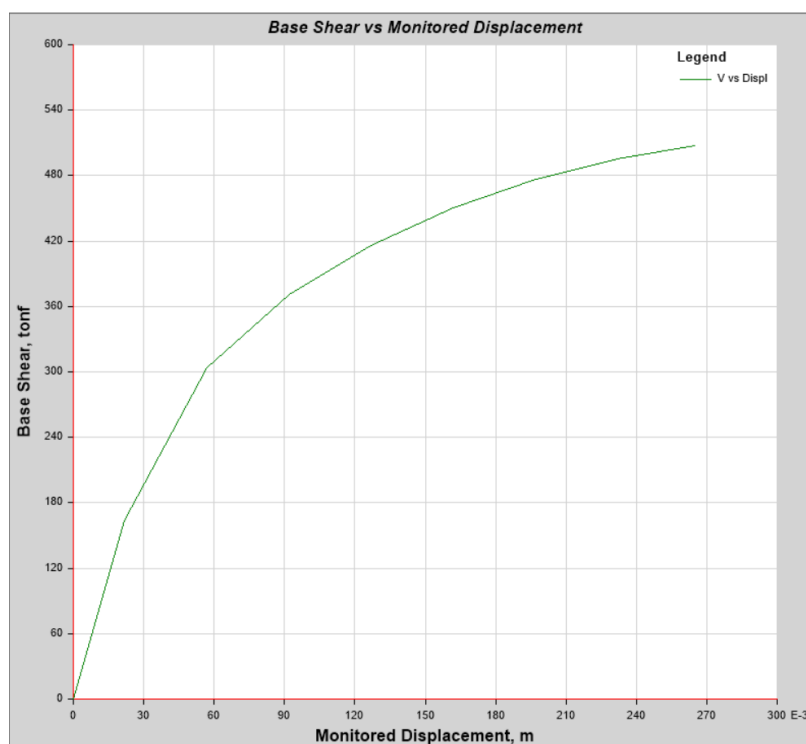
Curva de capacidad en X



La estructura mantiene su capacidad resistente a lo largo de la curva mostrada, alcanzando un desplazamiento máximo de **23,54 cm**. La curva de capacidad no presenta colapso global, debido a que la respuesta estructural se mantiene predominantemente estable dentro del rango de desplazamientos analizado, con derivas reducidas, sin evidenciar una pérdida significativa de rigidez ni la formación de un mecanismo de falla global..

Figura 43

Curva de capacidad en Y



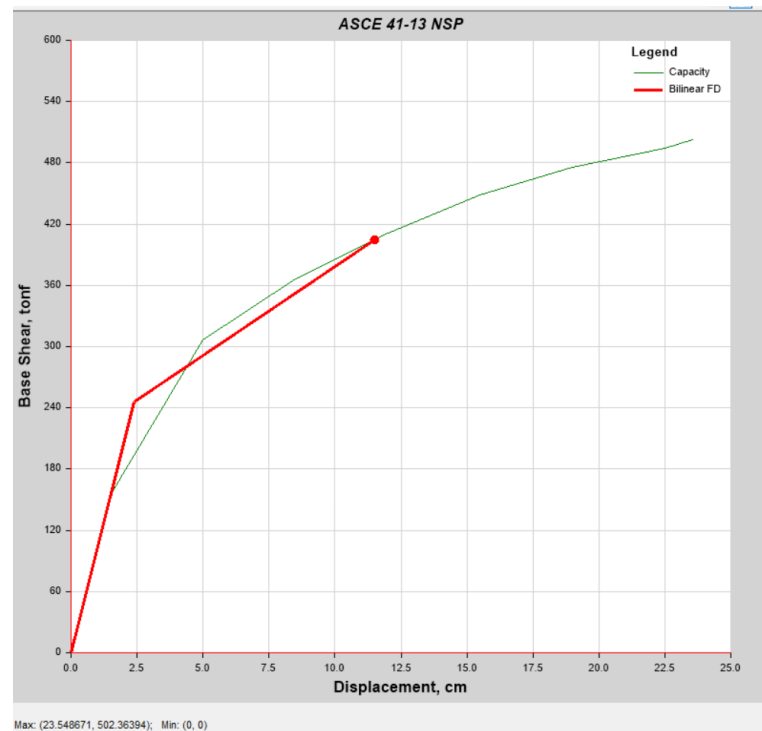
La estructura mantiene su capacidad resistente a lo largo de la curva mostrada, alcanzando un desplazamiento máximo de **26,4 cm**. La curva de capacidad no presenta colapso global, ya que la respuesta estructural se mantiene estable dentro del rango de desplazamientos analizado, con derivas reducidas, sin evidenciar una pérdida significativa de rigidez ni la formación de un mecanismo de falla global.

2.11.7. Punto de desempeño alcanzado

El desempeño alcanzado resume el estado final de la estructura frente a la acción sísmica considerada, permitiendo evaluar si el nivel de daño observado es coherente con el comportamiento esperado para el sistema estructural analizado.

Figura 44

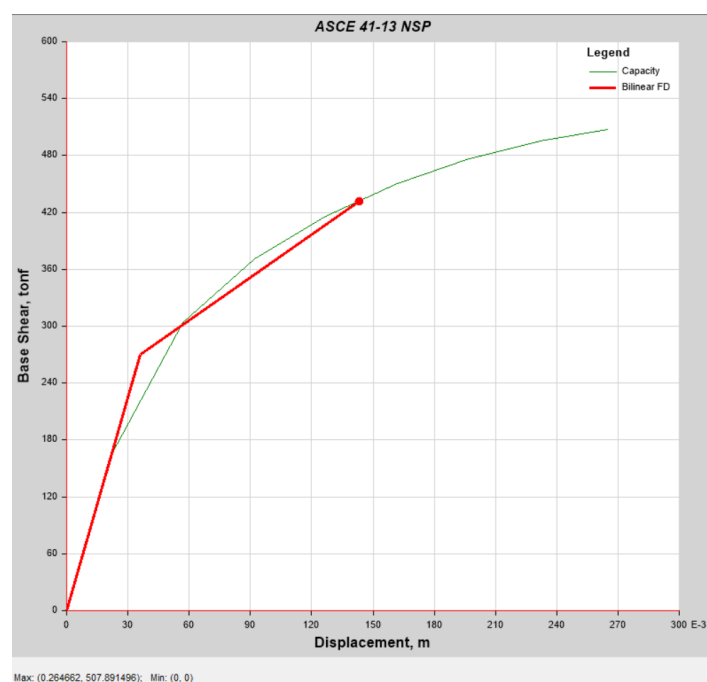
Punto de desempeño del modelo en la dirección X para sismo de diseño



La **figura 44** muestra que el punto de desempeño se encuentra en un desplazamiento de 11.00cm provocado por un fuerza de corte basal de 404 Tonf, mientras que el punto máximo de la curva de capacidad se ubica para un desplazamiento de 23.54 cm, provocado por una fuerza de corte basal de 502.36 Tonf.

Figura 45

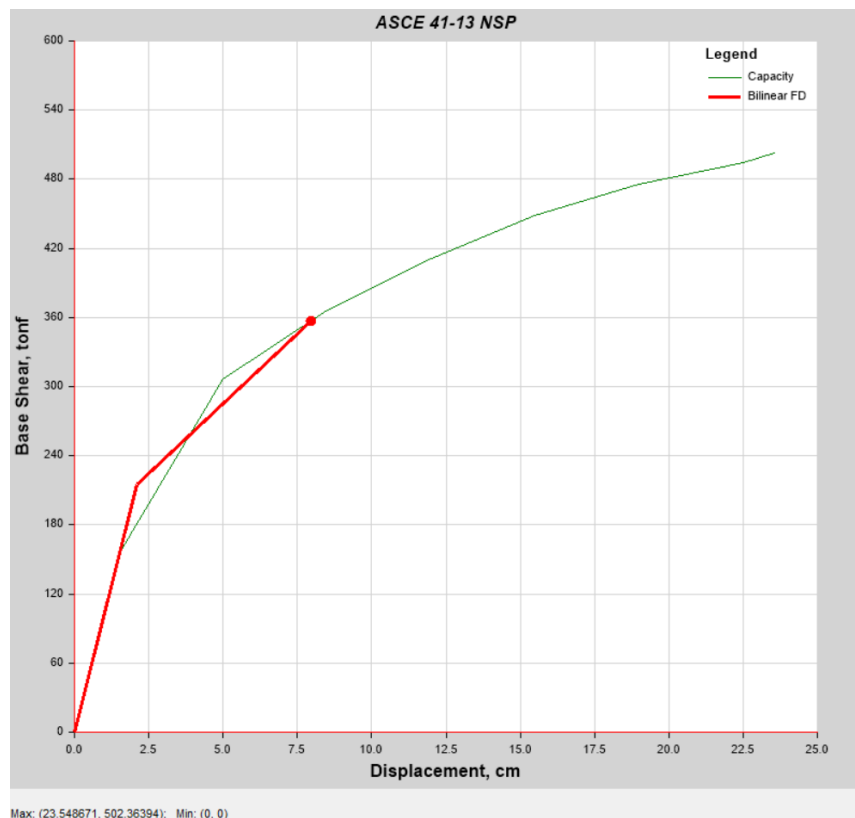
Punto de desempeño del modelo en la dirección Y para sismo de diseño



La **Figura 45** muestra el desempeño de la estructura frente al sismo de diseño, donde se observa que la curva de capacidad se encuentra claramente por encima de la demanda sísmica. El punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento aproximado de 14,32 cm, correspondiente a un corte basal de 431,94 Tonf, mientras que la curva de capacidad alcanza un desplazamiento máximo de 26,54 cm, evidenciando que la estructura dispone de una reserva significativa de capacidad frente a la demanda impuesta.

Figura 46

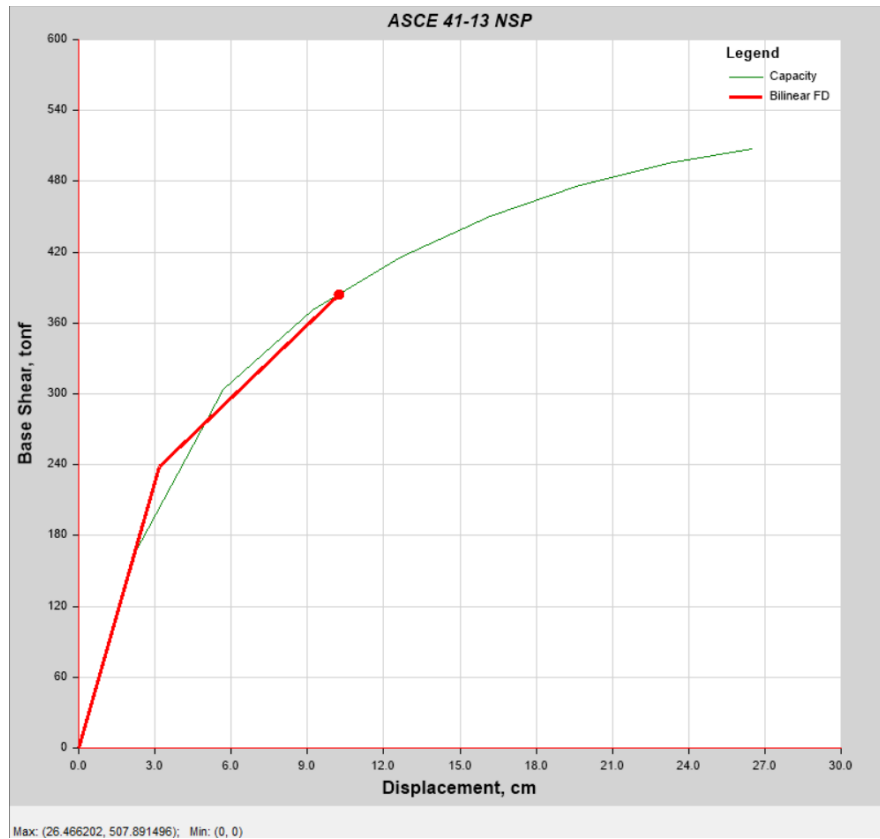
Punto de desempeño del modelo en la dirección X ante la acción de sismo moderado



Para el modelo en dirección X, ante la acción de sismo moderado, se puede observar en la **Figura 45**, que, el punto de desempeño disminuyó en relación con el sismo de diseño en X estudiado en la **figura 44**. Se obtuvo un punto de desempeño de 7.94 cm provocado por una fuerza de corte basal de 356.880 Tn.

Figura 47

Punto de desempeño del modelo en la dirección Y ante la acción de sismo moderado



Para el sismo moderado, el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 10,23 cm, correspondiente a un corte basal de 384 Tonf, ubicándose claramente por debajo de la curva de capacidad. Esto evidencia un comportamiento estructural estable, con una adecuada reserva de capacidad y sin indicios de daño significativo.

3. CAPITULO III

3.1. Alcances del capítulo

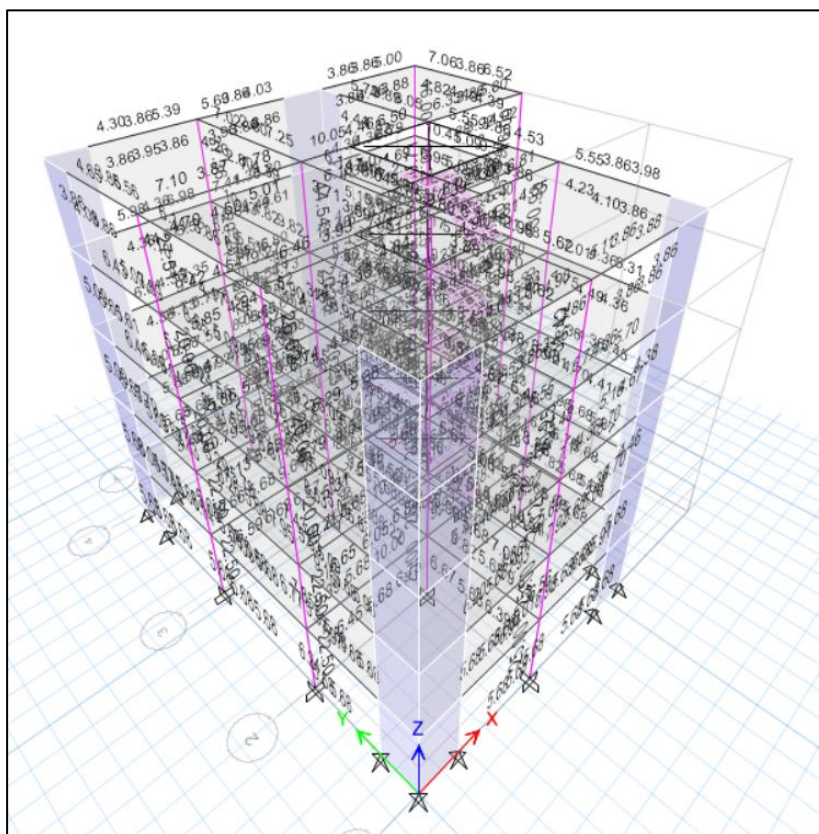
En este capítulo se presentan los resultados finales del diseño estructural, obtenidos a partir del análisis lineal y no lineal previamente evaluado en el Capítulo 3, incluyendo el armado definitivo de los elementos estructurales y la verificación de cumplimiento normativo.

3.2. Diseño de aceros en Etabs

El diseño de aceros en ETABS consiste en la verificación y dimensionamiento del refuerzo longitudinal y transversal de los elementos de hormigón armado (vigas, columnas y muros), a partir de los esfuerzos internos obtenidos del análisis estructural y conforme a los criterios y límites establecidos por la normativa de diseño adoptada. El software evalúa la resistencia requerida, compara con la capacidad del elemento y determina el acero necesario para garantizar seguridad, ductilidad y desempeño estructural.

Figura 48

Diseño de acero en Etabs



3.3. Diseño y armado de elementos estructurales

3.3.1. Armado de vigas

Para el diseño de los elementos a flexión (vigas) se tendrán en cuenta los criterios establecidos en el ACI318-25 y NEC-SE-HM para el diseño del refuerzo longitudinal y transversal. Asimismo, se emplearán las cantidades de acero requerido determinados por el cálculo realizado en el software ETABS.

Refuerzo longitudinal para elemento a flexión

El valor de acero de refuerzo A_s proporcionado no debe ser menor que el mayor de (ACI – 9.6.1.2):

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

Ecuación 13. Acero mínimo 1

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w d$$

Ecuación 14. Acero mínimo 2

Donde:

$A_{s,min}$: Área mínima de refuerzo de flexión (mm²)

b_w : Ancho del alma o diámetro de la sección circular (mm)

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

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (MPa)

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del hormigón (MPa)

En la sección 18.6.3.1 del ACI, se establece que la cuantía de acero máximo permitido para los elementos a flexión no debe superar el 2.5 %.

$$\rho_{max} = 0.025$$

Por lo tanto, el área de refuerzo máximo en la sección será:

$$A_{s,max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d$$

Para determinar el Momento Nominal de la sección se emplea (ACI 318 – 21.2.2):

$$\phi M_n = \phi \left(\frac{A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)}{10^5} \right)$$

Ecuación 15. Momento nominal

Donde a se determina como (ACI 318 – 22.2.2.4.3):

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

Ecuación 16.

Estribos por confinamiento

Como requisitos generales la NEC-SE-HM en su sección 4.2.8 establece que: se deberá prever estribos para confinamiento, de al menos 10 mm de diámetro, en toda la longitud de traslape de varillas de refuerzo longitudinal (NEC-SE-HM, 2015).

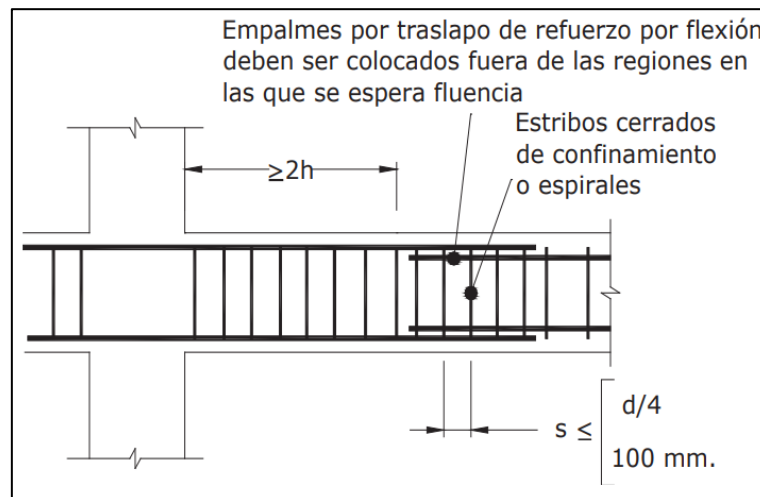
El espaciamiento máximo de este refuerzo en esas zonas no puede exceder $d/4$ ó 100 mm, tal como se muestra en la. No se debe hacer traslapes en:

- Los nudos,
- Una distancia menor que $2h$ de los extremos del elemento, donde h es su peralte,
- Sitios donde el análisis indique la posibilidad de formación de rótulas plásticas.

En la siguiente figura se muestra el esquema de confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal.

Figura 49

Distancia para empalmes en vigas



Para estructuras de cualquier tipo se debe colocar estribos para confinamiento en las siguientes regiones:

- En los extremos del elemento; en cuyo caso el primer estribo se coloca a 50 mm y el último a una distancia $2 \cdot h$ de la cara de la conexión,

- En longitudes $2 \cdot h$ a cada lado de una sección en la que se puedan formar rótulas plásticas.

Además, se destaca lo siguiente:

- En estas regiones de confinamiento, el espaciamiento máximo de los estribos no debe ser mayor que el menor de:
 - $d/4$,
 - veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal
 - 200 mm

Procedimiento - V 35x55-1

Se presenta el procedimiento seguido para el diseño de la viga de las secciones de 35x55-1 cm. La sección diseñada se le asignaron las siguientes propiedades:

Tabla 24

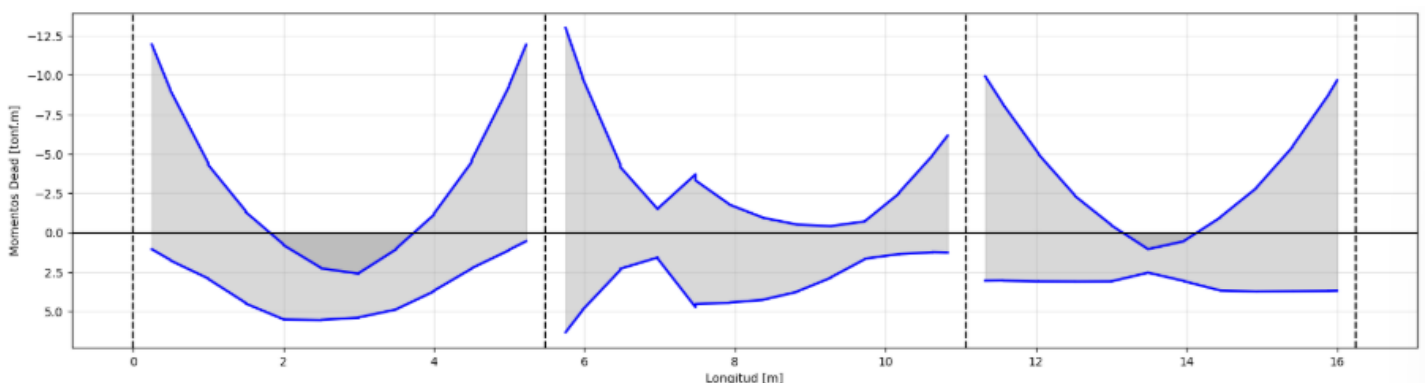
Tabla descriptiva de propiedades

Propiedades	
f'_c [kgf/cm ²]	240
f_y [kgf/cm ²]	4200
Base [cm]	35
Altura [cm]	55
Diam. Est. [mm]	10
Recubrimiento [cm]	4

Se determina el diagrama de envolvente con ayuda del software ETABS.

Figura 50

Diagrama de envolvente - V 35x55-1 cm



Se estable el armado base para la sección teniendo en cuenta que se cumpla con el armado mínimo para la sección determinado por las ecuaciones ya presentadas.

Tabla 25

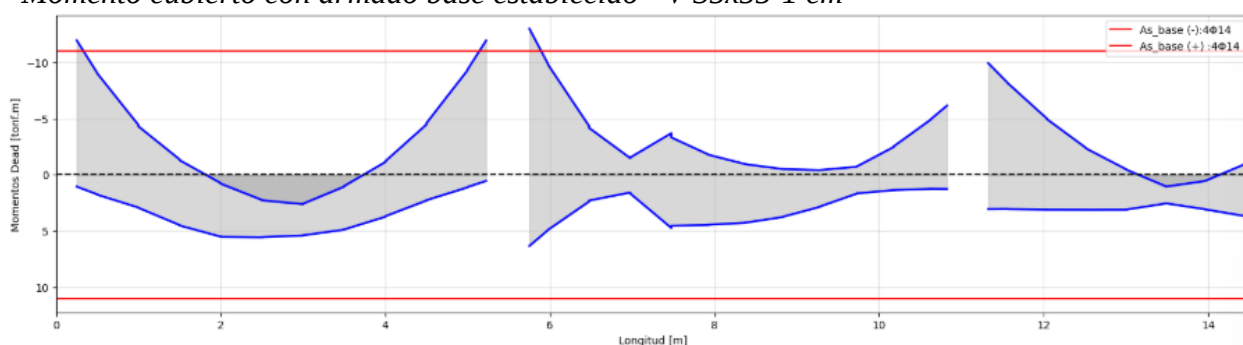
Tabla de áreas de acero

Área de acero mínimo	
Acero mínimo Superior (cm ²):	5.75
Acero mínimo Inferior (cm ²):	5.75

Para cumplir con el acero mínimo se optó por emplear **4Φ14 mm (6.16 cm²)** en la parte superior y **4Φ14 mm (6.16 cm²)** inferior de la sección.

Figura 51

Momento cubierto con armado base establecido - V 35x55-1 cm



Viendo que el armado propuesto no cubre en su totalidad con la demanda de momento negativo de la sección, es necesario establecer un armado complementario de refuerzo. Se propone como acero complementario **1Φ14 mm (1.54 cm²)** en las zonas de los extremos superiores de la sección.

Dado que se cubren los momentos solicitantes de la sección, se acepta el armado establecido quedando de la siguiente manera:

Figura 52

Momento cubierto con armado base + complementario **establecido** - V 35x55-1

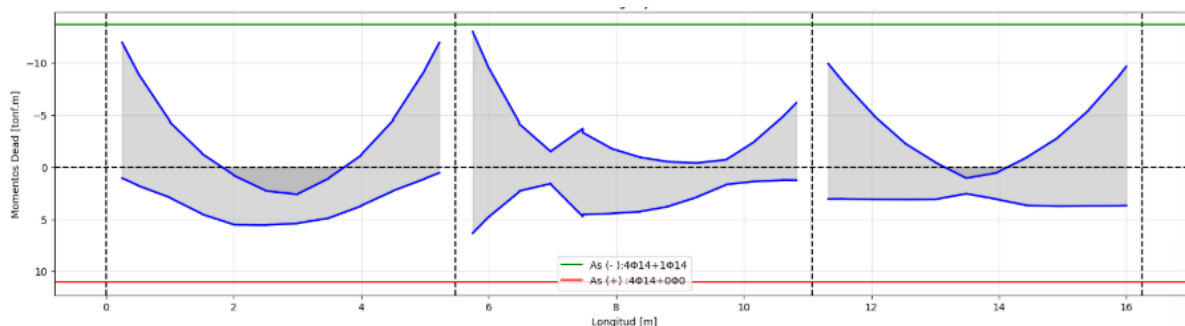


Tabla 26

tabla de armado propuesto

Armado propuesto		
Zona	Distribución	Área de acero
Ext. Superiores	4Φ14 + 1 Φ14	7.70
Cent. Superior	4Φ14	6.16
Ext. Inferiores	4Φ14	6.16
Cent. Inferior	4Φ14	6.16

En base al armado propuesto para la sección se determinan las longitudes de traslapes en zonas de compresión y tracción empleando las ecuaciones presentadas para el cálculo de estas.

Tabla 27

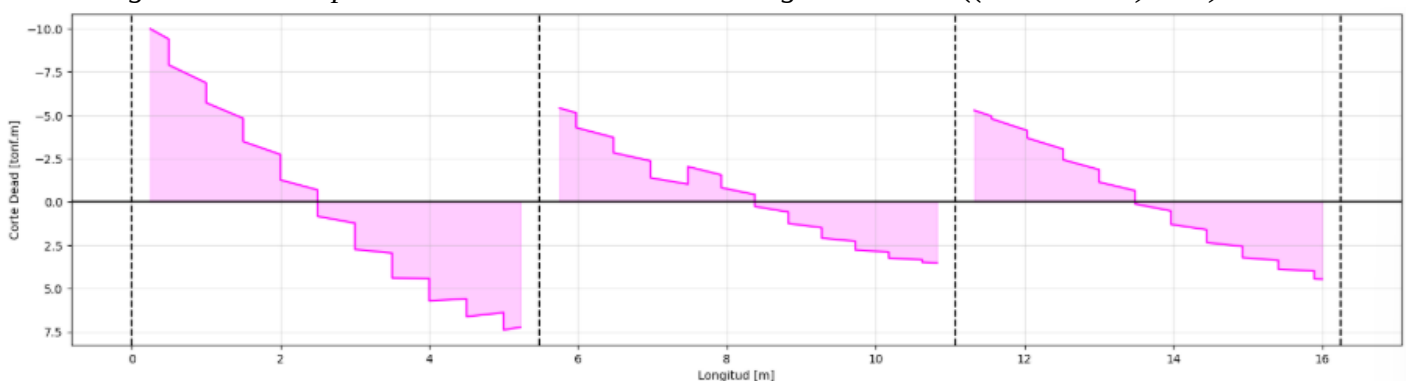
Tabla de longitudes de traslape

Longitudes de traslape	
Zona	Longitud [cm]
Compresión	45
Tracción	75

Para determinar el acero transversal de la sección, se determina el diagrama de corte producto de la combinación de carga última

Figura 53

Diagrama de corte producto de la combinación de carga última $W_u ((1.2+0.2SDs)D+L) - V 35x55-1$



En base a estos diagramas y empleando las ecuaciones presentadas, se determinó se propone **1 Est. Φ 10 mm** tanto en la zona de confinamiento como fuera de esta. La separación de estribos en la zona de confinamiento será de **8 cm** y fuera de esta zona será de **16 cm**.

Procedimiento – V 35x55 – 1.1

Se presenta el procedimiento seguido para el diseño de la viga de sección 35x55-1.1 cm. La sección diseñada se le asignaron las siguientes propiedades:

Tabla 28

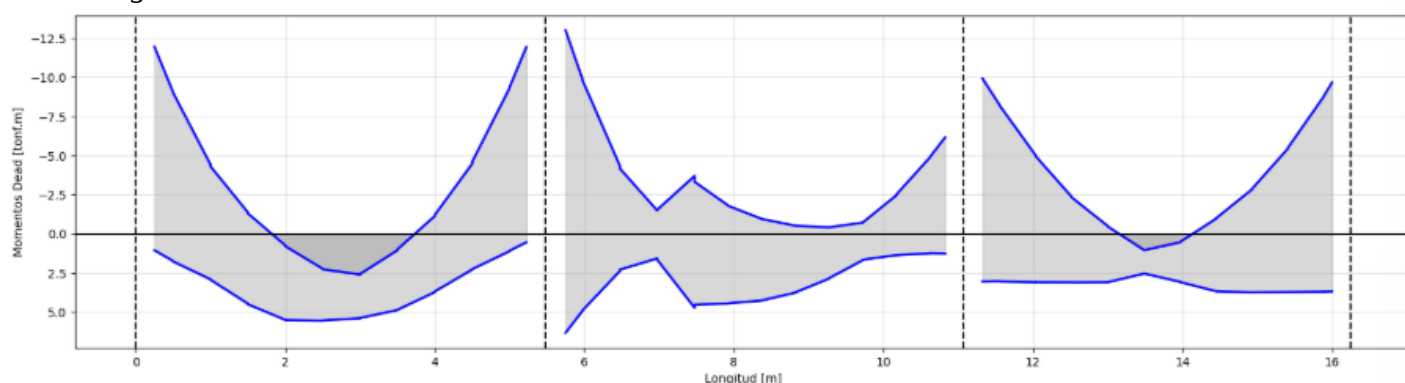
Tabla de propiedades

Propiedades	
f'_c [kgf/cm ²]	240
f_y [kgf/cm ²]	4200
Base [cm]	35
Altura [cm]	55
Diam. Est. [mm]	10
Recubrimiento [cm]	4

Se determina el diagrama de envolvente con ayuda del software ETABS.

Figura 54

Diagrama de envolvente – V 35x55-1.1



Se establece el armado base para la sección teniendo en cuenta que se cumpla con el armado mínimo para la sección determinado por las ecuaciones ya presentadas.

Tabla 29

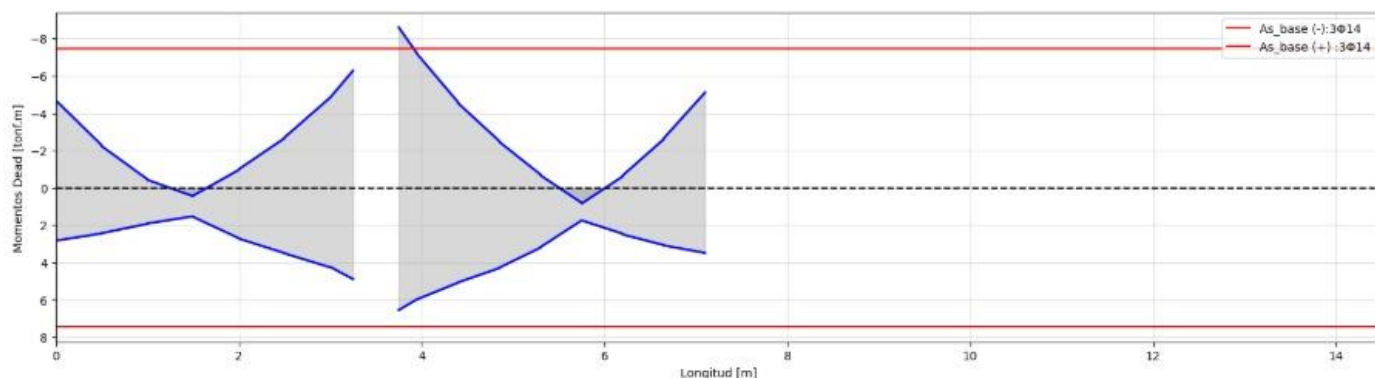
Tabla de área de aceros mínimos

Área de acero mínimo	
Acero mínimo Superior (cm ²):	5.75
Acero mínimo Inferior (cm ²):	5.75

Para cumplir con el acero mínimo se optó por emplear **4Φ14 mm (6.16 cm²)** en la parte superior e inferior de la sección. Además, se determina el momento cubierto con este armado

Figura 55

Momento cubierto con armado base + complementario establecido - V 35x55-1.1



Viendo que el armado propuesto no cubre en su totalidad con la demanda de momento negativo de la sección, es necesario establecer un armado complementario de refuerzo en las zonas de los extremos superiores de la sección. Se propone como acero complementario **1Φ14 mm (1.44 cm²)**.

Dado que se cubren los momentos solicitantes de la sección, se acepta el armado establecido quedando de la siguiente manera:

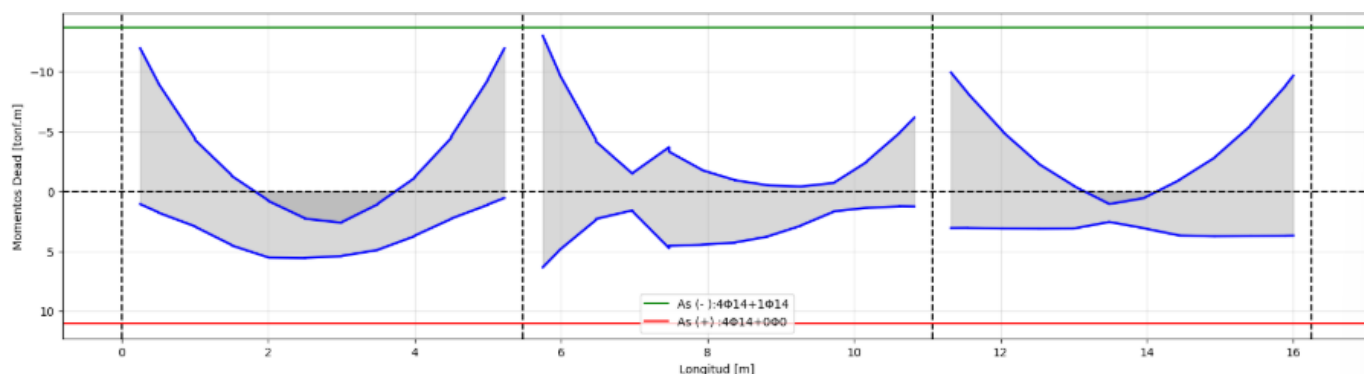


Tabla 30

Tabla de armado propuesto

Armado propuesto		
Zona	Distribución	Área de acero
Ext. Superiores	4Φ14 + 1Φ14	7.70
Cent. Superior	4Φ14	6.16
Ext. Inferiores	4Φ14	6.16
Cent. Inferior	4Φ14	6.16

En base al armado propuesto para la sección se determinan las longitudes de traslapes en zonas de compresión y tracción empleando las ecuaciones presentadas para el cálculo de estas.

Tabla 31

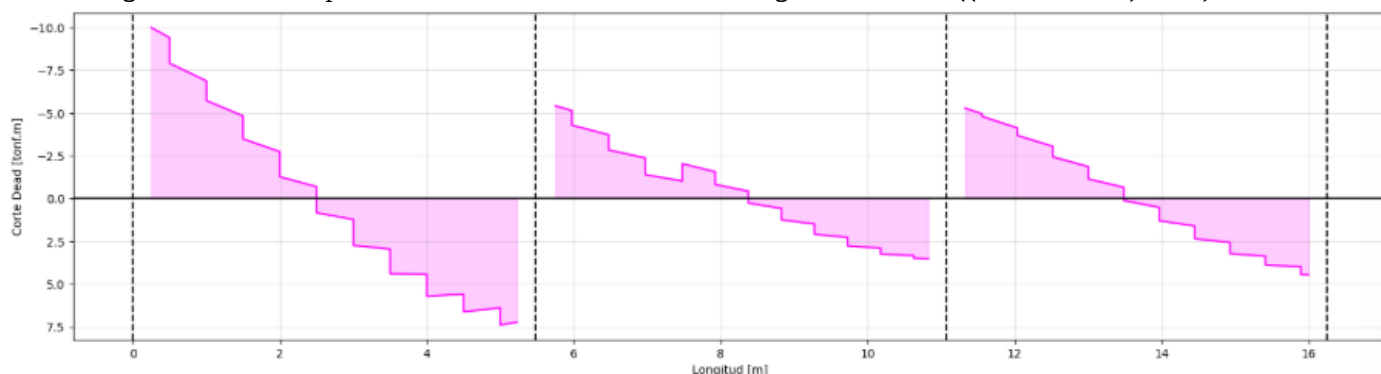
Tabla de longitudes de traslape

Longitudes de traslape	
Zona	Longitud [cm]
Compresión	45
Tracción	75

Para determinar el acero transversal de la sección, se determina el diagrama de corte producto de la combinación de carga última

Figura 56

Diagrama de corte producto de la combinación de carga última $W_u ((1.2+0.2SDs)D+L)$ - V 35x55-1.1



En base a estos diagramas y empleando las ecuaciones presentadas, se determinó se propone **1 Est. Φ 10 mm** tanto en la zona de confinamiento como fuera de esta. La separación de estribos en la zona de confinamiento será de **8 cm** y fuera de esta zona será de **16 cm**.

Procedimiento – V 35x55-2

Se presenta el procedimiento seguido para el diseño de la viga de las secciones de 35x55-2 cm del 3er nivel. La sección diseñada se le asignaron las siguientes propiedades:

Tabla 32

Tabla de propiedades de elementos

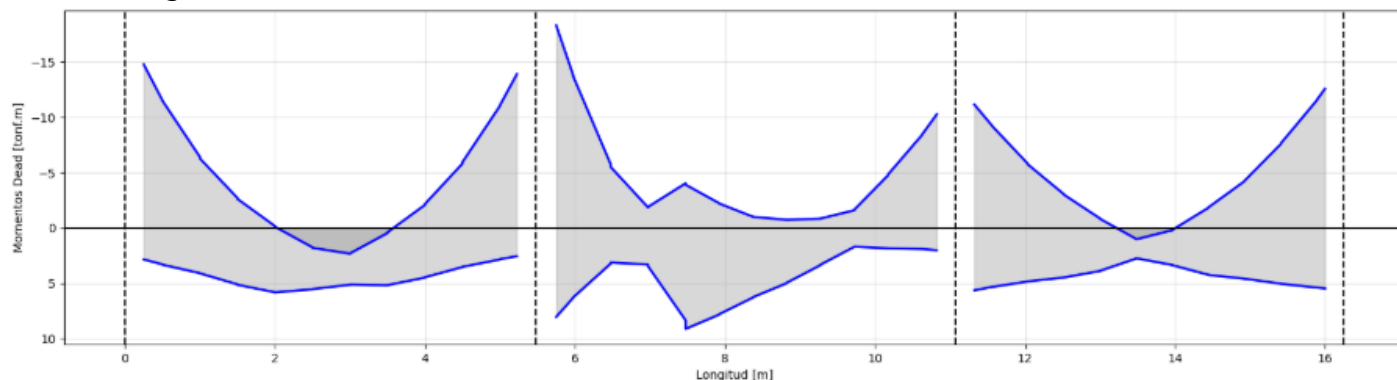
Propiedades	
f'_c [kgf/cm ²]	240
f_y [kgf/cm ²]	4200
Base [cm]	35

Altura [cm]	55
Diam. Est. [mm]	10
Recubrimiento [cm]	4

Se determina el diagrama de envolvente con ayuda del software ETABS

Figura 57

Diagrama de envolvente - V 35x55-2



Se establece el armado base para la sección teniendo en cuenta que se cumpla con el armado mínimo para la sección determinado por las ecuaciones ya presentadas.

Tabla 33

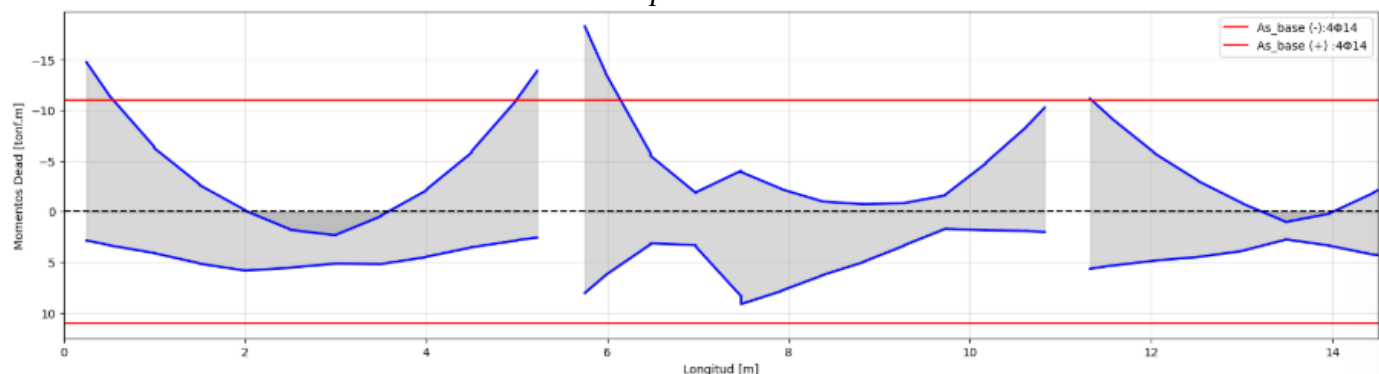
Tabla de aceros mínimos

Área de acero mínimo	
Acero mínimo Superior (cm ²):	5.75
Acero mínimo Inferior (cm ²):	5.75

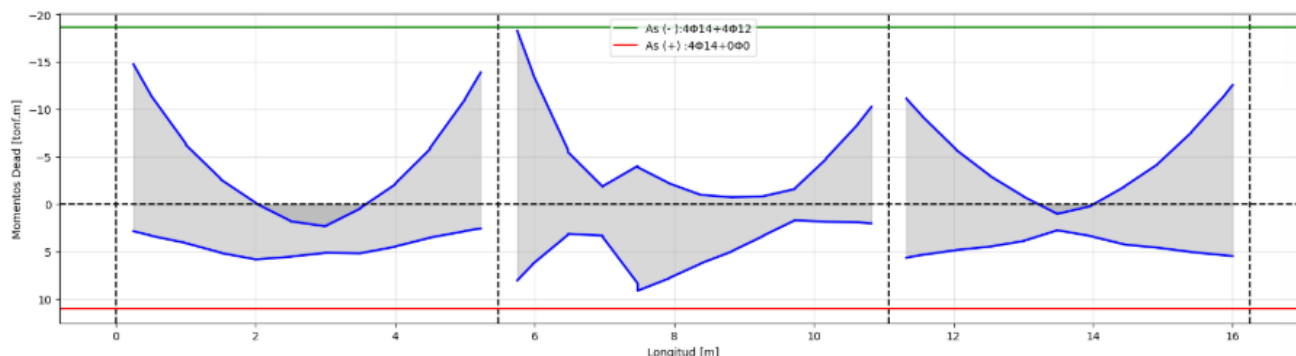
Para cumplir con el acero mínimo se optó por emplear **4Φ14 mm (6.16 cm²)** en la parte superior y **4Φ14 mm (6.16 cm²)** inferior de la sección.

Figura 58

Momento cubierto con armado base + complementario establecido - V 35x55-2



Viendo que el armado propuesto no cubre en su totalidad con la demanda de momento negativo de la sección, es necesario establecer un armado complementario de refuerzo. Se propone como acero complementario **4Φ14 mm (4.52 cm²)** en las zonas de los extremos superiores de la sección.



Dado que se cubren los momentos solicitantes de la sección, se acepta el armado establecido quedando de la siguiente manera:

Tabla 34

Tabla de armados propuestos

Armado propuesto		
Zona	Distribución	Área de acero
Ext. Superiores	4Φ18 + 4Φ12	18.05
Cent. Superior	4Φ18	6.16
Ext. Inferiores	4Φ18	6.16
Cent. Inferior	4Φ18	6.16

En base al armado propuesto para la sección se determinan las longitudes de traslapes en zonas de compresión y tracción empleando las ecuaciones presentadas para el cálculo de estas.

Tabla 35

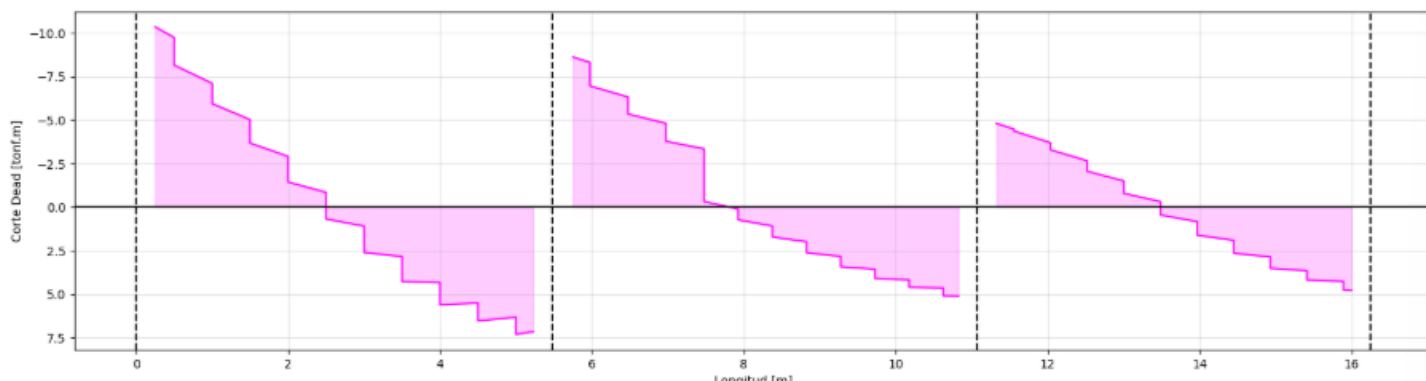
Tabla de longitudes de traslape

Longitudes de traslape	
Zona	Longitud [cm]
Compresión	45
Tracción	75

Para determinar el acero transversal de la sección, se determina el diagrama de corte producto de la combinación de carga última

Figura 59

Diagrama de corte producto de la combinación de carga última $W_u ((1.2+0.2SDs)D+L) - V$ 35x55-2



En base a estos diagramas y empleando las ecuaciones presentadas, se determinó se propone **1 Est. Φ 10 mm** tanto en la zona de confinamiento como fuera de esta. La separación de estribos en la zona de confinamiento será de **7 cm** y fuera de esta zona será de **14 cm**.

Procedimiento - V 35x55-2.1

Se presenta el procedimiento seguido para el diseño de la viga de las secciones de 35x55-2.1 cm. La sección diseñada se le asignaron las siguientes propiedades:

Tabla 36

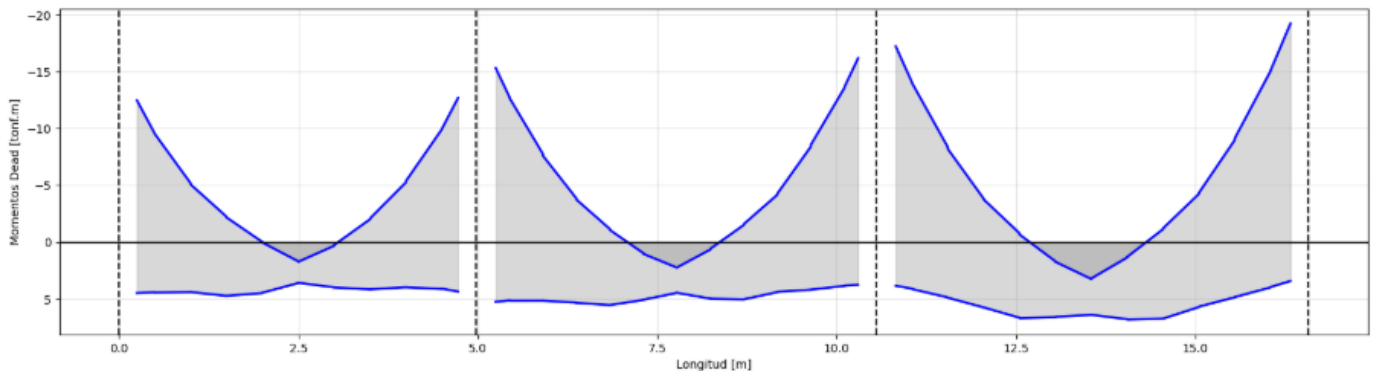
Tabla de propiedades

Propiedades	
f'_c [kgf/cm ²]	240
f_y [kgf/cm ²]	4200
Base [cm]	35
Altura [cm]	55
Diam. Est. [mm]	10
Recubrimiento [cm]	4

Se determina el diagrama de envolvente con ayuda del software ETABS.

Figura 60

Diagrama de envolvente - V 35x55-2.1 cm



Se estable el armado base para la sección teniendo en cuenta que se cumpla con el armado mínimo para la sección determinado por las ecuaciones ya presentadas.

Tabla 37

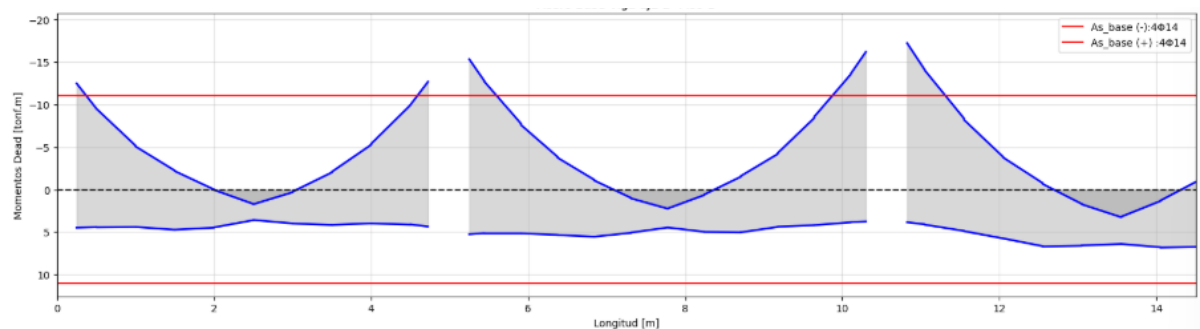
Tabla de acero mínimo

Área de acero mínimo	
Acero mínimo Superior (cm ²):	5.75
Acero mínimo Inferior (cm ²):	5.75

Para cumplir con el acero mínimo se optó por emplear **4Φ14 mm (6.16cm²)** en la parte superior y **4Φ14 mm (6.16 cm²)** inferior de la sección.

Figura 61

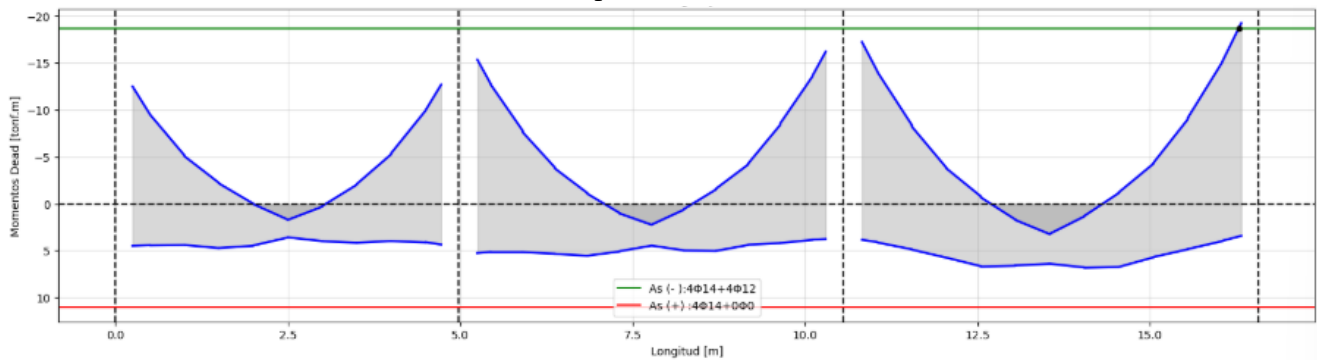
Momento cubierto con armado base establecido - V 35x55-2.1



Viendo que el armado propuesto no cubre en su totalidad con la demanda de momento negativo de la sección, es necesario establecer un armado complementario de refuerzo. Se propone como acero complementario **4Φ12 mm (4.52 cm²)** en las zonas de los extremos superiores de la sección

Figura 62

Momento cubierto con armado base + complementario establecido - V 35x55-2.1



Dado que se cubren los momentos solicitantes de la sección, se acepta el armado establecido quedando de la siguiente manera:

Tabla 38

Tabla de armado propuesto

Armado propuesto		
Zona	Distribución	Área de acero
Ext. Superiores	4Φ14+4Φ12	10.68
Cent. Superior	4Φ14	6.16
Ext. Inferiores	4Φ14	6.16
Cent. Inferior	4Φ14	6.16

En base al armado propuesto para la sección se determinan las longitudes de traslapes en zonas de compresión y tracción empleando las ecuaciones presentadas para el cálculo de estas.

Tabla 39

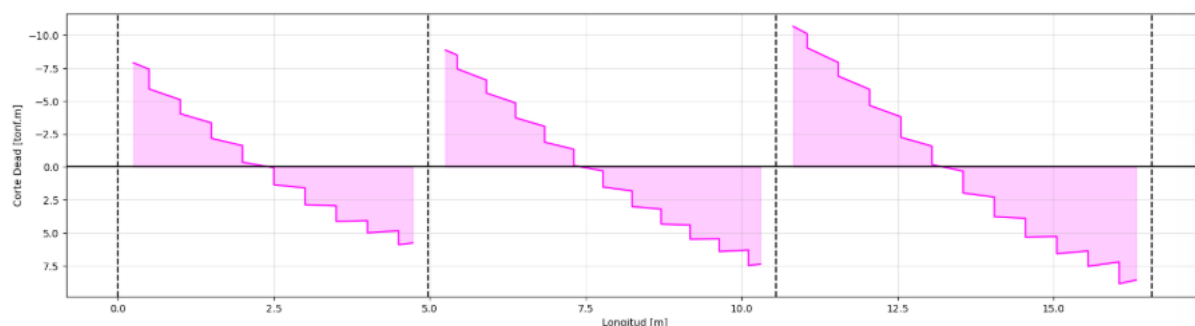
Tabla de longitudes de traslapes

Longitudes de traslape	
Zona	Longitud [cm]
Compresión	45
Tracción	75

Para determinar el acero transversal de la sección, se determina el diagrama de corte producto de la combinación de carga última

Figura 63

Diagrama de corte producto de la combinación de carga última $W_u ((1.2+0.2SDs)D+L)$ - V 35x55-2.1



En base a estos diagramas y empleando las ecuaciones presentadas, se determinó se propone **1 Est. Φ 10 mm** tanto en la zona de confinamiento como fuera de esta. La separación de estribos en la zona de confinamiento será de **7 cm** y fuera de esta zona será de **14 cm**.

Viendo que el armado propuesto cubre la demanda de momentos de la sección, no es necesario establecer un armado complementario de refuerzo.

Procedimiento - V 30-50-1

Se presenta el procedimiento seguido para el diseño de la viga de las secciones de 30x50-1 cm del 3er nivel. La sección diseñada se le asignaron las siguientes propiedades:

Tabla 40

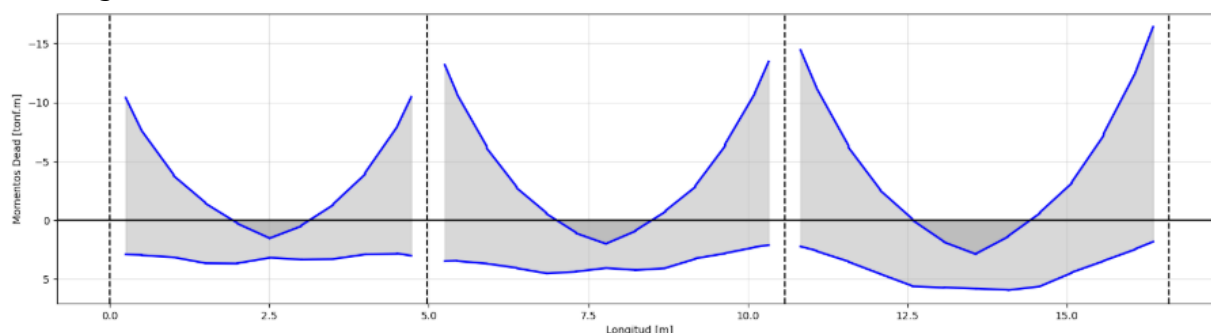
Tabla de propiedades

Propiedades	
f'_c [kgf/cm ²]	240
f_y [kgf/cm ²]	4200
Base [cm]	30
Altura [cm]	50
Diam. Est. [mm]	10
Recubrimiento [cm]	4

Se determina el diagrama de envolvente con ayuda del software ETABS.

Figura 64

Diagrama de envolvente - V 30x50-1



Se estable el armado base para la sección teniendo en cuenta que se cumpla con el armado mínimo para la sección determinado por las ecuaciones ya presentadas.

Tabla 41

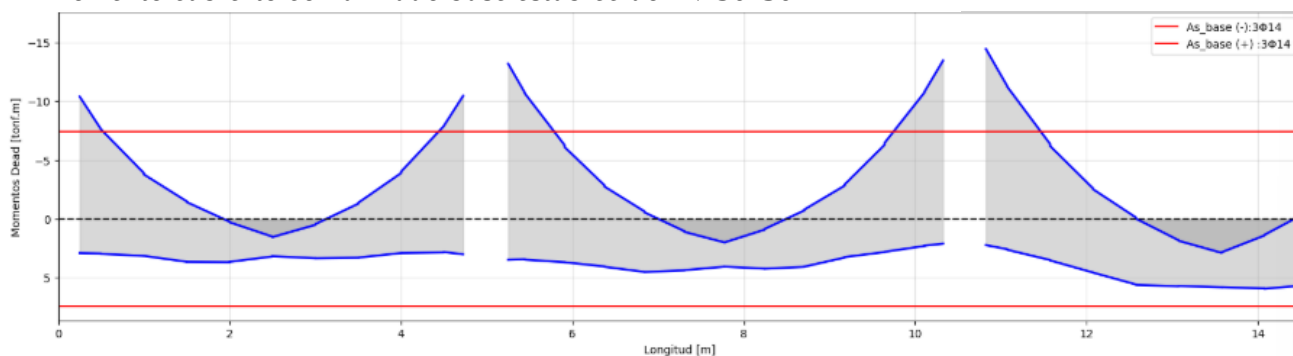
Tabla de área de acero mínimo

Área de acero mínimo	
Acero mínimo Superior (cm ²):	4.43
Acero mínimo Inferior (cm ²):	4.43

Para cumplir con el acero mínimo se optó por emplear **3Φ14 mm (4.62cm²)** en la parte superior y **3Φ14 mm (4.62 cm²)** inferior de la sección.

Figura 65

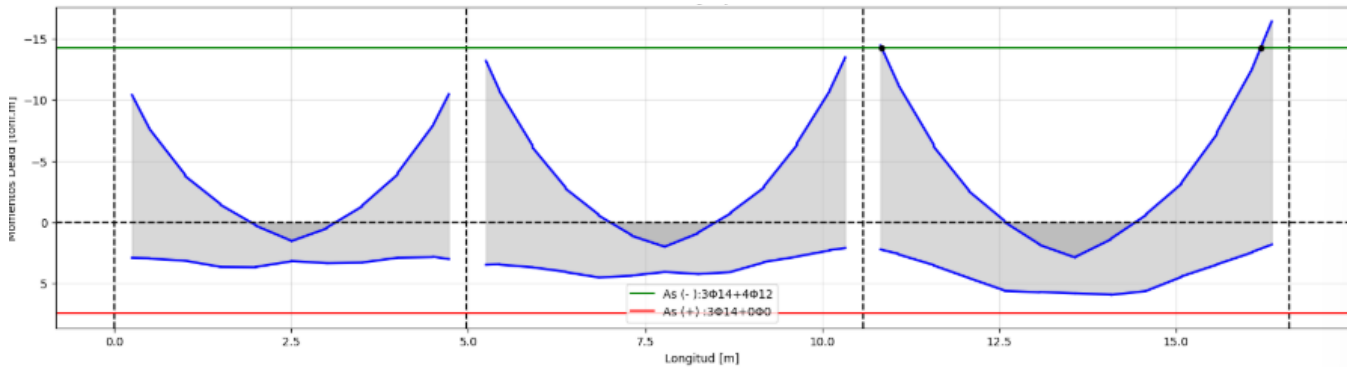
Momento cubierto con armado base establecido - V 30x50-1



Viendo que el armado propuesto no cubre en su totalidad con la demanda de momento negativo de la sección, es necesario establecer un armado complementario de refuerzo. Se propone como acero complementario **3Φ12 mm (3.39 cm²)** en las zonas de los extremos superiores de la sección.

Figura 66

Momento cubierto con armado base + complementario establecido - V 30x50-1



Dado que se cubren los momentos solicitantes de la sección, se acepta el armado establecido quedando de la siguiente manera.

Tabla 42

Tabla de armado propuesto

Armado propuesto		
Zona	Distribución	Área de acero
Ext. Superiores	$3\Phi 14 + 3\Phi 12$	9.55
Cent. Superior	$3\Phi 14$	4.61
Ext. Inferiores	$3\Phi 14$	4.61
Cent. Inferior	$3\Phi 14$	4.61

En base al armado propuesto para la sección se determinan las longitudes de traslapes en zonas de compresión y tracción empleando las ecuaciones presentadas para el cálculo de estas.

Tabla 43

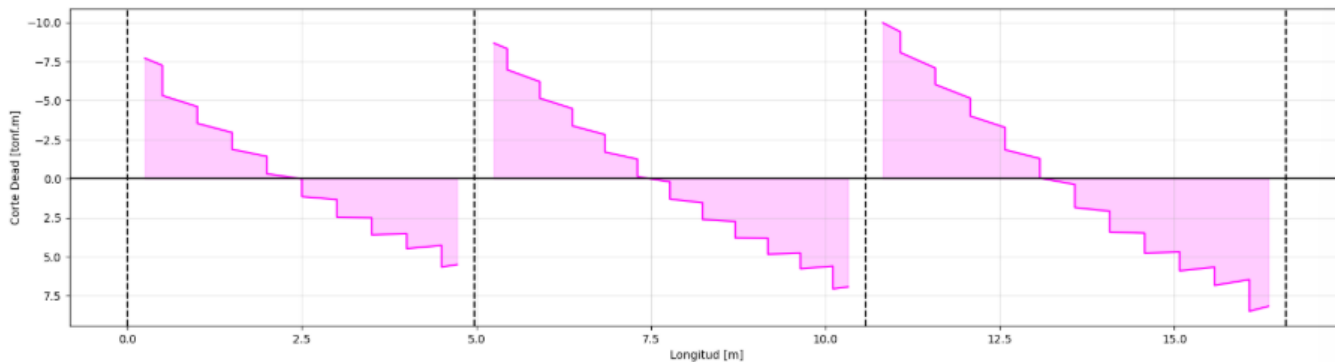
Longitudes de traslapes

Longitudes de traslape	
Zona	Longitud [cm]
Compresión	45
Tracción	75

Para determinar el acero transversal de la sección, se determina el diagrama de corte producto de la combinación de carga última

Figura 67

Diagrama de corte producto de la combinación de carga última Wu ((1.2+0.2SDs) D+L) - V 30x50-1



En base a estos diagramas y empleando las ecuaciones presentadas, se determinó se propone **1 Est. Φ 10 mm** tanto en la zona de confinamiento como fuera de esta. La separación de estribos en la zona de confinamiento será de **7 cm** y fuera de esta zona será de **14 cm**.

Procedimiento – V1 30x50-1.1

Se presenta el procedimiento seguido para el diseño de la viga de las secciones de 30x50-1.10 cm correspondiente al tercer piso. La sección diseñada se le asignaron las siguientes propiedades:

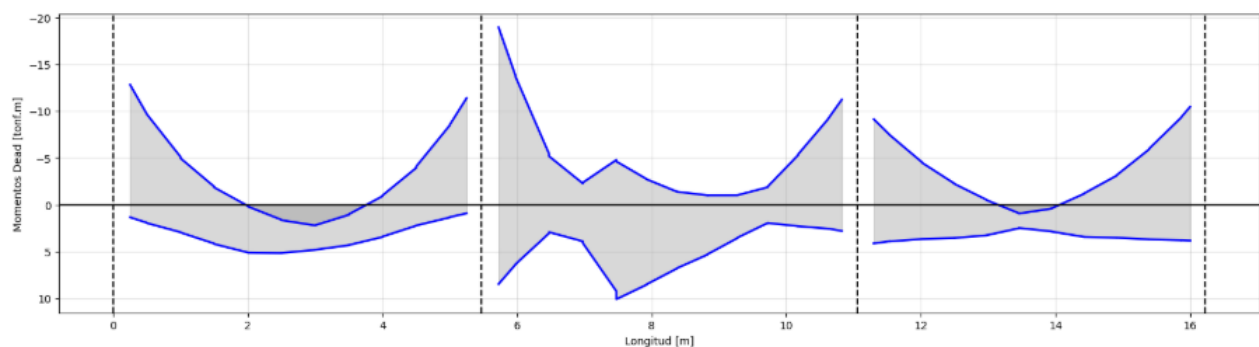
Tabla 44

Tabla de propiedades

Propiedades	
f'_c [kgf/cm ²]	240
f_y [kgf/cm ²]	4200
Base [cm]	30
Altura [cm]	50
Diam. Est. [mm]	10
Recubrimiento [cm]	4

Se determina el diagrama de envolvente con ayuda del software ETABS.

Figura 68 *Diagrama de envolvente – V 30-50-1.1*



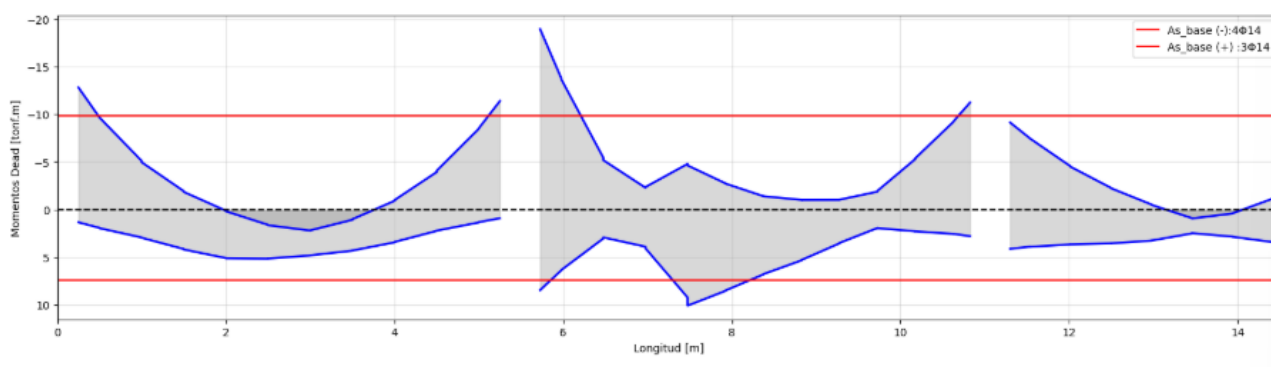
Se estable el armado base para la sección teniendo en cuenta que se cumpla con el armado mínimo para la sección determinado por las ecuaciones ya presentadas.

Tabla 45 tabla de área de acero mínimo

Área de acero mínimo	
Acero mínimo Superior (cm ²):	4.43
Acero mínimo Inferior (cm ²):	4.43

Para cumplir con el acero mínimo se optó por emplear **4Φ14 mm (6.16 cm²)** en la parte superior y **3Φ14 mm (4.62 cm²)** inferior de la sección.

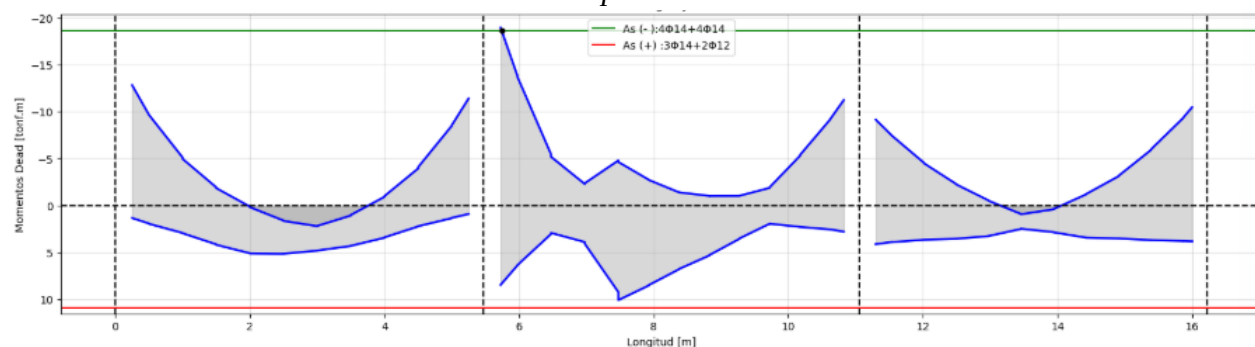
Figura 69 Momento cubierto con armado base establecido - V 30x50-1.1



Viendo que el armado propuesto no cubre en su totalidad con la demanda de momento negativo de la sección, es necesario establecer un armado complementario de refuerzo. Se propone como acero complementario superior de **4Φ14 mm (6.16 cm²)** e **2Φ12mm (2.26 cm²)** inferior en las zonas de los extremos superiores de la sección.

Figura 70

Momento cubierto con armado base + complementario establecido – V30X50-1.1



Dado que se cubren los momentos solicitantes de la sección, se acepta el armado establecido quedando de la siguiente manera:

Tabla 46

Tabla de armado propuesto

Armado propuesto		
Zona	Distribución	Área de acero
Ext. Superiores	4Φ14 + 4Φ14	12.32
Cent. Superior	4Φ14	6.16
Ext. Inferiores	3Φ14	4.62
Cent. Inferior	3Φ14+2Φ12	6.88

En base al armado propuesto para la sección se determinan las longitudes de traslapes en zonas de compresión y tracción empleando las ecuaciones presentadas para el cálculo de estas.

Tabla 47

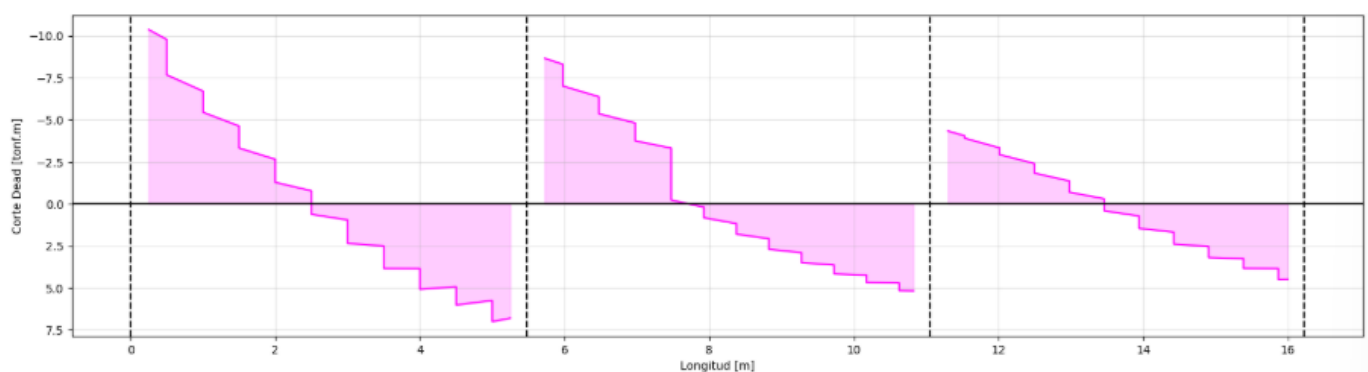
Tabla de longitudes de traslapes

Longitudes de traslape	
Zona	Longitud [cm]
Compresión	45
Tracción	75

Para determinar el acero transversal de la sección, se determina el diagrama de corte producto de la combinación de carga última

Figura 71

Diagrama de corte producto de la combinación de carga última $W_u ((1.2+0.2SDs)D+L)$ - V1 30X50-1.1



En base a estos diagramas y empleando las ecuaciones presentadas, se determinó se propone **1 Est. Φ 10 mm** tanto en la zona de confinamiento como fuera de esta. La separación de estribos en la zona de confinamiento será de **7cm** y fuera de esta zona será de **14 cm**.

Procedimiento – V 30X50-2

Se presenta el procedimiento seguido para el diseño de la viga de las secciones de 30x50-2cm de la cuarta losa. La sección diseñada se le asignaron las siguientes propiedades:

Tabla 48

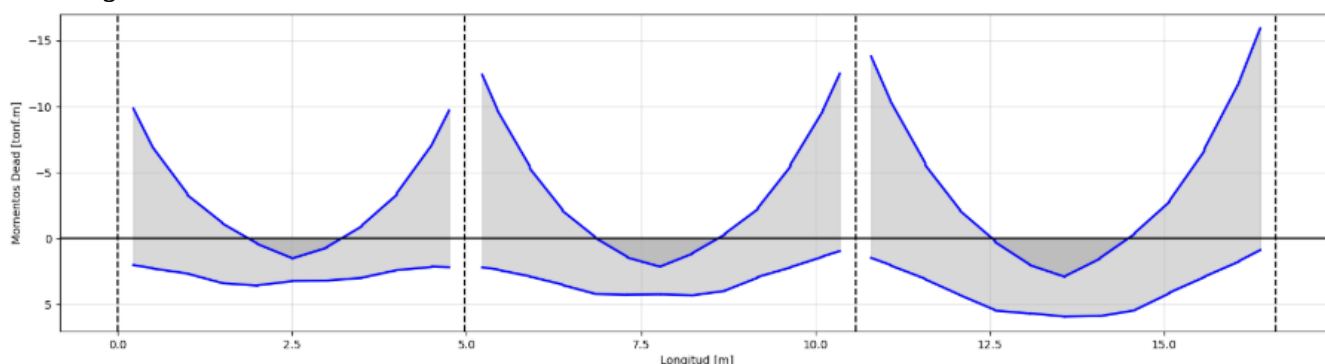
Tabla de propiedades de sección

Propiedades	
f'_c [kgf/cm ²]	240
f_y [kgf/cm ²]	4200
Base [cm]	30
Altura [cm]	50
Diam. Est. [mm]	10
Recubrimiento [cm]	4

Se determina el diagrama de envolvente con ayuda del software ETABS.

Figura 72

Diagrama de envolvente – V 30x50-2



Se establece el armado base para la sección teniendo en cuenta que se cumpla con el armado mínimo para la sección determinado por las ecuaciones ya presentadas.

Tabla 49

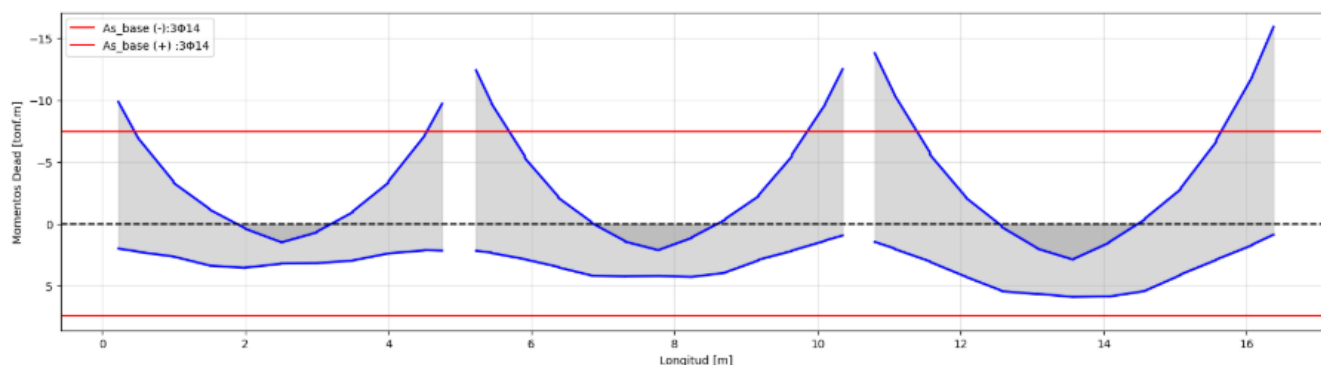
Tabla de acero mínimo

Área de acero mínimo	
Acero mínimo Superior (cm ²):	4.43
Acero mínimo Inferior (cm ²):	4.43

Para cumplir con el acero mínimo se optó por emplear **3Φ14 mm (4.62 cm²)** en la parte superior y **3Φ14 mm (4.62 cm²)** inferior de la sección.

Figura 73

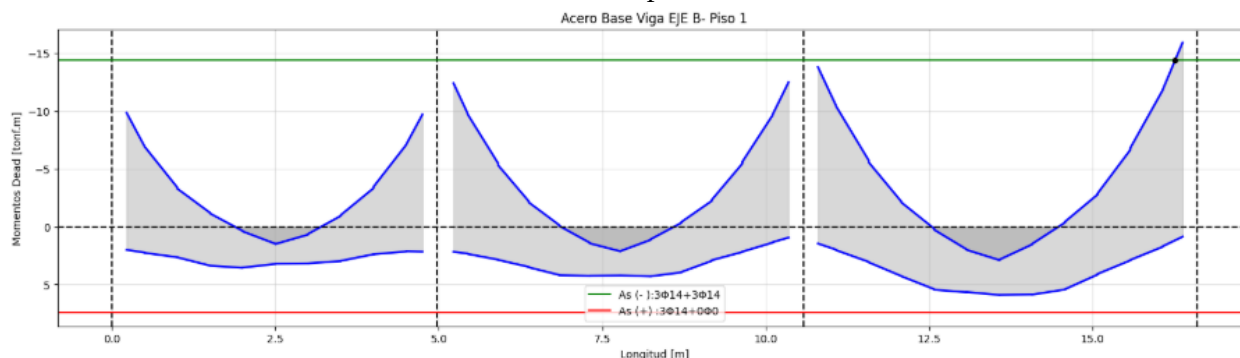
Momento cubierto con armado base establecido - V 30x50-2



Viendo que el armado propuesto no cubre en su totalidad con la demanda de momento negativo de la sección, es necesario establecer un armado complementario de refuerzo. Se propone como acero complementario **3Φ14 mm (4.62 cm²)** en las zonas de los extremos superiores de la sección.

Figura 74

Momento cubierto con armado base + complementario establecido – 30x50-2



Dado que se cubren los momentos solicitantes de la sección, se acepta el armado establecido quedando de la siguiente manera:

Tabla 50

Tabla de armado propuesto

Armado propuesto		
Zona	Distribución	Área de acero
Ext. Superiores	3Φ14 + 3Φ14	9.24
Cent. Superior	3Φ14	4.62
Ext. Inferiores	3Φ14	4.62
Cent. Inferior	3Φ14	4.62

En base al armado propuesto para la sección se determinan las longitudes de traslapes en zonas de compresión y tracción empleando las ecuaciones presentadas para el cálculo de estas.

Tabla 51

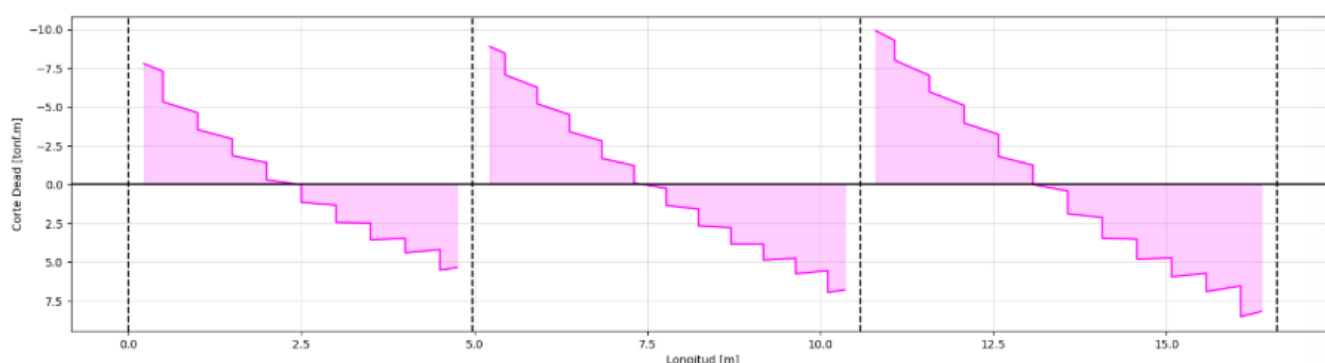
Tabla de longitudes de traslapes

Longitudes de traslape	
Zona	Longitud [cm]
Compresión	45
Tracción	75

Para determinar el acero transversal de la sección, se determina el diagrama de corte producto de la combinación de carga última

Figura 75

Diagrama de corte producto de la combinación de carga última $W_u ((1.2+0.2SDs) D+L)$ - V30x50-2



En base a estos diagramas y empleando las ecuaciones presentadas, se determinó se propone **1 Est. Φ 10 mm** tanto en la zona de confinamiento como fuera de esta. La separación de estribos en la zona de confinamiento será de **7cm** y fuera de esta zona será de **14 cm**.

Procedimiento – V 30X50-2.1

Se presenta el procedimiento seguido para el diseño de la viga de las secciones de 30x50-2cm de la cuarta losa. La sección diseñada se le asignaron las siguientes propiedades:

Tabla 52

Tabla de propiedades de sección

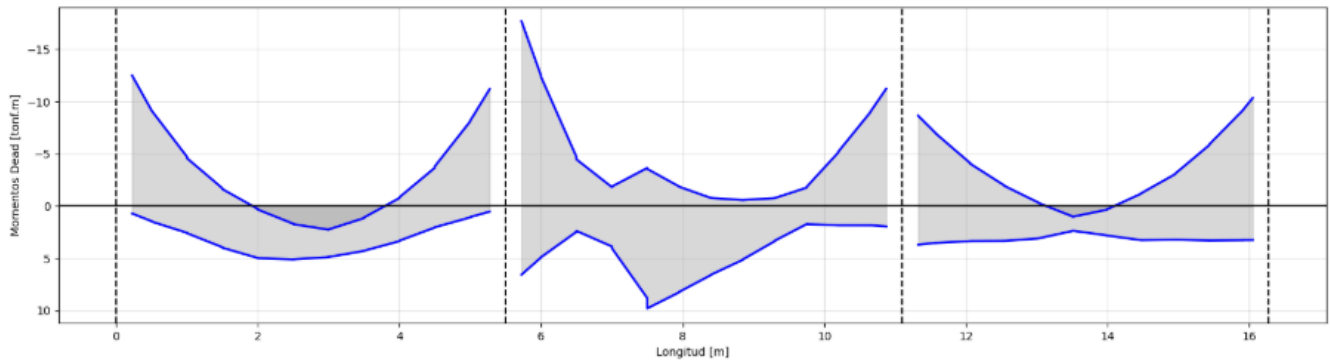
Propiedades	
f'_c [kgf/cm ²]	240
f_y [kgf/cm ²]	4200
Base [cm]	30
Altura [cm]	50

Diam. Est. [mm]	10
Recubrimiento [cm]	4

Se determina el diagrama de envolvente con ayuda del software ETABS.

Figura 76

Diagrama de envolvente – V 30x50-2.1



Se establece el armado base para la sección teniendo en cuenta que se cumpla con el armado mínimo para la sección determinado por las ecuaciones ya presentadas.

Tabla 53

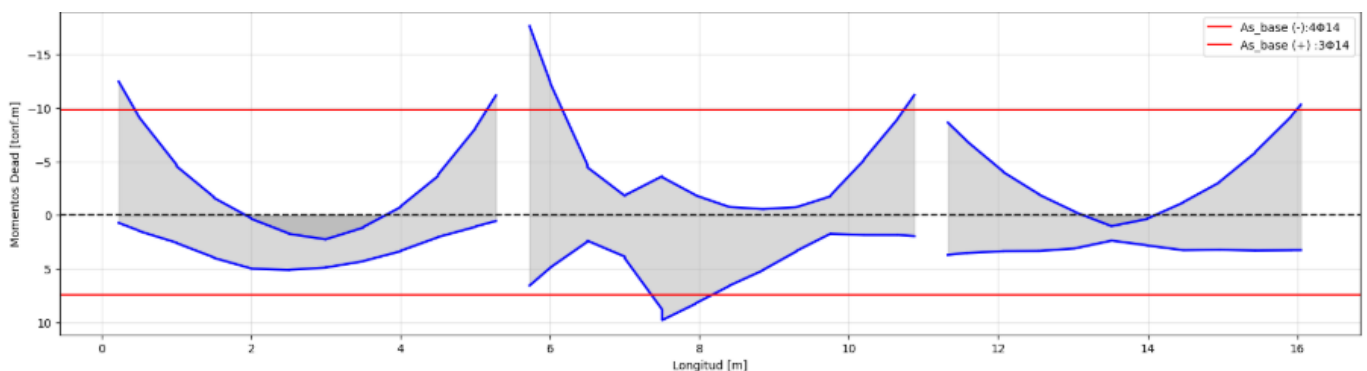
Tabla de acero mínimo

Área de acero mínimo	
Acero mínimo Superior (cm ²):	4.43
Acero mínimo Inferior (cm ²):	4.43

Para cumplir con el acero mínimo se optó por emplear **4Φ14 mm (6.16 cm²)** en la parte superior y **3Φ14 mm (4.62 cm²)** inferior de la sección.

Figura 77

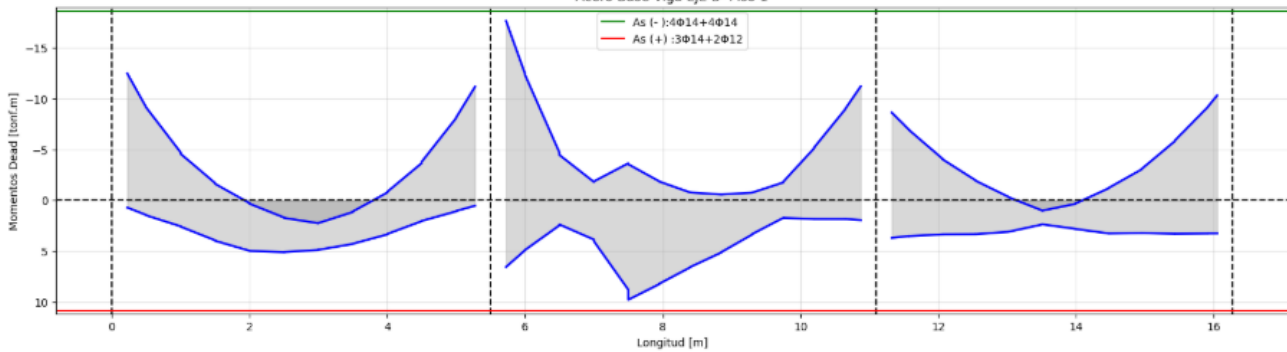
Momento cubierto con armado base establecido - V 30x50-2.1



Viendo que el armado propuesto no cubre en su totalidad con la demanda de momento negativo de la sección, es necesario establecer un armado complementario de refuerzo. Se propone como acero complementario **4Φ14 mm (6.16 cm²)** en las zonas de los extremos superiores de la sección y en la inferior **2Φ12 mm (2.26 cm²)**

Figura 78

Momento cubierto con armado base + complementario establecido – 30x50-2.1



Dado que se cubren los momentos solicitantes de la sección, se acepta el armado establecido quedando de la siguiente manera:

Tabla 54

Tabla de armado propuesto

Armado propuesto		
Zona	Distribución	Área de acero
Ext. Superiores	4Φ14 + 4Φ14	12.32
Cent. Superior	4Φ14	6.16
Ext. Inferiores	3Φ14	4.62
Cent. Inferior	3Φ14+2Φ12	6.88

En base al armado propuesto para la sección se determinan las longitudes de traslapes en zonas de compresión y tracción empleando las ecuaciones presentadas para el cálculo de estas.

Tabla 55

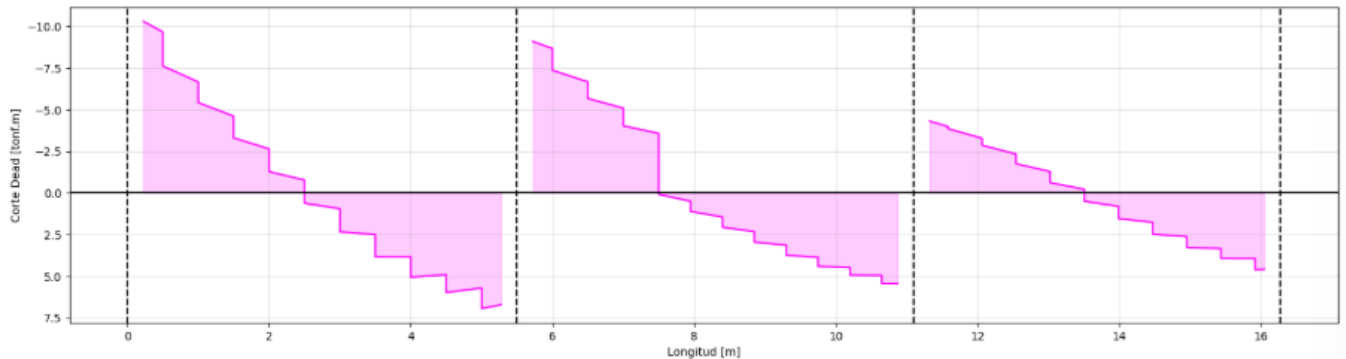
Tabla de longitudes de traslapes

Longitudes de traslape	
Zona	Longitud [cm]
Compresión	45
Tracción	75

Para determinar el acero transversal de la sección, se determina el diagrama de corte producto de la combinación de carga última

Figura 79

Diagrama de corte producto de la combinación de carga última $W_u ((1.2+0.2SDs) D+L)$ - V30x50-2.1



En base a estos diagramas y empleando las ecuaciones presentadas, se determinó se propone **1 Est. Φ 10 mm** tanto en la zona de confinamiento como fuera de esta. La separación de estribos en la zona de confinamiento será de **7cm** y fuera de esta zona será de **14 cm**.

Procedimiento – V 30X45-1

Se presenta el procedimiento seguido para el diseño de la viga de las secciones de 30x45-1cm de la quinta losa. La sección diseñada se le asignaron las siguientes propiedades:

Tabla 56

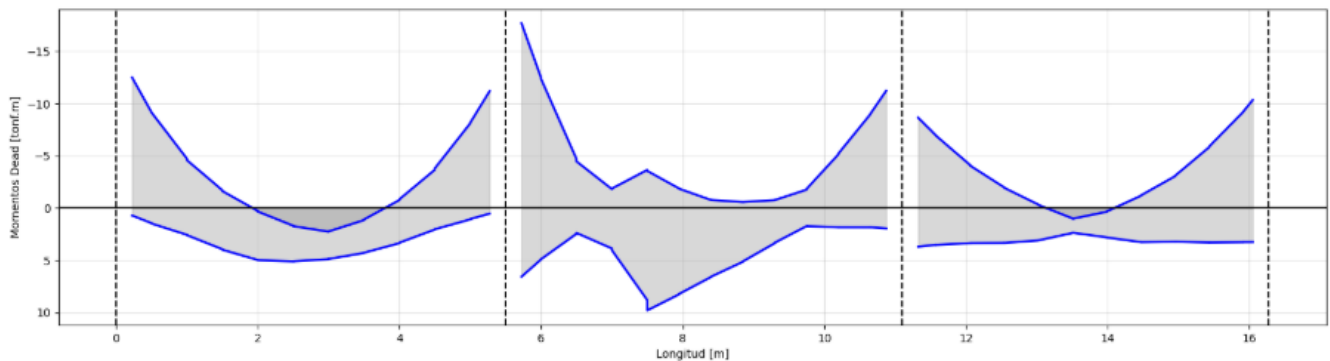
Tabla de propiedades de sección

Propiedades	
f'_c [kgf/cm ²]	240
f_y [kgf/cm ²]	4200
Base [cm]	30
Altura [cm]	45
Diam. Est. [mm]	10
Recubrimiento [cm]	4

Se determina el diagrama de envolvente con ayuda del software ETABS.

Figura 80

Diagrama de envolvente – V 30x45-.1



Se estable el armado base para la sección teniendo en cuenta que se cumpla con el armado mínimo para la sección determinado por las ecuaciones ya presentadas.

Tabla 57

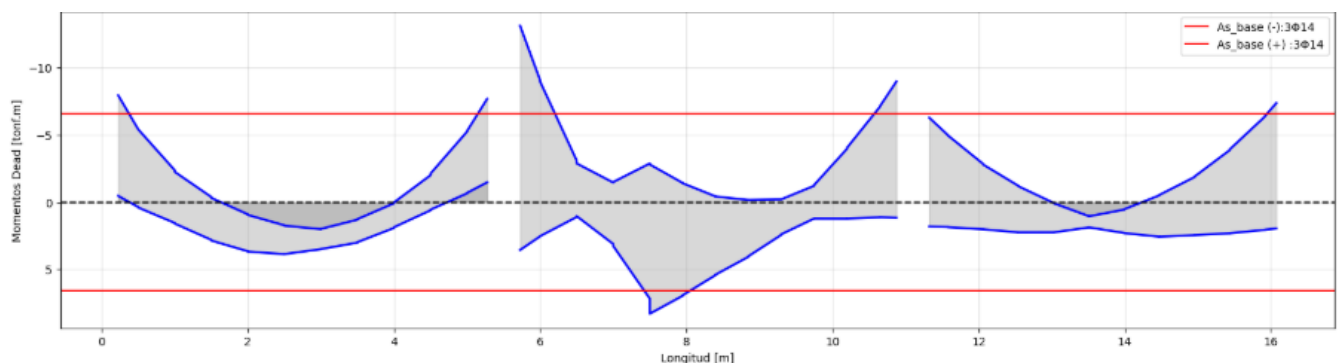
Tabla de acero mínimo

Área de acero mínimo	
Acero mínimo Superior (cm ²):	3.93
Acero mínimo Inferior (cm ²):	3.93

Para cumplir con el acero mínimo se optó por emplear **3Φ14 mm (4.62 cm²)** en la parte superior y **3Φ14 mm (4.62 cm²)** inferior de la sección.

Figura 81

Momento cubierto con armado base establecido - V 30x50-2.1

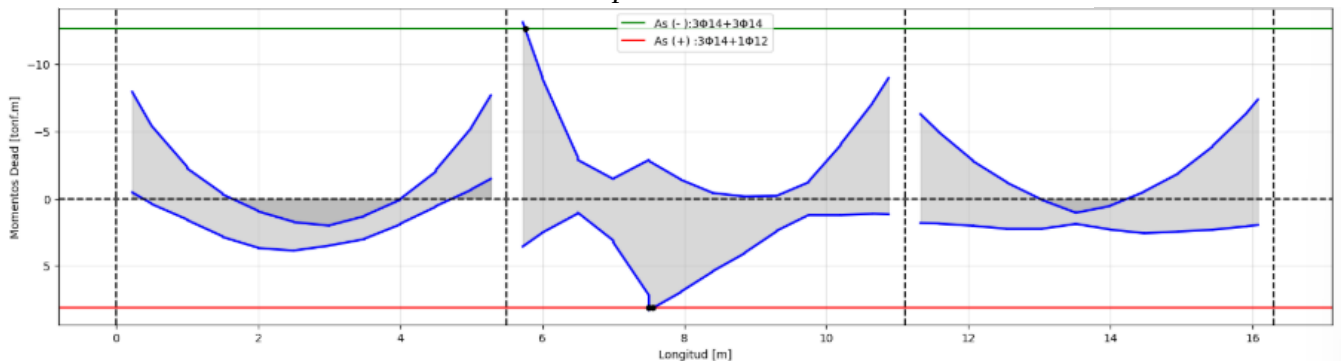


Viendo que el armado propuesto no cubre en su totalidad con la demanda de momento negativo de la sección, es necesario establecer un armado complementario de refuerzo. Se

propone como acero complementario $3\Phi 14$ mm (4.62 cm^2) en las zonas de los extremos superiores de la sección y en la inferior $1\Phi 12$ mm (1.13 cm^2)

Figura 82

Momento cubierto con armado base + complementario establecido – 30x50-2.1



Dado que se cubren los momentos solicitantes de la sección, se acepta el armado establecido quedando de la siguiente manera:

Tabla 58

Tabla de armado propuesto

Armado propuesto		
Zona	Distribución	Área de acero
Ext. Superiores	$3\Phi 14 + 3\Phi 14$	9.24
Cent. Superior	$3\Phi 14$	4.62
Ext. Inferiores	$3\Phi 14$	4.62
Cent. Inferior	$3\Phi 14 + 1\Phi 12$	5.75

En base al armado propuesto para la sección se determinan las longitudes de traslapes en zonas de compresión y tracción empleando las ecuaciones presentadas para el cálculo de estas.

Tabla 59

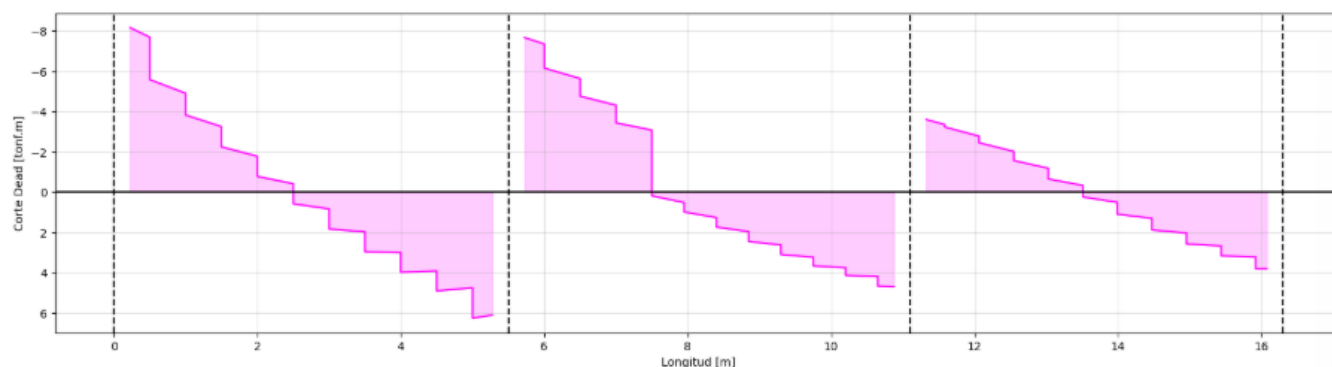
Tabla de longitudes de traslapes

Longitudes de traslape	
Zona	Longitud [cm]
Compresión	45
Tracción	75

Para determinar el acero transversal de la sección, se determina el diagrama de corte producto de la combinación de carga última

Figura 83

Diagrama de corte producto de la combinación de carga última $W_u ((1.2+0.2SDs) D+L)$ - V30x45-.1



En base a estos diagramas y empleando las ecuaciones presentadas, se determinó se propone **1 Est. Φ 10 mm** tanto en la zona de confinamiento como fuera de esta. La separación de estribos en la zona de confinamiento será de **7cm** y fuera de esta zona será de **14 cm**.

Procedimiento – V 30X45-1.1

Se presenta el procedimiento seguido para el diseño de la viga de las secciones de 30x45-1.1cm de la quinta losa. La sección diseñada se le asignaron las siguientes propiedades:

Tabla 60

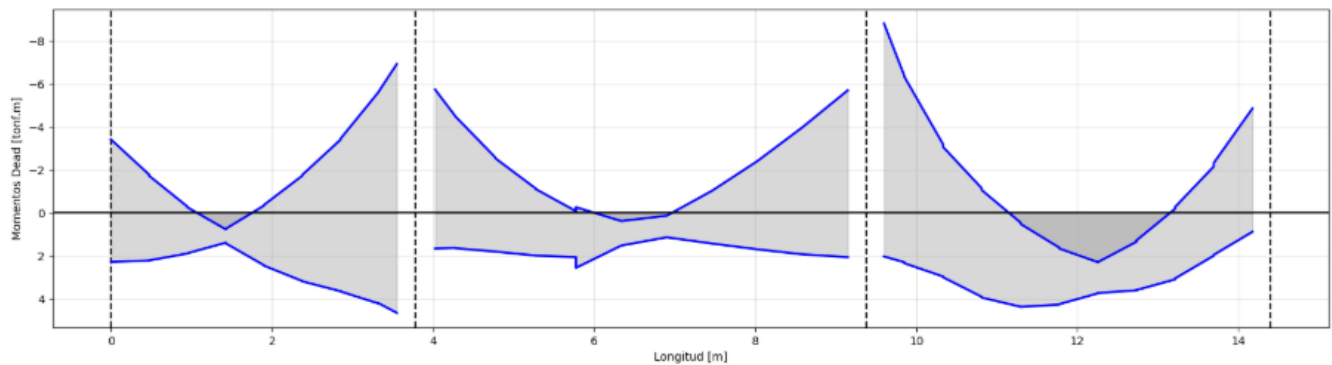
Tabla de propiedades de sección

Propiedades	
f'_c [kgf/cm ²]	240
f_y [kgf/cm ²]	4200
Base [cm]	30
Altura [cm]	45
Diam. Est. [mm]	10
Recubrimiento [cm]	4

Se determina el diagrama de envolvente con ayuda del software ETABS.

Figura 84

Diagrama de envolvente – V 30x45-.1.1



Se estable el armado base para la sección teniendo en cuenta que se cumpla con el armado mínimo para la sección determinado por las ecuaciones ya presentadas.

Tabla 61

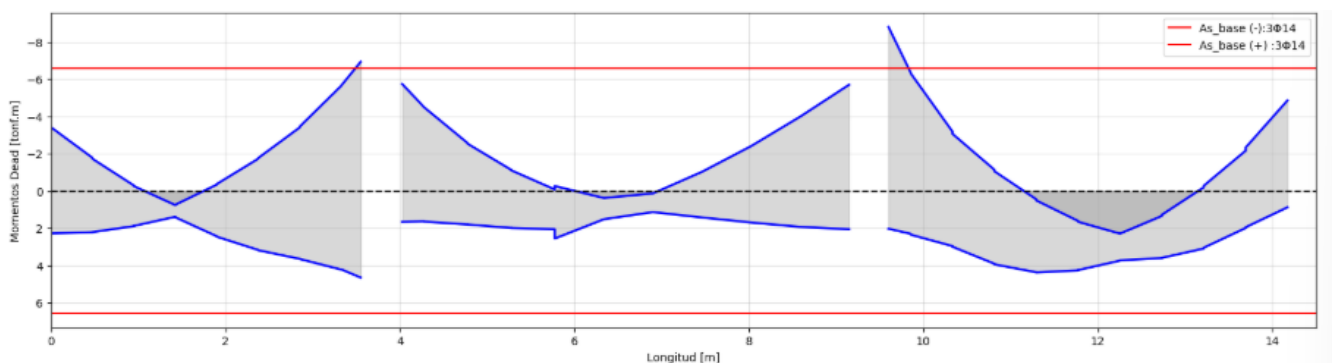
Tabla de acero mínimo

Área de acero mínimo	
Acero mínimo Superior (cm ²):	3.93
Acero mínimo Inferior (cm ²):	3.93

Para cumplir con el acero mínimo se optó por emplear **3Φ14 mm (4.62 cm²)** en la parte superior y **3Φ14 mm (4.62 cm²)** inferior de la sección.

Figura 85

Momento cubierto con armado base establecido - V 30x50-2.1

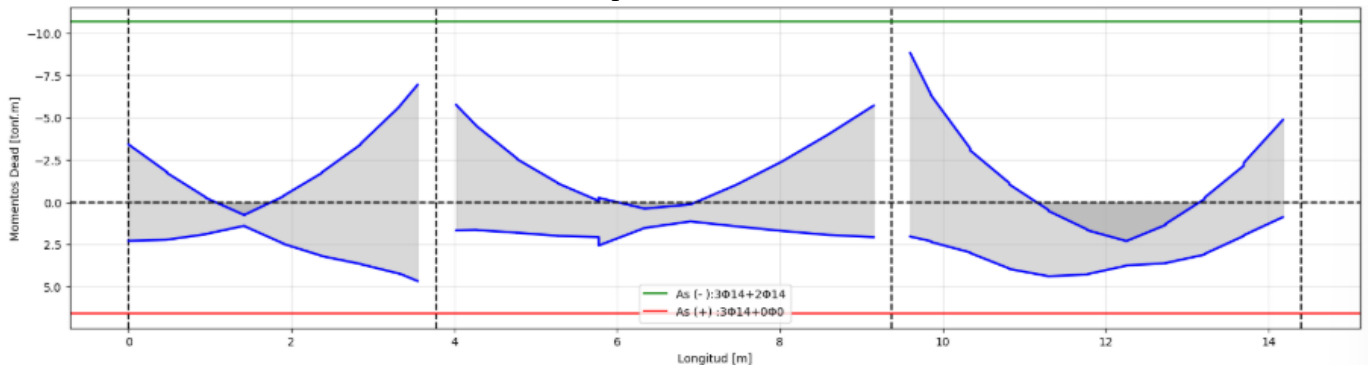


Viendo que el armado propuesto no cubre en su totalidad con la demanda de momento negativo de la sección, es necesario establecer un armado complementario de refuerzo. Se

propone como acero complementario **2Φ14 mm (4.62 cm²)** en las zonas de los extremos superiores de la sección.

Figura 86

Momento cubierto con armado base + complementario establecido – 30x45-1.1



Dado que se cubren los momentos solicitantes de la sección, se acepta el armado establecido quedando de la siguiente manera:

Tabla 62

Tabla de armado propuesto

Armado propuesto		
Zona	Distribución	Área de acero
Ext. Superiores	3Φ14 + 2Φ14	7.70
Cent. Superior	3Φ14	4.62
Ext. Inferiores	3Φ14	4.62
Cent. Inferior	3Φ14	4.62

En base al armado propuesto para la sección se determinan las longitudes de traslapes en zonas de compresión y tracción empleando las ecuaciones presentadas para el cálculo de estas.

Tabla 63

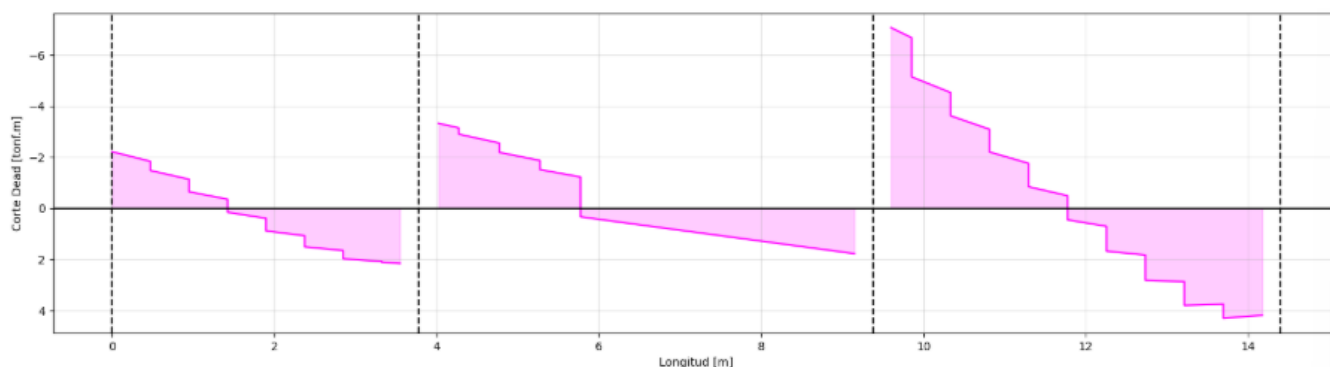
Tabla de longitudes de traslapes

Longitudes de traslape	
Zona	Longitud [cm]
Compresión	45
Tracción	75

Para determinar el acero transversal de la sección, se determina el diagrama de corte producto de la combinación de carga última

Figura 87

Diagrama de corte producto de la combinación de carga última $W_u ((1.2+0.2SDs) D+L)$ - V30x45-.1.1



En base a estos diagramas y empleando las ecuaciones presentadas, se determinó se propone **1 Est. Φ 10 mm** tanto en la zona de confinamiento como fuera de esta. La separación de estribos en la zona de confinamiento será de **7cm** y fuera de esta zona será de **14 cm**.

Procedimiento – V 20x45

Se presenta el procedimiento seguido para el diseño de la viga de las secciones de 20x45 cm de la quinta losa. La sección diseñada se le asignaron las siguientes propiedades:

Tabla 64

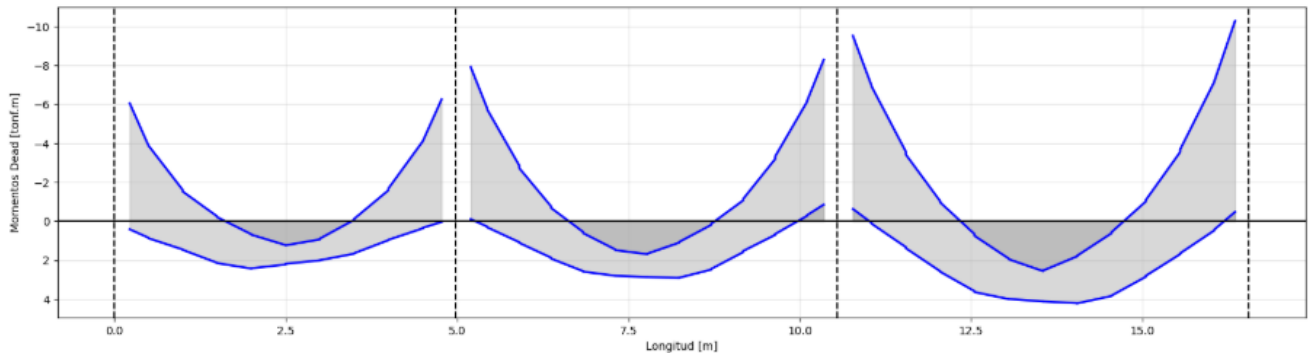
Tabla de propiedades de sección

Propiedades	
f'_c [kgf/cm ²]	240
f_y [kgf/cm ²]	4200
Base [cm]	20
Altura [cm]	45
Diam. Est. [mm]	10
Recubrimiento [cm]	4

Se determina el diagrama de envolvente con ayuda del software ETABS.

Figura 88

Diagrama de envolvente – V 20x45



Se estable el armado base para la sección teniendo en cuenta que se cumpla con el armado mínimo para la sección determinado por las ecuaciones ya presentadas.

Tabla 65

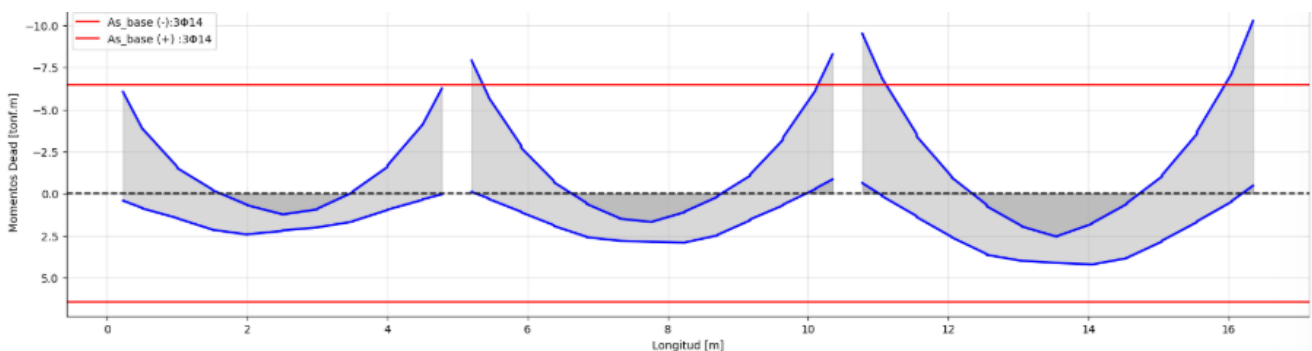
Tabla de acero mínimo

Área de acero mínimo	
Acero mínimo Superior (cm ²):	2.62
Acero mínimo Inferior (cm ²):	2.62

Para cumplir con el acero mínimo se optó por emplear **3Φ14 mm (4.62 cm²)** en la parte superior y **3Φ14 mm (4.62 cm²)** inferior de la sección.

Figura 89

Momento cubierto con armado base establecido - V 30x50-2.1

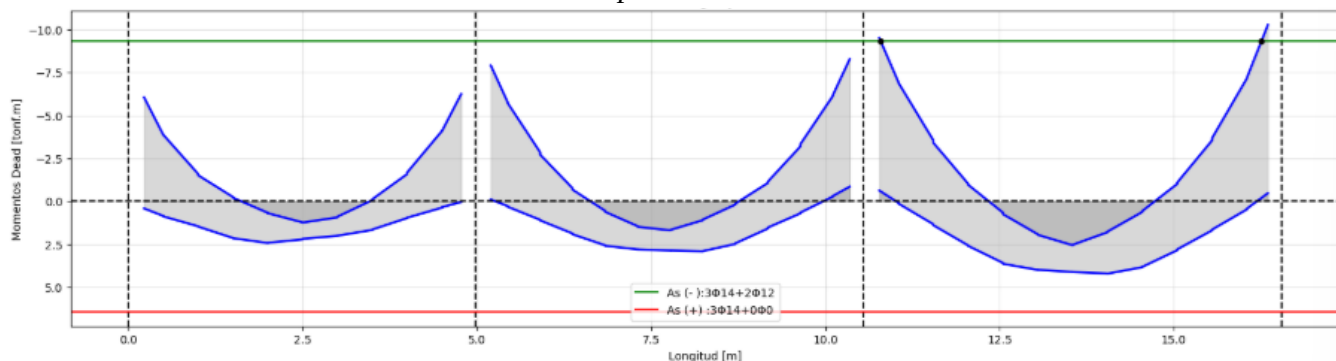


Viendo que el armado propuesto no cubre en su totalidad con la demanda de momento negativo de la sección, es necesario establecer un armado complementario de refuerzo. Se

propone como acero complementario **2Φ12 mm (2.26 cm²)** en las zonas de los extremos superiores de la sección.

Figura 90

Momento cubierto con armado base + complementario establecido – 20x45



Dado que se cubren los momentos solicitantes de la sección, se acepta el armado establecido quedando de la siguiente manera:

Tabla 66

Tabla de armado propuesto

Armado propuesto		
Zona	Distribución	Área de acero
Ext. Superiores	3Φ14 + 2Φ12	6.88
Cent. Superior	3Φ14	4.62
Ext. Inferiores	3Φ14	4.62
Cent. Inferior	3Φ14	4.62

En base al armado propuesto para la sección se determinan las longitudes de traslapes en zonas de compresión y tracción empleando las ecuaciones presentadas para el cálculo de estas.

Tabla 67

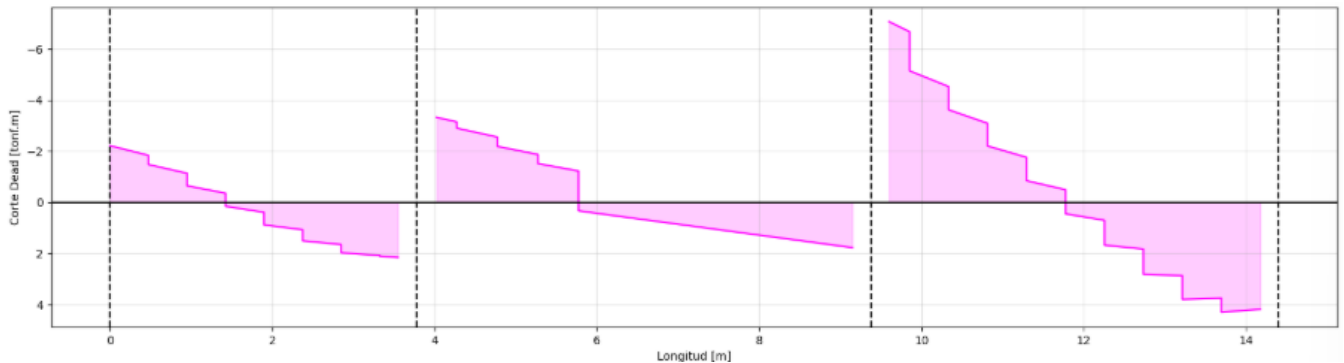
Tabla de longitudes de traslapes

Longitudes de traslape	
Zona	Longitud [cm]
Compresión	45
Tracción	75

Para determinar el acero transversal de la sección, se determina el diagrama de corte producto de la combinación de carga última

Figura 91

Diagrama de corte producto de la combinación de carga última $W_u ((1.2+0.2SDs) D+L)$ - V30x45-.1.1



En base a estos diagramas y empleando las ecuaciones presentadas, se determinó se propone **1 Est. Φ 10 mm** tanto en la zona de confinamiento como fuera de esta. La separación de estribos en la zona de confinamiento será de **7cm** y fuera de esta zona será de **14 cm**.

Procedimiento – V 35x50

Se presenta el procedimiento seguido para el diseño de la viga de las secciones de 30x50 cm. La sección diseñada se le asignaron las siguientes propiedades:

Tabla 68

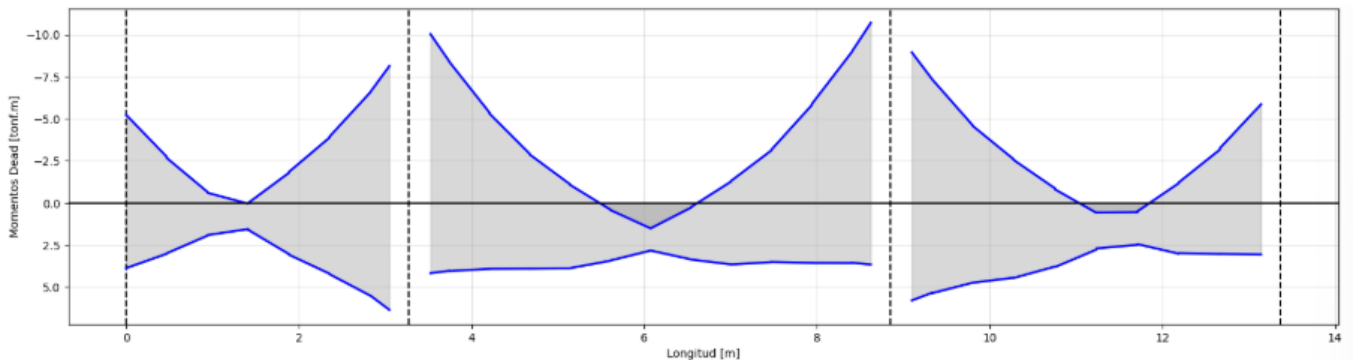
Tabla de propiedades de sección

Propiedades	
$f'c$ [kgf/cm ²]	240
f_y [kgf/cm ²]	4200
Base [cm]	35
Altura [cm]	50
Diam. Est. [mm]	10
Recubrimiento [cm]	4

Se determina el diagrama de envolvente con ayuda del software ETABS.

Figura 92

Diagrama de envolvente – V 35x50



Se estable el armado base para la sección teniendo en cuenta que se cumpla con el armado mínimo para la sección determinado por las ecuaciones ya presentadas.

Tabla 69

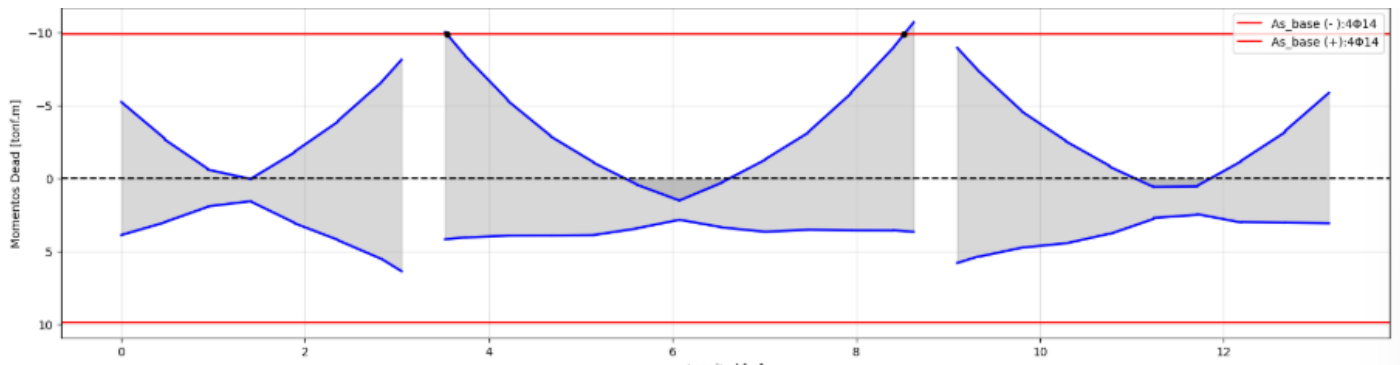
Tabla de acero mínimo

Área de acero mínimo	
Acero mínimo Superior (cm ²):	5.17
Acero mínimo Inferior (cm ²):	5.17

Para cumplir con el acero mínimo se optó por emplear 4 Φ 14 mm (6.16 cm²) en la parte superior y 4 Φ 14 mm (6.16 cm²) inferior de la sección.

Figura 93

Momento cubierto con armado base establecido - V 35x50

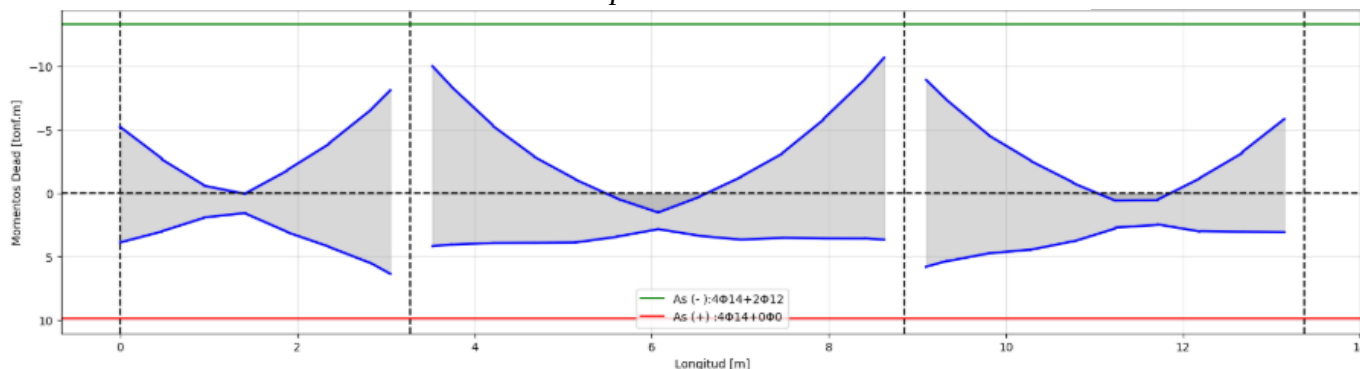


Viendo que el armado propuesto no cubre en su totalidad con la demanda de momento negativo de la sección, es necesario establecer un armado complementario de refuerzo. Se

propone como acero complementario **2Φ12 mm (2.26 cm²)** en las zonas de los extremos superiores de la sección.

Figura 94

Momento cubierto con armado base + complementario establecido – 35x50



Dado que se cubren los momentos solicitantes de la sección, se acepta el armado establecido quedando de la siguiente manera:

Tabla 70

Tabla de armado propuesto

Armado propuesto		
Zona	Distribución	Área de acero
Ext. Superiores	4Φ14 + 2Φ12	8.42
Cent. Superior	4Φ14	6.16
Ext. Inferiores	4Φ14	6.16
Cent. Inferior	4Φ14	6.16

En base al armado propuesto para la sección se determinan las longitudes de traslapes en zonas de compresión y tracción empleando las ecuaciones presentadas para el cálculo de estas.

Tabla 71

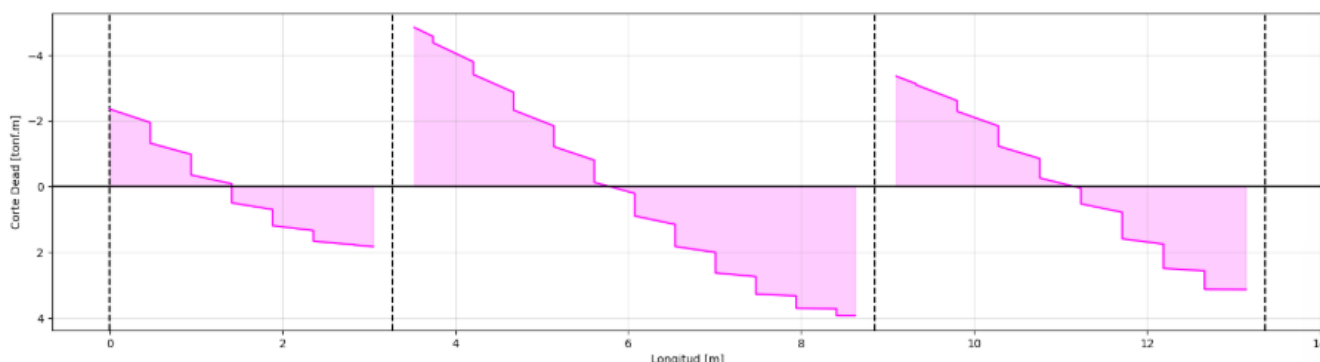
Tabla de longitudes de traslapes

Longitudes de traslape	
Zona	Longitud [cm]
Compresión	45
Tracción	75

Para determinar el acero transversal de la sección, se determina el diagrama de corte producto de la combinación de carga última

Figura 95

Diagrama de corte producto de la combinación de carga última $W_u ((1.2+0.2SDs) D+L)$ - V35x50



En base a estos diagramas y empleando las ecuaciones presentadas, se determinó se propone **1 Est. Φ 10 mm** tanto en la zona de confinamiento como fuera de esta. La separación de estribos en la zona de confinamiento será de **7cm** y fuera de esta zona será de **14 cm**.

3.3.2. Armado de columnas

Diseño a Flexión

Para el diseño a flexión se emplea el software ETABS y un código de Python programado con las ecuaciones y verificaciones necesarias para el diseño de la sección a flexión.

En el diseño estructural, las columnas actúan como los componentes verticales primordiales encargados de canalizar las solicitaciones de compresión y flexión hacia los sistemas de cimentación. La complejidad de su respuesta mecánica, especialmente en secciones de hormigón armado, se sintetiza mediante el uso de diagramas de interacción.

Estos instrumentos gráficos permiten visualizar la capacidad de carga de la sección al contrastar dos variables críticas:

- **Eje Vertical:** Representa la resistencia de carga axial (P_n).
- **Eje Horizontal:** Indica la capacidad de momento flector (M_n), calculado respecto al eje centroidal de la sección transversal.

Para garantizar la integridad estructural y la ductilidad del elemento, es imperativo ceñirse a las disposiciones de la norma **NEC_SE_HM (Sección 4.3.3)**. Dicha normativa establece los límites mínimos y máximos de refuerzo longitudinal, asegurando que la

configuración del acero sea suficiente para absorber los esfuerzos calculados sin comprometer la estabilidad global de la edificación. La cuantía debe ser entre el 1% y el 3%.

$$0.01 \leq \frac{A_s}{b \cdot h} \leq 0.03$$

$$0.01 \leq \rho \leq 0.03$$

$$1\% \leq \rho \leq 3\%$$

Así mismo, se debe cumplir con la siguiente regla, donde A_g es el área bruta de

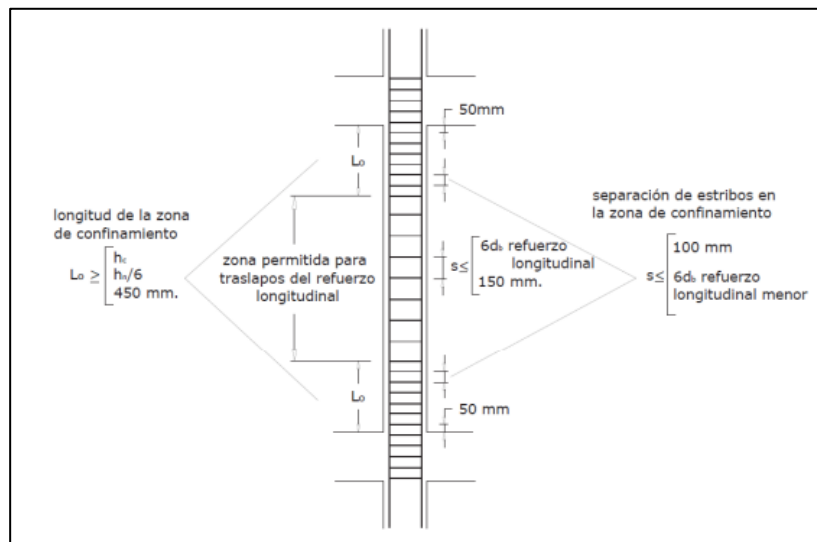
$$0.01 \leq \rho \leq 0.03$$

$$P_u < 0.3 \cdot f'_c \cdot A_g$$

Así también, las separaciones de los refuerzos están especificadas en la NEC 2015.

Figura 96

Separación de refuerzos en columnas



Para las longitudes de confinamiento se establecen las siguientes especificaciones

$$L_o \geq \begin{cases} h_c \\ \frac{h_n}{6} \\ 450 \text{ mm} \end{cases}$$

Con respecto a su separación se establece que: La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento,
- Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor, y
- S_o , definido por

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

Donde:

s_o : Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud L_o (mm); s_o no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm,

h_x : Espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos.

El área del refuerzo en forma de estribos mínima para confinamiento no puede ser menor que ninguna de las siguientes (ACI 318 – 18.7.5.4):

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_{sh} f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b c f'_c}{f_{yt}}$$

Donde:

A_{sh} : Área total de las varillas que forman los estribos y amarres suplementarios con separación s y perpendicular a la dimensión bc , cm^2 .

s : Separación, centro a centro, entre estribos, cm .

b_{sh} : Distancia máxima, medida centro a centro, entre esquinas del estribo, en cm .

El área del refuerzo en forma de estribos mínima para solicitaciones de corte no puede ser menor que:

$$A_{sh} = \frac{s \cdot V_s}{f_{yt} \cdot d}$$

Ecuación 17 Area de refuerzo para estribos

Donde:

V_s : Fuerza cortante que deberá resistir el Acero de Refuerzo Transversal, se determina como:

$$V_s = \frac{V_u - 0.75 \cdot V_c}{0.75}$$

Ecuación 18 Cálculo de fuerza cortante de refuerzo

Donde:

V_u : Demanda de cortante máxima sobre la sección analizada.

V_c : Resistencia al Cortante Nominal proporcionada por el Concreto

La Resistencia al Cortante Nominal proporcionada por el concreto se tomará en cuenta para el diseño del acero transversal cuando:

$$P_u \geq 0.05 \cdot A_g \cdot f'_c$$

Con la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Ecuación 19 Resistencia al Cortante Nominal proporcionada por el Concreto

Para determinar el número de ramas se emplea la relación entre el área total de acero requerido y el área total de acero del estribo de diseño.

$$\# \text{ ramas} = \frac{A_{sh}}{A_{est}}$$

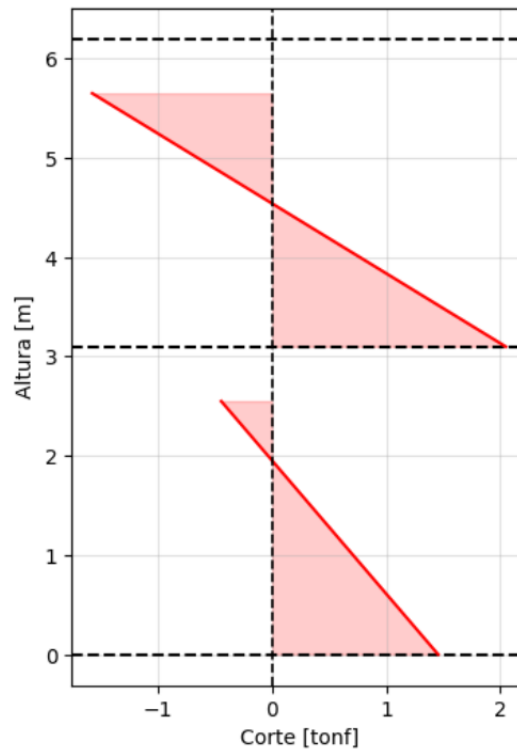
Para el diseño de las columnas de un edificio se tomará en cuenta COLUMNAS: 50x50, 45x45, 40x40, 50x45, 50x40, 50x35 y cada una tiene análisis en x e y.

Análisis en la dirección X

Para una comprensión más profunda de la distribución de esfuerzos a lo largo de la altura del edificio, los resultados obtenidos del software ETABS fueron procesados mediante algoritmos desarrollados en Python. Esta integración permitió generar diagramas de cortante precisos que facilitan la identificación de los puntos críticos en la estructura.

Figura 97

Patrones de carga



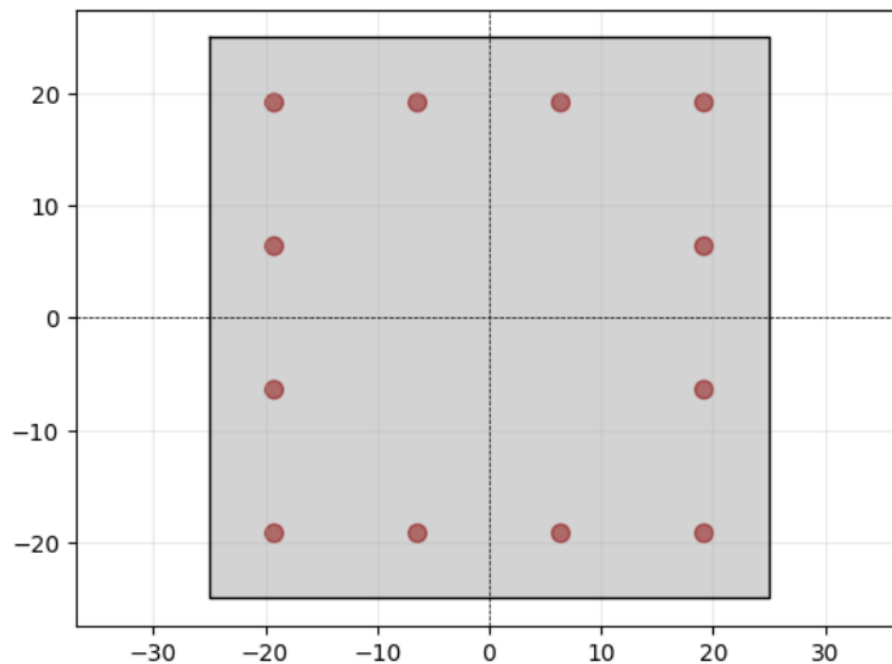
La evaluación de la resistencia de los elementos verticales se fundamenta en la prueba de capacidad, donde se contrastan las solicitaciones obtenidas del modelo global frente a la resistencia nominal de las secciones diseñadas. Para este proyecto, se implementó una rutina

de post-procesamiento en Python que permite una visualización avanzada de los patrones de carga y la configuración geométrica de los elementos.

El análisis de capacidad considera la disposición exacta del acero de refuerzo para garantizar la ductilidad. Como se observa en la figura de la sección transversal (ejemplo de columna de 50 cm x 50 cm):

Figura 98

Configuración acero en columna.

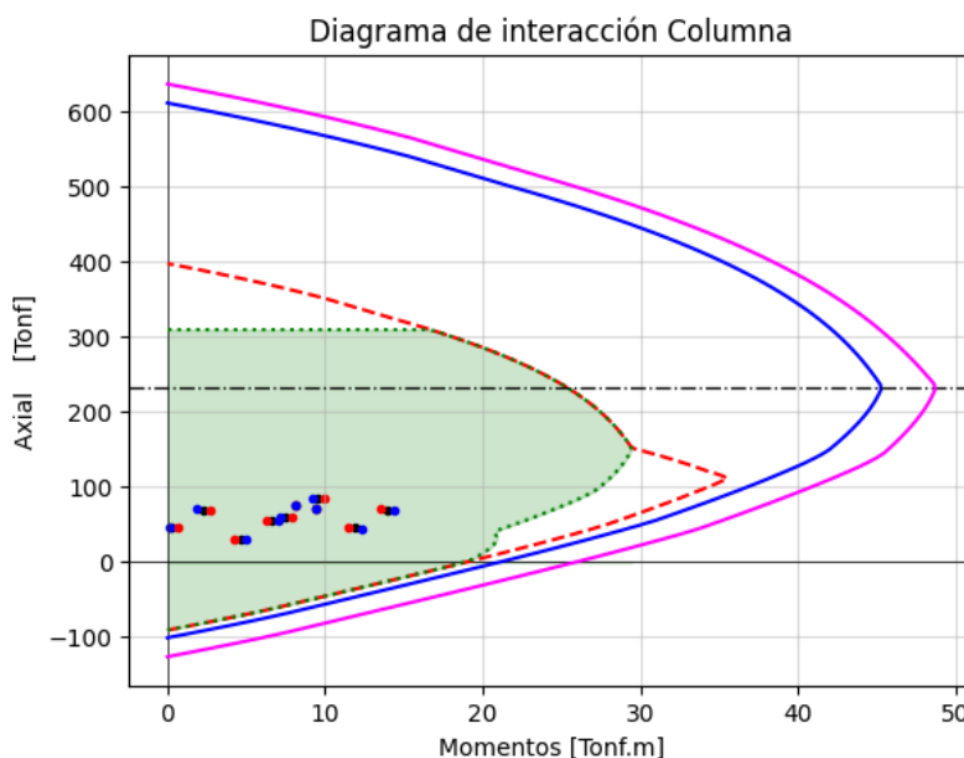


En cuanto a la configuración física, se analizó una sección cuadrada de 50 cm x 50 cm con un recubrimiento libre de 4 cm. El armado longitudinal consta de 12 varillas de 16 mm de diámetro, distribuidas en un arreglo periférico de 4 barras en el eje X y 4 en el eje Y, logrando un área de acero total (A_g) de aproximadamente 0.96.

La validación del diseño estructural se efectúa mediante la confrontación de las solicitudes de carga frente a la envolvente de resistencia del elemento. El diagrama de interacción generado (ver figura) permite visualizar la frontera de falla de la columna para una combinación específica de carga axial (P) y momento flector (M).

Figura 99

Diagrama de interacción columna dirección X



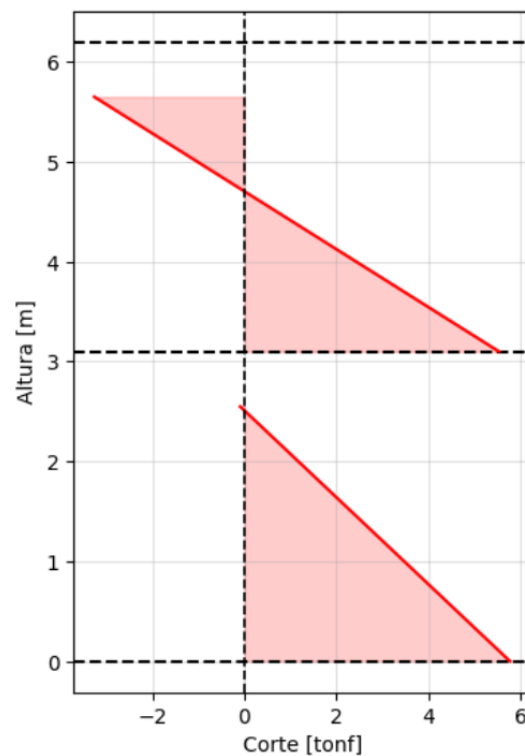
El hecho de que todos los puntos de carga se ubiquen dentro del área delimitada por la curva de diseño confirma que la sección transversal analizada (p. ej., 50 x 50 cm con su respectivo refuerzo) posee una capacidad portante superior a la demanda solicitada, cumpliendo así con los criterios de seguridad estructural.

Análisis en la dirección Y

El análisis de resistencia biaxial se complementa con la evaluación detallada de las solicitaciones en el Eje Y. Este procedimiento es fundamental para verificar la estabilidad lateral de la edificación ante eventos sísmicos transversales, considerando que la distribución del acero de refuerzo y la rigidez de la sección pueden variar respecto al eje principal y así se demuestran los patrones de carga mediante los diagramas de cortante.

Figura 100

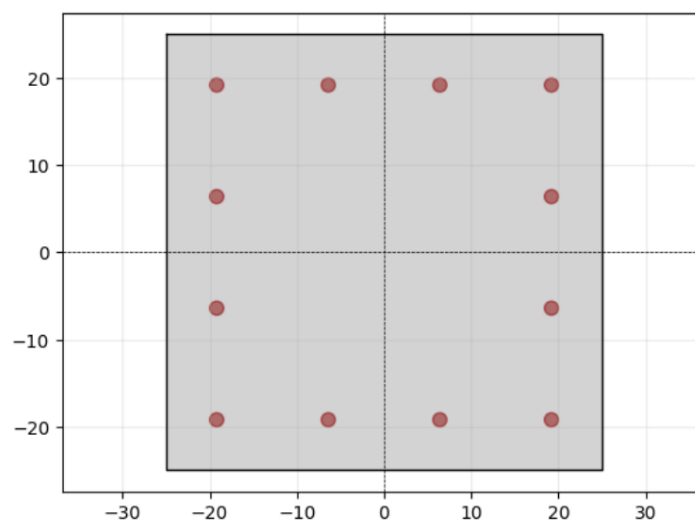
Patrones de carga dirección Y



En cuanto a la configuración física, se analizó una sección cuadrada de 50 cm x 50 cm con un recubrimiento libre de 4 cm. El armado longitudinal consta de 12 varillas de 16 mm de diámetro, distribuidas en un arreglo periférico de 4 barras en el eje X y 4 en el eje Y.

Figura 101

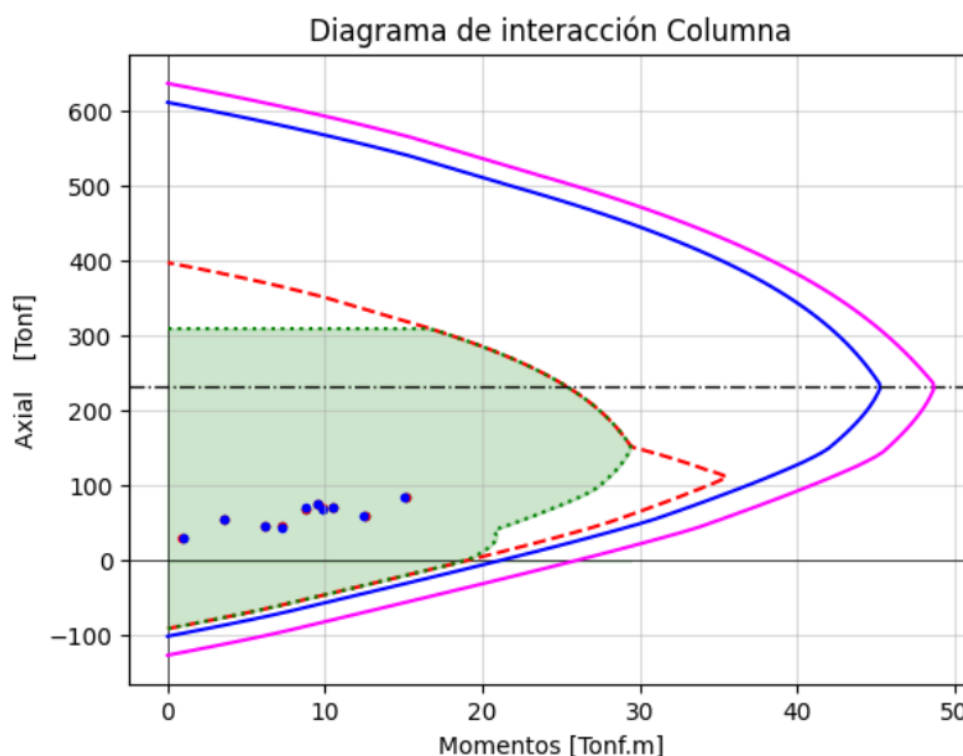
Configuración acero



Con esta disposición de aceros se determinó el siguiente diagrama de interacción.

Figura 102

Diagrama de interacción columna dirección Y



Diseño acero transversal

Análisis en la dirección X

Para el ejemplo se determinó la distancia de la zona de confinamiento de la columna 50 x 50 cm, la separación de estribos en la zona de confinamiento y la separación de estribos fuera de la zona de confinamiento de la columna.

$$Lo = \max\{hc \ bc \ hp/6 \ 45 \text{ cm}\} = \max\{45 \text{ cm} \ 35 \text{ cm} \ 51.66 \text{ cm} \ 45 \text{ cm}\} = 51.66 \text{ cm}$$

$$So = \min\{6 \ db \ hc/4 \ bc/4 \ 10 \text{ cm}\} = \min\{9 \text{ cm} \ 11 \text{ cm} \ 10 \text{ cm} \ 10 \text{ cm}\} = 10 \text{ cm}$$

$$S = \min\{6 \ db \ d/4 \ 15 \text{ cm}\} = \min\{9 \text{ cm} \ 10.8 \text{ cm} \ 15 \text{ cm}\} = 9 \text{ cm}$$

Para determinar las solicitaciones del elemento se escogen las fuerzas axiales P, momentos M y momento probable Mpr de la combinación que genere una mayor relación demanda-capacidad D/C en el elemento.

Columna 50 x 50 cm

EJE X							
Ps [T]	Ms [T.m]	Mn [T.m]	ϕMn [T.m]	D/C []	Mpr [T.m]	c [cm]	
1.2D	-69.84404	-9.4318	38.002312	34.202081	0.275767	41.330178	15.448604
1.2D+1.6L	-75.44264	-8.11592	38.808292	34.927463	0.232365	42.188051	16.042781
1.2D+L+Sx	-69.46802	-2.6688	38.002312	34.202081	0.07803	41.330178	15.448604
1.2D+L-Sx	-69.73502	-13.5394	38.002312	34.202081	0.395865	41.330178	15.448604
1.2D+L+Sy	-55.57652	-6.2495	35.319966	31.78797	0.1966	38.465079	13.666072
1.2D+L-Sy	-83.62652	-9.9587	40.299254	35.246306	0.282546	43.772062	17.231135

0.9D+Sx	-44.76624	-0.628	33.285613	29.957052	0.020963	36.279881	12.477718
0.9D-Sx	-45.03324	-11.4986	33.285613	29.957052	0.383836	36.279881	12.477718
0.9D+Sy	-30.87474	-4.2087	29.904984	26.914486	0.156373	32.639494	10.695187
0.9D-Sy	-58.92474	-7.9179	36.260405	32.634365	0.242625	39.471512	14.26025

Para este análisis se tomará en cuenta como solicitaciones las fuerzas axiales últimas P_u , momentos últimos M_u y momento probable M_{pr} generadas por la combinación $0.9D + S_x$.

$$P_u = 104.09 T, \quad M_u = 17.56 T \cdot m, \quad M_{pr} = 50.30 T \cdot m$$

Empleando las ecuaciones ya expuestas.

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_{sh} f'c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b c f'c}{f_{yt}}$$

Se determinó un área de acero requerida por confinamiento de 3 cm², por lo que serán necesarias 4 ramas de 10 mm.

Así mismo se detalla las solicitaciones de las demás columnas

Columna 45 x 45 cm

EJE X							
Ps [T]	Ms [T.m]	Mn [T.m]	φMn [T.m]	D/C []	Mpr [T.m]	c [cm]	
1.2D	-89.04056	-14.3451	30.582444	23.189721	0.618597	32.917311	18.716578
1.2D+1.6L	-98.46752	-12.25436	31.270841	22.415775	0.546685	33.59288	20.320856
1.2D+L+Sx	-88.44378	-6.2374	30.582444	23.189721	0.268973	32.917311	18.716578
1.2D+L-Sx	-91.88098	-18.3024	30.829926	22.927831	0.798261	33.16028	19.251337
1.2D+L+Sy	-90.17638	-10.5445	30.829926	22.927831	0.4599	33.16028	19.251337
1.2D+L-Sy	-90.14838	-13.9953	30.829926	22.927831	0.610407	33.16028	19.251337
0.9D+Sx	-55.52176	-3.18935	26.679779	24.011801	0.132824	28.849816	13.903743
0.9D-Sx	-58.95896	-15.25435	27.263871	24.537484	0.621675	29.470872	14.438503
0.9D+Sy	-57.25436	-7.49645	26.679779	24.011801	0.312199	28.849816	13.903743
0.9D-Sy	-57.22636	-10.94725	26.679779	24.011801	0.455911	28.849816	13.903743

Columna 40 x 40 cm

Ps [T]	Ms [T.m]	Mn [T.m]	φMn [T.m]	D/C []	Mpr [T.m]	c [cm]	
1.2D	-13.95702	-1.7878	15.261044	13.734939	0.130164	16.648536	8.55615
1.2D+1.6L	-13.44444	-1.55512	15.261044	13.734939	0.113224	16.648536	8.55615
1.2D+L+Sx	-12.79086	3.9337	15.261044	13.734939	0.286401	16.648536	8.55615
1.2D+L-Sx	-12.98706	-7.0269	15.261044	13.734939	0.511608	16.648536	8.55615
1.2D+L+Sy	-14.18906	-1.3045	15.261044	13.734939	0.094977	16.648536	8.55615
1.2D+L-Sy	-11.58886	-1.7887	14.617384	13.155645	0.135964	15.95053	8.080808
0.9D+Sx	-8.87427	4.331	13.933229	12.539906	0.345377	15.205236	7.605466
0.9D-Sx	-9.07047	-6.6296	14.617384	13.155645	0.503936	15.95053	8.080808
0.9D+Sy	-10.27247	-0.9072	14.617384	13.155645	0.068959	15.95053	8.080808
0.9D-Sy	-7.67227	-1.3914	13.933229	12.539906	0.110958	15.205236	7.605466

Columna 50 x 45 cm

Ps [T]	Ms [T.m]	Mn [T.m]	ϕ Mn [T.m]	D/C []	Mpr [T.m]	c [cm]	
1.2D	-87.10058	-14.33866	35.22554	27.831112	0.515203	38.294425	17.647059
1.2D+1.6L	-95.17908	-13.24612	35.927616	27.242799	0.486225	39.008693	18.716578
1.2D+L+Sx	-76.08754	-9.10328	33.778395	28.568359	0.318649	36.769998	16.042781
1.2D+L-Sx	-98.87954	-16.67208	36.182034	26.908126	0.619593	39.252955	19.251337
1.2D+L+Sy	-82.80814	-12.68298	34.826595	28.12184	0.451001	37.885309	17.112299
1.2D+L-Sy	-92.15894	-13.09238	35.601018	27.544805	0.475312	38.679475	18.181818
0.9D+Sx	-44.59723	-5.43331	29.068692	26.161823	0.207681	31.731113	12.299465
0.9D-Sx	-67.38923	-13.00211	32.605317	29.002527	0.44831	35.519663	14.973262
0.9D+Sy	-51.31783	-9.01301	30.594935	27.535441	0.327324	33.370218	13.368984
0.9D-Sy	-60.66863	-9.42241	31.969999	28.772999	0.327474	34.841424	14.438503

Columna 50 x 40 cm

Ps [T]	Ms [T.m]	Mn [T.m]	ϕ Mn [T.m]	D/C []	Mpr [T.m]	c [cm]	
1.2D	-50.04216	-10.40102	23.989164	21.590248	0.481746	26.135828	11.883541
1.2D+1.6L	-53.89984	-10.46748	24.562303	22.106073	0.473512	26.752344	12.358883
1.2D+L+Sx	-43.47478	-6.59786	23.384915	21.046424	0.313491	25.484588	11.4082
1.2D+L-Sx	-56.06998	-13.17286	25.105939	22.595345	0.58299	27.336142	12.834225
1.2D+L+Sy	-46.88548	-9.53406	23.989164	21.590248	0.441591	26.135828	11.883541
1.2D+L-Sy	-52.65928	-10.23666	24.562303	22.106073	0.46307	26.752344	12.358883
0.9D+Sx	-25.87236	-3.39887	19.835625	17.852063	0.190391	21.630773	9.031491
0.9D-Sx	-38.46756	-9.97387	22.74767	20.472903	0.487174	24.796265	10.932858
0.9D+Sy	-29.28306	-6.33507	20.61344	18.552096	0.341475	22.478156	9.506833
0.9D-Sy	-35.05686	-7.03767	22.0752	19.86768	0.354227	24.068074	10.457516

Columna 50 x 35 cm

Ps [T]	Ms [T.m]	Mn [T.m]	ϕ Mn [T.m]	D/C []	Mpr [T.m]	c [cm]	
1.2D	-13.88226	-5.43284	13.437857	12.094072	0.449215	14.473871	7.486631
1.2D+1.6L	-13.33908	-5.82136	12.824892	11.542403	0.504346	13.809655	7.070707
1.2D+L+Sx	-11.79698	-3.37042	12.824892	11.542403	0.292003	13.809655	7.070707
1.2D+L-Sx	-13.80118	-7.39882	13.437857	12.094072	0.611772	14.473871	7.486631
1.2D+L+Sy	-13.89218	-4.92262	13.437857	12.094072	0.407028	14.473871	7.486631
1.2D+L-Sy	-11.70598	-5.84662	12.824892	11.542403	0.506534	13.809655	7.070707
0.9D+Sx	-7.92221	-1.47834	12.173553	10.956198	0.134932	13.100657	6.654783
0.9D-Sx	-9.92641	-5.50674	12.824892	11.542403	0.477088	13.809655	7.070707
0.9D+Sy	-10.01741	-3.03054	12.824892	11.542403	0.262557	13.809655	7.070707
0.9D-Sy	-7.83121	-3.95454	12.173553	10.956198	0.360941	13.100657	6.654783

Análisis en la dirección Y

Para determinar las solicitaciones del elemento se escogen las fuerzas axiales P, momentos M y momento probable Mpr de la combinación que genere una mayor relación demanda-capacidad D/C en el elemento.

Columna 50 x 50 cm

EJE Y							
Ps [T]	Ms [T.m]	Mn [T.m]	φMn [T.m]	D/C []	Mpr [T.m]	c [cm]	
1.2D	-69.84404	-10.46052	38.002312	34.202081	0.305845	41.330178	15.448604
1.2D+1.6L	-75.44264	-9.53112	38.808292	34.927463	0.272883	42.188051	16.042781
1.2D+L+Sx	-69.86012	-8.74796	38.002312	34.202081	0.255773	41.330178	15.448604
1.2D+L-Sx	-69.34292	-9.89056	38.002312	34.202081	0.28918	41.330178	15.448604
1.2D+L+Sy	-55.18912	-3.56396	35.319966	31.78797	0.112117	38.465079	13.666072
1.2D+L-Sy	-84.01392	-15.07456	40.299254	35.246306	0.427692	43.772062	17.231135
0.9D+Sx	-45.15834	-6.15332	33.285613	29.957052	0.205405	36.279881	12.477718
0.9D-Sx	-44.64114	-7.29592	33.285613	29.957052	0.243546	36.279881	12.477718
0.9D+Sy	-30.48734	-0.96932	29.904984	26.914486	0.036015	32.639494	10.695187
0.9D-Sy	-59.31214	-12.47992	36.260405	32.634365	0.382417	39.471512	14.26025

Para este análisis se tomará en cuenta como solicitaciones las fuerzas axiales últimas Pu, momentos últimos Mu y momento probable Mpr generadas por la combinación 0.9D + Sy.

En el caso de la columna 50 x 50 cm, sería:

$$P_u = 84.01T, \quad M_u = 15.07T \cdot m, \quad M_{pr} = 43.77 T \cdot m$$

Empleando las ecuaciones ya expuestas.

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_{sh} f'c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b c f'c}{f_{yt}}$$

Se determinó un área de acero requerida por confinamiento de 3.00 cm², por lo que serán necesarias 4 ramas de 10 mm

A continuación, se presenta el detalle de solicitaciones de cada columna.

Columna 45 x 45 cm

EJE X							
Ps [T]	Ms [T.m]	Mn [T.m]	φMn [T.m]	D/C []	Mpr [T.m]	c [cm]	
1.2D	-89.04056	-14.65128	30.582444	23.189721	0.631801	32.917311	18.716578
1.2D+1.6L	-98.46752	-12.68416	31.270841	22.415775	0.565859	33.59288	20.320856
1.2D+L+Sx	-88.32468	-11.38714	30.582444	23.189721	0.491043	32.917311	18.716578
1.2D+L-Sx	-92.00008	-13.88674	30.829926	22.927831	0.605672	33.16028	19.251337
1.2D+L+Sy	-90.29408	-5.81114	30.829926	22.927831	0.253454	33.16028	19.251337
1.2D+L-Sy	-90.03068	-19.46274	30.829926	22.927831	0.84887	33.16028	19.251337
0.9D+Sx	-55.40266	-8.16888	26.679779	24.011801	0.340203	28.849816	13.903743
0.9D-Sx	-59.07806	-10.66848	27.263871	24.537484	0.434783	29.470872	14.438503
0.9D+Sy	-57.37206	-2.59288	26.679779	24.011801	0.107984	28.849816	13.903743
0.9D-Sy	-57.10866	-16.24448	26.679779	24.011801	0.676521	28.849816	13.903743

Columna 40 x 40 cm

Ps [T]	Ms [T.m]	Mn [T.m]	φMn [T.m]	D/C []	Mpr [T.m]	c [cm]	
1.2D	-13.95702	2.91186	15.261044	13.734939	0.212004	16.648536	8.55615
1.2D+1.6L	-13.44444	3.90116	15.261044	13.734939	0.284032	16.648536	8.55615
1.2D+L+Sx	-12.80516	3.50098	15.261044	13.734939	0.254896	16.648536	8.55615
1.2D+L-Sx	-12.97276	3.24738	15.261044	13.734939	0.236432	16.648536	8.55615
1.2D+L+Sy	-14.17486	5.30198	15.261044	13.734939	0.386021	16.648536	8.55615
1.2D+L-Sy	-11.60306	1.44638	14.617384	13.155645	0.109944	15.95053	8.080808
0.9D+Sx	-8.88857	1.99871	13.933229	12.539906	0.159388	15.205236	7.605466
0.9D-Sx	-9.05617	1.74511	14.617384	13.155645	0.132651	15.95053	8.080808
0.9D+Sy	-10.25827	3.79971	14.617384	13.155645	0.288827	15.95053	8.080808
0.9D-Sy	-7.68647	-0.05589	13.933229	12.539906	0.004457	15.205236	7.605466

Columna 50 x 45 cm

Ps [T]	Ms [T.m]	Mn [T.m]	φMn [T.m]	D/C []	Mpr [T.m]	c [cm]	
1.2D	-87.10058	-11.7257	45.15334	38.91804	0.301292	49.110425	19.607843
1.2D+1.6L	-95.17908	-9.8722	46.31354	38.098555	0.259123	50.298591	20.915033
1.2D+L+Sx	-76.81214	-9.3861	43.863825	39.477443	0.237759	47.788948	18.300654
1.2D+L-Sx	-98.15494	-10.4921	46.846055	37.700073	0.278305	50.843819	21.568627
1.2D+L+Sy	-82.09224	-3.9167	44.524953	39.341507	0.099556	48.466608	18.954248
1.2D+L-Sy	-92.87484	-15.9615	46.31354	38.098555	0.418953	50.298591	20.915033
0.9D+Sx	-45.32183	-6.98495	37.39994	33.659946	0.207515	40.948675	13.72549
0.9D-Sx	-66.66463	-8.09095	42.419218	38.177296	0.211931	46.301939	16.993464
0.9D+Sy	-50.60193	-1.51555	38.509042	34.658138	0.043729	42.13672	14.379085
0.9D-Sy	-61.38453	-13.56035	41.514779	37.363301	0.362932	45.341391	16.339869

Columna 50 x 40 cm

Ps [T]	Ms [T.m]	Mn [T.m]	ϕMn [T.m]	D/C []	Mpr [T.m]	c [cm]	
1.2D	-50.04216	-6.17652	30.728246	27.655421	0.223338	33.472138	15.448604
1.2D+1.6L	-53.89984	-5.0052	31.378165	28.240349	0.177236	34.164856	16.042781
1.2D+L+Sx	-43.91618	-4.29466	29.323166	26.39085	0.162733	31.970762	14.26025
1.2D+L-Sx	-55.62858	-5.93246	31.378165	28.240349	0.21007	34.164856	16.042781
1.2D+L+Sy	-46.44938	2.14894	30.043817	27.039435	0.079474	32.741487	14.854427
1.2D+L-Sy	-53.09538	-12.37606	31.378165	28.240349	0.43824	34.164856	16.042781
0.9D+Sx	-26.31376	-3.15172	25.091444	22.5823	0.139566	27.409607	11.289364
0.9D-Sx	-38.02616	-4.78952	28.564285	25.707856	0.186306	31.157453	13.666072
0.9D+Sy	-28.84696	3.29188	26.032127	23.428914	0.140505	28.429353	11.883541
0.9D-Sy	-35.49296	-11.23312	27.764797	24.988317	0.449535	30.298588	13.071895

Columna 50 x 35 cm

Ps [T]	Ms [T.m]	Mn [T.m]	ϕMn [T.m]	D/C []	Mpr [T.m]	c [cm]	
1.2D	-13.88226	-5.43284	13.437857	12.094072	0.449215	14.473871	7.486631
1.2D+1.6L	-13.33908	-5.82136	12.824892	11.542403	0.504346	13.809655	7.070707
1.2D+L+Sx	-11.79698	-3.37042	12.824892	11.542403	0.292003	13.809655	7.070707
1.2D+L-Sx	-13.80118	-7.39882	13.437857	12.094072	0.611772	14.473871	7.486631
1.2D+L+Sy	-13.89218	-4.92262	13.437857	12.094072	0.407028	14.473871	7.486631
1.2D+L-Sy	-11.70598	-5.84662	12.824892	11.542403	0.506534	13.809655	7.070707
0.9D+Sx	-7.92221	-1.47834	12.173553	10.956198	0.134932	13.100657	6.654783
0.9D-Sx	-9.92641	-5.50674	12.824892	11.542403	0.477088	13.809655	7.070707
0.9D+Sy	-10.01741	-3.03054	12.824892	11.542403	0.262557	13.809655	7.070707
0.9D-Sy	-7.83121	-3.95454	12.173553	10.956198	0.360941	13.100657	6.654783

3.3.3. Chequeo columna fuerte – viga débil

Para realizar el chequeo de columna fuerte y viga débil usamos el ETABS. La idea es que la columna tiene que aguantar un 20% más que la viga, es decir que la relación de 6/5 que piden las reglas ACI 318-2018. Esto permite comprobar que el diseño del nodo asegure que no se produzca una situación en la que la viga sea más resistente que la columna.

A continuación, se muestran los resultados del programa ETABS siendo la relación 1.2 de la sumatoria de la capacidad de la viga y la otra comprobación que la capacidad de la columna debe evitar valores próximos a 1.

- **Capacidad de columna sobre la capacidad viga mayor a 1.20**

Figura 103

Relación C/V pórtico A

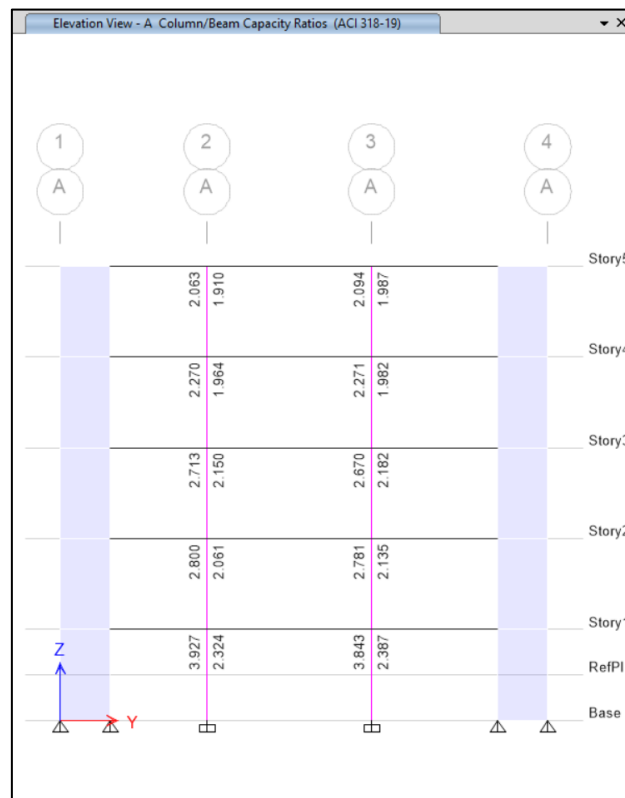


Figura 104

Relación C/V pórtico B

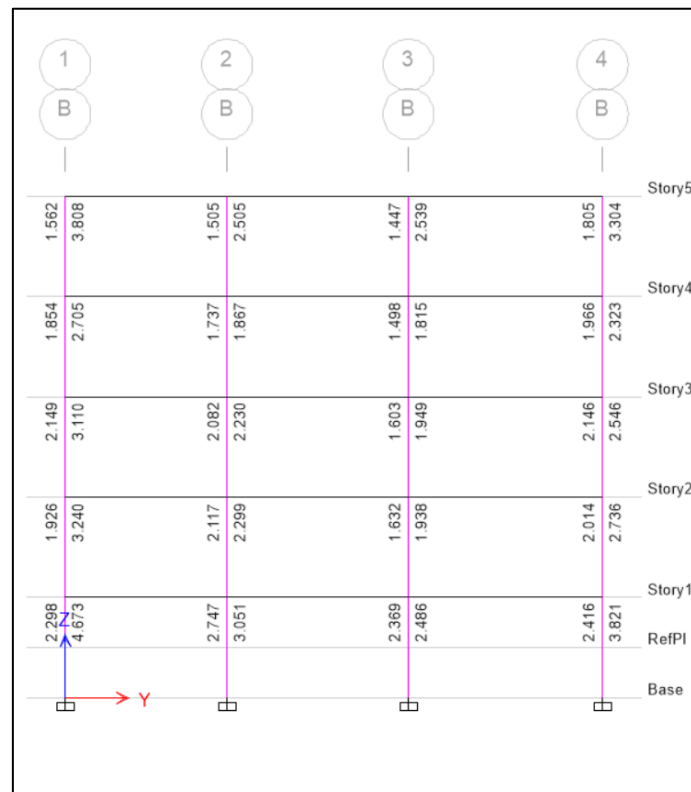


Figura 105

Relación C/V pórtico C

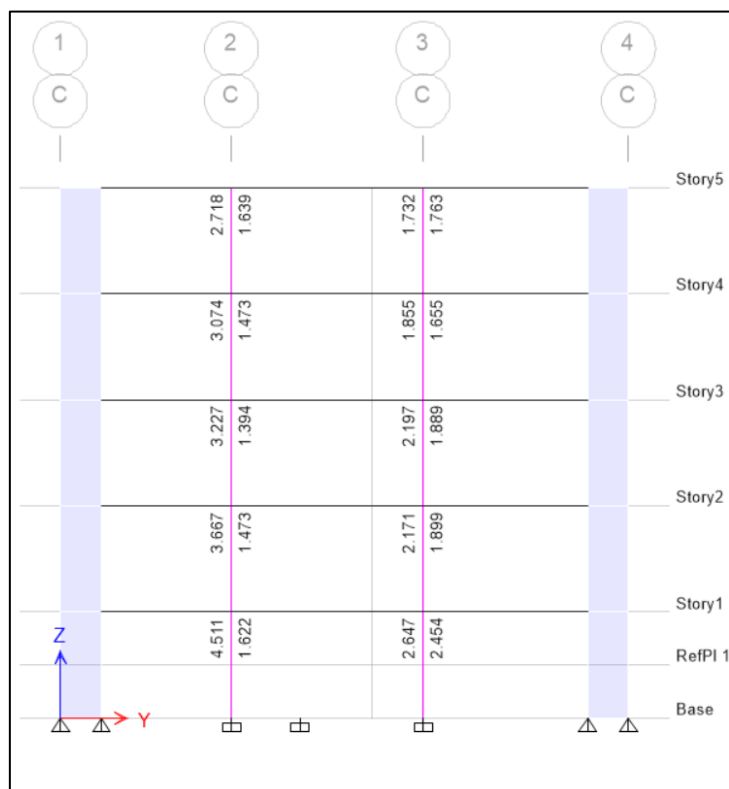


Figura 106

Relación C/V pórtico D

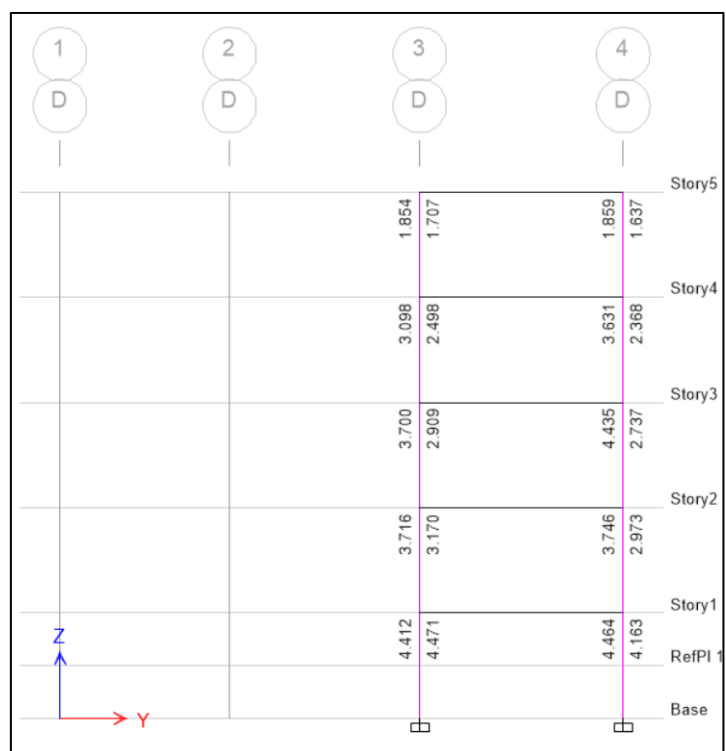


Figura 107

Relación C/V pórtico 1

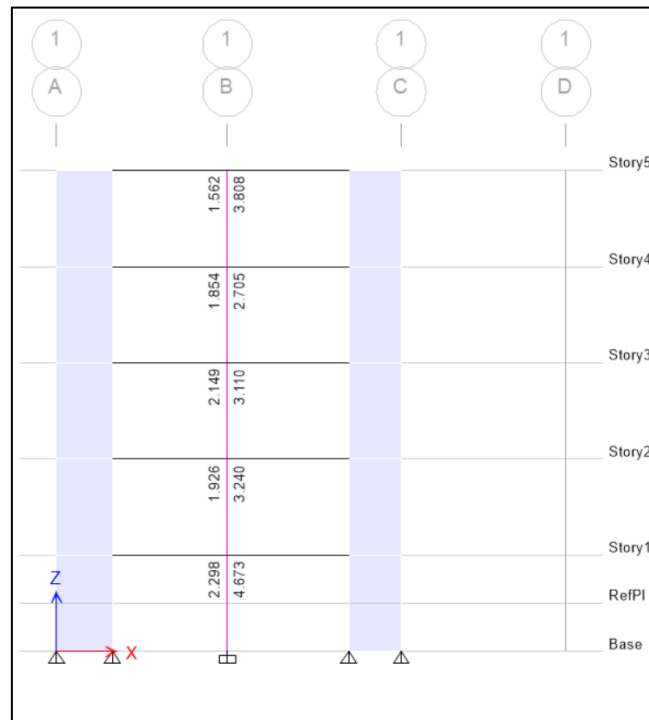


Figura 108

Relación C/V pórtico 2

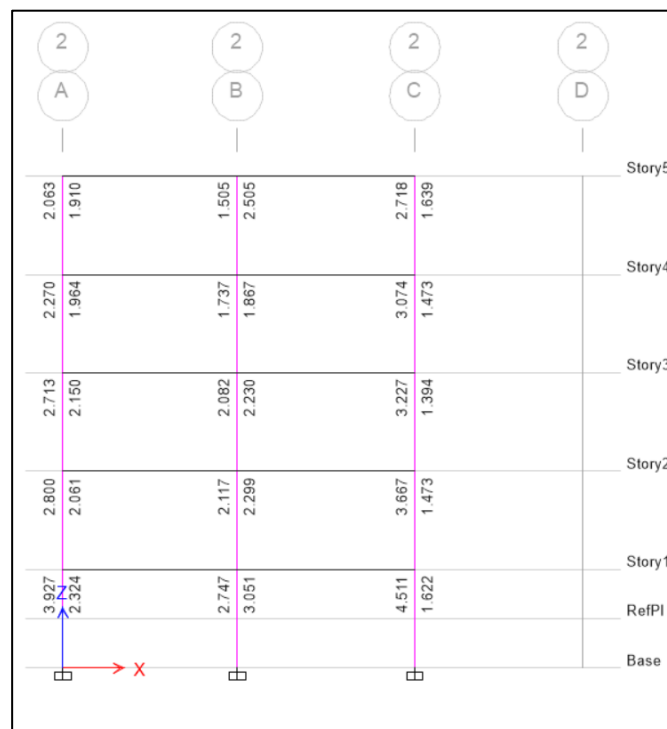


Figura 109

Relación C/V pórtico 3

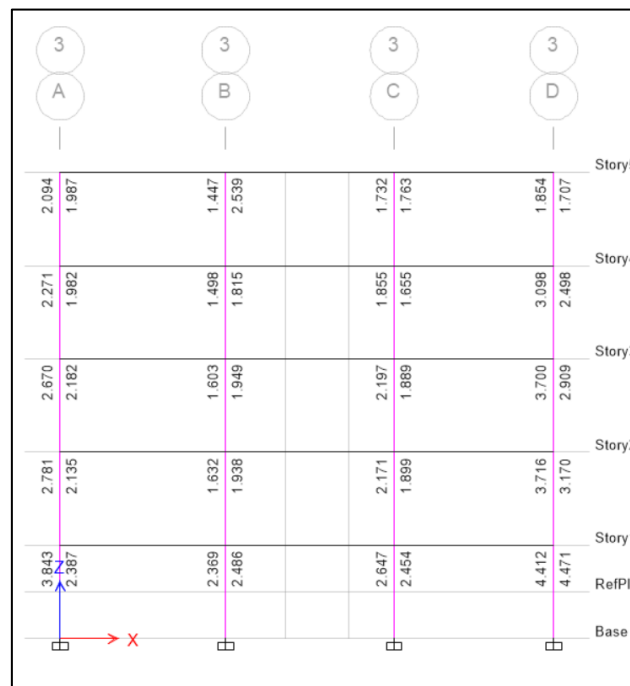
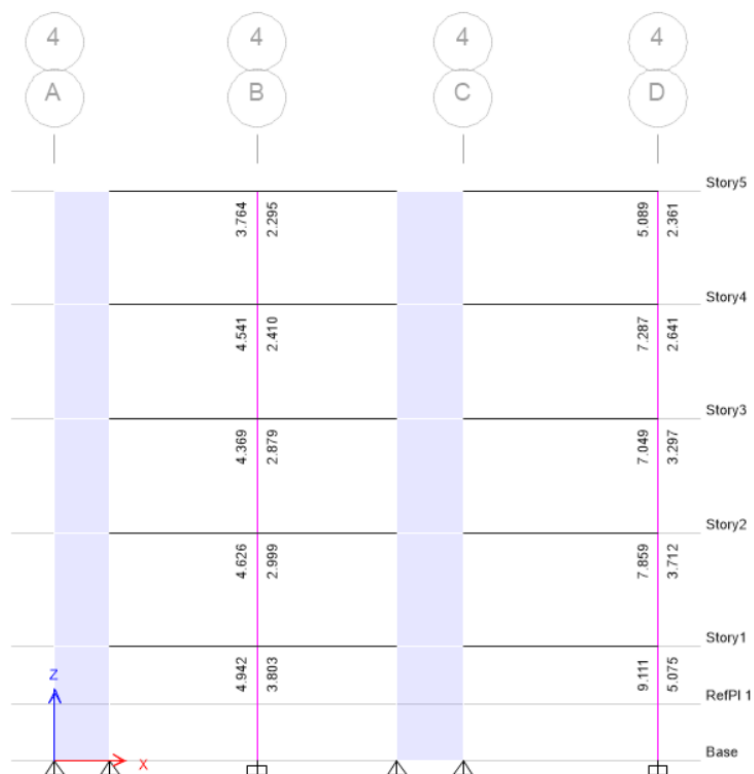


Figura 110

Relación C/V pórtico 4



- Capacidad de viga sobre la capacidad columna menor a 1

Figura 111

Relación Viga/Columna pórtico A

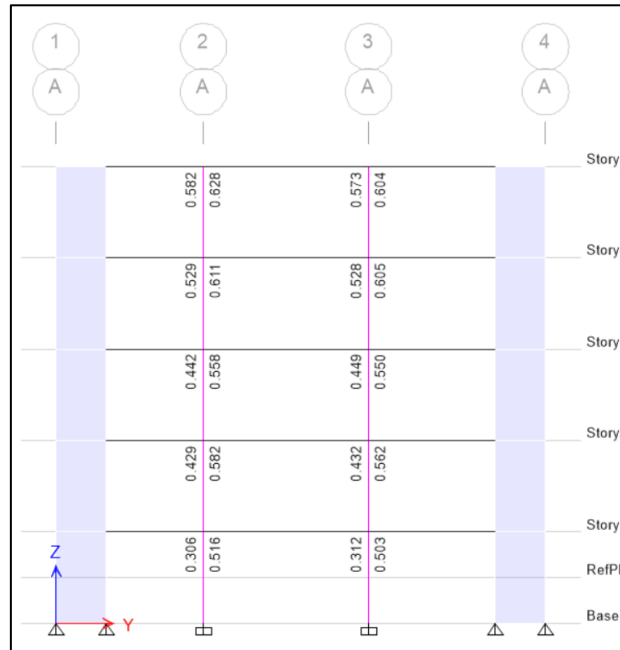


Figura 112

Relación Viga/Columna pórtico B

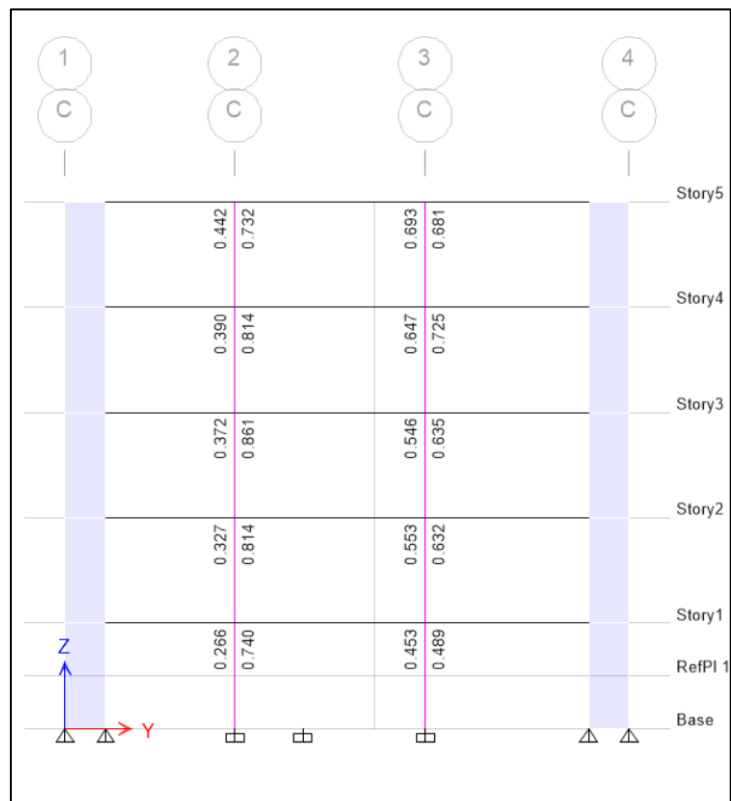


Figura 113

Relación Viga/Columna pórtico C

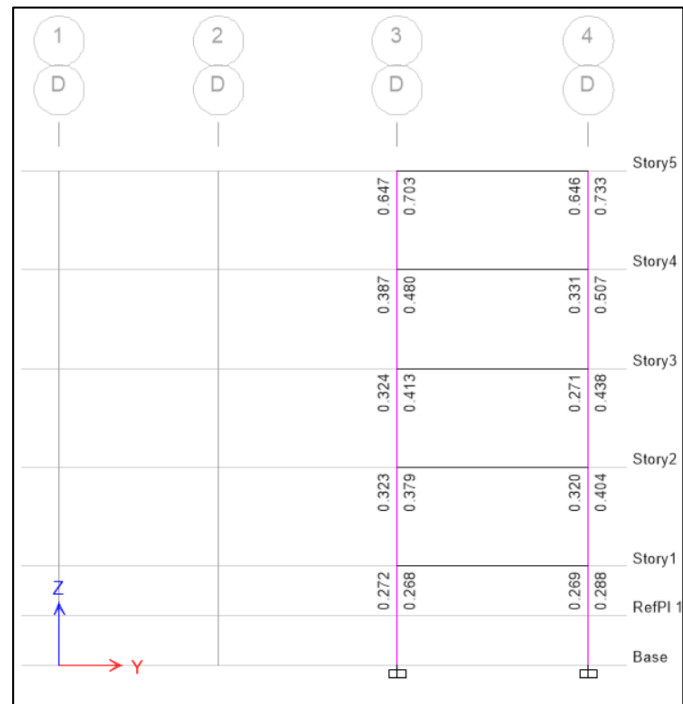


Figura 114

Relación Viga/Columna pórtico D

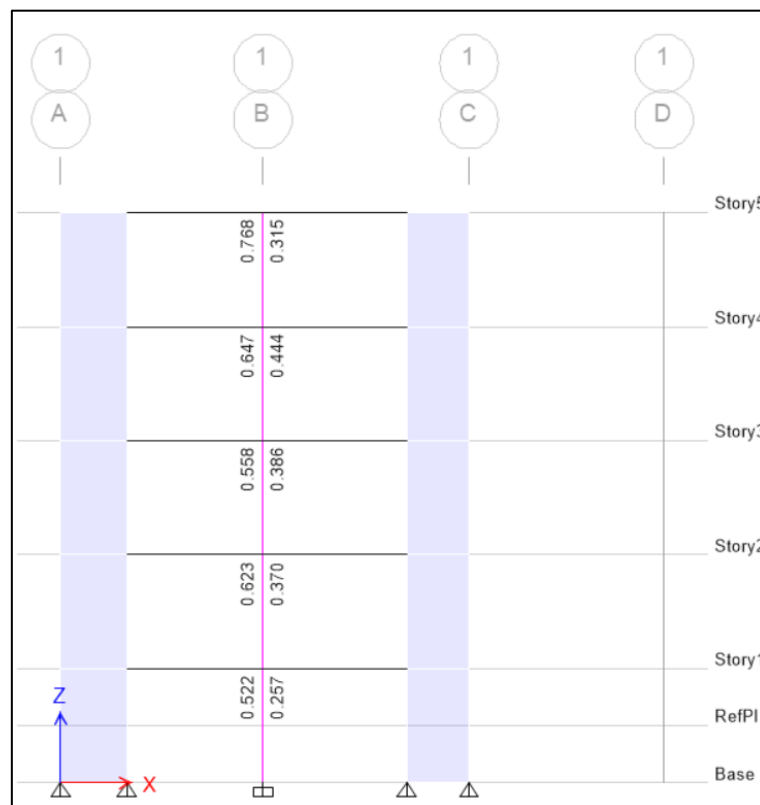


Figura 115

Relación Vega/Columna pórtico 1

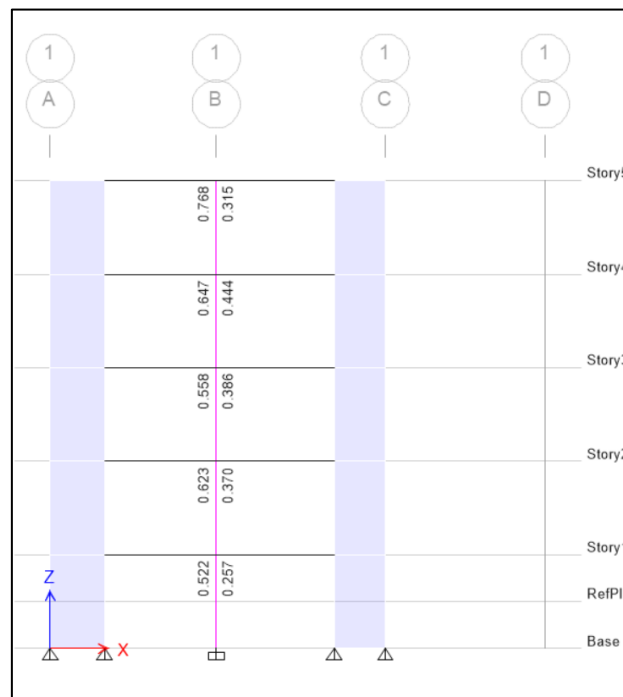


Figura 116

Relación Vega/Columna pórtico 2

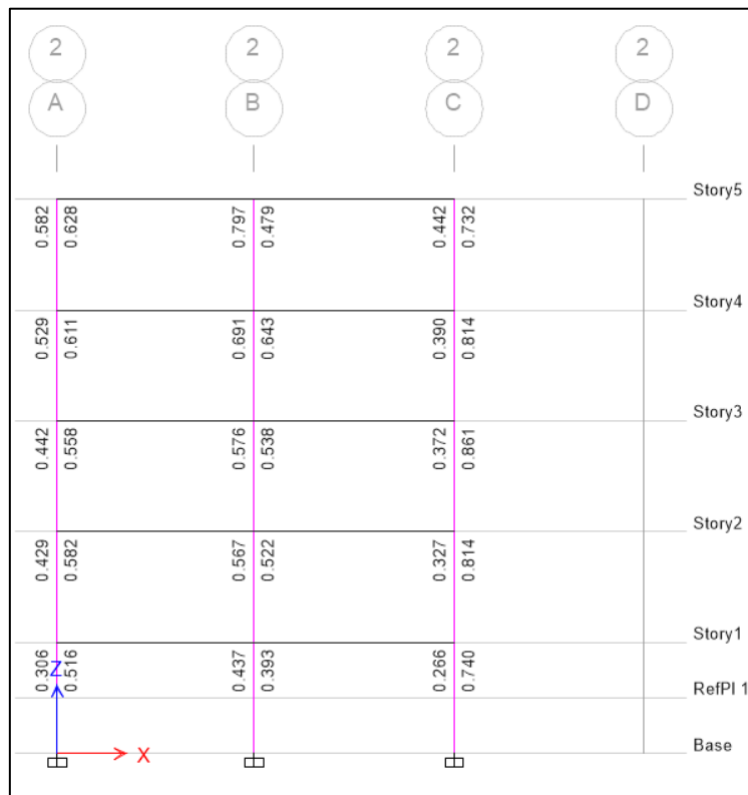


Figura 117

Relación Viga/Columna pórtico 3

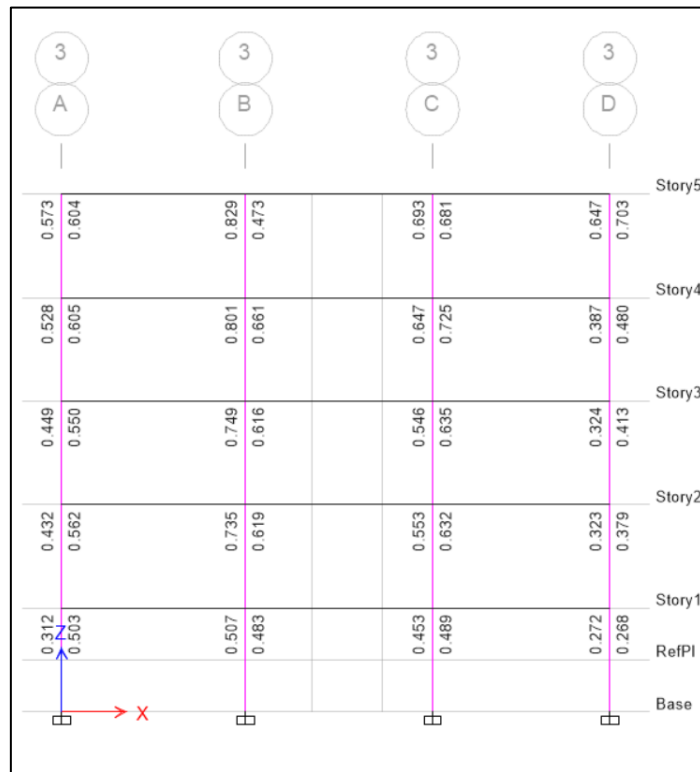
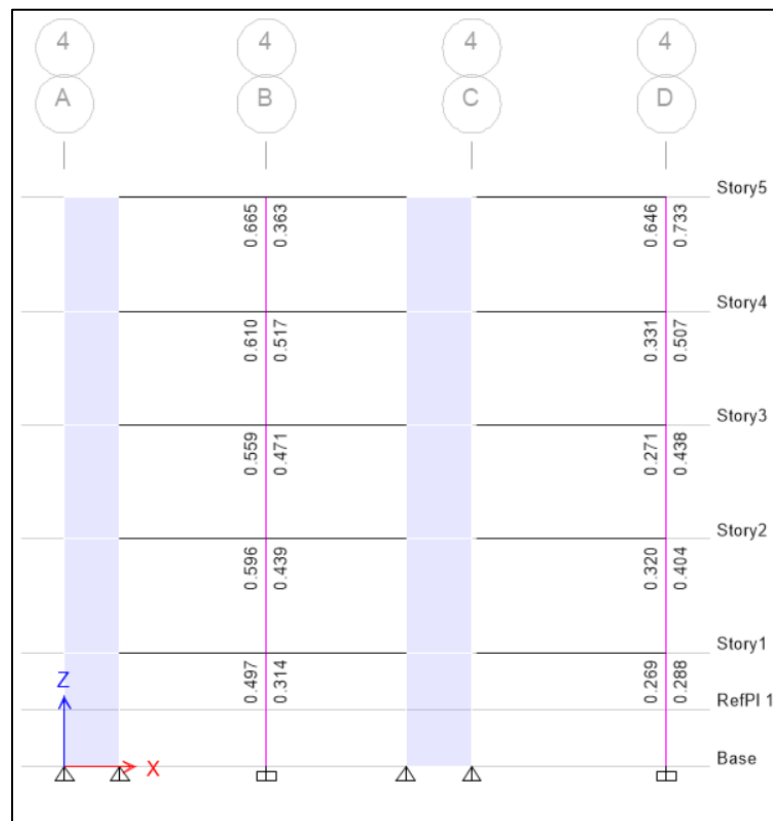


Figura 118

Relación Viga/Columna pórtico 4



3.3.4. Armado de muros

Para el diseño de muros es importante haberlos asignado con la herramienta “Piers” puesto que nos permiten identificar y obtener las cuantías de acero que requiere, para ello empleamos ecuaciones a continuación. Para el diseño del refuerzo longitudinal es necesario cumplir con el As requerido por ETABS, donde hay que verificar si el elemento de borde se emplea o no, si ese es el caso empleamos la condición:

$$\sigma_{comp} > 0.2f'c$$

Ecuación 20. Esfuerzo de compresión máximo obtenido del análisis

Donde

σ_{comp} = esfuerzo de compresión máximo obtenido del análisis

$f'c$ = resistencia a la compresión del hormigón.

Elemento de borde

$$L_{be} > \max \left(c - 0.1L_w, \frac{c}{2} \right)$$

Ecuación 21. Longitud del muro

Donde

c = profundidad del eje neutro

L_{be} = longitud total del muro o pierna

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$$S_{max} = \min \left(\frac{t}{3}, 6d_b, s_o \right)$$

Ecuación 22. Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

Donde

t = espesor del muro

d_b =diámetro de la varilla longitudinal

s_o = espaciamento por desempeño sismico

Verificación de espaciamento libre

$$S_{clear} = t - (2 * r) - (2 * d_{est}) - (n_{capas} * d_b)$$

$$S_{clear} \geq \max (2.5 \text{ cm}, d_b)$$

Donde

r = recubrimiento libre

d_{est} = diámetro del estribo

n_{capas} = numero de capas de refuerzo

Cuantía volumétrica de confinamiento

$$p_s = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{c}$$

Ecuación 23. Cuantía volumétrica de confinamiento

Donde

A_g = área bruta de la sección

A_{ch} = área del núcleo de hormigón confinado por los estribos

f_{yt} = fluencia del acero transversal

A continuación, detallamos el diseño de los muros en L.

Muro L1

Tabla 72

Cuantías de acero requeridas

Station Location	Required Rebar Area (cm²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P _u tonf	M _{u2} tonf-cm	M _{u3} tonf-cm	Pier A _g cm²
Top	73.01	0.0083	0.0055	Env	19.852	9714.923	10984.392	8750
Bottom	170.71	0.0195	0.0055	Env	25.7178	20380.564	20324.284	8750

Tabla 73

Tablas de elementos de borde

Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P _u tonf	M _u tonf-cm	Stress Comp tonf/cm²	Stress Limit tonf/cm²	C Depth cm	C Limit cm
Top-Left	Leg 1	13.813	Env	154.9117	-1920.591	0.052	0.048	27.625	37.778
Top-Right	Leg 1	14.242	Env	154.9117	2307.955	0.056	0.048	28.484	37.778
Top-Left	Leg 2	13.533	Env	141.2332	-2751.202	0.052	0.048	27.066	40
Top-Right	Leg 2	14.367	Env	141.2332	3547.274	0.058	0.048	28.733	40
Bottom-Left	Leg 1	31.994	Env	158.7105	-11296.333	0.131	0.048	48.994	37.778
Bottom-Right	Leg 1	34.476	Env	158.7105	12414.998	0.14	0.048	51.476	37.778
Bottom-Left	Leg 2	29.951	Env	145.2554	-12431.647	0.124	0.048	47.951	40
Bottom-Right	Leg 2	29.05	Env	145.2554	12001.373	0.121	0.048	47.05	40

Figura 119

Cuantías de acero requerida para muro en L

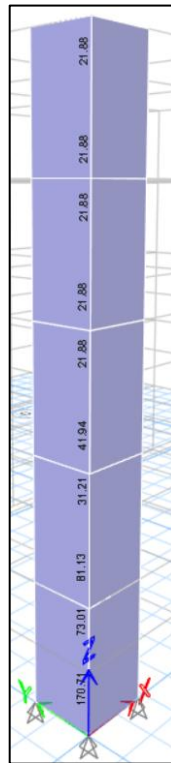


Tabla 74

Cuantías de acero calculadas

DISEÑO DE MURO L				
MURO EN L	As req=	170.7	cm2	
	Cantidad asumida			
	n° var	(mm)	Area (cm2)	
	56	20	175.93	
	TOTAL		175.93	
	CUMPLE			
DISEÑO DE MURO L				
Espaciamiento horizontal			Armado total	
Libre real:	11	cm	varillas	20 mm
requerido	2.5	cm	Longitud elemento de borde	
Espaciamiento Vertical			EBE	35 cm
maximo permitido:	8.3	cm		
recomendado	10	cm		

Se determina que el armado del muro en L es de un total de **56 varillas de 20mm** de diámetro con una longitud de borde en sus extremos de **35x25 cm**.

MURO L2

Tabla 75

Cuántas de acero requeridas para muro

Station Location	Required Rebar Area (cm ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P _u tonf	M _{u2} tonf-cm	M _{u3} tonf-cm	Pier A _g cm ²
Top	74.08	0.0102	0.0046	Env	31.8121	6490.406	-9867.433	7250
Bottom	178.9	0.0247	0.0046	Env	36.6723	13851.407	-18569.49	7250

Tabla 76 *Requerimiento de elemento de borde en el muro*

Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P _u tonf	M _u tonf-cm	Stress Comp tonf/cm ²	Stress Limit tonf/cm ²	C Depth cm	C Limit cm
Top-Left	Leg 1	14.531	Env	162.6098	-2045.206	0.055	0.048	29.063	37.778
Top-Right	Leg 1	13.942	Env	162.6098	1514.116	0.051	0.048	27.885	37.778
Top-Left	Leg 2	14.236	Env	149.7605	-1160.822	0.069	0.048	26.236	26.667
Top-Right	Leg 2	14.472	Env	149.7605	1235.982	0.071	0.048	26.472	26.667
Bottom-Left	Leg 1	31.733	Env	166.4085	-10654.996	0.128	0.048	48.733	37.778
Bottom-Right	Leg 1	32.364	Env	166.4085	10939.316	0.13	0.048	49.364	37.778
Bottom-Left	Leg 2	31.539	Env	152.442	-6538.729	0.16	0.048	43.539	26.667
Bottom-Right	Leg 2	33.329	Env	152.442	7108.289	0.169	0.048	45.329	26.667

Figura 120

Cuántías de muro L

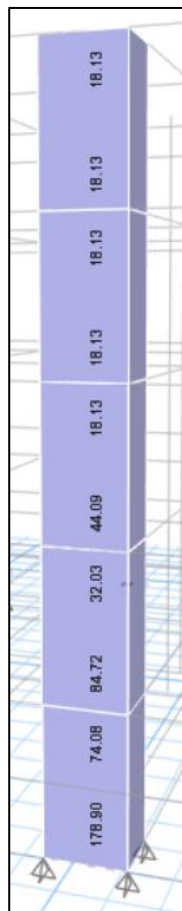


Tabla 77

Cuantías de acero calculadas

DISEÑO DE MURO L					
MURO EN L	As req=	178.9	cm2		
	Cantidad asumida				
	n° var	(mm)	Area (cm2)		
	58	20	182.21		
	TOTAL		182.21		
	CUMPLE				
DISEÑO DE MURO L					
Espaciamiento horizontal		Armado total			
Libre real:	11	cm	varillas	20	mm
requerido	2.5	cm	Longitud elemento de borde		
Espaciamiento Vertical		EBE		35	cm
maximo permitido:	8.3	cm			
recomendado	10	cm			

Concluimos que el armado del muro en L es de un total de **58 varillas de 20mm** de diámetro con una longitud de borde en sus extremos de **25x35 cm**.

MURO L3.

Tabla 78

Cuantías de acero requerida para muro en L

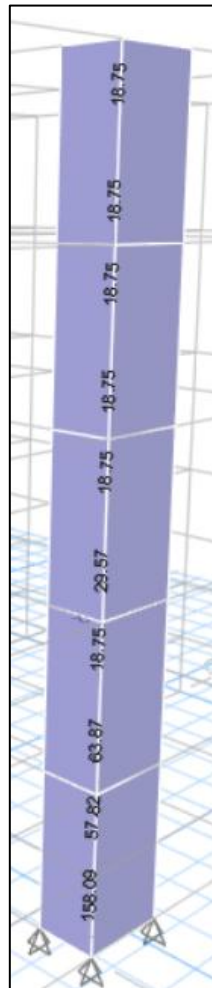
Station Location	Required Rebar Area (cm ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P _u tonf	M _{u2} tonf-cm	M _{u3} tonf-cm	Pier A _g cm ²
Top	57.82	0.0077	0.0046	Env	65.0602	-5674.968	-10686.496	7500
Bottom	158.09	0.0211	0.0046	Env	70.088	-11206.064	-22482.552	7500

Tabla 79

Requerimiento de elemento de borde en el muro

Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P _u tonf	M _u tonf-cm	Stress Comp tonf/cm ²	Stress Limit tonf/cm ²	C Depth cm	C Limit cm
Top-Left	Leg 1	19.029	Env	162.0382	-2096.855	0.089	0.048	31.029	26.667
Top-Right	Leg 1	15.417	Env	162.0382	947.269	0.07	0.048	27.417	26.667
Top-Left	Leg 2	15.854	Env	181.4372	-2072.807	0.056	0.048	31.708	40
Top-Right	Leg 2	17.006	Env	181.4372	3172.793	0.064	0.048	34.013	40
Bottom-Left	Leg 1	31.635	Env	164.7197	-5979.742	0.155	0.048	43.635	26.667
Bottom-Right	Leg 1	36.296	Env	164.7197	7463.074	0.179	0.048	48.296	26.667
Bottom-Left	Leg 2	38.194	Env	185.4594	-13471.596	0.141	0.048	56.194	40
Bottom-Right	Leg 2	36.62	Env	185.4594	12720.338	0.135	0.048	54.62	40

Cuantía de muro L



Cuantía de acero calculada

MURO EN L	As req=	158.1	cm2		
	Cantidad asumida				
	n° var	(mm)	Area (cm2)		
	52	20	163.36		
	TOTAL		163.36		
	CUMPLE				
DISEÑO DE MURO L					
Espaciamiento horizontal			Armado total		
Libre real:	13	cm	varillas	20	mm
requerido	2.5	cm	Longitud elemento de borde		
Espaciamiento Vertical			EBE	40	cm
maximo permitido:	8.3	cm			
recomendado	10	cm			

Concluimos que el armado del muro en L es de un total de **52 varillas de 20mm** de diámetro con una longitud de borde en sus extremos de **40x25 cm**.

MURO L4

Tabla 81

Cuantías de acero requerida para muro

Station Location	Required Rebar Area (cm ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P _u tonf	M _{u2} tonf-cm	M _{u3} tonf-cm	Pier A _g cm ²
Top	78.18	0.0098	0.0056	Env	41.2663	-9687.615	-10018.466	8012.5
Bottom	174.73	0.0218	0.0056	Env	46.6377	-17309.16	-19400.253	8012.5

Tabla 82

Requerimiento de elemento de borde en el muro

Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P _u tonf	M _u tonf-cm	Stress Comp tonf/cm ²	Stress Limit tonf/cm ²	C Depth cm	C Limit cm
Top-Left	Leg 1	13.172	Env	160.134	-871.659	0.052	0.048	26.344	33.333
Top-Right	Leg 1	14.192	Env	160.134	1683.198	0.061	0.048	28.384	33.333
Top-Left	Leg 2	14.099	Env	161.9522	-1704.59	0.052	0.048	28.197	37.889
Top-Right	Leg 2	13.789	Env	161.9522	1424.572	0.05	0.048	27.578	37.889
Bottom-Left	Leg 1	32.894	Env	163.4859	-9242.909	0.142	0.048	47.894	33.333
Bottom-Right	Leg 1	31.314	Env	163.4859	8614.618	0.135	0.048	46.314	33.333
Bottom-Left	Leg 2	31.799	Env	165.7622	-10782.666	0.128	0.048	48.849	37.889
Bottom-Right	Leg 2	35.396	Env	165.7622	12409.526	0.141	0.048	52.446	37.889

Figura 122

Cuantía muro

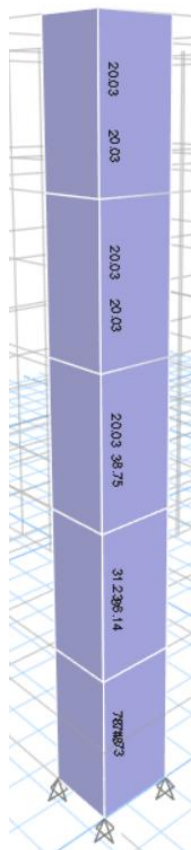


Tabla 83*Cuantía calculada*

MURO EN L	As req=	174.7	cm²
	Cantidad asumida		
	n° var	(mm)	Area (cm²)
	56	20	175.93
	TOTAL		175.93
CUMPLE			
DISEÑO DE MURO L			
Espaciamiento horizontal			Armado total
Libre real:	11	cm	varillas 20 mm
requerido	2.5	cm	Longitud elemento de borde
Espaciamiento Vertical			EBE 35 cm
maximo permitido:	8.3	cm	
recomendado	10	cm	

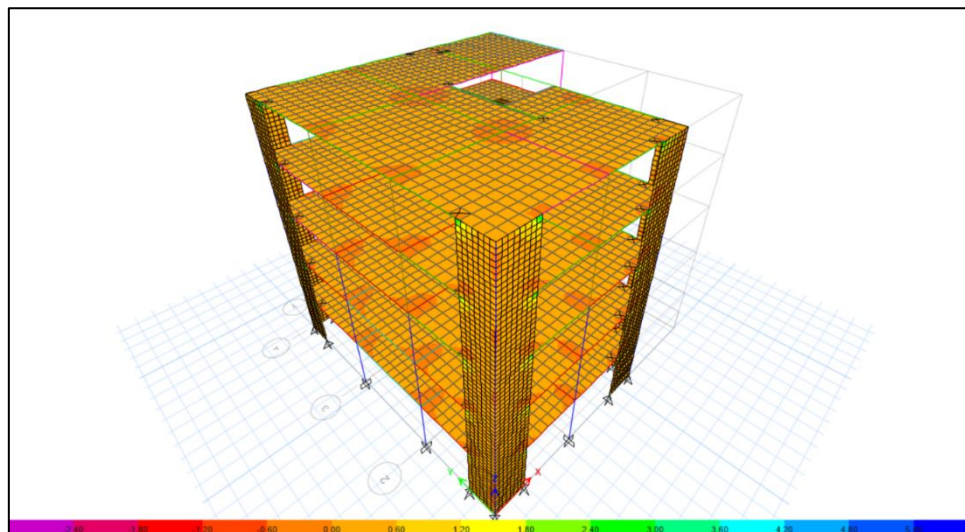
Se determina que el armado del muro en L es de un total de **56 varillas de 20mm** de diámetro con una longitud de borde en sus extremos de **25x35 cm**.

3.3.5. Diseño de losas

El diseño de la losa aligerada se realizó en el software ETABS, empleando las siguientes combinaciones de carga gravitacionales:

$$1.4D$$

$$1.2D + 1.6L$$

Figura 123*Mapa de deformación máxima por calor*

Se modelaron los nervios de la losa en el software ETABS.

Tabla 84

Tabla de acero requerido

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}						
	Design Moment tonf-cm	Design P_u tonf	-Moment Rebar cm^2	+Moment Rebar cm^2	Minimum Rebar cm^2	Required Rebar cm^2
Top (+2 Axis)	-18.64	0	0.26	0	1.27	1.27
Bottom (-2 Axis)	9.32	0	0	0.13	0.63	0.63

Para cumplir esta demanda se emplearán como acero base **1Ø10 mm (0.79 cm^2)** en la parte superior e inferior, y acero complementario de refuerzo de **1Ø14 mm (1.54 cm^2)** en la parte superior para cumplir con la demanda de **1.27 cm^2** .

3.3.6. Diseño de cimentaciones

Para el diseño de la cimentación se utilizaron los datos del estudio de suelo y con las cargas que aporta la estructura al suelo ,que da como resultado zapatas aisladas y corridas ,para esta ocasión se decidió realizar zapatas corridas, teniendo una capacidad admisible del suelo de 31.50ton/m² .Para realizar el diseño de la zapata se utilizó el programa Safe ,en el que se comprobaron los esfuerzos admisibles del suelo cumplan ,además se utilizó la combinación de carga envolvente para que el programa Etabs nos diera los valores necesarios para su elaboración

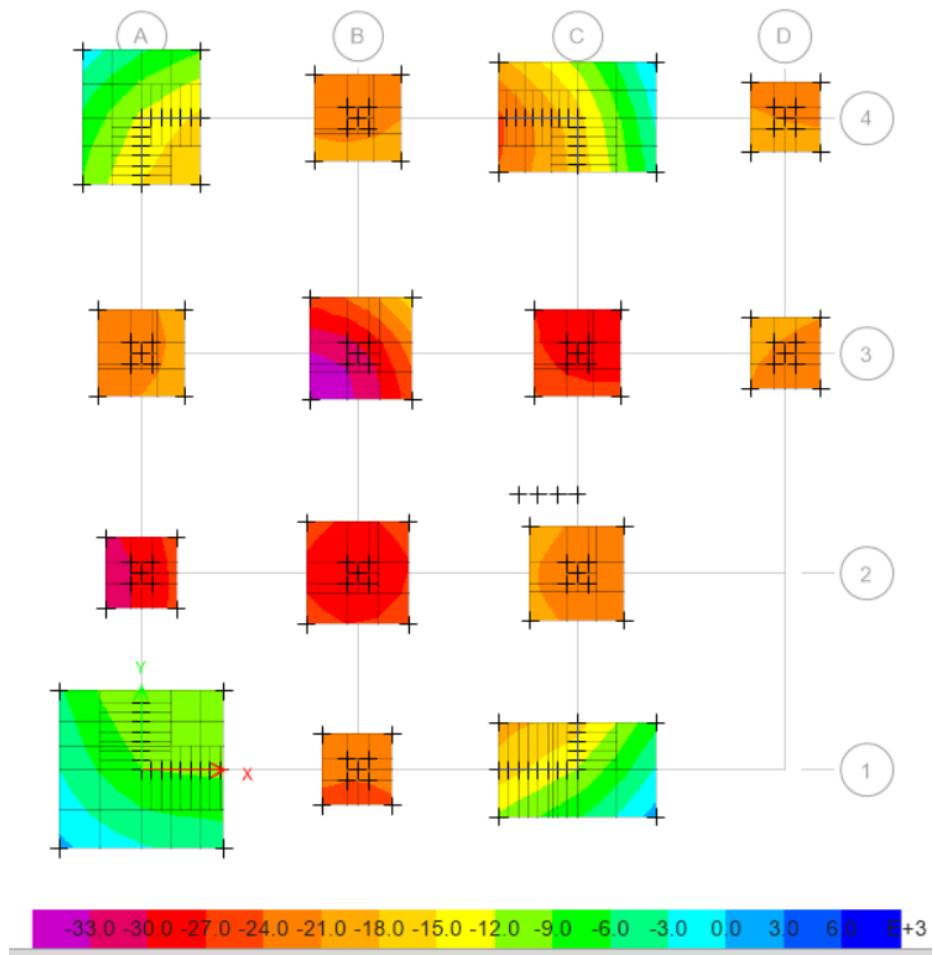
Tabla 85

Resumen de dimensiones de cimentación

Eje	B(M)	L(M)	H(M)
A3-B4	2	2	0.5
A2-D4-D3-B1	1.8	1.8	0.5
B2-B3	2.6	2.6	0.5
A3-C3	2.2	2.2	0.5
A4-C4	2.2	2	0.4
C2	2.4	2.4	0.5
C1	2.4	1.8	0.4
A1	2.4	2	0.4

Figura 124

Esfuerzo de cimentación



3.4.Resultados finales de análisis no lineal pushover

3.4.1. Rotulas plásticas por pórtico

Se muestran rotulas plásticas de mayor influencia en cada una de las direcciones de estudio, tanto en x como en y

Figura 125

Rótulas plásticas del pórtico A del modelo estructural en X

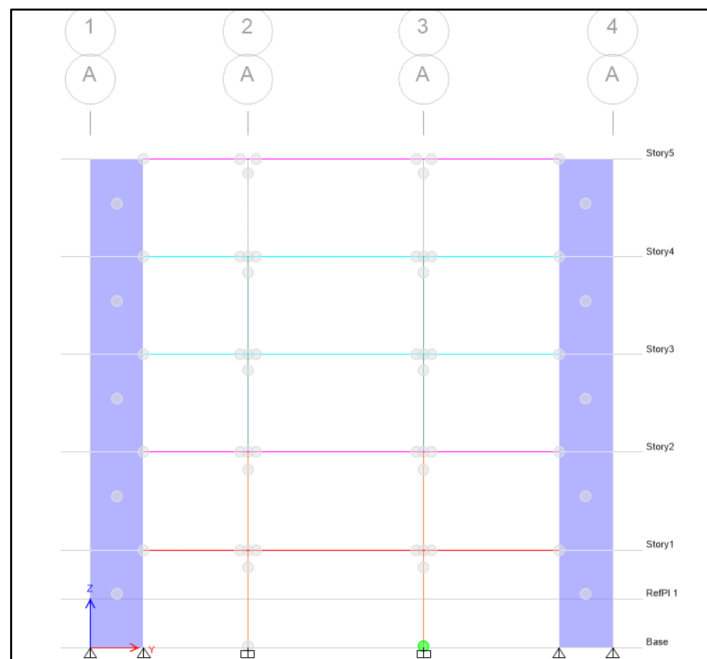
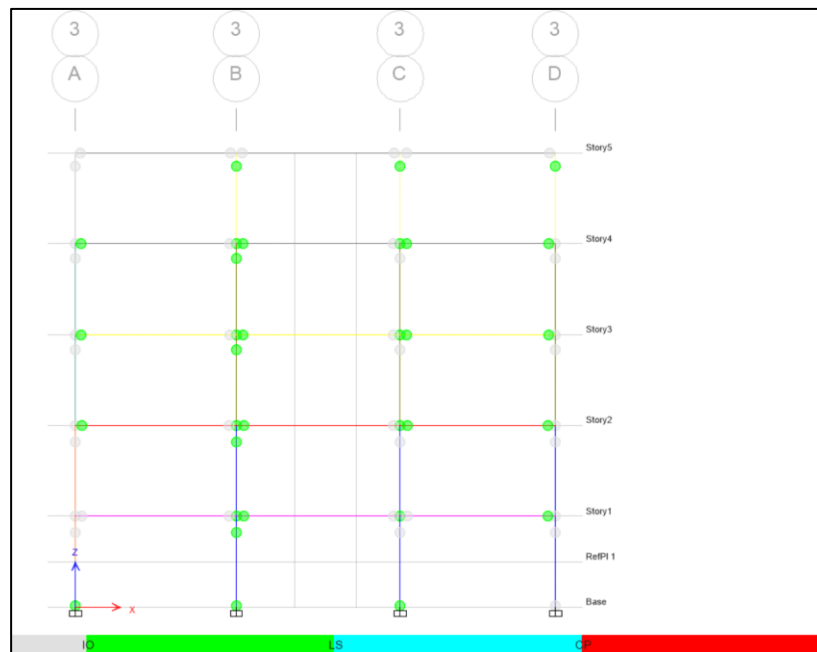


Figura 126

Rótulas plásticas del pórtico 3 del modelo estructural en X



Se muestran dos pórticos totalmente opuestos, uno en paralelo al eje X y paralelo al eje Y, pero ambos comparten el mismo análisis, en este caso el análisis pushover en X, mostrando así un desplazamiento mayor por parte del pórtico 4 lo que tiene mucho sentido

debido a que el pórtico 3 se encuentra en paralelo a la dirección de estudio del primer análisis pushover.

Figura 127

Rótulas plásticas del pórtico A del modelo estructural en Y

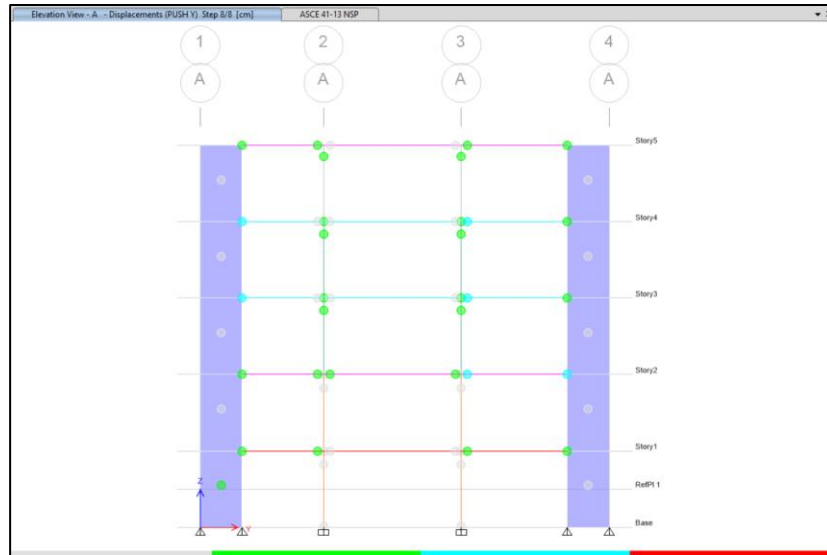
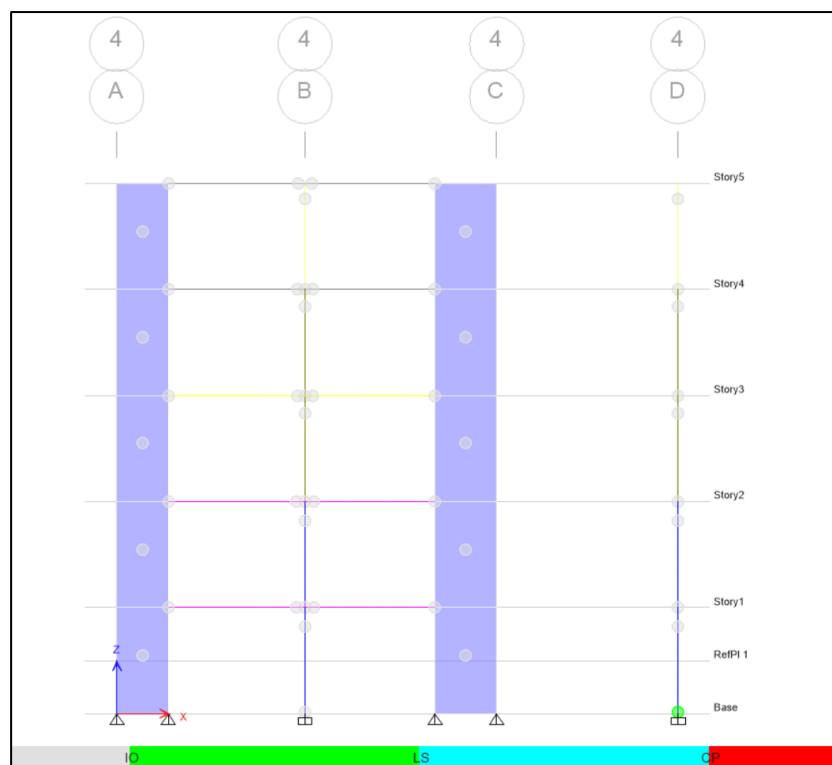


Figura 128

Rótulas plásticas del pórtico 4 del modelo estructural en Y



Tal como en el análisis hecho en X, los pórticos presentan su mayor desplazamiento cuando son paralelos al eje Y que es donde se está aplicando el análisis pushover.

3.5. Punto de desempeño y desplazamiento objetivo

3.5.1. Nivel de desempeño por elementos

Para la evaluación del desempeño sísmico mediante análisis pushover, el espectro de demanda se obtuvo a partir del espectro de diseño definido por la NEC, escalado mediante un factor de 0.74, de acuerdo con los criterios establecidos en FEMA 356 y ASCE 41, con el fin de representar la demanda sísmica asociada al nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS) y Prevención al colapso (CP).

Se estudió la estructura con ambos casos de sismos, tanto con 100% del valor de la gravedad como con el mencionado anteriormente.

Dirección X

Para el modelo en la dirección X, mediante el análisis pushover, se identificaron los puntos de desempeño correspondientes a la acción del sismo moderado y del sismo de diseño.

Se resaltan en negrilla el Paso 3, correspondiente al desplazamiento aproximado del punto de desempeño ante el sismo moderado, y el Paso 4, correspondiente al punto de desempeño ante el sismo de diseño.

Tabla 86

Rotulas plásticas en elementos estructurales del análisis pushover en dirección X

Paso	Desplazamiento (m)	Cortante basal (Tnf)	A-IO	IO-LS	LS- CP	>CP	Total
0	0	0	360	0	0	0	360
1	0.014978	153.9086	360	0	0	0	360
2	0.049978	306.2148	360	0	0	0	360
3	0.084978	366.3283	356	4	0	0	360
4	0.119978	410.9875	331	29	0	0	360
5	0.154978	448.1994	304	56	0	0	360
6	0.189978	475.4507	284	76	0	0	360
7	0.224978	494.6886	272	87	0	1	360
8	0.235486	502.3639	267	92	0	1	360

Se analizó el cumplimiento de los objetivos de desempeño LS (Seguridad de Vida) y CP (Prevención al Colapso), planteados al inicio del diseño, obteniéndose resultados favorables. El punto de desempeño se identificó cuando la estructura alcanzó un desplazamiento de 11.5 cm, para el sismo de diseño, valor que se encuentra muy por debajo del desplazamiento máximo de la curva de capacidad, el cual alcanzó 23,54 cm.

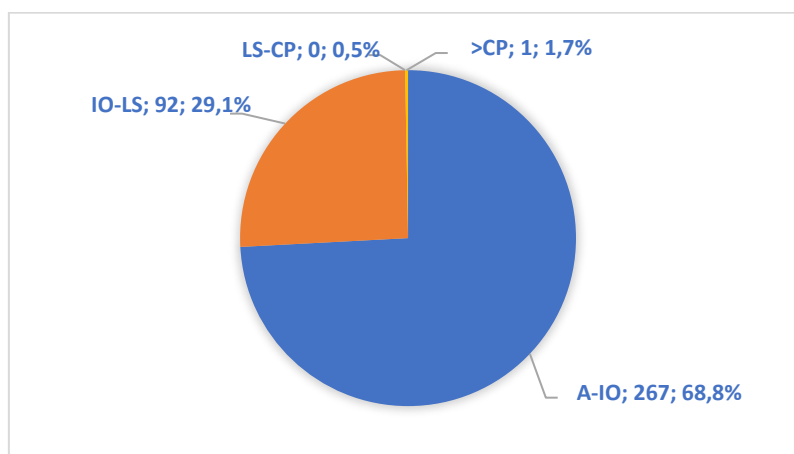
En el paso 4, la estructura presenta 29 rótulas plásticas ubicadas en el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO). Si bien se observa la presencia puntual de una rótula

que supera el estado de Prevención al Colapso, el daño estructural se concentra de manera localizada, manteniéndose más del 99 % de las rótulas dentro de rangos aceptables.

En consecuencia, la estructura muestra un comportamiento estable, con un nivel de desempeño aceptable, cumpliendo los objetivos de desempeño establecidos.

Figura 129

Porcentajes de rótulas plásticas para cada nivel de desempeño en dirección X



Dirección Y

Para el caso del modelo en la dirección Y, mediante el análisis pushover, como ya se había indicado, sí se encontraron los puntos de desempeño, ante la acción del sismo moderado y ante la acción del sismo de diseño.

Se destaca en negrilla el Paso 3, que es el desplazamiento aproximado en el que se encuentra el punto de desempeño ante el sismo moderado, y el Paso 4, que es el desplazamiento aproximado, para el punto de desempeño ante el sismo de diseño.

Tabla 87

Rotulas plásticas en elementos estructurales del análisis pushover en dirección Y

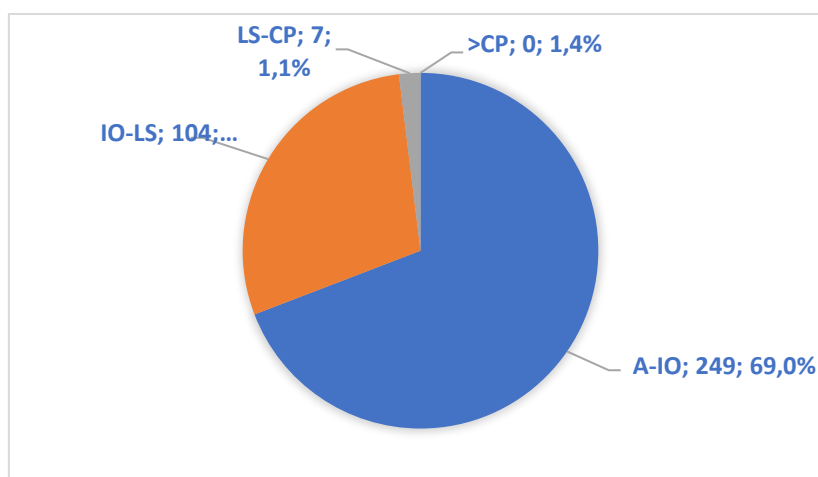
Paso	Desplazamiento (m)	Cortante basal (Tnf)	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	360	0	0	0	360
1	0.021899	163.7146	360	0	0	0	360
2	0.056899	304.1029	360	0	0	0	360
3	0.091899	371.0809	360	0	0	0	360
4	0.126899	415.5166	336	24	0	0	360
5	0.161899	450.6464	312	48	0	0	360
6	0.196899	476.4583	282	78	0	0	360
7	0.231899	495.2082	263	97	0	0	360
8	0.264662	507.8915	249	104	7	0	360

Se evaluó el cumplimiento de los objetivos de desempeño LS (Seguridad de Vida) y CP (Prevención al Colapso), establecidos al inicio del diseño. El punto de desempeño se identificó cuando la estructura alcanzó un desplazamiento de 14,32 cm, para el sismo de diseño, valor que se encuentra muy por debajo del desplazamiento máximo de la curva de capacidad, que alcanza 26,46 cm.

En el paso 4, la estructura presenta 24 rótulas plásticas ubicadas en el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO). Si bien se observa la presencia puntual de rótulas que superan el nivel de Prevención al Colapso, estas no comprometen el comportamiento global del sistema estructural, evidenciando una estructura resistente y con un nivel de desempeño global de Ocupación Inmediata.

Figura 130

Porcentajes de rótulas plásticas para cada nivel de desempeño en dirección Y



3.6.Verificación final de cumplimiento normativo

3.6.1. Derivas globales de la estructura

El cálculo de las derivas globales es otra forma que existe para evaluar el nivel de desempeño de la estructura .En la tabla se pueden observar los porcentajes de las derivas para cada fuerza y en cada dirección ,dando esto como resultado una estructura que no pasa el 1% en todas las direcciones y para los dos tipos de sismos ,teniendo así un objetivo de desempeño alcanzado de ocupación inmediata ,mucho menor si se recuerda que el objetivo que se esperaba alcanzar era el de seguridad de vida.

Figura 131*Derivas globales de la estructura*

TIPO DE SISMO Y DIRECCIÓN	DESPLAZAMIENTO /H del edificio	DERIVA EN PORCENTAJE
Sismo moderado en X	(7.94/1550) cm	0.51%
Sismo moderado en Y	(10.23/1550) cm	0.66%
Sismo de diseño en X	(11.5/1550) cm	0.70%
Sismo de diseño en Y	(14.32/1550) cm	0.93%

Figura 132*Niveles de desempeño con derivas globales*

Nivel de desempeño	Símbolo	Deriva global típica
Operacional	OP	$\leq 0.5 \%$
Ocupación Inmediata	IO	$\leq 1.0 \%$
Seguridad de Vida	LS	$\leq 2.0 \%$
Prevención del Colapso	CP	$\leq 3.0 - 4.0 \%$

Fuente: VISION 2000 y FEMA 273

3.6.2. Ductilidades

En la tabla se presentan los valores de ductilidades de demanda para cada dirección y cada tipo de sismo analizado. Para calcular estas ductilidades se divide el desplazamiento máximo entre el desplazamiento de fluencia, datos que provienen de las curvas de capacidad y las curvas bilineales obtenidas por método de los coeficientes.

Tabla 88*Ductilidades de demanda sísmica*

Sismo /Dirección	Dy (cm)	Dm(cm)	Ductilidad
Moderado /X	7.94	23.54	2.96
Moderado /Y	10.23	26.46	2.58
Diseño /X	11.5	23.54	2.04
Diseño /Y	14.32	26.46	1.84

La Tabla 88 muestra las ductilidades de demanda obtenidas para los distintos niveles sísmicos y direcciones de análisis. Los valores, que se encuentran entre 1,84 y 2,96, indican que la estructura es capaz de entrar en el rango inelástico y disipar energía de forma controlada

frente a la acción sísmica. Este comportamiento es coherente con los objetivos de desempeño de Seguridad de Vida (LS) y Prevención al Colapso (CP), sin evidenciar respuestas estructurales desfavorables. En la dirección X se observan mayores valores de ductilidad, lo que sugiere una mayor participación del comportamiento inelástico, mientras que la dirección Y presenta una respuesta más rígida y estable.

4. CONCLUSIONES

El análisis por desempeño sísmico realizado al edificio irregular de cinco pisos de hormigón armado permitió verificar que el diseño estructural, desarrollado bajo el enfoque de Diseño Basado en Desempeño y conforme a los criterios establecidos en la NEC-2015, conduce a un comportamiento estructural predecible y estable frente a la acción sísmica. La evaluación mediante el análisis no lineal estático (pushover) constituyó una herramienta adecuada para validar el cumplimiento de los objetivos de desempeño propuestos.

Los resultados obtenidos evidencian que, para los niveles de demanda sísmica considerados, correspondientes al sismo de diseño y al sismo moderado, escalado al 74 % del sismo de diseño, la estructura desarrolla un comportamiento inelástico controlado, con formación progresiva de rótulas plásticas en vigas, columnas y muros, sin que se presenten mecanismos de colapso global. En este sentido, la comparación entre la capacidad estructural y la demanda sísmica confirma que la edificación cumple con el nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS) y prevención al colapso (CP).

Asimismo, el análisis permitió identificar la influencia de la irregularidad en planta sobre la respuesta sísmica global del edificio. Se observó que la dirección X presenta mayores demandas de ductilidad, mientras que la dirección Y registra mayores desplazamientos laterales, lo cual refleja una distribución no uniforme de rigidez y la presencia de efectos torsionales, aspectos que no se evidencian con la misma claridad mediante análisis lineales convencionales.

En conclusión, el diseño del edificio irregular de hormigón armado de cinco pisos resulta adecuado desde el punto de vista del desempeño sísmico, demostrando que la aplicación del Diseño Basado en Desempeño, complementada con el análisis pushover, permite evaluar de manera más realista el comportamiento estructural, identificar concentraciones de daño y verificar el cumplimiento del nivel de desempeño Seguridad de Vida y Prevención al colapso como objetivo del estudio.

5. RECOMENDACIONES

Se recomienda complementar el análisis por desempeño realizado mediante pushover con análisis dinámicos no lineales (time history), a fin de evaluar la respuesta de la estructura frente a registros sísmicos reales y profundizar en la estimación del daño estructural, especialmente en edificaciones irregulares.

Debido a la influencia significativa de la irregularidad en planta sobre la respuesta sísmica del edificio, se recomienda que en futuros diseños se procure una distribución más uniforme de rigidez y resistencia, o que se incorporen estrategias de control estructural que mitiguen los efectos torsionales identificados.

Se recomienda realizar estudios comparativos entre análisis lineales y no lineales, con el objetivo de evidenciar las diferencias en la estimación de desplazamientos, derivas y niveles de daño, y así resaltar la importancia del enfoque de Diseño Basado en Desempeño en estructuras irregulares.

Para futuras investigaciones, se sugiere evaluar el comportamiento del edificio bajo diferentes niveles de desempeño, tales como Ocupación Inmediata, lo cual permitiría una comprensión más integral del desempeño sísmico y de los márgenes de seguridad estructural.

6. BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R. (2012). *Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB (2ª ed.)*. Centro de Investigaciones Científicas, Universidad de Fuerzas Armadas ESPE; Instituto Panamericano de Geografía e Historia (IPGH). Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/279914782_Dinamica_de_Estructuras_con_CEINCI-LAB
- Aguiar, R. (2016). Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016. *Revista internacional Ingenieria de Estrcturas*, 21(3), 257-582.
- American Society of Civil Engineers [ASCE]. (2017). *Informe de Infraestructura: Una evaluación integral de la infraestructura de Estados Unidos*. Obtenido de <https://www.asce.org/-/media/asce-images-and-files/about-asce/annual-report/2017-asce-annual-report-executive-summary.pdf>
- Andrade, M. (2023). Comparación entre el análisis estático y dinámico no lineal de un edificio de hormigón armado en el cantón Jipijapa. [Tesis de grado, Universidad Estatal del Sur de Manabí]. Obtenido de <https://repositorio.unesum.edu.ec/bitstream/53000/6545/1/ANDRADE%20FIGUEROA%20MARLON%20SEBASTI%C3%81N.pdf>
- Balarezo, A. (2020). *Diseño estructural de un edificio de viviendas de 10 niveles ubicado en el distrito de San Isidro*. [Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica del Perú], Lima. Obtenido de <https://tesis.pucp.edu.pe/server/api/core/bitstreams/10523973-eea2-4a08-a62c-862fc44fd70a/content>
- BuildSoft nv. (s.f.). Parte 5: Anàlisis de diseño sismico. En B. nv, *Manual de Anàlisis de Diseño Sísmico para el software de ingeniería estructural PowerFrame* (págs. 2-34). Obtenido de <https://downloads.buildsoft.eu/pdf/es/PowerFrame%20Parte%205%20-%20Analisis%20de%20diseno%20sismico.pdf#:~:text=o%20Para%20estructuras%20disipativas%20se,corresponder%C3%ADan%20a%20una%20respuesta%20lineal>
- Cabrera, E. M., & Borja, A. F. (2020). Importancia del análisis por desempeño en el proceso de diseño de un edificio de hormigón armado para uso educativo, ubicado en la ciudad de Cuenca-Ecuador. Cuenca, Azuay, Ecuador. Obtenido de https://biblioteca.uazuay.edu.ec/buscar/item/86543?utm_source=chatgpt.com
- Caicedo, M. D. (2014). Períodos de vibración de las edificaciones. *Revista Arquitectura e Ingeniería*, 8(2). Obtenido de Revista Arquitectura e Ingeniería
- Carrillo, J. (2007). EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS UTILIZANDO UN DISEÑO. *Dyna*, 75(155), 91-102.
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures:.* Obtenido de Theory and Applications to Earthquake Engineering .
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras (4ta ed.)*. PEARSON. Obtenido de <https://hebmerma.com/wp-content/uploads/2020/10/Dinamica-de-Estructuras-4Ed-Anil-K.-Chopra-1.pdf>

- Federal Emergency Management Agency [FEMA]. (2000). *FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*.
- Hurtado, J. E. (2000). *Introducción a la Dinámica de Estructuras*. UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA SEDE MANIZALES. Obtenido de <https://bffrepositorio.unal.edu.co/server/api/core/bitstreams/fb31dac9-4033-43eb-ae99-d06547316043/content>
- Ibáñez, B., & Vielma, J. (2024). Implementación del diseño sísmico híbrido fuerza/desplazamiento basado en desempeño en un edificio con marcos de acero. *Gaceta Técnica*, 25(2), 59-73. doi:doi.org/10.51372/gacetatecnica252.4
- Instituto de la construcción. (2019). *Objetivos de Desempeño Sísmico para Obras en América Latina y El Caribe V1*. Panama. Obtenido de <https://codigomodelosismico.org/wp-content/uploads/2022/04/Documento-Objetivos-de-Desempen%CC%83o.pdf>
- Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. (2020).
- Jiménez, R. J., & Cagua, B. J. (2025). Comportamiento Sísmico y Propuesta de Reforzamiento de Edificios de Hormigón Armado Esquineros en Portoviejo, Ecuador. *INGENIO*, 8(1), 102–118. doi:doi.org/10.29166/ingenio.v8i1.7209
- López, O. A. (2014). *Guía para la evaluación de edificaciones existentes con fines de adecuación sísmica*. Geopolis; CAF. Obtenido de <https://scioteca.caf.com/handle/123456789/895>
- Maraboto, L. E. (2001). Diseño sísmico basado en desempeño: Tendencias y retos. *Revista de Ingeniería Sísmica*(63), 36-54.
- Medina, R. (2017). *Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado*. ANTOFAGASTA.
- Mieles, Y., Vega, R., Bazurto, I., & Alcívar. (2022). Current status of the quality of construction and reinforcement in Portoviejo six years after the earthquake of april 16, 2016. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 27(2), 296-314. doi:https://doi.org/10.24133/riie.v27i2.2882
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI]. (2015a). *NEC-SE-RE: Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI]. (2015). *NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sísmo resistente parte 1*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI]. (2015b). *NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sísmo resistente parte 2*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

- Montava, I. (2017). *Estudio del comportamiento de estructuras de hormigón armado con perfiles metálicos completamente embebidos*. [Tesis doctoral, Universidad de Alicante]. Obtenido de <https://dialnet.unirioja.es/servlet/tesis?codigo=122692#:~:text=armado%20presentan%20una%20ductilidad%20elevada%2C,humanas%20en%20caso%20de%20se%C3%ADsmo>
- Pérez, J. (2024). *Análisis no lineal tiempo - historia (ANLTH) y desempeño sísmico estructural del pabellón de ingeniería civil y ambiental de la UNTRM de Amazonas – 2022*. [Tesis de grado, Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas]. Obtenido de <https://repositorio.untrm.edu.pe/handle/20.500.14077/3812>
- Quinde Martínez, R., & Reinoso Angulo, M. (2022). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una estructura existente de hormigón armado en la ciudad de Macas. Ecuador: Universidad Internacional SEK. Obtenido de <https://repositorio.uisek.edu.ec/handle/123456789/4698>
- Quinde Martinez, R., & Reinoso Angulo, M. (abril de 2022). Vulnerabilidad sísmica en la estructura de hormigón del antiguo terminal terrestre de la ciudad de Macas perteneciente al GAD del cantón Morona. Quiro, Ecuador. Obtenido de https://repositorio.uisek.edu.ec/handle/123456789/4698?utm_source=chatgpt.com
- Quinto, W., & Chaverra, M. (2022). Análisis Estático No Lineal (Pushover) Y Punto De Desempeño Sísmico En Una Edificación De Tres Pisos Existente – Revisión Bibliográfica Y Caso Ejemplo. [Tesis de posgrado, Universidad de Antioquia]. Medellín. Obtenido de <https://bibliotecadigital.udea.edu.co/server/api/core/bitstreams/a1d58b60-df61-4084-8198-9843963c5e3c/content>
- Raj, K. G., Roopanjali, S., & Akshatha, P. (2025). Impact of irregularities on seismic fragility of reinforced concrete structures. *Discover Civil Engineering*, 2(101). doi:doi.org/10.1007/s44290-025-00258-0
- Ramírez, A. L. (2013). Comportamiento sísmico de estructuras porticadas de hormigón armado reacondicionadas sísmicamente con muros de fábrica de ladrillo. [Tesis de posgrado, Universidad de Granada]. Obtenido de <https://digibug.ugr.es/handle/10481/27354>
- Razo, D. G., & García, O. (2021). Evaluación integral de la seguridad estructural de edificaciones existentes dañadas por sismos de gran magnitud. *Revista de Ingeniería Sísmica SMIS*. doi:10.18867/ris.104.565
- Surichaqui, M., Quispe, H., & Palomino, H. (20021). Dinámica estructural en ingeniería civil. *Revista Científica Ciencias Ingenieriles*, 1(1), 13-19. doi:<https://doi.org/10.54943/ricci.v1i1.201>
- Toala, J. J. (2025). Análisis Sismorresistente de pórticos en hormigón armado con diferentes sistemas. [Tesis de grado, Universidad Estatal del Sur de Manabí]. Jipijapa. Obtenido de <https://repositorio.unesum.edu.ec/bitstream/53000/8409/1/Toala%20Baque%20Jostin%20Joel.pdf>

Ulcuango, D., & Haro, A. (2023). valuación del Desempeño Sísmico de un Sistema Dual de Hormigón Armado con Diferentes Niveles de Irregularidad Torsional. *Vol. 53(1)*, páginas 83-92. *Revista Politécnica*, 53(1), 83-92. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/378132176_Evaluacion_del_Desempeno_Sismico_de_un_Sistema_Dual_de_Hormigon_Armado_con_Diferentes_Niveles_de_Irregularidad_Torsional

7. ANEXOS