

**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS:

**“ANÁLISIS SÍSMICO LINEAL Y DESEMPEÑO SÍSMICO DE
UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 4 NIVELES
MEDIANTE LA NORMA ATC – 40 EN TACNA 2022”**

PARA OPTAR:

TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

**Bach. LINDA MERY MIRANDA CHALCO
Bach. VANESSA KATHERIN TORRES MAMANI**

TACNA – PERÚ

2023

**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

TESIS

**“ANÁLISIS SÍSMICO LINEAL Y DESEMPEÑO SÍSMICO DE
UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 4 NIVELES MEDIANTE
LA NORMA ATC – 40 EN TACNA 2022”**

Tesis sustentada y aprobada el 01 de abril de 2023; estando el jurado calificador integrado por:

PRESIDENTE : Mtro. EDGAR HIPÓLITO CHAPARRO QUISPE

SECRETARIO : Mtro. ULIANOV FARFÁN KEHUARUCHO

VOCAL : Mtro. GIANCARLOS JAVIER MACHACA FRÍAS

ASESOR : Mtro. WILBER PERCY MENDOZA RAMIREZ

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo, Linda Mery Miranda Chalco, en calidad de bachiller de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificada con DNI 74958280.

Yo, Vanessa Katherin Torres Mamani, en calidad de bachiller de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificada con DNI 77202377, declaramos bajo juramento que:

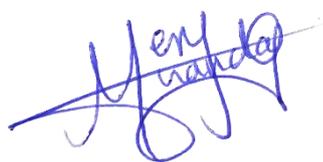
1. Somos autores de la tesis titulada: “*Análisis sísmico lineal y desempeño sísmico de una vivienda multifamiliar de 4 niveles mediante la Norma ATC – 40 En Tacna 2022*” el mismo que presentamos para optar el *Título Profesional de Ingeniero Civil*.
2. La tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente, para la cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas.
3. La tesis presentada no atenta contra derechos de terceros.
4. La tesis no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
5. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falsificados, ni duplicados, ni copiados.

Por lo expuesto, mediante la presente asumimos frente a *La Universidad* cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido de la tesis, así como por los derechos sobre el trabajo de investigación.

En consecuencia, nos hacemos responsables frente a *La Universidad* y a terceros, de cualquier daño que pudiera ocasionar, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar como causa del trabajo presentado, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontrasen causa en el contenido de la tesis.

De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; asumimos las consecuencias y sanciones que de nuestra acción se deriven, sometiéndonos a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Tacna, 01 de abril de 2023.



Bach. Linda Mery Miranda Chalco
DNI: 74958280



Bach. Vanessa Katherin Torres Mamani
DNI: 77202377

DEDICATORIA

Principalmente a mi madre Carmen por su amor infinito, su dedicación para darme siempre lo mejor y su apoyo incondicional a lo largo de mi vida.

A mi tía Geraldine, quien quiero como a una madre, por siempre estar dispuesta a escucharme y ayudarme en cualquier momento; y por ser mi ejemplo de superación.

A mi abuela materna (Mama Mery) por sus cuidados en mi niñez, engriéndome, enseñándome valores y por demostrarme como ser una mujer fuerte y guerrera.

A Víctor por estar a mi lado apoyándome y enseñándome a mejorar como persona.

Les dedico con mucho cariño por haber confiado en mí.

Linda Mery Miranda Chalco

DEDICATORIA

A mi mamá Santusa, por el gran esfuerzo que hizo para poder salir adelante conmigo y mis hermanos, por cada palabra de aliento que siempre está dispuesta a brindarme, porque siempre estás para mí, aunque estemos lejos.

A mis hermanos Sofía y Junior, por ser mis seguidores más cercanos; hermanos, pueden lograr todo lo que se propongan, recuérdelo siempre.

A mi hija Gia Lorena, por ser mi motivo y la razón por la que quiero superarme día a día, te amo hija.

A mi esposo, por ser mi compañero y apoyo en este camino de la vida, gracias por todo lo que haces por nosotros.

Vanessa Katherin Torres Mamani

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a Dios que ha estado acompañándonos en todo momento, por darnos buena salud y por permitirnos completar una meta más en nuestras vidas profesionales

A nuestro Asesor de Tesis al Mtro. Wilber Percy Mendoza Ramirez por su apoyo para la realización de nuestro trabajo de investigación.

A la Universidad Privada de Tacna, A la Facultad de Ingeniería, a la escuela Profesional de Ingeniería Civil y a cada uno de los docentes que nos impartieron sus enseñanzas y experiencias brindadas para formar la base de nuestro desarrollo profesional durante nuestro paso por esta Casa de Estudios.

Linda Mery Miranda Chalco

Vanessa Katherin Torres Mamani

ÍNDICE GENERAL

PÁGINA DEL JURADO	ii
DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD	iii
DEDICATORIA	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE GENERAL	viii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xi
INDICE DE FIGURAS	xiii
INDICE DE ANEXOS	xvi
RESUMEN	xvii
ABSTRACT	xviii
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I. EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	2
1.1. Descripción del problema.....	2
1.2. Formulación del problema.....	2
1.2.1. Problema general	2
1.2.2. Problemas específicos.....	3
1.3. Justificación e importancia	3
1.3.1. Justificación social.....	3
1.3.2. Justificación técnica.....	3
1.3.3. Justificación económica.....	4
1.4. Objetivos.....	4
1.4.1. Objetivo general	4
1.4.2. Objetivos específicos.....	4
1.5. Hipótesis	4
1.5.1. Hipótesis general.....	4
1.5.2. Hipótesis específicas.....	4
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	6
2.1. Antecedentes del estudio.....	6
2.1.1. Antecedentes internacionales.....	6
2.1.2. Antecedentes nacionales.....	7

2.1.3. Antecedentes locales.....	8
2.2. Bases teóricas	8
2.2.1. Origen y tamaño de los Sismo.....	8
2.2.2. Registro histórico de los Sismos en el Perú.....	9
2.2.3. Criterios de estructuración.....	11
2.2.4. Sistemas estructurales	14
2.2.5. Propiedades mecánicas de los materiales.....	15
2.2.6. Análisis lineal de la estructura	15
2.2.7. Factores de Reducción de Capacidad.....	21
2.2.8. Diseño de elementos estructurales.....	21
2.2.9. Análisis no lineal de la estructura.....	26
2.3. Definición de términos.....	49
2.3.1. Sismo	49
2.3.2. Resistencia.....	49
2.3.3. Comportamiento.....	49
2.3.4. Rigidez	49
2.3.5. Ductilidad.....	49
2.3.6. Periodo fundamental de vibración.....	50
2.3.7. Periodo de retorno.....	50
2.3.8. Amortiguamiento histerético	50
2.3.9. Amortiguamiento viscoso.....	50
CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO	51
3.1. Diseño de investigación	51
3.2. Acciones y actividades.....	51
3.2.1. ETAPA 01: Recopilación de datos.....	51
3.2.2. ETAPA 02: Análisis lineal de la estructura	60
3.2.3. ETAPA 03: Análisis estático no lineal o Pushover	60
3.2.4. ETAPA 04: Desempeño sísmico con la norma ATC-40	60
3.3. Materiales y/o instrumentos	60
3.4. Población y/o muestra de estudio	61
3.5. Operacionalización de variables.....	61
3.6. Procesamiento y análisis de datos	62
3.6.1. Análisis lineal de la estructura	62
3.6.2. Diseño de Elementos Estructurales	73
3.6.3. Análisis estático no lineal o Pushover.....	79

3.6.4. Desempeño sísmico con la norma ATC-40.....	93
CAPÍTULO IV. RESULTADOS	102
4.1. Comportamiento lineal	102
4.1.1. Modos de vibración de la estructura	102
4.1.2. Desplazamiento de la estructura.....	104
4.1.3. Derivas inelásticas.....	105
4.1.4. Fuerza de corte de la estructura	106
4.2. Comportamiento no lineal	107
4.2.1. Formación de rotulas plásticas.	107
4.2.2. Curva de capacidad.....	110
4.3. Evaluación del Desempeño sísmico.....	111
CAPÍTULO V. DISCUSIÓN	114
5.1. Respuesta a hipótesis general	114
5.2. Respuestas a hipótesis específicas	114
CONCLUSIONES.....	115
RECOMENDACIONES.....	116
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	117
ANEXOS.....	119

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Desplazamientos laterales admisibles según la norma peruana	17
Tabla 2. Factores de Conversión para cada nivel de sismo	40
Tabla 3. Niveles de desempeño mediante la Norma ATC – 40	47
Tabla 4. Objetivos de desempeño para estructuras convencionales	48
Tabla 5. Factor α para el pre dimensionamiento de vigas principales	57
Tabla 6. Factores para el pre dimensionamiento de columnas	58
Tabla 7. Metrado asumido para la carga muerta en una columna central	58
Tabla 8. Metrado asumido para la carga viva en una columna central	59
Tabla 9. Propiedades mecánicas del concreto	60
Tabla 10. Operacionalización de variables	61
Tabla 11. Parámetros sísmicos obtenidos de la norma E.030	62
Tabla 12. Metrado de cargas para el modelamiento en ETABS v.2020	63
Tabla 13. Combinaciones de carga para el modelamiento en ETABS	65
Tabla 14. Centro de masas (CM) y centro de rigidez (CR)	65
Tabla 15. Fuerzas cortantes de las placas	67
Tabla 16. Fuerza cortante de las columnas	67
Tabla 17. Porcentaje de fuerza cortante en placas y columnas en X	68
Tabla 18. Porcentaje de fuerza cortante en placas y columnas en Y	68
Tabla 19. Factor de escala en x e y para el modelamiento	68
Tabla 20. Verificación de Irregularidad por piso blando en el Eje X	69
Tabla 21. Verificación de Irregularidad por piso blando en el Eje Y	70
Tabla 22. Verificación de irregularidad por piso débil en el eje X	70
Tabla 23. Verificación de irregularidad por piso débil en el eje Y	70
Tabla 24. Verificación de irregularidad torsional extrema en el eje X	71
Tabla 25. Verificación de irregularidad torsional extrema en el eje Y	71
Tabla 26. Verificación de las distorsiones en el eje X	72
Tabla 27. Verificación de las distorsiones en el eje Y	73
Tabla 28. Área de acero en vigas	77
Tabla 29. Acero en columnas	78
Tabla 30. Parámetros y criterios de aceptación de las columnas	80
Tabla 31. Parámetros de modelación y criterios de aceptación de las vigas	84
Tabla 32. Parámetros de modelación y criterios de aceptación de las placas	86
Tabla 33. Distribución de fuerzas laterales por modo	88

Tabla 34. Aceleraciones espectrales para cada nivel de sismo	94
Tabla 35. Desplazamientos espectrales para cada nivel de sismo	95
Tabla 36. Cálculos previos para la conversión en formato ADRS	97
Tabla 37. Puntos de desempeño por el método de espectro de capacidad	101
Tabla 38. Cálculo de ductilidad y sobre resistencia	111
Tabla 39. Evaluación del desempeño sísmico según la norma ATC 40.....	113

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Propagación de las ondas sísmicas.....	9
Figura 2. Sismo en Arequipa (1868)	10
Figura 3. Sismo en Ancash (1970)	10
Figura 4. Sismo en Arequipa (2001)	11
Figura 5. Sismo en Pisco (2007).....	11
Figura 6. Clasificación de sistemas estructurales	14
Figura 7. Factor de Reducción “R”.....	16
Figura 8. Diagrama del comportamiento de una viga.....	21
Figura 9. Diagrama de interacción de una columna.....	23
Figura 10. Esquema del proceso del análisis estático no lineal	27
Figura 11. Comportamiento no lineal del Concreto	28
Figura 12. Modelo no lineal del Acero.....	29
Figura 13. Modelo inelástico para sección y elementos.....	30
Figura 14. Modelo simplificado del diagrama momento – rotación.....	30
Figura 15. Relaciones generalizadas fuerza-deformación	31
Figura 16. Modelos idealizados no lineales de elementos	32
Figura 17. Representación de las fases para una rótula plástica	33
Figura 18. Rótulas Plásticas Asignadas a Cada Elemento Estructural.....	34
Figura 19. Curva de Capacidad.....	35
Figura 20. Evolución de las Normativas enfocadas al Desempeño Sísmico.....	37
Figura 21. Representación del Método del Espectro de Capacidad.....	38
Figura 22. Procedimiento del M.E.C. según la norma ATC-40	39
Figura 23. Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad.....	41
Figura 24. Representación bilineal del espectro de capacidad	42
Figura 25. Derivación del amortiguamiento para la reducción de la demanda.....	43
Figura 26. Sectorización por niveles de desempeño de modelo bilineal	48
Figura 27. Ubicación del proyecto en estudio.	52
Figura 28. Vista de terreno para Instalación de la edificación.	52
Figura 29. Plano de Ubicación del terreno.....	53
Figura 30. Distribución arquitectónica del primer nivel.....	54
Figura 31. Distribución arquitectónica del segundo nivel	54
Figura 32. Distribución arquitectónica del tercer nivel.....	55
Figura 33. Distribución arquitectónica del cuarto nivel	56

Figura 34. Vista 3D del modelo propuesto para la vivienda multifamiliar.	56
Figura 35. Estructuración de la vivienda multifamiliar	57
Figura 36. Perfil del Suelo estimado	59
Figura 37. Vista en planta del modelamiento en ETABS v.2020	63
Figura 38. Datos del espectro de respuesta en ETABS v.2020	64
Figura 39. Periodo fundamental de la edificación (ETABS v.2020)	66
Figura 40. Representación de la Irregularidad por piso Blando.....	69
Figura 41. Representación de las distorsiones en el eje X.....	72
Figura 42. Representación de las distorsiones en el eje Y.....	73
Figura 43. Diagrama de fuerza cortante en ETABS.	74
Figura 44. Diagrama de fuerzas axiales debido a la envolvente en ETABS.....	74
Figura 45. Configuración en ETABS para el diseño de columnas y vigas.....	75
Figura 46. Configuración en ETABS para el diseño de placas.....	75
Figura 47. Refuerzo definido en el programa ETABS	76
Figura 48. Área de acero (cm ²) obtenido por el software ETABS.....	76
Figura 49. Análisis de columnas en el software ETABS.....	77
Figura 50. Diagrama de interacción con el programa ETABS.....	78
Figura 51. Área de refuerzo en las placas o muros de corte.....	78
Figura 52. Longitud del Elemento de borde según ETABS.....	79
Figura 53. Refuerzo vertical de la placa mediante el ETABS.	79
Figura 54. Parámetros y criterios de aceptación para las columnas	80
Figura 55. Definición de rotulas de las columnas en el programa Etabs.....	81
Figura 56. Asignación de rotulas plásticas en columnas.....	82
Figura 57. Modificación de la asignación automática de rotulas en columnas.	82
Figura 58. Asignación automática de rotulas plásticas en columnas	83
Figura 59. Parámetros de modelación y criterios de aceptación de las vigas	83
Figura 60. Definición de rotulas de las vigas en el programa Etabs.....	84
Figura 61. Modificación de la asignación automática de rotulas en vigas.	85
Figura 62. Parámetros de modelación y criterios de aceptación de las placas.	86
Figura 63. Asignación automática de rotulas tipo fibra en Placas.	86
Figura 64. Creación de cargas laterales	87
Figura 65. Aplicación de Fuerzas laterales en el centro de masa.	88
Figura 66. Creación de carga de gravedad no lineal.....	89
Figura 67. Creación de patrón de carga para el análisis no lineal.....	90
Figura 68. Definición de punto de control	91
Figura 69. Definición de número de resultados guardados.....	92

Figura 70. Definición de patrón de carga lateral para dirección X e Y.....	92
Figura 71. Mecanismo de formación de rotulas plásticas en Etabs.....	93
Figura 72. Espectro elástico para cada nivel de sismo.	95
Figura 73. Espectro elástico en formato ADRS para cada nivel de sismo.....	95
Figura 74. Curva de capacidad en dirección X.	97
Figura 75. Curva de espectro de capacidad.	98
Figura 76. Representación bilineal del espectro de capacidad en dirección X.	99
Figura 77. Representación bilineal del espectro de capacidad en dirección Y.	99
Figura 78. Determinación de los puntos de desempeño en sentido X.....	100
Figura 79. Determinación de los puntos de desempeño en sentido Y.....	101
Figura 80. Modos de vibración de la estructura	102
Figura 81. Desplazamiento máxima en la dirección X.	104
Figura 82. Desplazamiento máxima en la dirección Y.	104
Figura 83. Derivas máximas en la dirección X.	105
Figura 84. Derivas máximas en la dirección Y.	105
Figura 85. Fuerza cortante en la dirección X.	106
Figura 86. Fuerza cortante en la dirección Y.	106
Figura 87. Formación de la primera rotula en dirección X.....	107
Figura 88. Mecanismo de colapso en dirección X.....	108
Figura 89. Formación de rotula por flexo compresión en la columna C12.....	108
Figura 90. Formación de la primera rotula en dirección Y.....	109
Figura 91. Mecanismo de colapso en dirección X.....	109
Figura 92. Formación de rotula por flexo compresión en la columna C4.....	110
Figura 93. Curva de Capacidad en dirección X.....	110
Figura 94. Curva de Capacidad en dirección Y.....	111
Figura 95. Desempeño sísmico en dirección X según la norma ATC 40.....	112
Figura 96. Desempeño sísmico en dirección Y según la norma ATC 40.....	112

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Matriz de Consistencia	120
Anexo 2. Planos de Arquitectura	121
Anexo 3. Planos de Estructura	126

RESUMEN

En la presente investigación “Análisis y desempeño sísmico de una vivienda multifamiliar de 4 niveles mediante la norma ATC – 40, Tacna, 2022” el objetivo fundamental fue realizar un análisis lineal y no lineal para poder evaluar el desempeño sísmico de una vivienda multifamiliar de tipo C, ubicado en la Asociación Ramon Copaja Mz. M Lt. 11 en el distrito de Alto de la Alianza del departamento de Tacna. Se inicio con la recopilación de datos para poder pre dimensionar la vivienda multifamiliar con un modelado planteado, el cual se aplicó criterios y requerimientos de la norma A.010 Condiciones generales de Diseño; luego se realizó un análisis sísmico lineal donde se determinó que en el sentido X la deriva máxima es 0,0047; así mismo para el sentido Y la deriva máxima es 0,0063 el cual nos indica que cumple el reglamento E.030; para el análisis no lineal se determinó la curva de capacidad, donde se determinó que en el sentido X: la fuerza cortante en la base es 317,51 Tonf generando un desplazamiento de 0,207 m., así mismo para el sentido Y: la fuerzas cortante en la base es 221,77 Tonf generando un desplazamiento de 0,105 m; para evaluar el desempeño sísmico según el ATC 40 para el sismo muy raro en sentido X tiene un desempeño de ocupación inmediata, para el sentido Y tiene un desempeño ocupación inmediata.

Palabras claves: Curva de capacidad; demanda sísmica; desempeño sísmico; punto de desempeño; nivel de amenaza sísmica.

ABSTRACT

In the present investigation "Analysis and seismic performance of a 4-story multi-family dwelling through the ATC - 40, Tacna, 2022 standard" the main objective was to carry out a linear and non-linear analysis in order to evaluate the seismic performance of a multi-family dwelling of type C, located in the Ramon Copaja Mz Association. M Lt. 11 in the district of Alto de la Alianza in the department of Tacna. It began with the collection of data to be able to pre-dimension the multi-family dwelling with a proposed modeling, which applied criteria and requirements of the A.010 General Design Conditions standard; then a linear seismic analysis was carried out where it was determined that in the X direction the maximum drift is 0.0047, likewise for the Y direction the maximum drift is 0,0063 which indicates that it complies with the E.030 regulation; For the non-linear analysis, the capacity curve was determined, where it was determined that in the X direction: the shear force at the base is 317,51 Tonf, generating a displacement of 0,207 m., likewise for the Y direction: the shear forces in the base is 221,77 Tonf generating a displacement of 0.105 m; to evaluate the seismic performance according to ATC 40 for the very rare earthquake in direction X it has an immediate occupancy performance, for the Y direction it has an immediate occupancy performance.

Keywords: Capacity curve; seismic demand; seismic performance; performance point; seismic threat level.

INTRODUCCIÓN

Las Normas Técnicas Peruanas consideran un único nivel de amenaza sísmica en el que las edificaciones no deben colapsar ante un sismo severo y validan su comportamiento ante los sismos frecuentes y moderados más comunes. Por lo tanto, es necesario conocer el desempeño sísmico y los objetivos de desempeño especificados para diferentes niveles de amenaza sísmica.

El objetivo de este estudio es evaluar la actividad sísmica de una vivienda multifamiliar Tipo C, ubicada en el Distrito Alto Alianza del departamento de Tacna, mediante un análisis convencional siguiendo los lineamientos de la norma vigente y un análisis de empuje estático no lineal requerido para establecer procedimientos donde se requiere determinar puntos de desempeño para realizar una evaluación del desempeño sísmico en cada dirección de la estructura de estudio.

La presente investigación consta de cinco capítulos:

- Capítulo I, se planteó el problema, la justificación, los objetivos e hipótesis.
- Capítulo II, se realizaron los antecedentes del estudio, las bases teóricas (sobre el origen y registro sísmico, criterios y sistemas de estructuración, propiedades de los materiales, el análisis lineal mediante la norma E.030, el análisis no lineal estático donde se detalla la capacidad, demanda y desempeño de una estructura) y la definición de términos.
- Capítulo III describe la metodología utilizada. Esto incluye el diseño de la investigación, acciones y actividades, materiales, la población y/o muestras de estudio, operacionalización de variables, procesamiento y análisis de datos.
- Capítulo IV, se presentan los resultados de los análisis estáticos lineal y no lineal, así como también de la evaluación de desempeño sísmico.
- Capítulo V se presenta las discusiones con referencia al tema y en relación a los objetivos e hipótesis planteadas.

Asimismo, se describe las conclusiones a las que se llegó en esta investigación, se detalla las recomendaciones dadas para investigaciones posteriores, con el fin de complementar los resultados del presente estudio, se presenta las referencias bibliográficas de la información obtenida para en el presente estudio, se presenta los anexos donde se adjunta la matriz consistencia, los planos de arquitectura y los planos de estructura.

CAPÍTULO I. EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Descripción del problema

Teniendo un registro histórico de sismos ocurridos en el Perú, se puede observar los devastadores daños humanos y económicos ocasionados, por tal motivo es indispensable realizar un análisis sísmico que sea adecuado para resistir las fuerzas sísmicas que puede ocurrir, con el fin de cuidar y proteger las vidas de los seres que ocupan una edificación.

Actualmente en nuestro país se realizan procedimientos de análisis sísmico citados en la normativa peruana, donde indican que, para un análisis no lineal, se debe de multiplicar los resultados obtenidos del análisis lineal con un factor "R" de acuerdo a la geometría de la edificación (regular o irregular). De esta manera se obtienen las amplificaciones de los desplazamientos, que sería el desplazamiento lateral de la estructura para un fuerte sismo donde se espera un comportamiento inelástico, pero estos valores no se asemejan a la realidad. Por esta razón un análisis no lineal utilizando el método "Pushover" es el más aproximado y tiene en cuenta los efectos de las cargas externas sobre el edificio a lo largo del tiempo. Mediante la información obtenida de programas con información de ensayos, se puede calcular respuestas estructurales en el rango inelástico para evaluar el comportamiento de no lineal de los materiales y los desplazamientos.

Teniendo en cuenta las limitaciones en el análisis estructural convencional y al encontrarnos en una ciudad de actividad sísmica, surge la necesidad de desarrollar un análisis de tipo no lineal para verificar el comportamiento sísmico de las viviendas. Porque aquí es donde todos pasamos la mayor parte de nuestro tiempo y donde nos sentimos más seguros.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general

¿Cuál es el análisis y desempeño sísmico de una vivienda multifamiliar de 4 niveles mediante el ATC-40, Tacna?

1.2.2. Problemas específicos

- a. ¿Cuál es el comportamiento lineal de una vivienda multifamiliar de 4 niveles según la norma E.030, en la ciudad de Tacna 2022?
- b. ¿Cómo realizar un análisis no lineal Pushover de una vivienda multifamiliar de 4 niveles?
- c. ¿Cuál es el desempeño sísmico de una vivienda multifamiliar de 4 niveles?

1.3. Justificación e importancia

Con el propósito de desarrollar el comportamiento sísmico de una vivienda multifamiliar de cuatro niveles se justifica desde diferentes puntos de vista como: justificación social, justificación técnica y justificación económica.

Como se detalla a continuación:

1.3.1. Justificación social

Esto se justifica porque la ciudad de Tacna se encuentra en una zona sísmica y por el historial de movimientos sísmicos que ocurrió en el Perú, que causaron daños económicos y pérdidas de vidas.

Es necesario promover y entender la prevención de la amenaza sísmica mediante la evaluación del desempeño sísmico de una edificación, que no solo previene el colapso estructural durante su vida útil, sino que también nos indica el comportamiento de sus componentes tanto estructurales como no estructurales.

1.3.2. Justificación técnica

En el Perú para obtener el desempeño sísmico en el rango no lineal se utiliza normas americanas (ATC-40, ASCE 41-13 Y FEMA 440), ya que las normas peruanas no contemplan dicho tema. Estas normas cuentan con los métodos de: espectro de capacidad y Coeficientes de Desplazamiento.

De este modo la presente investigación se realizó el comportamiento sísmico mediante la norma ATC - 40 utilizando el software ETABS siendo una de las herramientas informáticas, donde desarrollamos el análisis lineal y no lineal.

1.3.3. Justificación económica

Realizar un análisis del comportamiento sísmico de una estructura tiene como objetivo la precaución de daños por la ocurrencia de sismos máximos (sismos muy raros), y no solo por sismo de diseño (sismo raro).

De este modo se puede proteger la seguridad de las edificaciones, asegurando con ello su funcionamiento normal después de los tipos de sismos y evitando la posibilidad de daños a elementos estructurales y no estructurales que podrían ser costosas su reconstrucción.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Realización del análisis y desempeño sísmico según la norma ATC-40 de una vivienda multifamiliar de 4 niveles, Tacna 2022

1.4.2. Objetivos específicos

- a. Determinación del comportamiento lineal de una vivienda multifamiliar de 4 niveles según la norma E.030
- b. Realización del análisis no lineal Pushover de una vivienda multifamiliar de 4 niveles
- c. Evaluación del desempeño sísmico de una vivienda multifamiliar de 4 niveles según el ATC-40

1.5. Hipótesis

1.5.1. Hipótesis general

La vivienda multifamiliar de 4 niveles tiene un buen comportamiento y desempeño sísmico

1.5.2. Hipótesis específicas

- a. Mediante un análisis lineal sísmico de la vivienda multifamiliar, según la norma E.030 se obtienen distorsiones permisibles

- b. Mediante un modelado de la vivienda multifamiliar con software ETABS se realiza el análisis no lineal Pushover
- c. La vivienda multifamiliar tiene un desempeño de Ocupación inmediata evaluado mediante el ATC-40

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

Las siguientes investigaciones han sido encontradas en diversas bibliotecas universitarias a nivel internacional, nacional y local, que corresponden a la línea de investigación que se está realizando en esta investigación, siendo las siguientes:

2.1.1. Antecedentes internacionales

Guevara et al. (2006), en su investigación titulada “Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover)” creen que el análisis estático no lineal mediante el método pushover abarcaba las propiedades no lineales de los materiales, por lo que es posible obtener el comportamiento de la estructura en el rango no lineal. Donde concluyen que el método pushover requiere menos tiempo y recursos para obtener los resultados más precisos en menos tiempo.

Duarte et al. (2017), realizaron la investigación titulada “Análisis estático no lineal - Pushover del cuerpo principal de la facultad de medicina de la Universidad del Salvador”, donde su objetivo era determinar el comportamiento estructural mediante la aplicación de análisis Pushover estático no lineal, los puntos de desempeño se obtuvieron aplicando el método ATC 40 y los resultados se obtuvieron utilizando el método del coeficiente de desplazamiento con un procedimiento de cálculo manual, donde se obtuvo que la evaluación del desempeño sísmico tiene un nivel de “seguridad de vida”, donde la estructura tiene daño moderado (pérdida de rigidez de algunos elementos estructurales).

Yugcha (2018) realiza la tesis titulada “Evaluación estructural por desempeño para una construcción informal mediante el método Pushover, sector la Forestal, cantón Quito, Provincia Pichincha” donde el investigador concluye que El análisis pushover es útil para realizar evaluaciones estructurales de edificios existentes construidos informalmente, asimismo al modelar la estructura con el reforzamiento verifica que cumple los objetivos básicos de NEC 2015 pero cuando las comparamos con las reglas ATC 40 y Comité Visión 2000, podemos ver que son más exigentes.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Huamani (2021) en su investigación titulada “Comparación Del Desempeño Sísmico Del Pabellón Chaminade De La Universidad Católica De Santa María Considerando El Método Espectro Capacidad Y Método De Los Coeficientes De Desplazamiento” realiza una investigación de comparación donde menciona las diferencias entre los dos métodos utilizados, que son el FEMA 440 y ASCE 11-13, siendo métodos de espectro de capacidad y de coeficiente de desplazamiento.

En resumen, mencionan que existen diferencias en cada tipo, existe una diferencia promedio, en la ductilidad se considera como resultado por el método de coeficiente, pero no validado para el método de espectro de capacidad. Para el desempeño sísmico mediante el método de coeficiente de desplazamiento es más conservador en comparación del método de espectro de capacidad.

Correa (2019) en su investigación titulada “Análisis estático no lineal aplicado al diseño sismorresistente del bloque N°02 de aulas del Colegio Militar Elías Aguirre – Chiclayo” llega a la conclusión que:

“El método Pushover, permite conocer la magnitud ocasionada por el daño del Bloque N°02 de Aulas del Colegio Militar Elías Aguirre, a través del monitoreo de deformación del desempeño, desplazamiento o giro de los elementos, lo que permitirá realizar una clasificación de los daños que son aceptables y cuáles no, considerando los parámetros de aceptación que fueron establecidos por el Comité VISION 2000” (p.33).

Llocle (2021) en su investigación titulada “Evaluación de desempeño estructural utilizando Análisis Estático no lineal (Pushover) del bloque del nivel secundario del colegio Emblemático Ladislao Espinar ubicado en la ciudad de Espinar – Cusco” determina el comportamiento o desempeño sísmico mediante la norma ATC 40 y FEMA 440. Donde obtiene la relación del desempeño estructural en ambas direcciones para los sismos de diseño, de servicio y máximo.

De esto concluye que la estructura falla de forma dúctil en dirección X y falla de forma frágil en dirección Y. También se afirmó que el uso del análisis no lineal Pushover es muy beneficioso para el desarrollo del proyecto permite conocer el comportamiento de la estructura y determina el factor de reducción sísmica.

2.1.3. Antecedentes locales

Calcina (2017) realiza la investigación titulada “Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal”. Donde evalúa el desempeño sísmico utilizando un análisis estático no lineal y un análisis dinámico no lineal mediante la norma FEMA 273, obtiene las zonas de falla en sus componentes estructurales. Donde ellos mencionan que la curva de capacitancia y los puntos de desempeño ayudan a entender el mecanismo de falla y la elasticidad del diseño.

Cahuana y Ccaso (2021) en su investigación titulada “Desempeño Sísmico Aplicando El Análisis Estático No Lineal (Pushover) Del Módulo III De La Comisaría De Ciudad Nueva, Tacna 2021” Aplica el método pushover mediante la norma AISC 11-13 donde obtiene la curva de capacidad y demuestra que la menor capacidad es en la dirección que tiene muros de mampostería por lo que colapsan al no tener buena capacidad a corte, debido a que el diseño se tiene un coeficiente de reducción $R=7$ que no es adecuado para el sistema estructural, la segunda razón es la irregularidad torsional.

Almirón y Yndigoyen (2019), en su investigación titulada “Evaluación estructural y propuesta de reforzamiento en el Centro de Salud Leoncio Prado, de la ciudad de Tacna”. Donde realizó un modelado en el programa ETABS 2016 donde evaluó los niveles sísmicos según la comisión VISION 2000, los tesisistas utilizaron un análisis estático no lineal llamado también pushover para obtener los niveles de desempeño. Según los autores, se determina el nivel de desempeño funcional para un sismo ocasional y raro, así como un nivel de seguridad para un sismo muy raro.

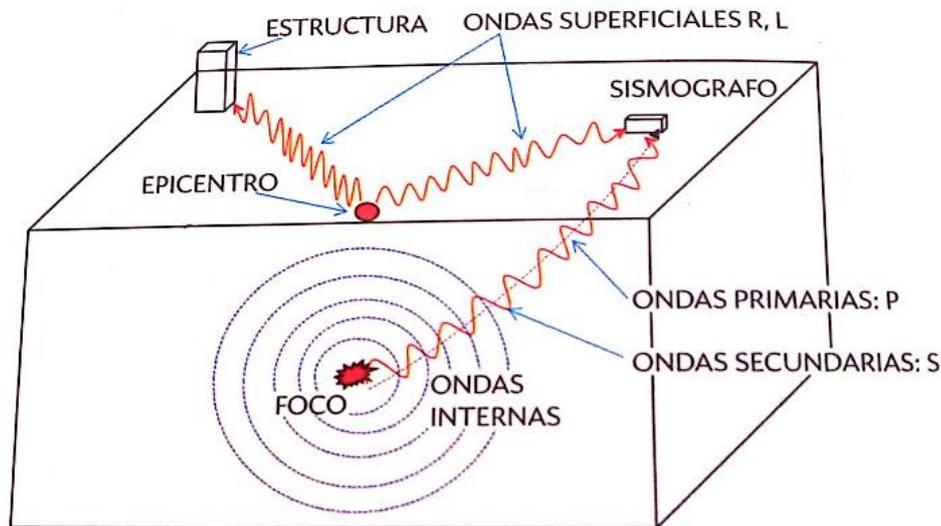
2.2. Bases teóricas

2.2.1. Origen y tamaño de los Sismo

El movimiento sísmico es provocado por las grandes fracturas de la corteza terrestre llamados también fallas, donde se desarrolla tensiones que aumentan con el tiempo y las rocas no llegar a soportar; provocando un movimiento brusco y una rápida liberación de energía acumulada en el hipocentro o foco de la tierra, esta energía se libera en forma de ondas sísmicas concéntricas en todas las direcciones hacia la superficie (Abanto, 2018). En la Figura 1 se muestra como el punto de la superficie (epicentro) llegan primero las ondas sísmicas, si esta esta lejanas se pierde la intensidad de las ondas.

Figura 1

Propagación de las ondas sísmicas



Nota. Se puede observar los elementos fundamentales de un sismo y los tipos de ondas sísmicas. Obtenido del Libro "Análisis y Diseño de Edificaciones de Albañilería" (2018).

Para poder medir el tamaño de los sismos, se incide en la proporción del poder destructivo por lo que se utiliza dos medidas: Intensidad y Magnitud.

- a. La Intensidad mide el daño que causan los terremotos en el entorno, depende de la experiencia de las personas y de cómo se construyen los distintos edificios dañados. Para ello se utiliza la "Escala de Mercalli".
- b. La Magnitud es un parámetro con medida numérica y objetiva que mide la cantidad de energía liberada a través de la amplitud de las ondas sísmicas utilizando sismógrafos, generalmente ubicados en terreno rocoso. Para esto, se utiliza la "escala de Richter".

2.2.2.Registro histórico de los Sismos en el Perú

Nuestro país pertenece a una zona llamada "Cinturón de Fuego del pacífico" donde se concentran importantes zonas de subducción. Los terremotos en el Perú son provocados principalmente por la colisión de la Placa oceánica Nazca con la placa continental Sudamericana. A continuación, mencionaremos los sismos de mayor tamaño que ocurrió en el Perú.

2.2.2.1. Sismo en Arequipa en el año 1868

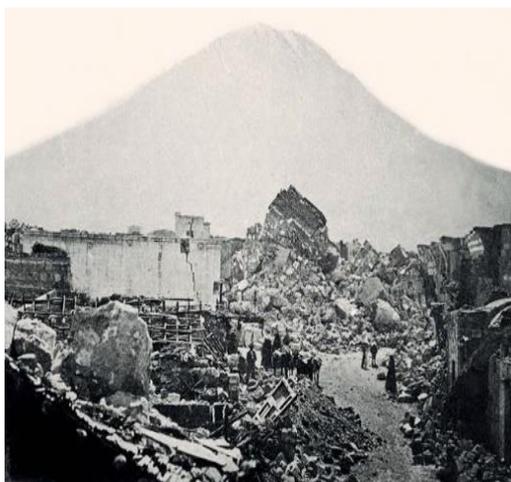
Según Coque y Luque (2019), menciona que “este terremoto alcanzó la magnitud XI y fue acompañado de tsunami. Este movimiento sísmico causó severa destrucción en Arica, Tacna, Moquegua, Ilo, Torata, Iquique y Arequipa” (p.2). En la Figura 2 se aprecia una fotografía real del daño causado.

2.2.2.2. Sismo en Ancash en el año 1970

Según Coque y Luque (2019), menciona que “es el terremoto más catastrófico por la cantidad de víctimas. Alcanzó una magnitud de 7,8 (Mw) seguido de un gran aluvión en el Callejón de Huaylas, dejando 67 mil muertos, 150 mil heridos” (p.3). En la Figura 3 se aprecia una fotografía real del daño causado.

Figura 2

Sismo en Arequipa (1868)



Nota. En la Fotografía se muestra un sector de la ciudad de Arequipa devastada por el terremoto ocurrido. Obtenido de la pagina https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Arequipa_devastada_por_el_terremoto_de_1868.jpg

Figura 3

Sismo en Ancash (1970)



Nota. Se muestra un sector de la ciudad de Ancash devastada por el terremoto. Obtenido de la pagina <https://elcomercio.pe/peru/sismos-los-sismos-mas-devastadores-que-ocurrieron-en-peru-en-los-ultimos-anos-fotos-noticia/?ref=ecr&foto=1.jpg>

2.2.2.3. Sismo en Arequipa en el año 2001

El Instituto Geofísico del Perú (IGP) menciona que en este sismo se obtuvo una magnitud de 8,2 (Mw) teniendo el distrito de Ocoña (Provincia de Camaná) el epicentro. Duró 120 segundos y fue el más mortífero en Perú desde el desastre de Ancash, que mató a 102 personas y fue seguido por un tsunami. Este terremoto fue

presenciado por casi todo el país, así como el norte de Chile y una parte de Bolivia. En la Figura 4 se aprecia una fotografía real del daño causado.

2.2.2.4. Sismo en Pisco en el año 2007

Este sismo tuvo una duración de 3 min. con 30 seg. Donde el hipocentro estaba a una profundidad de 39 km. Fue uno de los terremotos más violento, teniendo una magnitud de 8,0 (Mw) así como una intensidad máxima de IX. Mató a 597 personas, dejó a 431 000 sin hogar y destruyó 76 000 viviendas. Dejo desastrosos deterioros a la infraestructura de servicios básicos, como edificaciones de educación, salud y servicios de comunicación para la población (Coque y Luque, 2019). En la Figura 5 se aprecia una fotografía real del daño causado.

Figura 4

Sismo en Arequipa (2001)



Nota. Se muestra como terminó la Catedral de Arequipa, con las torres parcialmente derribadas. Obtenido de la pagina <https://larepublica.pe/sociedad/2021/06/24/arequipa-el-terremoto-arranco-cuando-se-marco-un-gol-lrsd/>

Figura 5

Sismo en Pisco (2007)



Nota. se muestra la destrucción de una vivienda de la ciudad de Ica. Obtenido de la pagina <https://rpp.pe/peru/actualidad/pisco-13-anos-del-terremoto-que-dejo-lecciones-no-aprendidas-noticia-1286629?ref=rpp>

2.2.3. Criterios de estructuración

Para la estructuración de una vivienda, la estructura debe ser simple para realizar la idealización y así obtener un análisis sísmico más exacto a la realidad. También se debe evitar que los elementos no estructurales modifiquen la distribución de fuerzas que se consideran (Blanco, 1994). Los principales criterios de estructuración son:

2.2.3.1. Simplicidad y simetría

Las estructuras simples se comportan mejor que las estructuras complejas porque si las estructuras son complejas, el modelo tendrá problemas. Por otro lado, la falta de simetría produce efectos torsionales. Asimismo, las fuerzas sísmicas pueden idealizarse para actuar en el centro de masa de cada piso, mientras que las fuerzas absorbidas por los elementos se ubican en el centro de rigidez. Si el centro de masa y el centro de rigidez no coinciden, el movimiento sísmico no solo causa movimiento de traslación sino también de torsión, lo que aumenta los esfuerzos debidos al sismo (Blanco, 1994).

2.2.3.2. Resistencia y ductilidad

Blanco (1994) menciona en su Libro “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto Armado”, que para una edificación:

“El sistema de resistencia sísmica debe existir por lo menos en dos direcciones octogonales o aproximadamente octogonales, de tal manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como de cada uno de sus elementos. Las cargas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia. Por lo tanto, debe proveerse una trayectoria continua con suficiente resistencia y rigidez para garantizar el adecuado transporte de las cargas” (p.7).

También menciona que las fuerzas sísmicas están determinadas por valores intermedios, en los que la resistencia máxima requerida para la estructura es menor, y el equilibrio debe completarse proporcionando suficiente ductilidad a la estructura. Al diseñar, el objetivo debe ser que las rotulas plásticas se produzcan en elementos que no afecten la estabilidad de la estructura

2.2.3.3. Hiperestaticidad y Monolitismo

Según Coque y Luque (2019), menciona que “Las estructuras sismorresistentes deben diseñarse con una disposición hiperestática ya que esta le brindara de mayor capacidad resistente frente a la acción sísmica y así poder disipar la energía sísmica mediante la generación de rótulas plásticas” (p.8).

2.2.3.4. Uniformidad y Continuidad de la Estructura

Según Coque y Luque (2019), menciona que las estructuras “deben ser continuas tanto en planta como en elevación, los elementos no deben cambiar bruscamente en rigidez y así poder evitar la concentración de esfuerzos y la concentración de demandas de ductilidad” (p.9).

2.2.3.5. Rigidez Lateral

Según Coque y Luque (2019), mencionan que:

“Una estructura debe resistir las cargas horizontales y para ello debe tener elementos que le aporten rigidez lateral para así evitar deformaciones excesivas. Las estructuras rígidas (más difíciles de analizar, fácil proceso de construcción) tienen mejor comportamiento que las estructuras flexibles (más fácil de analizar, difícil proceso de construcción)” (p.9).

2.2.3.6. Diafragma Rígido

Blanco (1994) es uno de sus criterios y define que:

“En los análisis es usual considerar como hipótesis básica la existencia de una losa rígida en su plano, que permite idealizar a la estructura como una unidad, donde las fuerzas horizontales aplicadas pueden distribuirse en las columnas y muros de acuerdo a su rigidez lateral para un determinado nivel. Esta condición debe ser verificada teniendo cuidado de no tener losas con grandes aberturas que debiliten la rigidez de estas” (p.10).

2.2.3.7. Elementos no estructurales

Según Coque y Luque (2019), para aplicar el criterio de elementos no estructurales menciona que:

“Se debe evaluar la consideración de los elementos no estructurales en el comportamiento de la estructura. Si la estructura está conformada básicamente por un sistema de pórticos con abundancia de tabiquería, esta no se podrá desprestigiar en el análisis, pues su rigidez será apreciable. Si la estructura es rígida, estando conformada por muros de concreto y pórticos es probable que la rigidez de los tabiques sea pequeña en comparación con la de los elementos de concreto armado; en estos casos, desprestigiar en el análisis los tabiques no será tan importante” (p.10).

2.2.4. Sistemas estructurales

2.2.4.1. Estructuras de concreto Armado

Muñoz (2020), explica brevemente la definición de los sistemas estructurales indicando lo siguiente:

“Si la fuerza cortante tomada por las columnas es mayor o igual al 80% de la fuerza total, la estructura califica como sistema de pórticos. Si la fuerza cortante que toman los muros (placas) es mayor o igual al 70% del cortante total, la estructura califica como sistema de muros. En cambio, si la fuerza que toman las columnas es un valor entre 30% y 80% de la fuerza total, el sistema califica como dual.” (p.22)

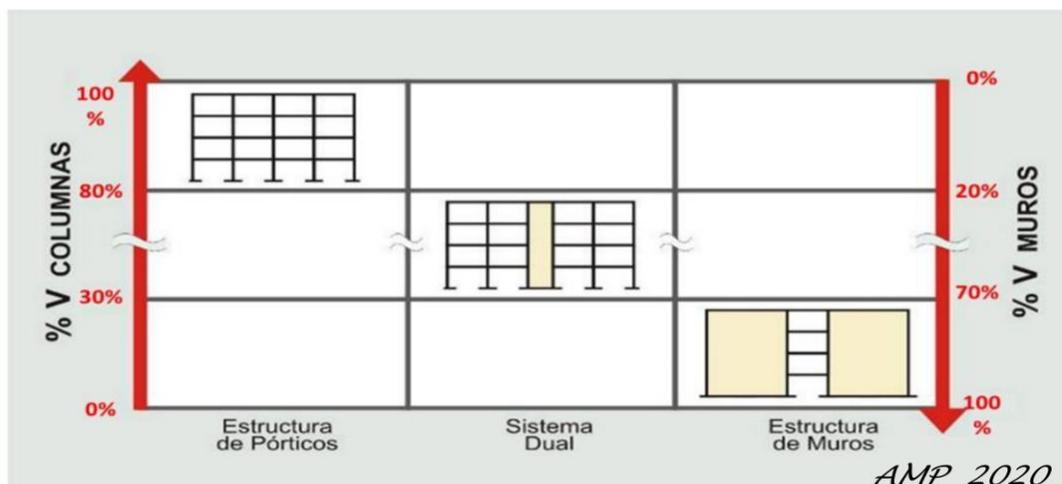
Asimismo, según Abanto (2018) menciona que:

“Una estructural Dual está conformada por un sistema estructural mixto de columnas y vigas formando los pórticos en combinación con muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20% y 70% de la cortante en la base del edificio. Los pórticos deben ser diseñados para soportar por lo menos el 30% de la fuerza cortante en la base” (p.98).

En la Figura 6 se muestran los tres tipos de sistemas estructurales que se mencionó anteriormente que se definen de acuerdo a su fuerza cortante tomada de las columnas y muros.

Figura 6

Clasificación de sistemas estructurales



Nota. Se presenta la clasificación de los sistemas estructurales según la distribución de esfuerzos cortantes. Obtenido de “Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente – Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción, SENCICO” (Muñoz, 2020).

2.2.5. Propiedades mecánicas de los materiales

A partir de los resultados experimentales, se proponen estimar las propiedades mecánicas básicas de los concretos, tales como:

- a. La Resistencia mínima (f'_c) según la norma E. 060 “Concreto Armado” en el Capítulo 22, Artículo 22.2.4 indica que para el “Concreto Estructural f'_c no debe ser inferior a 17 MPa”
- b. El módulo de elasticidad del concreto (E_c) se puede obtener con la siguiente ecuación 1 que es una formula general del módulo de elasticidad.

$$E_c = 0,136 w^{1.5} \sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (1)$$

El ACI y la Norma Peruana mediante las siguientes ecuaciones 2 y 3 estima el módulo de elasticidad del concreto:

$$\text{ACI:} \quad E_c = 15100 \sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (2)$$

$$\text{E.060:} \quad E_c = 15000 \sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (3)$$

- c. La relación de Poisson consiste en la relación entre las deformaciones tanto transversal como en la dirección de la carga uniaxial, generalmente varía entre 0,15 a 0,20.

2.2.6. Análisis lineal de la estructura

La norma vigente establece el desarrollo de dos procedimientos de análisis sísmico lineal: Análisis Estático y Análisis Dinámico.

Como se observa en la Figura 7 con este análisis sísmico obtenemos la fuerza Lateral y el desplazamiento, donde se demuestra que, para ingresar al rango no lineal, la norma E.030 “Diseño Sismorresistente” ingresa un factor de reducción “R” para pronosticar la fuerza y deformación inelástica (Enríquez, 2020).

Figura 7

Factor de Reducción "R"



Nota. Se muestra el procedimiento que se realiza para el análisis sísmico según la norma peruana donde se aplica un factor de reducción "R" según el sistema estructural. Obtenido de "Análisis sísmico no lineal de estructuras" (2020) y de la norma E.030 (2018).

2.2.6.1. Factor de amplificación sísmica

Se aplica para ambos procedimientos del análisis sísmico. Según Santana (2013) menciona que "los edificios con periodos menores o iguales a T_p experimentan la máxima amplificación de la aceleración del suelo y los edificios con periodos mayores a T_p experimentan menores amplificaciones" (p.II-8). Para determinar el factor de amplificación (C) se calcula mediante las siguientes ecuaciones 4, 5 y 6:

$$T < T_p \quad C = 2,5 \quad (4)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 * \frac{T_p}{T} \quad (5)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 * \frac{T_p * T_L}{T} \quad (6)$$

2.2.6.2. Desplazamientos laterales admisibles

La norma E.030 "Diseño Sismorresistente" establece que el desplazamiento máximo relativo de entrepiso no debe ser mayor a los límites de distorsión, en la Tabla 1 se indican dichos límites de distorsión.

Tabla 1

Desplazamientos laterales admisibles según la norma peruana

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	$\Delta i / h_{ei}$
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota. Se muestra los desplazamientos laterales relativos admisibles que la norma peruana indica, según el tipo de estructura. Obtenido de la Norma E.030 (p.11).

Para el cálculo de desplazamiento relativos (δ_i) y las distorsiones o derivas de entrepiso (β_i), se calcula mediante las siguientes ecuaciones 7 y 8:

$$\delta_i = \Delta_i + \Delta_{i+1} \quad (7)$$

$$\beta_i = \frac{\delta_i}{H_i} \quad (8)$$

Donde H_i : altura de cada nivel

2.2.6.3. Efectos de torsión

En el análisis se aplica fuerza actuante en cada nivel y también un momento accidental, el cual se puede calcular la siguiente ecuación 9:

$$M_{ti} = \pm F_i * e_i ; e_i = 0,05 * B \quad (9)$$

Donde:

M_{ti} = momento torsor accidental en el nivel i

e_i = Excentricidad accidental en el nivel i

B = Dimensión del diafragma en dirección perpendicular al análisis

2.2.6.4. Análisis estático lineal

Santana (2013) menciona que este método representa “las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales aplicadas en los centros de gravedad de cada nivel.” (p.21).

a. Periodo fundamental

Es un parámetro que tiene mayor influencia en los resultados del análisis sísmico, para hallar el período principal de cada dirección lo hacemos con la ecuación 10.

$$T = \frac{hn}{C_T} \quad (10)$$

Donde:

hn : Altura de la edificación

C_T : coeficiente que depende del tipo de estructura se use

Al haber determinado el periodo fundamental, se determina el factor de amplificación de aceleraciones "C".

b. Fuerza cortante basal

Conociendo la ubicación, el peso, tipo de suelo e la importancia de la edificación, podemos determinar la fuerza cortante basal "V" con la ecuación 11.

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P \quad (11)$$

Para graficar la distribución de la fuerza total actuante en cada nivel de la edificación, se puede utilizar las siguientes ecuaciones 12 y 13:

$$F_i = \alpha_i V \quad (12)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n P_j h_j^k} \rightarrow \alpha_1 = \frac{P_1 h_1^k}{P_1 h_1^k + P_2 h_2^k + P_3 h_3^k + P_4 h_4^k} \quad (13)$$

Donde (Fi: Fuerza lateral en el nivel i). Asimismo, antes de determinar α_1 se debe de determinar k según la norma peruana.

c. Desplazamientos laterales

El desplazamiento absoluto se puede realizar por cualquier método, como el matricial de rigideces $[K_B]$, o con un programa. Para determinar la rigidez en sentido X se toma la inercia en Y. Para el desplazamiento absoluto (Δ_i) de cada nivel de entrepiso se usa la ecuación 14 que es una formula matricial:

$$[F_i] = [K_B] * [\Delta] \quad (14)$$

2.2.6.5. Análisis dinámico lineal

Según Enríquez (2020) menciona que:

“La estructura es modelada como un sistema de uno o varios grados de libertad, con una matriz de rigidez elástica y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente. Para saber la demanda a la cual someteremos la estructura en este método, se puede usar el espectro de diseño sísmico que imponga la norma para el caso de método de análisis modal espectral o varios registros en el caso del método tiempo - historia” (p.9).

A continuación, detallaremos el análisis por combinación modal espectral

a. Modos de vibración

Los periodos naturales y modos de vibración se determinan por un procedimiento de análisis que considere las características de rigidez y la distribución de las masas

Primero se determina los valores propios (λ_i) y luego los modos de vibración θ_i con la siguiente ecuación 15:

$$[k_B - \lambda M] * [\theta] = 0 \quad (15)$$

Donde M: Masa

Luego con los valores propios se calcula las velocidades angulares (w_{ni}) y los periodos de vibración (T_{ni}), con las siguientes ecuaciones 16 y 17:

$$w_{ni} = \sqrt{\lambda_i} \quad (16)$$

$$T_{ni} = \frac{2\pi}{w_{ni}} \quad (17)$$

b. Aceleración espectral

Se realiza el espectro de sismo de diseño con una probabilidad de 10% que puede exceder en 50 años, según la norma E.030, el cual se calcula con la ecuación 18.

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} g \quad (18)$$

Teniendo el espectro de pseudo aceleración (Sa/g) determinamos la aceleración espectral (Sa) con los periodos de vibración calculados.

Luego se determina las fuerzas laterales con cada modo de vibración empleando la siguiente ecuación 19 que es expresión matricial:

$$[F_i] = FP_i * Sa_i * [M] * [\theta_i] \quad (19)$$

Donde: FP_i es el factor de participación modal y se calcula mediante la siguiente ecuación 20:

$$FP_i = \frac{[\theta_i]^t * [M] * [J]}{[\theta_i]^t * [M] * [\theta_i]} \quad (20)$$

Donde $[\theta_i]^t$: es la traspuesta al modo de vibración i y $[J]$: es el vector unitario, que depende de los niveles de la edificación.

c. Criterio de combinación

Mediante criterios de combinación se podrá obtener respuestas máximas esperadas (r) tanto para las fuerzas internas como para los parámetros globales del edificio como la fuerza cortante basal, la cortante de entrepiso, el momento de volteo, los desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

Las respuestas máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i), podrá determinarse usando la siguiente ecuación 21:

$$r = 0,25 * \sum_{j=1}^m |r_j| + 0,75 * \sqrt{\sum_{j=1}^m r_j^2} \quad (21)$$

Donde m : Numero de modos usados en la combinación modal.

Para la fuerza cortante máxima espera se sustituye en la formula (21), la respuesta elástica correspondientes al modo i (r_i) por la fuerza cortante (F_i), que se determinó con la formula (19).

Según Oviedo (2019) indicando que, “la cortante dinámica deber ser de al menos el 80% de la cortante estática para estructurales regulares, y el 90% del estático para estructura irregulares” (p.136). Por lo que la fuerza cortante basal dinámica debe cumplir la siguiente expresión:

$$V_{DIN} \geq 80\% * V_{EST} \quad (22)$$

d. Desplazamientos laterales

Primero se determina los desplazamientos absolutos con cada modo de vibración, empleando la siguiente ecuación 23:

$$[\Delta i] = \frac{FP_i * S a_i * [M] * [\theta_i]}{w_{ni}^2} \quad (23)$$

Para los desplazamientos absolutos máximos esperados se sustituye en la formula (21), la respuesta elástica correspondientes al modo i (r_i) por el desplazamiento absoluto $[\Delta i]$.

2.2.7. Factores de Reducción de Capacidad

Teniendo en cuenta las imprecisiones de los cálculos y las variaciones en la resistencia del material en el proceso constructivo. Según Oviedo (2019) indica que:

“Las vigas se considera el más alto valor de ϕ , debido a que están diseñadas para fallar por flexión de manera dúctil con fluencia de acero en tracción. En las columnas tiene el valor más bajo de ϕ , puesto que pueden fallar en modo frágil cuando la resistencia del concreto es el factor crítico” (p.2).

Según la Norma E.060 Concreto Armado, tenemos los siguientes factores de reducción de capacidad

- | | |
|---------------------------|---------------|
| a. Por flexión | $\phi = 0,90$ |
| b. Por Cortante y Torsión | $\phi = 0,85$ |
| c. Por flexo compresión | $\phi = 0,75$ |

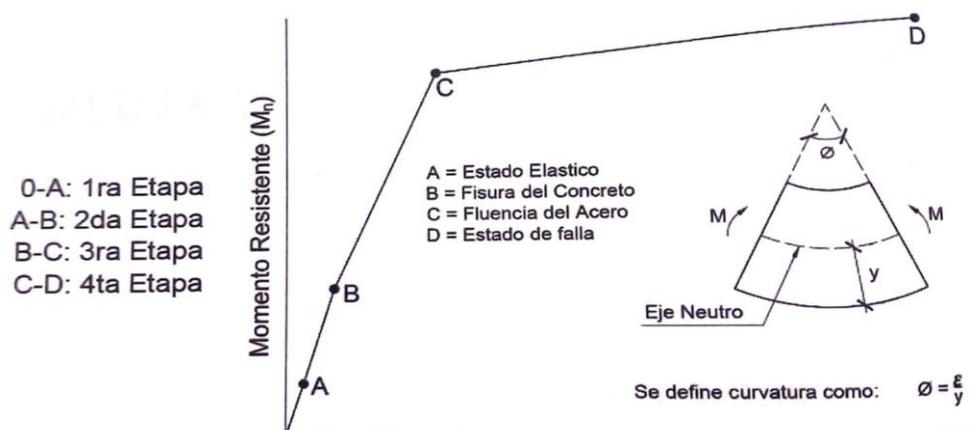
2.2.8. Diseño de elementos estructurales

2.2.8.1. Diseño de Vigas

Estos elementos estructurales son sometidos a flexión acompañada de una fuerza cortante. En la Figura 8 se muestra el comportamiento de las vigas pasara por cuatro etapas: estado elástico, Fisura del Concreto, Fluencia del acero y colapso.

Figura 8

Diagrama del comportamiento de una viga



Nota. Se observa un diagrama de momento resistente vs la curvatura para una viga con una carga uniformemente distribuida. Obtenido de Libro “Diseño Sismorresistente de Edificación de Concreto Armado” (2018)

a. Diseño por flexión de una viga simplemente reforzada

- Cuantía máxima: este valor garantiza que la estructura genere una falla dúctil o sea que falle por fluencia del acero de refuerzo mas no por aplastamiento del concreto que sería una falla frágil, utilizando la siguiente expresión:

$$\rho_{max} = 0,7\rho_b; \text{ para elementos que no resisten movimientos sísmicos}$$

$$\rho_{max} = 0,5\rho_b; \text{ para elementos que resisten movimiento sísmico}$$

- Cuantía mínima: con este valor se especifica la cantidad mínima de refuerzo a usar en la sección en flexión donde se requiera refuerzo por tensión, ya sea en momento positivo o negativo. Siendo bw : *alma de la viga*. Donde se usa las ecuaciones 24 y 25 para cada norma:

$$\text{Norma E.060} \quad A_{smin} = \frac{0,7*\sqrt{f'c}}{f_y} * bw * d \quad (24)$$

$$\text{ACI 318} \quad A_{smin} = \frac{1,41}{f_y} * bw * d \quad (25)$$

- Teniendo el valor del momento nominal, hallaremos el valor de la cuantía con un proceso iterativo, con las siguientes ecuaciones 26 y 27:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad (26)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * b * f_c'} \quad (27)$$

b. Diseño por corte

- El diseño de secciones transversales mediante su fuerza cortante debe estar justificado según la ecuación 28.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (28)$$

Donde: V_n es la resistencia nomina al cortante

- Para determinar la separación de estribos en una viga se debe calcular la resistencia al corte del concreto (V_c) con la ecuación 29.

$$V_c = 0,53\sqrt{f'c} * bw * d \quad (29)$$

Luego teniendo la fuerza cortante ultima (V_u) y la resistencia al corte de concreto se sustituye en la ecuación 30 para obtener el cortante del refuerzo (V_s) así como la separación requerida (s).

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} + V_c \rightarrow s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \quad (30)$$

- Requisitos para elementos que resiste fuerzas de sismo: el confinamiento debe ser en la cara de los nudos, la longitud de confinamiento y separación debe ser de acuerdo a las siguientes ecuaciones 31 y 32 según corresponda:

$$\text{En la zona de confinamiento (Lo):} \quad L_o \leq 2h \rightarrow s_{max} \leq \frac{d}{4} \quad (31)$$

$$\text{Fuerza de la zona de confinamiento:} \quad s \leq \frac{d}{2}; s_{max} \leq 30cm \quad (32)$$

2.2.8.2. Diseño de Columnas

- Para hallar el diagrama de interacción, primero se tiene que hallar el centroide plástico con la ecuación 33.

$$y = \frac{\frac{0.85f'cbh^2}{2} + As_1fyd_1}{0.85f'cbh + As_1fy + As_2fy} \quad (33)$$

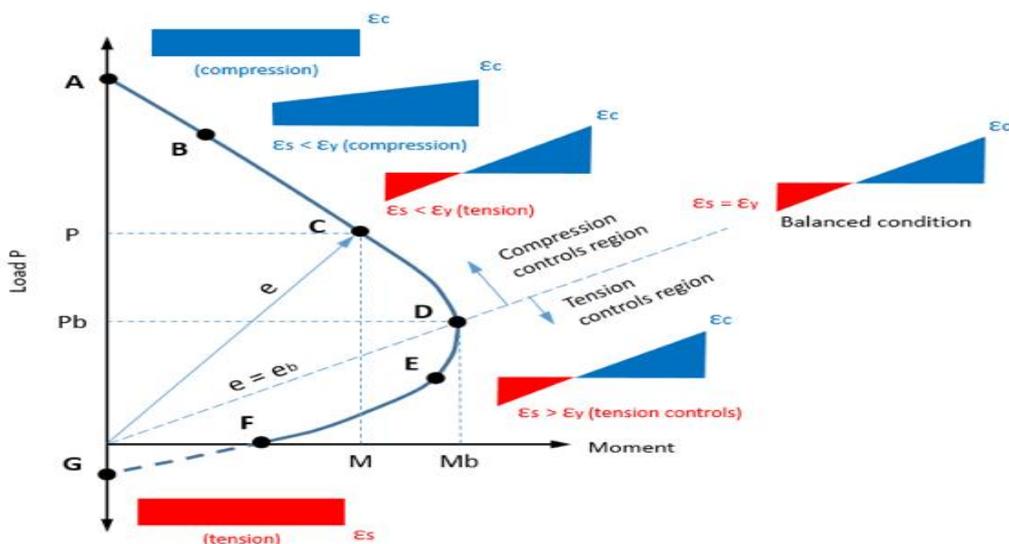
- Este diagrama se genera normalmente variando la posición del eje neutro. Para cada eje neutro (c_j) se calcula la resistencia de la sección ($P_{nj} - M_{nj}$) hasta lograr describir completamente el diagrama como se observa en la Figura 9.
- Para calcular las resistencias nominales se adopta la ecuación 34.

$$P_{nj} = C_{cj} + \sum_{i=1}^n F_{si} \quad (34)$$

En la Figura 9 se observa el diagrama de interacción que permite conocer la capacidad de momento flector y la carga axial, de acuerdo a diferentes criterios.

Figura 9

Diagrama de interacción de una columna



Nota. Se muestra el diagrama de interacción para un elemento sometido a flexo compresión.

a. Diseño por flexo compresión

La cuantía de máxima y mínima en columnas se considera para tener en cuenta la facilidad de armado del refuerzo en el proceso constructivo. El área de refuerzo se debe hallar con las ecuaciones 35 y 36 según la norma.

$$\text{ACI: } 0,01Ab < As < 0,06Ab \quad (35)$$

$$\text{E.060: } 0,01Ab < As < 0,08Ab \quad (36)$$

Donde Ab : Área bruta de la sección

b. Flexión biaxial

Cuando las columnas se flexionen bidireccionalmente respecto a dos ejes principales debido a un sismo o porque soportan losas bidireccionales, se debe asegurar que la resistencia de diseño a la carga axial en flexión biaxial (P_n) sea mayor que la carga axial actuante última. ($\phi P_n \geq P_u$).

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}} \quad (37)$$

Donde P_n *x e y*: Resistencia nominal bajo la acción de momento en *x e y*.

Para la Resistencia nominal bajo la acción de carga axial (P_{on}) se calcula mediante la expresión de Bresler, donde primero debe cumplir $P_u \geq 0,1\phi P_{on}$

$$P_{on} = 0,85f'_c(Ag - Ast) + f_y Ast \quad (38)$$

c. Diseño por corte

Los reglamentos establecen requisitos por flexión-compresión en un sistema de pórticos o muros estructurales:

- La zona de confinamiento y su espaciamiento de estribos se aplica los siguientes criterios para ambos extremos del elemento:

Espaciamiento de estribos $S_o = \text{min.}$ (6 veces el diámetro o $1/3 b$ o 10 cm).

Longitud de confinamiento $L_o = \text{máx.}$ ($L_n/6$ o h o 50 cm).

- La resistencia nominal al cortante para una sección se calcula como:

$$V_n = V_c + V_s \quad (39)$$

- La resistencia nominal proporcionada por el concreto, para elementos sometidos a compresión axial, es igual a:

$$V_c = 0,53\sqrt{f'_c}\left(1 + \frac{N_u}{140*Ag}\right)bw * d \quad (40)$$

- Cuando el cortante V_u exceda de ϕV_c : $V_s = V_u / \phi - V_c$
- El espaciamiento requerido se calculará como: $s \leq A_v f_y d / V_s$
- Se deberá cumplir que $V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$

2.2.8.3. Diseño de Placas

En la norma E.060 indica que los muros de corte deben diseñarse para el efecto simultáneo de las cargas axiales, las fuerzas de corte y los momentos de flector, obtenidas del análisis. Siendo los muros de cortante los principales elementos que resisten las cargas sísmicas, En el Artículo 34 de norma E.030 indica que “cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30% o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento se diseña para el 125% de dicha fuerza” (p.11)

a. Diseño por flexo compresión

Una vez establecido la sección del muro estructural, será necesario verificar la necesidad de elementos de borde, estos elementos pueden prevenir pandeo en el alma del muro cerca de los extremos, calculamos el esfuerzo a compresión máximo y verificamos si cumple que ($\sigma_{comp\ max} > 0,2 f'_c$). Sí cumple, se debe considerar el ancho del elemento de borde igual a dos veces el espesor o 0,1 la longitud del muro de corte. También se debe cumplir que $\phi P_n > P_u$.

b. Diseño por corte

- Para determinar la cuantía horizontal, primero se calcula la resistencia nominal (V_n) y la resistencia al concreto (V_c) con las ecuaciones 41 y 42:

$$V_n \leq 2,6 \sqrt{f'_c} A_{cw} \quad (41)$$

Donde A_{cw} : área de corte de la sección transversal.

$$V_c \leq A_{cw} (\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad (42)$$

Para α_c :

$$\frac{H_m}{L_m} \leq 1,50 \rightarrow \alpha_c = 0,80 \quad (43)$$

$$\frac{H_m}{L_m} \geq 2,00 \rightarrow \alpha_c = 0,53 \quad (44)$$

Donde Hm : Altura de muro y Lm : Longitud del muro.

- Luego se calcula el refuerzo en tracción reemplazando los datos obtenidos anteriormente en la fórmula ($Vn=Vc+Vs$). Teniendo como resultado la cuantía horizontal que debe ser menor a 0,0025, como se indica en la ecuación 45.

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} \cdot f_y} < 0,0025 \quad (45)$$

Para determinar la cuantía vertical usamos la siguiente ecuación 46.

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{Hm}{lm} \right) (\rho_h - 0,0025) < 0,0025 \quad (46)$$

- Del mismo modo que se analiza una columna, se realizara el diagrama de interacción de una placa, para poder verificar el acero asumido.

2.2.9. Análisis no lineal de la estructura

En el análisis lineal se puede obtener la capacidad elástica de la estructura para pronosticar donde ocurrirá la primera fluencia de la estructura, en cambio en un análisis no lineal su objetivo es obtener una respuesta en general de la estructura en el rango inelástico teniendo como finalidad la formación de rotulas plásticas y evaluar su degradación de los elementos estructurales.

Según el ATC 40 menciona que el desempeño de una estructura depende de “su capacidad de resistir una demanda sísmica, y de su compatibilidad con los objetivos de diseño. Por ello los procedimientos de análisis no lineal simplificado, tal como el método de espectro de capacidad, requiere la determinación de 3 elementos primarios: capacidad, demanda y desempeño” (p.1).

2.2.9.1. Capacidad

Para obtener la capacidad de una estructura en el rango no lineal se debe realizar un análisis no lineal mediante el método pushover, el cual depende de la resistencia y la capacidad de deformación de sus elementos estructurales

a. Análisis estático no lineal o pushover

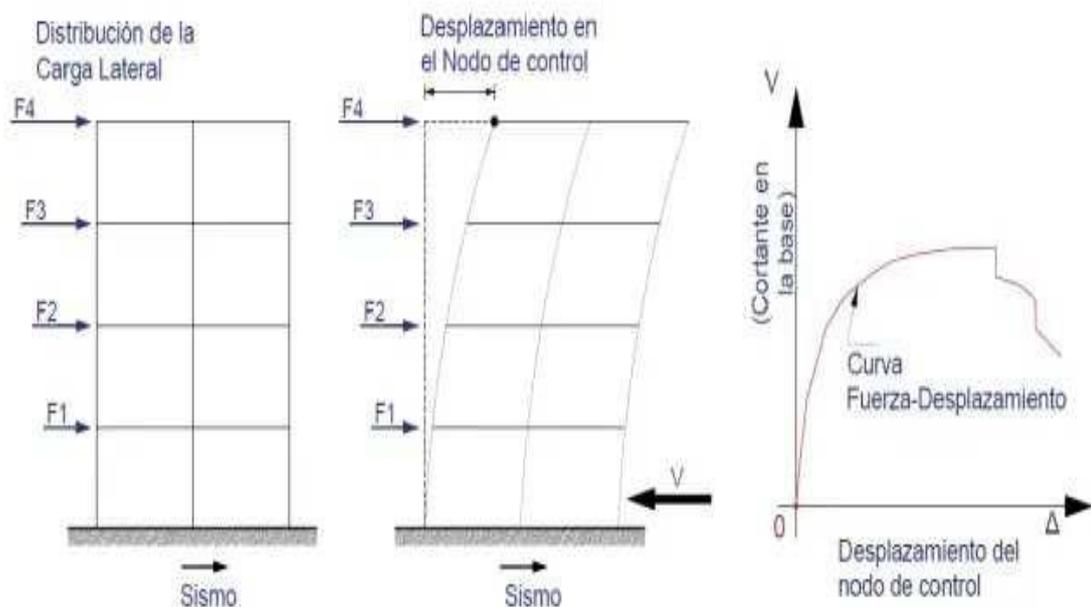
Este método es el más usado, por su simpleza, por su precisión y porque se puede usar programas computacionales, este método consiste en realizar un modelo ingresando

propiedades no lineales de los materiales y analizarlo mediante un empuje en su centro de masas del último nivel.

En la Figura 10 se observa como las fuerzas laterales se aplican de acuerdo con un patrón de carga predeterminado o manual y se aplican de forma monótona en una sola dirección, la magnitud de la fuerza aumenta, pero el patrón de fuerza lateral sigue siendo el mismo hasta el final del proceso, y el análisis Pushover da como resultado una curva de capacidad (curva Pushover) como se observa.

Figura 10

Esquema del proceso del análisis estático no lineal



Nota. Se muestra los pasos para realizar un análisis estático no lineal o pushover. Obtenido Curso "Análisis sísmico no lineal de estructuras" (2020).

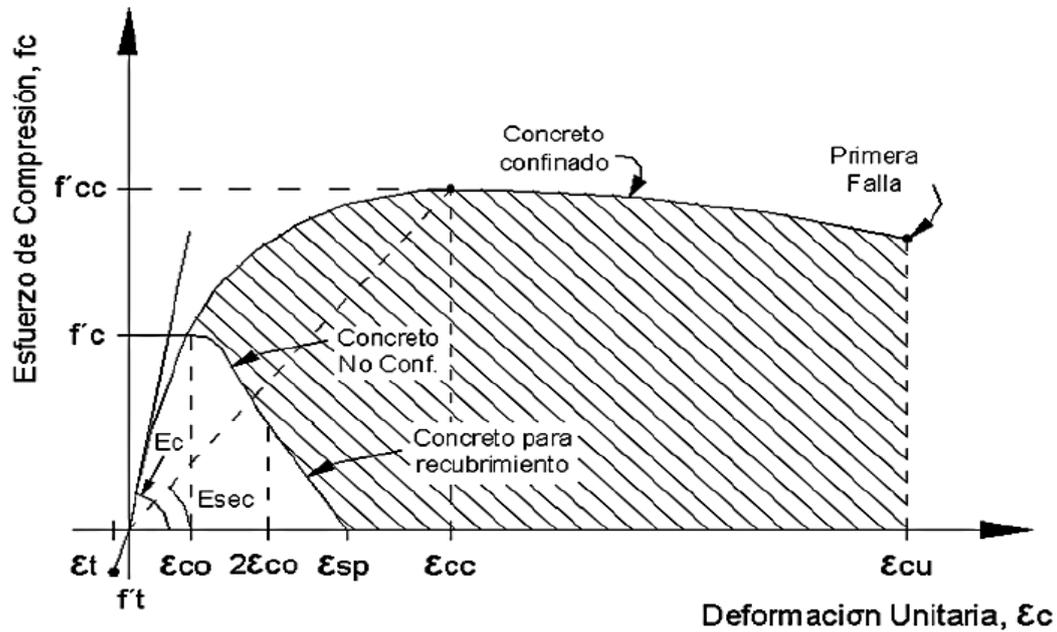
b. Comportamiento de Concreto Armado

Se utiliza un modelo simplificado del acero y hormigón desarrollado mediante resultados experimentales.

Para el modelo no lineal del concreto se utiliza el modelo Mander siendo el más usado y el que tiene el programa Etabs. En la Figura 11 se muestra este modelo donde las curvas de un modelo confinado y no confinado tienen una diferencia que esta sombreada, el cual representa la capacidad que le da el acero de confinamiento al concreto y de este modo acumula energía de deformación.

Figura 11

Comportamiento no lineal del Concreto

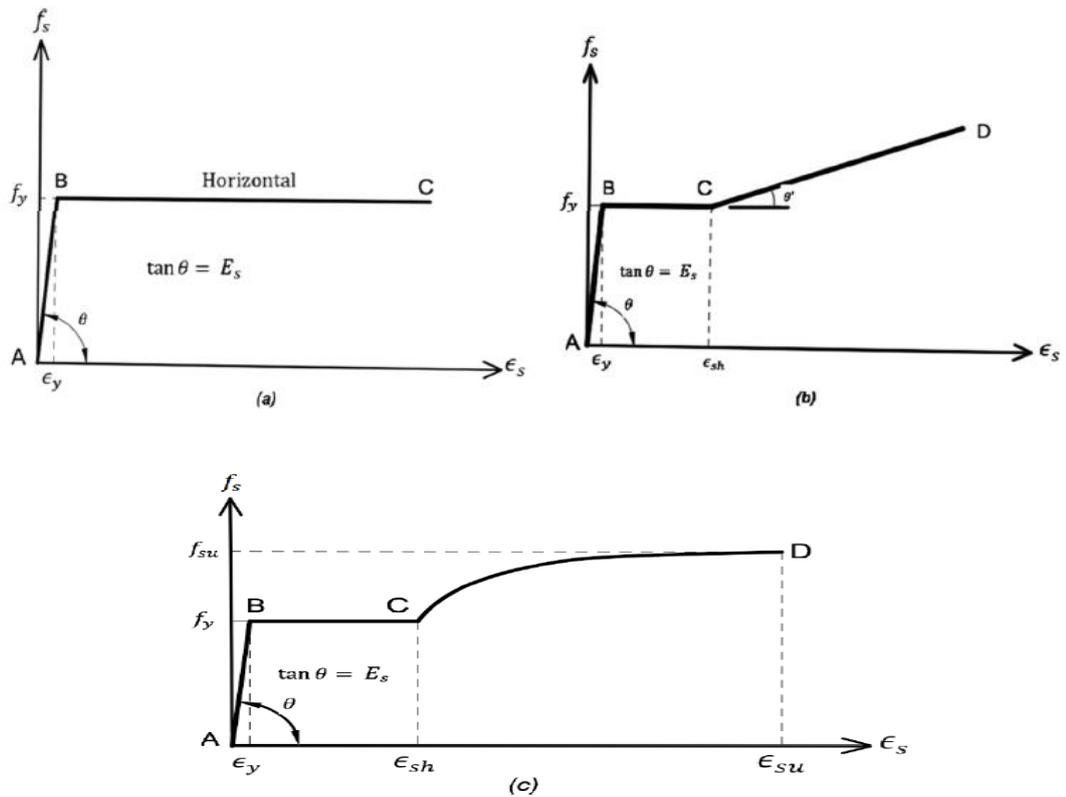


Nota. Obtenido de J. Struct. Eng. (1988).

Para los modelos no lineales de acero, debido a su complejidad, se utilizan modelos simplificados de curvas de tensión-deformación como el límite elástico como se observa en la Figura 12(a). Por lo tanto, es necesario determinar los esfuerzos que se ejercen sobre el acero cuando ocurren deformaciones más allá de su límite elástico para que la resistencia del componente bajo estas deformaciones pueda calcularse con precisión. Esto se aplica a los diseños sísmicos donde el requisito de ductilidad considera una deformación mayor que la deformación de fluencia. Las Figuras 12(b) y 12(c) muestran las idealizaciones más precisas disponibles para las curvas de tensión-deformación. (Park y Paulay, 1975).

Figura 12

Modelo no lineal del Acero



Nota. Se muestra en la figura (a) el modelo elastoplástico, en la figura (b) el modelo trilineal y en la figura (c) la curva más aproximada. Tomado de Park y Paulay (1975).

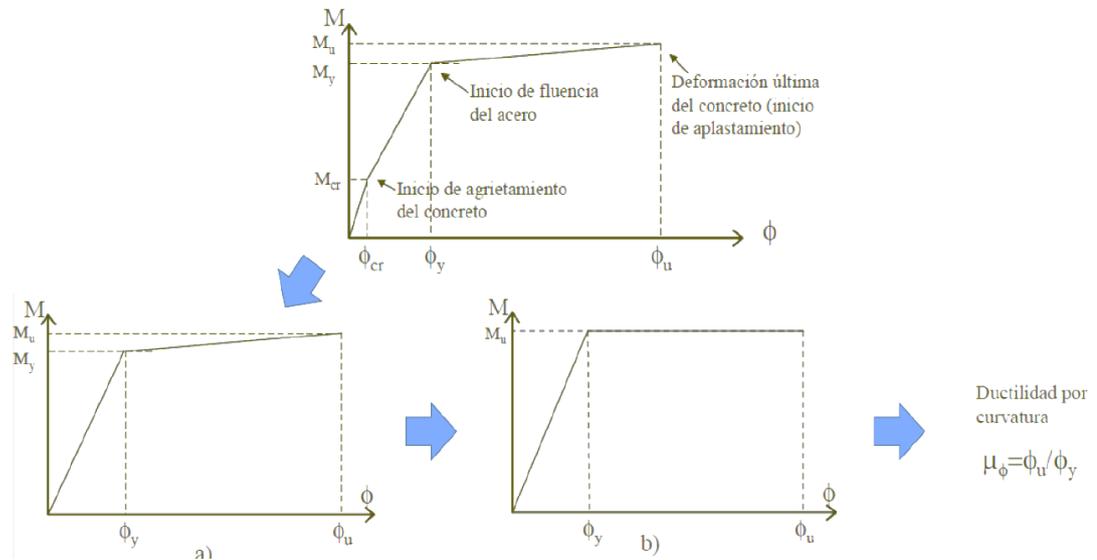
c. Modelo inelástico para secciones y Elementos

Existen dos modelos: el Diagrama momento-curvatura consta de una sección fisurada (hipotéticamente de longitud nula) y el Diagrama momento-rotación consta a una zona del elemento donde se genera la articulación plástica (Ottazzi, 2004). A continuación, se detalla cada modelo.

El diagrama momento curvatura como se observa en la Figura 13, puede ser generado incrementando continuamente la curvatura de la sección (pendiente del diagrama de deformaciones) y usando las relaciones esfuerzo-deformación asumidas de los materiales para determinar los esfuerzos y fuerzas en la sección. Del diagrama de deformaciones y de las relaciones esfuerzo deformación asumidas, se determina la distribución de esfuerzos. Finalmente, por integración del volumen bajo la distribución de esfuerzos se calculan las fuerzas y su punto de aplicación.

Figura 13

Modelo inelástico para sección y elementos

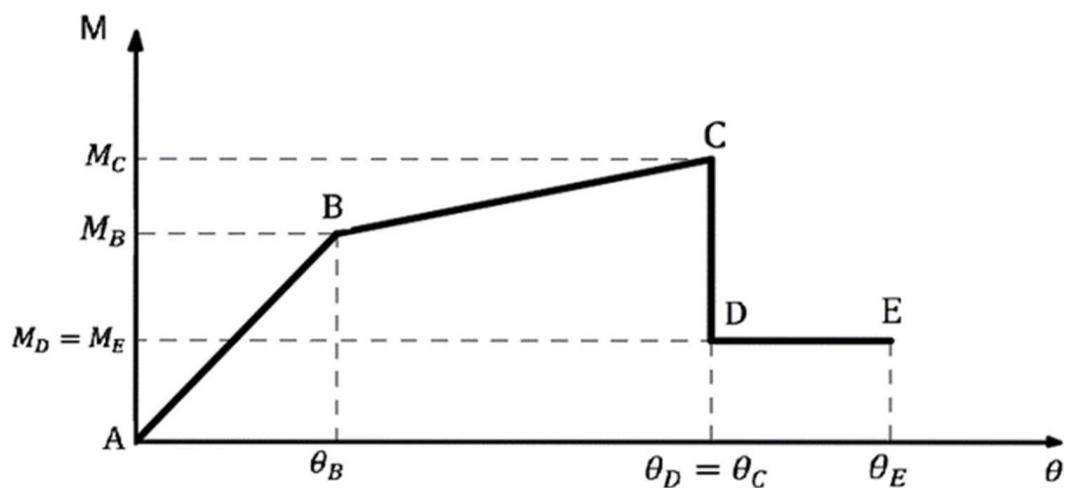


Nota. Se muestra el comportamiento por flexión representado por el diagrama de momento – curvatura. Obtenido de la Diapositiva “Curso de análisis estático no lineal Pushover con el Programa ETABS V2019” de Smart Engineers.

Para un Diagrama momento-rotación el cálculo de la rotación inelástica es difícil, por lo que las normas internacionales como FEMA, ATC-40 y ASCE/SEI 41 implanta un diagrama simplificado y normalizado como se observa en la Figura 14, que es construido calculando algunos parámetros.

Figura 14

Modelo simplificado del diagrama momento – rotación



Nota. Se muestra el comportamiento por flexión representado por el diagrama de momento – curvatura. Obtenido de la Diapositiva “Curso de análisis estático no lineal Pushover con el Programa ETABS V2019” de Smart Engineers.

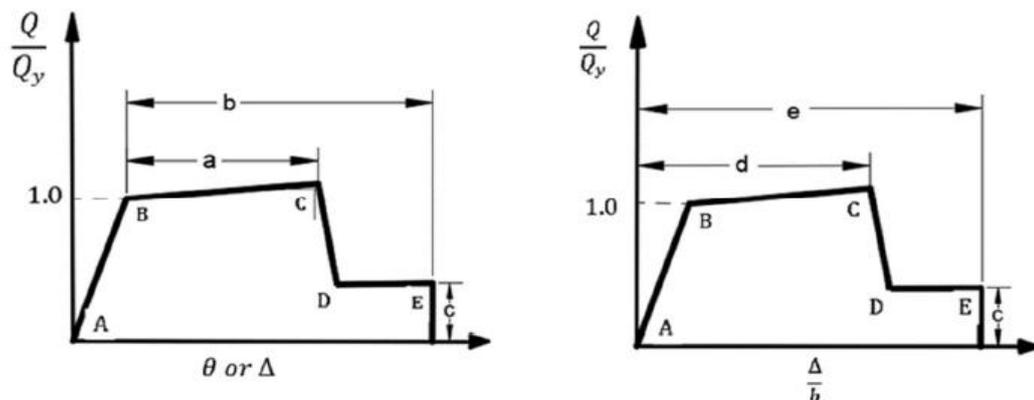
d. Relaciones Generalizadas Fuerza - Deformación

La respuesta del componente debe expresarse en una curva que represente este comportamiento utilizando valores obtenidos a través de evidencia experimental o tomados a partir de las Tablas del ASCE/SEI 41-13. En la Figura 15 se muestra la relación generalizada fuerza – deformación donde se describe a continuación:

- A: este punto es una condición de descarga
- B: este punto es donde comienza la fluencia de los elementos
- La ordenada en C pertenece a la fuerza nominal
- Abscisas C pertenece a la deformación donde que inicia la degradación de la resistencia importante.
- C a D simboliza la falla preliminar del elemento y resistencia a las cargas laterales más allá del punto C es usualmente poco seguro.
- E: este punto simboliza la resistencia sobrante de los elementos para aguantar cargas de gravedad
- Más allá del punto E, la capacidad máxima de deformación, la carga máxima gravedad ya no se puede sostener.
- Los parámetros del modelo pueden representar relaciones carga -deformación (relacionadas con la flexión) o relaciones carga-deformación (relacionadas con el corte).
- Para obtener los parámetros de modelación (a, b, c, d y e) y los criterios de aceptación (IO, DL, LS) es preciso determinar el tipo de falla (flexión, cortante) que rige el elemento.

Figura 15

Relaciones generalizadas fuerza-deformación



Nota. Se establecerán relaciones monotónicas de acuerdo con la relación carga-deformación generalizada. Obtenido de ASCE/SEI 41-13 (2014).

Según Choque y Luque (2019) menciona que:

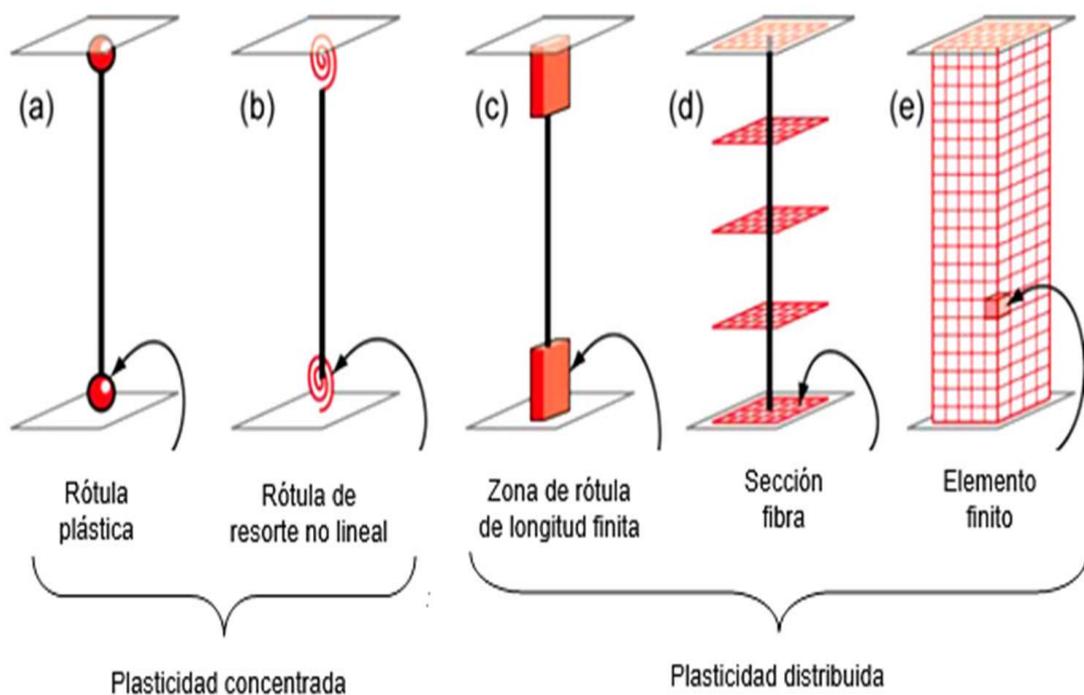
“Para cada tipo de viga, columna y muro de corte se debe calcular sus respectivos esfuerzos de fluencia y últimos (f_y y f_u); parámetros de modelación que a su vez dependen de: las cuantías de acero, el refuerzo transversal y la fuerza de corte actuante; y sus criterios de aceptación. Ya con estos datos y parámetros se podrá representar la respuesta no lineal de los elementos.” (p.41).

e. Modelos no lineales

Los modelos no lineales se diferencian de acuerdo a su distribución de plasticidad en su sección transversal y longitud del elemento, en la Figura 16 se muestran cinco tipos de modelos idealizados para predecir una respuesta inelástica.

Figura 16

Modelos idealizados no lineales de elementos



Nota. Obtenido de “Análisis sísmico no lineal de estructuras (Enríquez, 2020).

Según Enríquez (2020) estos modelos se clasifican en dos tipos:

“El método de plasticidad distribuida discretiza los elementos de la estructura lo largo de su longitud y a través de su sección transversal en varios elementos. La propagación de la plasticidad está trazada por la secuencia de la fluencia de

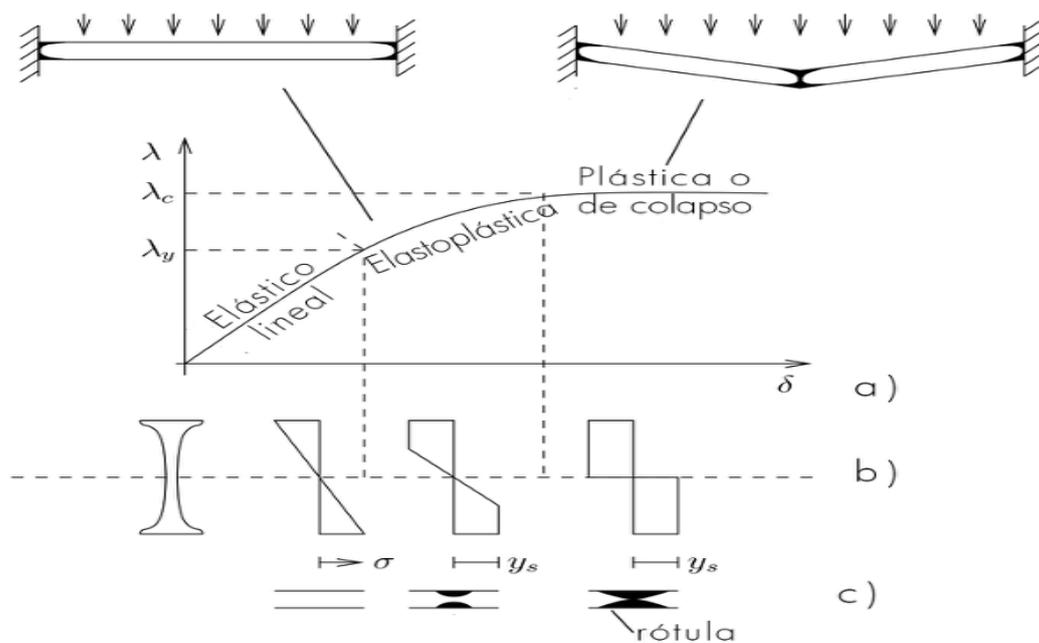
los elementos. El método de plasticidad concentrada usualmente involucra elementos simples o múltiples para modelar un miembro del pórtico.” (p.11)

f. Rotulas Plásticas

Según Correa (2019) define que las rotulas plásticas son “una articulación plástica es un dispositivo de amortiguación de energía que permite la rotación de la deformación plástica de la unión de una columna o viga de manera rígida” (p.12). Se puede observar en la Figura 17 las fases de una rótula plástica.

Figura 17

Representación de las fases para una rotula plástica



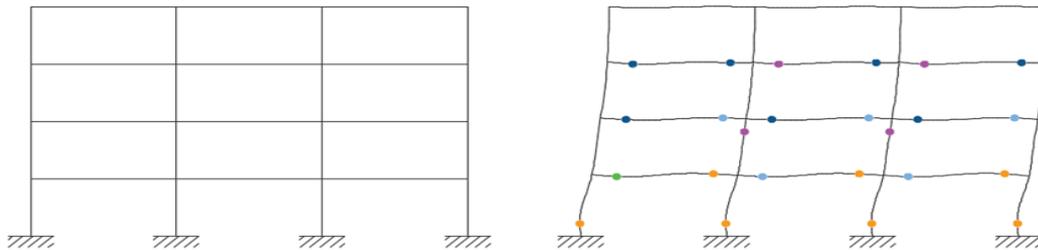
Nota. Se muestra la evolución conforme crece la deflexión (a), las Fases de distribución de tensiones en el punto conforme crece la carga (b) y la Distribución especial de la zona plástica (c). Obtenido del Libro *Calculo Plástico* (2015).

La norma ATC 40 (1996) menciona que se debe asignar rotulas plásticas a cada elemento estructural como se observa en la Figura 18, la definición de la rótula es de acuerdo al tipo de falla el cual indica su capacidad cedente y su capacidad ultima en datos de curvatura, rotación o desplazamiento obtenido de ensayos de laboratorio.

A medida que aumentan las cargas laterales, se observa la aparición de rótulas en cada miembro, lo que revela un mecanismo de falla (dúctil o frágil) que eventualmente puede conducir al colapso estructural.

Figura 18

Rótulas Plásticas Asignadas a Cada Elemento Estructural



Nota. Se representa la asignación en un sistema de pórticos en vigas y columnas. Obtenido de la tesis “Comparación del desempeño sísmico del pabellón Cheminade de la universidad Católica de Santa María considerando el método espectro capacidad y método de los coeficientes de desplazamiento” (2021).

g. Curva de capacidad

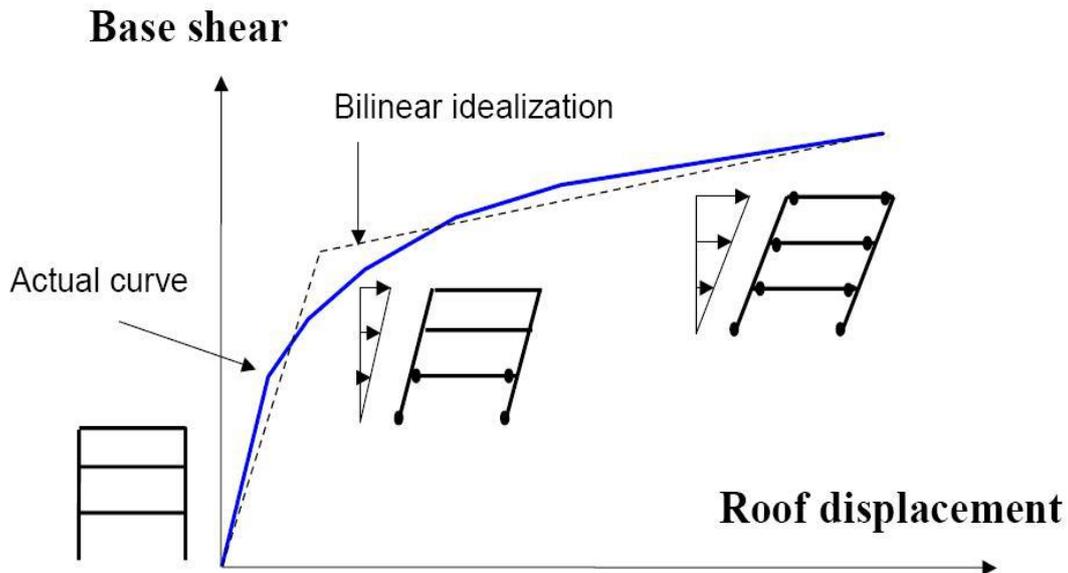
Carpio y Zavala (2012) indica que en la curva de capacidad como se observa en la Figura 19 podemos obtener:

“El comportamiento inelástico; el cual está relacionado la cortante en la base con el desplazamiento lateral del nodo de control en la parte superior de la estructura, por este medio se puede determinar la ductilidad de la estructura y los mecanismos de formación de rotulas plásticas”. (p.75).

Este análisis es importante en el proceso de fortalecimiento estructural ya que permite el fortalecimiento selectivo de elementos de la estructura, maximizando la rentabilidad del fortalecimiento estructural.

Figura 19

Curva de Capacidad de una estructura



Nota. Se representa la curva de capacidad mediante el método "Pushover". Obtenido de la Diapositiva "Curso de análisis estático no lineal pushover con el Programa ETABS V2019" de Smart Engineers.

2.2.9.2. Demanda

Según ATC- 40 (1996) el método de análisis lineal utiliza las fuerzas laterales para representar la condición de diseño y el método de análisis no lineal utiliza el desplazamiento lateral como condición de diseño porque es más directo y fácil de usar. Para requisitos estructurales y sísmicos, el desplazamiento de demanda es una estimación de la respuesta máxima esperada durante un movimiento sísmico.

a. Proceso para determinar la demanda sísmica

Desarrollar una curva de capacidad es útil porque proporciona información sobre las características de desempeño de un edificio. Sin embargo, es necesario estimar el desplazamiento máximo asociado a una sollicitación sísmica, para determinar si es aceptable para los objetivos de desempeño. Para lograr el nivel de desempeño especificado, el desplazamiento máximo esperado debe determinarse de acuerdo a la demanda sísmica. Para esto hay dos métodos:

- Método del espectro de capacidad (Punto de desempeño)
- Método de los coeficientes (Desplazamiento objetivo)

b. Evolución de las normas enfocadas al desempeño sísmico

Inicia luego de los sismos de 1989 y Northridge 1994 en California. Sus fundamentos de diseño aparecen en el Documento Visión 2000 publicado por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California SEAOC, 1995.

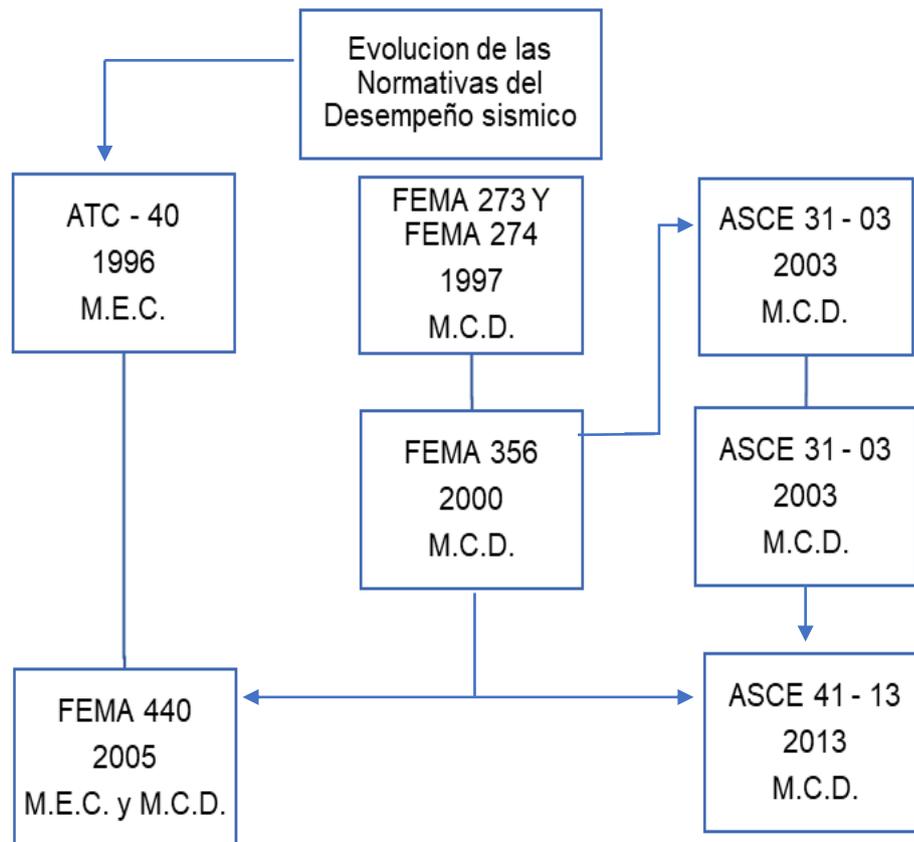
En el año 1996 en el estado de California (Estados Unidos) el ATC - 40 (Consejo de Tecnología Aplicada) realizó la valoración y adecuación sísmica de edificios gubernamentales donde creó el método de Espectro Capacidad. Paralelo a esto en el año 1997 el FEMA 273 /274 (Agencia Federal de manejo de Emergencias) desarrolla el método de coeficientes de desplazamientos que fue posteriormente mejorado en el FEMA 356 en el año 2000, que ya también veía la planificación para reducir el peligro de edificaciones pero que no solo gubernamentales.

Pero sucedió un problema, se dieron cuenta que entre los dos métodos había muchas diferencias entre los desplazamientos, por este motivo el ATC – 40 (1996) le pide FEMA 356 (1997) elaborar un nuevo documento que puedan resolver esas diferencias y en donde nace el FEMA 440 (2005) el cual engloba los mejor de los dos métodos, pero se basa en el método de espectro capacidad (M.E.C).

Por otro lado, el ASCE 31-03 en el año 2003 se basa en el FEMA 356 (2000) investigando más a fondo el método de desplazamientos (M.C.D). Luego publica el AISC 41-06 (2007) donde se basa en el desempeño de estructuras para la rehabilitación sísmica. Posteriormente publica el AISC 41-13 (2013) que es el documento más reciente del método de coeficiente de desplazamiento. Todas estas actualizaciones se encuentran esquematizadas en la Figura 20 para mayor detalle.

Figura 20

Evolución de las Normativas enfocadas al Desempeño Sísmico.



Nota. Se muestra un organigrama de la evolución de las normas extranjeras.

c. Método del espectro capacidad (M.E.C)

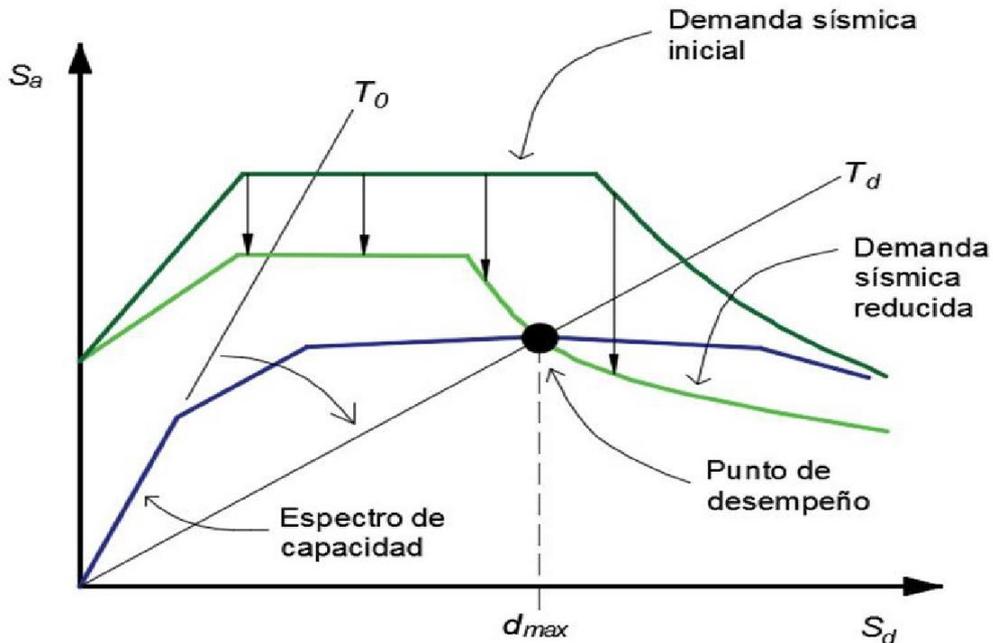
Según Huamani (2021) define que:

“El método del espectro se basa en un proceso iterativo en el cual el espectro de capacidad se compara inicialmente con el espectro de demanda, una vez que se determinan los puntos de desempeño relacionados con la respuesta sísmica máxima que experimentará el edificio durante un movimiento sísmico dado. Puede determinarse en función del nivel de rendimiento esperado, la aceptabilidad o la necesidad de intervenir en el edificio”. (p.42).

A continuación, se representa el método en la Figura 21 donde podemos observar gráficamente el espectro de capacidad y de demanda sísmica, y en la intersección de estas dos líneas se determina el punto desempeño.

Figura 21

Representación del Método del Espectro de Capacidad



Nota. En la Figura 21 se representa el procedimiento para la determinación del punto de desempeño con el método de espectro de capacidad. Obtenido de la tesis titulada “Comparación Del Desempeño Sísmico Del Pabellón Chaminade De La Universidad Católica De Santa María Considerando El Método Espectro Capacidad Y Método De Los Coeficientes De Desplazamiento” (2021).

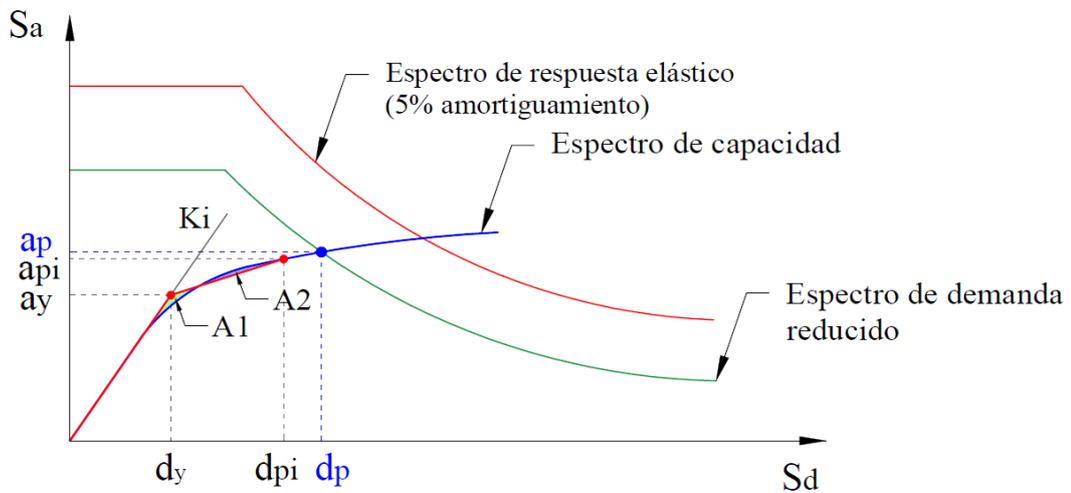
d. Procedimiento del M.E.C. según el ATC – 40

A continuación, se detalla el proceso más directo:

- Crear el espectro de respuesta elástico.
- Convertir la curva de capacidad en espectro de capacidad. Trace el espectro de respuesta elástica y de capacidad.
- Seleccionar un punto de desempeño de prueba (d_{pi} , a_{pi}) y cree una representación bilineal del espectro de capacidad.
- Calcular los factores de reducción espectral (SR_A y SR_V), trazar el espectro de demanda reducida en el gráfico anterior.
- Determinar la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda reducida (d_p , a_p).
- Se acepta si el desplazamiento d_p esta entre un $\pm 5\%$ del desplazamiento d_{pi} . Entonces el punto de desempeño de prueba (d_{pi} , a_{pi}) se toman como el punto de desempeño (d_p , a_p) y el desplazamiento d_p significa el desplazamiento estructural máximo como se representa en la Figura 22.
- Si no se cumple con la tolerancia regresar al paso 3.

Figura 22

Procedimiento del M.E.C. según la norma ATC-40



Nota. Se representa el proceso para desarrollar el punto de desempeño. Obtenido de la tesis "Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030" (2019).

e. Desarrollar el espectro de respuesta elástico

El espectro elástico de pseudo aceleraciones se obtiene mediante la fórmula (18) utilizando un factor de reducción $R=1$. Según Choque y Luque menciona que la norma ATC-40 propone tres niveles de amenaza sísmica que son:

“Sismo frecuente o de servicio (SE): Está definido como el sismo que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de amenaza sísmica es típicamente alrededor de 0,5 veces el nivel del Sismo de Diseño. Tiene un periodo de retorno aproximado de 75 años.

Sismo de diseño (DE): Está definido como el sismo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Tiene un período de retorno aproximado de 500 años. Es el que generalmente establece los códigos para el diseño de estructuras convencionales.

Sismo máximo (ME): Está definido como el sismo que tiene un 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de amenaza sísmica es típicamente alrededor de 1,25 a 1,5 veces el nivel del Sismo de Diseño. Tiene un periodo de retorno aproximado de 1000 años. Es utilizado para el diseño de estructuras esenciales” (p.27).

En la Tabla 2 se realiza un resumen de los niveles de amenaza sísmica y el factor de conversión (FC) entre dos niveles sísmicos diferentes que se puede determinar a partir de sus periodos de retorno utilizando la ecuación 47.

$$FC = \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^k \quad (47)$$

Donde:

T_1 : Periodo de retorno del sismo de diseño

T_2 : Periodo de retorno del sismo objetivo

k : Factor que varía entre 0,3 y 0,4

Tabla 2

Factores de Conversión para cada nivel de sismo

Sismo	Probabilidad de excedencia	Periodo de Retorno	FC
Servicio (Ocasional)	50% en 50 años	75 años	0,5
Diseño (Raro)	10% en 50 años	500 años	1
Máximo (Muy Raro)	5% en 50 años	1000 años	1,3

Nota. Se detalla un resumen de los niveles de sismo.

Para convertir el espectro elástico de pseudo ($S_a - T$) aceleración en formato espectral ADRS ($S_a - S_d$) se usa la ecuación 48:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} * S_{ai} * g \quad (48)$$

f. Conversión de la curva de capacidad

Teniendo la curva de capacidad la convertimos en espectro de capacidad en formato ADRS ($S_a - S_d$) como se observa en la Figura 23. Las fórmulas necesarias para la conversión son las ecuaciones 49, 50, 51 y 52; propuestas en el ATC-40.:

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g}\right]}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g}\right]} \quad (49)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g}\right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g}\right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g}\right]} \quad (50)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (51)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof1}} \quad (52)$$

Donde:

PF_1 : Factor de participación modal para el modo predominante

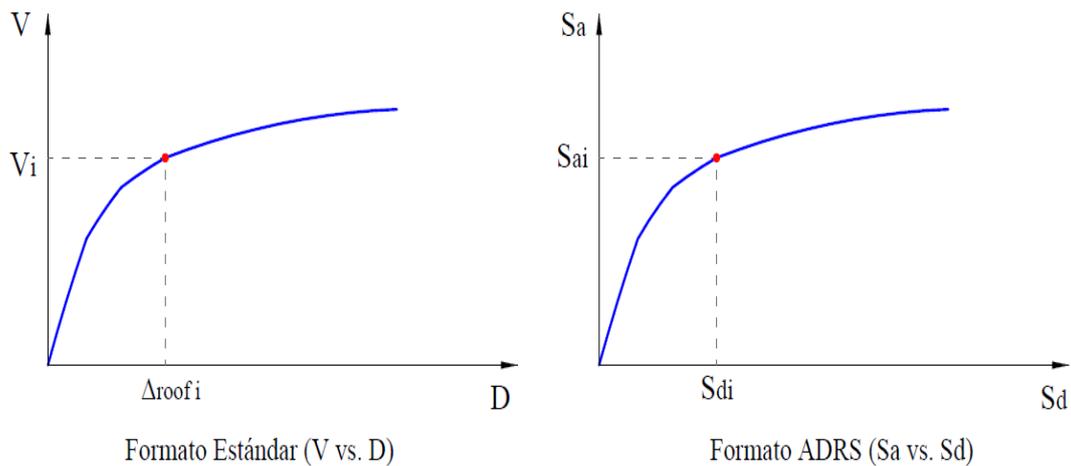
α_1 : Coeficiente de masa modal para el modo predominante

w_i/g : Masa asignada al nivel i

- ϕ_{i1} : Amplitud del modo predominante (modo 1) en el nivel i
 N : Nivel N , el nivel más alto en la parte principal de la estructura
 V : Cortante basal
 W : Peso sísmico
 Δ_{roof} : Desplazamiento del techo
 S_a : Aceleración espectral
 S_d : Desplazamiento espectral
 Los datos para V y Δ_{roof} serán obtenidos de la curva de capacidad

Figura 23

Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad



Nota. Obtenido de la tesis titulada “Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030” (2019).

g. Representación bilineal del Espectro de Capacidad

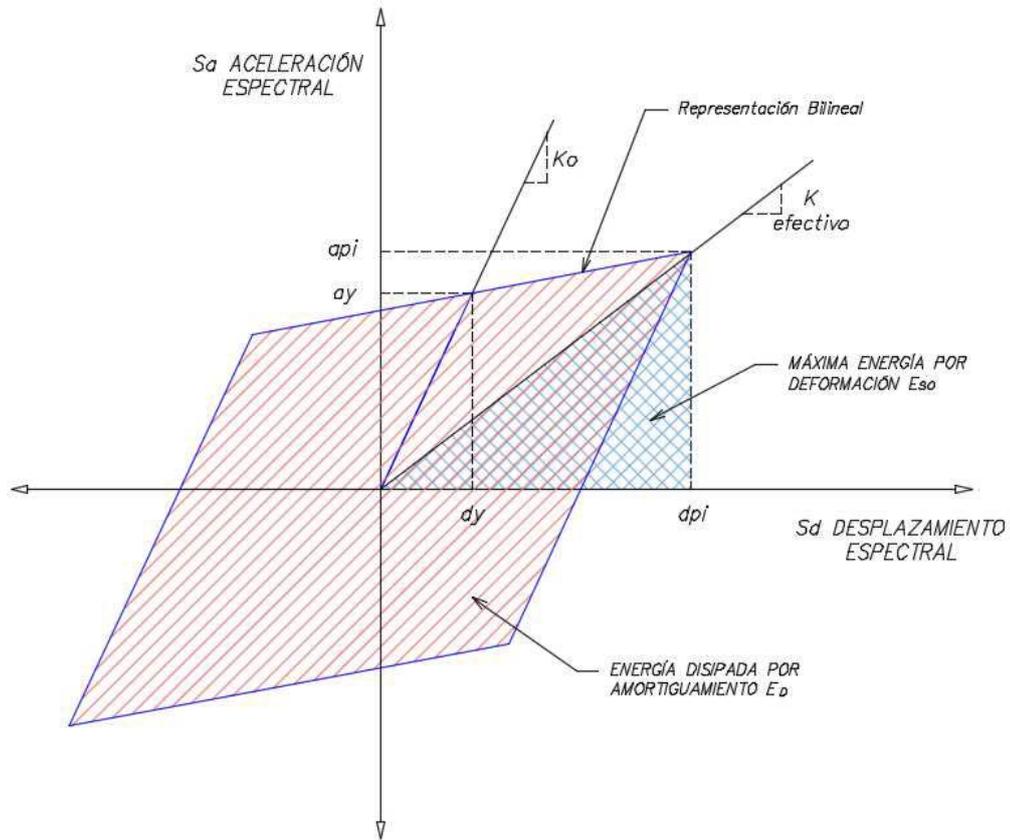
Se requiere una representación bilineal del espectro de capacidad para considerar la amortiguación efectiva y la deducción apropiada de la demanda espectral. Por lo que se requiere un punto de desempeño (api , dpi) de prueba para desarrollar el espectro de demanda reducido.

Se debe seguir el siguiente procedimiento:

1. Partiendo del origen (punto O) trazar una recta con pendiente igual a la rigidez inicial K_i en el rango elástico.
2. Definir un punto de desempeño de prueba (dpi , api), el cual será el punto B y se utilizará para conseguir el espectro de demanda reducido.

Figura 25

Derivación del amortiguamiento para la reducción de la demanda



E_D y E_{So} se calculan gráficamente a partir de la Figura 25, obteniendo:

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (55)$$

$$E_{So} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \quad (56)$$

Con los datos de amortiguamiento equivalente se puede emplear para estimar el factor de reducción para los espectros de demanda siendo mayor al 5% del amortiguamiento crítico. Los factores para deducir el espectro de demanda son:

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \cdot \ln(\beta_{eq}(\%))}{2,12} \quad (57)$$

$$SR_V = \frac{2,31 - 0,41 \cdot \ln(\beta_{eq}(\%))}{1,65} \quad (58)$$

2.2.9.3. Desempeño

Según la norma ATC – 40 (1996) menciona que el desempeño sísmico “considera criterios de funcionalidad, conforme a las actividades que se desarrollan en dicha edificación. Esto implica fijar unos objetivos específicos de desempeño que apunten a

la optimización de costos de construcción, pero también a las necesidades propias del cliente” (p.2).

a. Niveles de desempeño sísmico.

Según Choque y Luque (2019) indican que la norma ATC 40 propone niveles de desempeño separados para elementos estructurales y no estructurales.

- Los Niveles de desempeño para elementos estructurales son:

“Ocupación inmediata, SP-1: Es el estado de daño en el que sólo se ha producido un daño estructural muy limitado. Los sistemas básicos de resistencia de carga vertical y lateral del edificio mantienen casi todas sus características y capacidades previas al sismo. El riesgo de una lesión que pone en peligro la vida por una falla estructural es insignificante, y el edificio debe ser seguro para la salida, el ingreso y la ocupación

Control de daño, SP-2: Este término en realidad no es un nivel específico, pero si un rango de daño post sismo que podría variar desde SP-1 hasta SP-3. Proporciona un marcador de posición para las muchas situaciones en las que puede ser deseable limitar el daño estructural más allá del nivel de Seguridad de Vida, pero donde la ocupación no es el problema.

Seguridad de vida, SP-3: Es el estado de daño en el cual un daño significativo a la estructura puede haber ocurrido, pero aún mantiene algún margen contra el colapso estructural total o parcial. Los principales componentes estructurales no se han desprendido ni caído, lo que amenaza la seguridad de la vida dentro o fuera del edificio. Si bien pueden ocurrir lesiones durante el sismo, el riesgo de lesiones mortales por daños estructurales es muy bajo. Se debe esperar que sean necesarias reparaciones estructurales extensas antes de la reocupación del edificio, aunque el daño no siempre puede ser económicamente reparable. Se pretende que este nivel de desempeño estructural sea menor que el nivel de desempeño esperado de los edificios nuevos que cumplen totalmente con los códigos.

Seguridad limitada, SP-4: Este término en realidad no es un nivel específico, pero si un rango de daño post-sismo que podría variar desde SP-3 hasta SP-5. Proporciona un marcador de posición para la situación en la que un reforzamiento puede no cumplir con todos los requisitos estructurales del nivel de Seguridad de Vida. Incluye casos cuando el nivel de seguridad de vida

completo no es rentable, o cuando solo se mitigan algunas deficiencias estructurales críticas.

Estabilidad estructural, SP-5: Es el estado de daño estructural en el que el sistema estructural del edificio está a punto de sufrir un colapso parcial o total. Se ha producido un daño sustancial a la estructura, que podría incluir una degradación significativa de la rigidez y la resistencia del sistema resistente de cargas laterales. Sin embargo, todos los componentes importantes del sistema resistente de cargas de gravedad continúan con sus demandas de gravedad. Existe un alto riesgo de que se produzca el colapso por posibles réplicas. Es muy probable que los daños en estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables. Este nivel se proporciona principalmente para verificar específicamente si una estructura es estable ante sismos máximos.

No considerado, SP-6: Este no es un nivel de desempeño, pero proporciona un marcador de posición para situaciones en las que sólo se realiza una evaluación sísmica no estructural o un reforzamiento” (p.17).

- Los Niveles de desempeño para elementos no estructurales son:

“Operacional, NP-A: Es el estado de daño en el cual los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionales y en su sitio después del sismo.

Ocupación inmediata, NP-B: Es el estado de daño en el cual los sistemas y elementos no estructurales permanecen en su sitio. Pueden presentarse algunas limitaciones en el funcionamiento de algunos equipos y maquinarias. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, sin embargo, el estado de seguridad sísmica no es afectado.

Seguridad de vida, NP-C: Este estado de daño incluye un daño considerable en los sistemas y elementos no estructurales, pero sin llegar al colapso o poner en peligro a las personas dentro o fuera del edificio. Los sistemas, equipos y maquinaria no estructurales pueden verse afectados y podrían requerir el reemplazo o la reparación.

Peligro reducido, NP-D: Este estado de daño puede incluir un daño severo en los sistemas y elementos no estructurales, pero sin llegar al colapso o caída de elementos grandes y pesados que puedan causar daños significativos a grupos de personas tales como parapetos, muros exteriores de mampostería, entre otros.

No considerado, NP-E: Este no es un nivel de desempeño, proporciona una designación para el caso común en el que los elementos no estructurales no se inspeccionan ni evalúan a menos que tengan un efecto directo en la respuesta estructural, como muros de relleno de mampostería u otras particiones pesadas” (p.18).

- Los niveles de desempeño de un edificio es una combinación del desempeño estructural y no estructural, los cuales son:

“Niveles de desempeño para las estructuras. La combinación de un nivel de desempeño estructural y no estructural da lugar a un nivel de desempeño para la estructura que describe completamente el estado de daño límite deseado para una estructura y representa el comportamiento global del edificio.

Operacional, 1-A: Este es el nivel de desempeño relacionado con la funcionalidad. El daño a la estructura del edificio es limitado, por lo que la ocupación continúa siendo segura, y las reparaciones necesarias son menores y pueden llevarse a cabo sin interrupciones significativas para los ocupantes. De manera similar, el daño a los sistemas no estructurales y los contenidos relacionados con la funcionalidad son menores y no pondrán en peligro las funciones del edificio.

Ocupación inmediata, 1-B: Este nivel corresponde a los criterios más utilizados para edificaciones esenciales. Se espera que los espacios y sistemas del edificio sean razonablemente utilizables, a pesar que el contenido puede estar dañado. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

Seguridad de vida, 3-C: Este nivel está destinado a lograr un estado de daño que presenta una probabilidad extremadamente baja de amenazas a la seguridad de vida, ya sea por daños estructurales (limitados) o por fallas de elementos no estructurales. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos de diseño convencionales.

Estabilidad estructural, 5-E: El margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra casi al límite y la probabilidad del colapso ante posibles replicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. No se requiere evaluar los daños no estructurales debido al elevado nivel de daños estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que es necesario desalojar, o incluso demoler la estructura” (p.18).

En la Tabla 3 se muestran los diferentes niveles de desempeño mencionados.

Tabla 3

Niveles de desempeño mediante la Norma ATC – 40

Niveles de Desempeño No Estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5	SP-6
	Ocupación Inmediata	Control de daño	Seguridad de Vida	Seguridad Limitada	Estabilidad Estructural	No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Peligro Reducido	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

	Niveles de desempeño comúnmente utilizados
	Otras posibles combinaciones de SP-NP
	Combinaciones No Recomendadas de SP-NP

Nota. Se muestran los niveles de desempeño para estructuras, para elementos estructurales y no estructurales. Obtenido de la tesis titulada “Análisis Estático no lineal y Evaluación del Desempeño sísmico del Edificio de 8 niveles diseñado con la Norma E.030” (2019).

b. Objetivos de desempeño.

Según Choque y Luque (2019) menciona que la norma ATC 40 define que “un objetivo de desempeño de nivel doble o múltiple puede ser definido seleccionando dos o más desempeños esperados diferentes, uno para cada nivel de sismo”. (p.22).

Con la Tabla 3 anteriormente mostrada se puede combinar varios niveles de sismos para construir objetivos de desempeño posibles, pero en la Tabla 4 se observa el propósito del desempeño para Seguridad Básica de las edificaciones común.

Tabla 4

Objetivos de desempeño para estructuras convencionales

Nivel de Amenaza	Nivel de desempeño de la Estructura			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Servicio (SE)	-	-	-	-
Diseño (DE)	-	-	✓	-
Máximo (ME)	-	-	-	✓

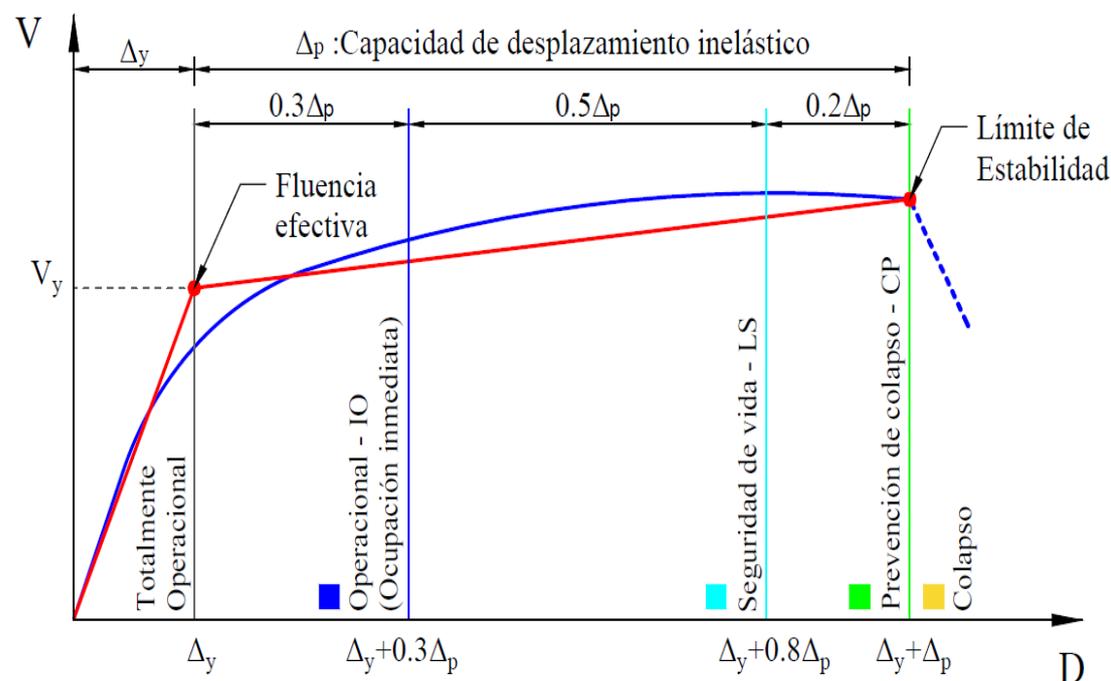
Nota. Se muestran que los objetivos alcanzan el nivel de desempeño Seguridad de Vida para el S. de Diseño (DE) y el nivel de desempeño de Estabilidad Estructural para el S. Máximo (ME). Obtenido de la tesis titulada "Análisis Estático no lineal y Evaluación del Desempeño sísmico del Edificio de 8 niveles diseñado con la Norma E.030" (2019).

c. Evaluación del Desempeño Sísmico y Criterios de Aceptación

Para obtener si la estructura satisface con los objetivos de desempeño, se grafican los resultados obtenidos anteriormente y se comparan con los niveles de desempeño que la norma ATC 40 propone como se observa en la Figura 26.

Figura 26

Sectorización por niveles de desempeño de modelo bilineal



Nota. Obtenido de la tesis titulada "Análisis Estático no lineal y Evaluación del Desempeño sísmico del Edificio de 8 niveles diseñado con la Norma E.030" (2019).

2.3. Definición de términos

2.3.1. Sismo

También llamado terremoto, es una vibración de la tierra causada por la liberación repentina y rápida de energía almacenada en lo profundo de la tierra. Esta energía almacenada se libera en forma de ondas sísmicas concéntricas que se propagan en todas las direcciones hacia la superficie (Flavio Abanto, 2018).

2.3.2. Resistencia

La resistencia de un elemento se define como su capacidad para resistir esfuerzos y fuerzas aplicadas sin romperse, adquirir deformaciones permanentes o deteriorarse de algún modo. (Mengual Muñoz, 2020).

2.3.3. Comportamiento.

Según Morales Espinoza (2018) menciona que el comportamiento “Es la manera de comportarse (conducirse, portarse). Se trata de la forma de proceder de un agente, material ante cualquier variable que lo afecte” (p. 11).

2.3.4. Rigidez

En ingeniería, la rigidez es la capacidad de un objeto sólido o elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos. Los coeficientes de rigidez son magnitudes físicas que cuantifican la rigidez de un elemento resistente bajo diversas configuraciones de carga. Normalmente las rigideces se calculan como la razón entre una fuerza aplicada y el desplazamiento obtenido por la aplicación de esa fuerza (Mengual Muñoz, 2020).

2.3.5. Ductilidad

Según Fernández Betances (2017) menciona que “la ductilidad es la capacidad que tienen las estructuras, sus componentes o los materiales que las constituyen, de deformarse hasta el límite plástico manteniendo su capacidad mecánica y de acumular energía durante los ciclos de carga (histéresis)” (p. 33)

Se define como la propiedad de un material de deformarse bajo la influencia de cargas cíclicas sin pérdida significativa de rigidez y resistencia. Los miembros estructurales dúctiles están diseñados para resistir la deformación inelástica sin una pérdida significativa de resistencia y rigidez

2.3.6. Periodo fundamental de vibración

El periodo fundamental de una estructura es el tiempo que tarda en dar una vibración una estructura en la forma que moviliza la mayor parte de su masa. Una estructura tiene muchas maneras de vibrar, pero la fundamental es aquella que va a movilizar más masa. (Agudelo Zapata, 2022)

2.3.7. Periodo de retorno

Según Choque y Luque (2019) define que “el Periodo de Retorno se define como un periodo de tiempo medio entre la ocurrencia de sismos que producen efectos del mismo orden de severidad” (p. 26).

2.3.8. Amortiguamiento de histéresis

El amortiguamiento de histéresis es un Amortiguamiento de un edificio producido al ser sometido a una deformación elástica por el rozamiento interno de un material fatigado. (Definiciones Arquitectónicas y de Construcción, 2023)

2.3.9. Amortiguamiento viscoso

Representa la resistencia opuesta por un fluido a un cuerpo que se mueve en él. Se idealiza como una fuerza proporcional a la velocidad del movimiento y por lo tanto proporcional también a la frecuencia de la vibración (Huamani García, 2016).

El amortiguamiento que ocurre cuando una estructura entra en una región inelástica debido a un terremoto puede expresarse como una combinación de amortiguamiento viscoso específico de la estructura y amortiguamiento histerético.

CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO

3.1. Diseño de investigación

La presente investigación es “no experimental”, es decir no se manipulan las variables porque el software que se usa tiene códigos y normas establecidos.

El tipo de investigación es transversal porque se busca analizar cuál es el comportamiento sísmico con el uso de normas americanas en un determinado momento.

3.2. Acciones y actividades

El procedimiento para la evaluación estructural se realizará en cuatro etapas:

- ETAPA 01: Recopilación de datos
- ETAPA 02: Análisis lineal de la estructura
- ETAPA 03: Análisis estático no lineal o Pushover
- ETAPA 04: Desempeño sísmico con la norma ATC-40

3.2.1. ETAPA 01: Recopilación de datos

En esta etapa se realizó la recolección de datos tanto documental como de estudio técnico, el cual se trabajó en campo y gabinete.

El propósito de esta etapa es desarrollar los planos de distribución de Arquitectura y el pre dimensionamiento del plano de estructuras.

3.2.1.1. Descripción General.

La vivienda multifamiliar se encuentra ubicado en la Asoc. Ramon Copaja Mz. M Lt. 11 en el distrito de Alto de la Alianza del departamento de Tacna, como se observa en la Figura 27.

Asimismo, el dueño plantea que la infraestructura actual como se ve en la Figura 28 será demolida en su totalidad.

Figura 27*Ubicación del proyecto en estudio*

Nota. Se puede observar que la vivienda está ubicada en una esquina y a una cuadra de la Av. Jorge Basadre.

Figura 28*Vista de terreno para Instalación de la edificación*

Nota. Se observa el estado actual del terreno donde se construirá el proyecto.

3.2.1.2. Levantamiento Topográfico

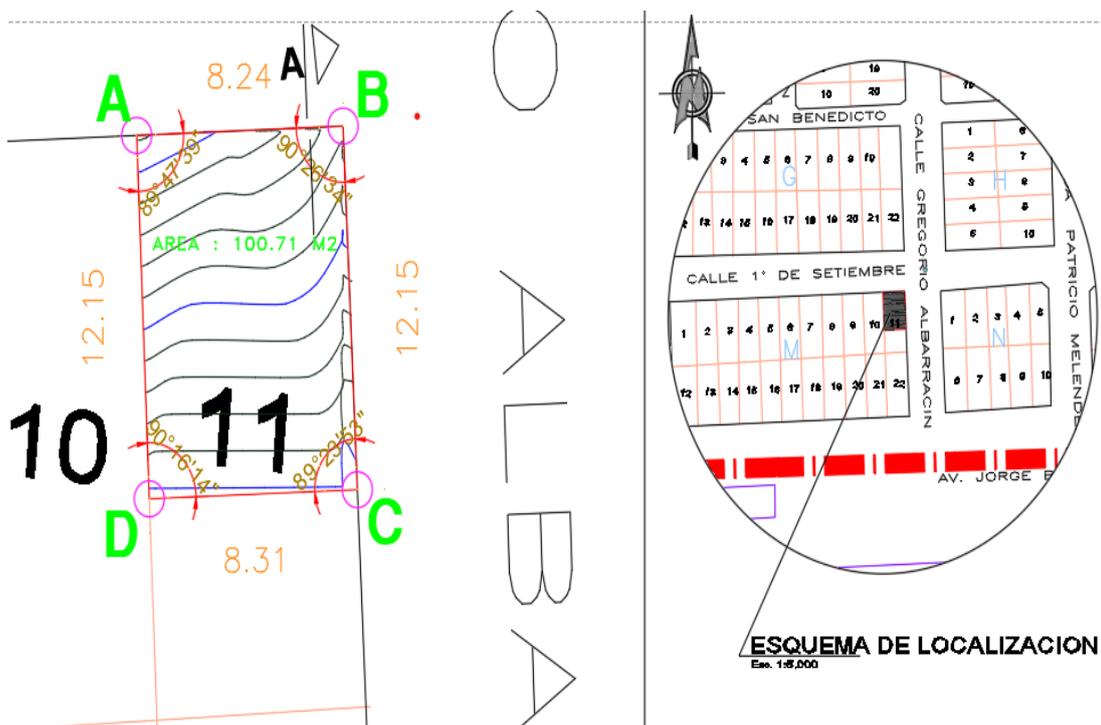
Con fecha 13 de diciembre del 2022 se visitó el proyecto en estudio para un reconocimiento del terreno mediante un levantamiento topográfico, el cual se utilizó un programa de calculo que tiene la Estación Total y la lectura de las coordenadas U.T.M. WGS-84 mediante el uso de un GPS.

Al terminar el levantamiento exportamos los puntos para luego elaborar los planos topográfico utilizando el programa Civil 3D 2021. Los puntos son incluidos como bloques y así obtener las curvas de nivel.

Asimismo, utilizaremos el programa AutoCAD 2020 para la presentación final de los planos topográfico como se observa en la Figura 29.

Figura 29

Plano de Ubicación del terreno



Límites y dimensión perimétrica del terreno

- Norte. Colinda con la calle 1° de setiembre, de un tramo entre el vértice (A-B) DE 8,24 ml.
- Sur. Colinda con la otra parte del lote 11 de un tramo entre el vértice (D-C) de 8,31 ml.

- c. Este. Colinda con la calle Prolongación Gregorio Albarracín de un tramo entre el vértice (B-C) DE 12,15 ml.
- d. Oeste. Colinda con el lote 10 de un tramo entre el vértice (A-D) de 12,15 ml.

Área y Perímetro: El terreno tiene un área de 100,71 m² y un perímetro de 40,89 ml.

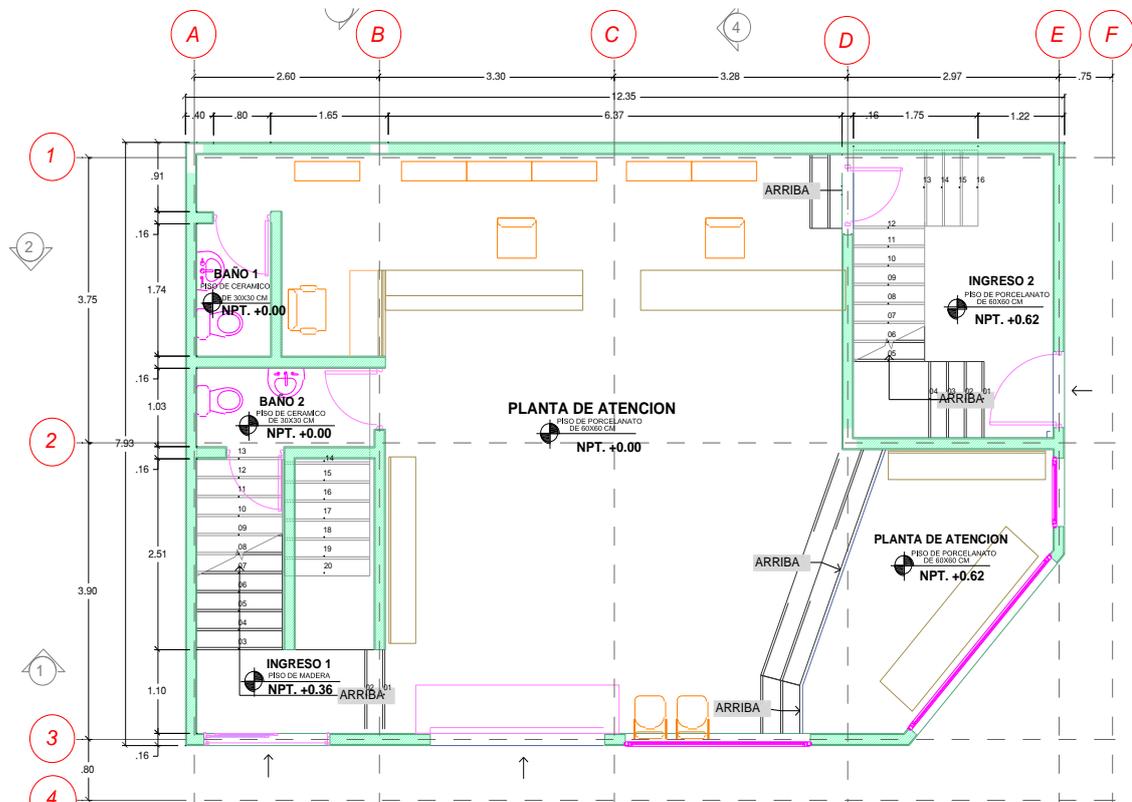
3.2.1.3. Distribución Arquitectónica

Para el diseño arquitectónico se utilizó la norma A.010 "Condiciones Generales de Diseño" donde establece criterios y requisitos mínimos. El proyecto será de 4 niveles como se muestra en las Figuras 30, 31, 32 y 33, donde el edificio será destinado para un local comercial y dos departamentos, como se observa la edificación en 3D en la Figura 34.

El acceso para el Local Comercial y su depósito será por la Calle Prolongación Gregorio Albarracín, mientras que el acceso para los departamentos será por la calle 1° de setiembre, es decir cuenta con dos escaleras independientes.

Figura 30

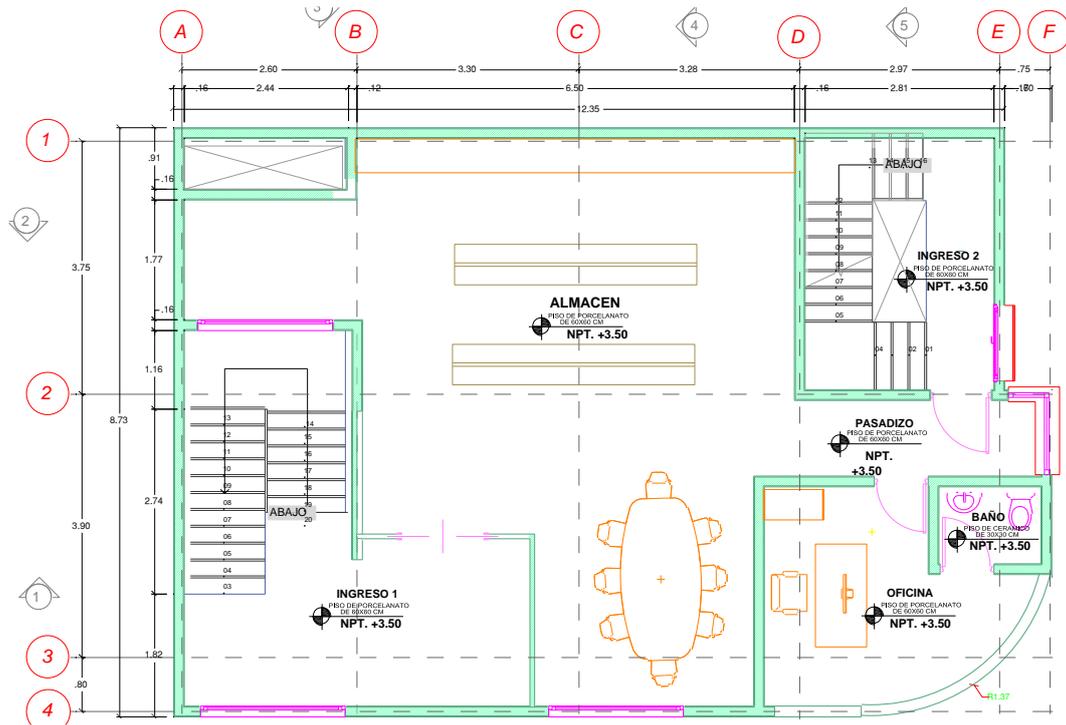
Distribución arquitectónica del primer nivel



Nota. se muestra el Primer nivel que Consta de plantas para atención al cliente y dos servicios higiénicos.

Figura 31

Distribución arquitectónica del segundo nivel



Nota. se muestra el segundo nivel que Consta de un ambiente de almacenamiento para el Local comercial y una Oficina con un servicio higiénico.

Figura 32

Distribución arquitectónica del tercer nivel

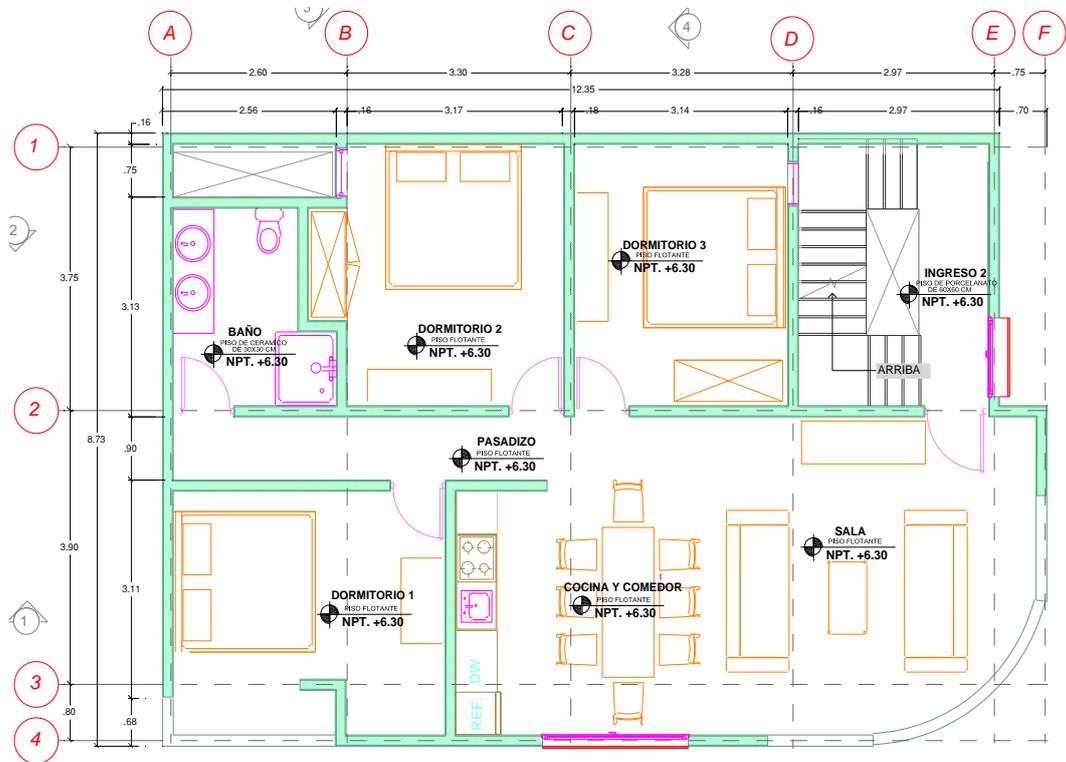
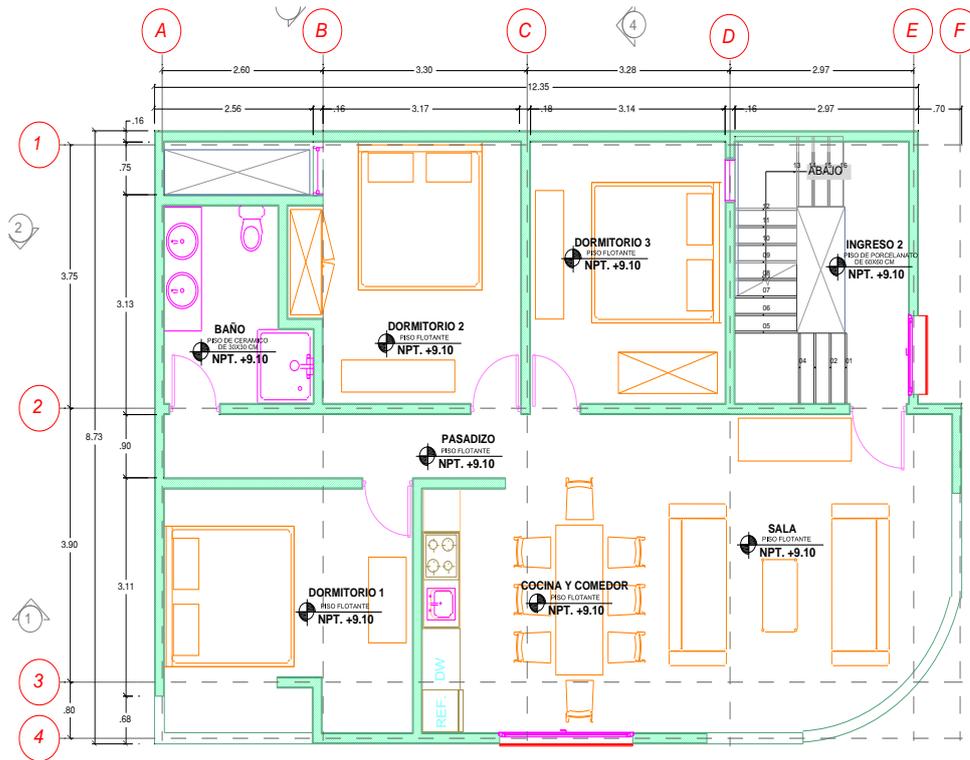


Figura 33*Distribución arquitectónica del cuarto nivel*

Nota. El tercero y cuarto nivel, los departamentos son iguales. Ambos cuentan con una sala, comedor, cocina, un servicio higiénico y tres dormitorios.

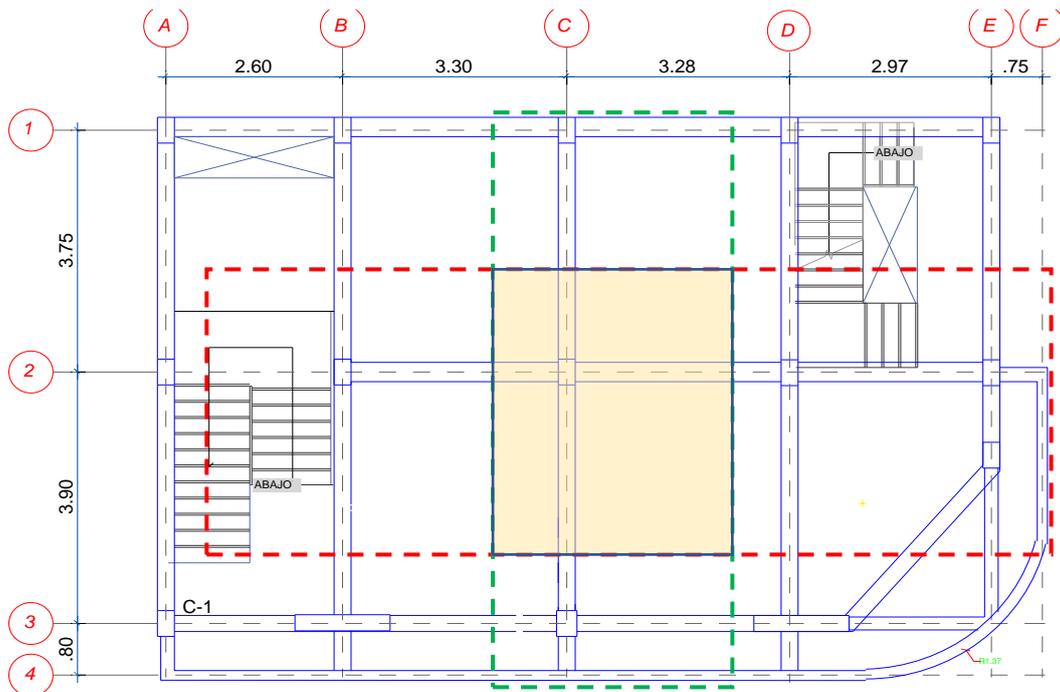
Figura 34*Vista 3D del modelo propuesto para la vivienda multifamiliar*Act
Ve a

3.2.1.4. Pre dimensionamiento

En la Figura 35 se observa la estructuración de la vivienda familiar que se realizó mediante con el plano de arquitectura y criterios estructurales.

Figura 35

Estructuración de la vivienda multifamiliar



a. Pre dimensionamiento de vigas.

- Para las Vigas principales: Se usó la Tabla 5 para usar el factor de acuerdo a la sobrecarga o carga viva de cada piso.

Tabla 5

Factor α para el pre dimensionamiento de vigas principales

Ws/c	α
$s/c \leq 200 \text{ kg/cm}^2$	12
$200 < s/c \leq 350 \text{ kg/cm}^2$	11
$350 < s/c \leq 600 \text{ kg/cm}^2$	10
$600 < s/c \leq 750 \text{ kg/cm}^2$	9

Para calcular la base usaremos $b = \frac{B}{20} \geq 0,25 \text{ m}$; B: ancho tributario

$$b = \frac{3,83}{20} = 0,19 < 0,25; b = 0,25\text{m}$$

Para calcular el peralte $h = \frac{Ln}{\alpha}$; donde Ln es la luz libre y para el factor α se usará la Tabla 5, que esta según la carga viva que soportará las losas.

$$h = \frac{3,3}{10} = 0,33 \approx 0,40 \text{ m}$$

- Para el pre dimensionamiento Vigas secundarias:

$$b = 0,25\text{m} \rightarrow h = \frac{3,9}{14} = 0,28 \approx 0,40 \text{ m}$$

- Las dimensiones para las vigas serán b x h=0,25 x 0,40 m

b. Pre dimensionamiento de columnas.

$$A_{COL} = \frac{\lambda * P_G}{n * f'_c}$$

Donde A_{COL} : área de las columnas y P_G : Carga por gravedad

- Para los factores (λ, n) se aplica la Tabla 6 que depende del tipo de columna

Tabla 6

Factores para el pre dimensionamiento de columnas

Tipo de columna	λ	n
Central	1,1	0,3
Perimetral	1,25	0,25
Esquina	1,5	0,2

- Para el cálculo de la carga por gravedad realizaremos un metrado de cargas para una columna central como se muestra en la Tabla 7 y 8.

Tabla 7

Metrado asumido para la carga muerta en una columna central

Descripción	Pisos	Área (m2)	Longitud (m)	Peso (t/m2)	Peso (t)
P. acabado	4	3,30 x 3,85	-	0,10	5,082
P. de tabiquería típica	4	3,30 x 3,85	-	0,10	5,082
P. de tabiquería ultimo nivel	1	3,30 x 3,85	-	0,05	0,635
P. de losa	4	3,30 x 3,85	-	0,28	14,229
Vigas en X-X	4	0,25 x 0,25	3,36	2,4	2,016
Vigas en Y-Y	4	0,25 x 0,30	2,55	2,4	1,836
Columna 30x30	1	0,3 x 0,3	13,5	2,4	2,916
Carga Muerta (D)					31,797

Tabla 8

Metrado asumido para la carga viva en una columna central

Descripción	Pisos	Área (m ²)		Longitud (m)	Peso (t/m ²)	Peso (t)
Sobre carga	4	3,30	x 3,85	-	0,2	10,164
Sobre carga ultimo nivel	1	3,30	x 3,85	-	0,1	1,271
Carga Viva (L)						11,4345

- Para obtener el área de la columna calcularemos la carga por gravedad o servicio (D+L) y luego remplazaremos en la formula antes mencionada donde:

$$A_{COL} = \frac{1,1 * 43,23}{0,3 * 0,21} = 755 \text{ cm}^2$$

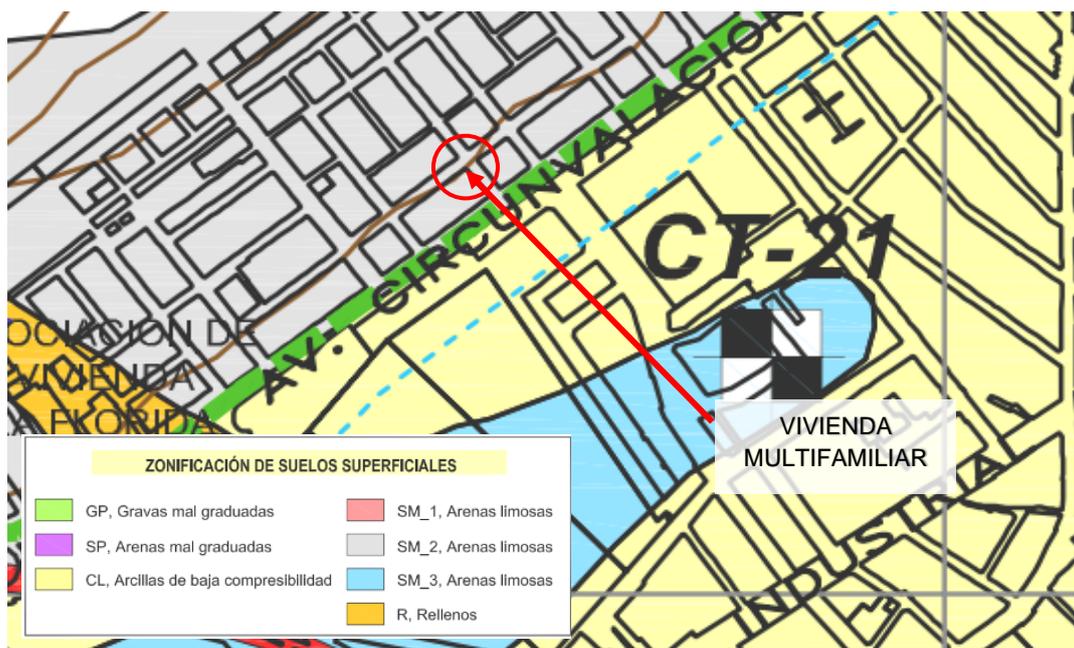
- Se tomará la sección 25x40 cm para la mayoría de las columnas.

3.2.1.5. Parámetros del suelo

El perfil de suelo según el “Mapa de peligros de la ciudad de Tacna” del Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI) es de tipo S3 (Suelo Blando) con una estratigrafía conformada por arenas limosas (SM) como se observa en la Figura 36.

Figura 36

Perfil del Suelo estimado



Nota. Obtenido de “Mapa de peligros de la ciudad de Tacna – INDECI” (2004)

3.2.1.6. Propiedades mecánicas de los materiales

Conociendo el peso específico del concreto se definieron la resistencia a compresión y la relación de poisson que usaremos en el modelado. Para el módulo de elasticidad del concreto usamos la formula (2), que fue mencionada en la página 13 del presente informe. En la tabla 9 se muestra un resumen de las propiedades.

Tabla 9

Propiedades mecánicas del concreto

Concreto	
Resistencia a la compresión (kg/cm ²)	$f'c = 210$
Módulo de elasticidad (kg/cm ²)	$E_c = 15000\sqrt{f'c}$
Módulo de Poisson	$n = 0,20$
Peso específico (kg/m ³)	$\gamma_c = 2400$

Nota. Se definen las propiedades del concreto que usaremos en la aplicación del software Etabs v. 2020.

3.2.2. ETAPA 02: Análisis lineal de la estructura

En esta etapa se realizó el modelamiento en el software Etabs a partir de la información obtenida, como los planos de arquitectura, planos de estructura y propiedades de los materiales, donde analizamos la vivienda multifamiliar para conocer su comportamiento estructural y verificar según lo establecido en la norma E.030 como los desplazamientos, distorsiones. También se diseñó los elementos estructurales como las vigas, columnas y placas.

3.2.3. ETAPA 03: Análisis estático no lineal o Pushover

Se realizó el análisis no lineal, donde se determinó la curva de capacidad de la estructura y la formación de rotulas plásticas en cada elemento estructural.

3.2.4. ETAPA 04: Desempeño sísmico con la norma ATC-40

Es esta etapa se evaluó el rendimiento de la estructura bajo la normativa ATC-40, donde se determinó para cada nivel de sismo y así verificar su seguridad estructural.

3.3. Materiales y/o instrumentos

- Software Etabs v.2020

- Registro de Información
- Equipo Topográfico (Estación total, prisma con porta prisma y GPS)

3.4. Población y/o muestra de estudio

La población de estudio fue la vivienda multifamiliar de cuatro niveles de la ciudad de Tacna, por lo tanto, la población coincide con la muestra.

3.5. Operacionalización de variables

En la Tabla 10 se muestra la operacionalización de variables que es un proceso que explica la medición de las variables.

Tabla 10

Operacionalización de variables

	Variable	Definición Operacional	Dimensiones	Indicador
Variable Independiente	Características de la estructura de una vivienda	Una estructura es un conjunto de elementos unidos, con el fin de soportar las fuerzas que actúan sobre ellos.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Sistemas estructurales ▪ Propiedades mecánicas de los materiales 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Sistemas estructurales ▪ Propiedades mecánicas de los materiales
	Comportamiento sísmico lineal	Edificación diseñada bajo la norma vigente	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Desplazamientos ▪ Distorsiones ▪ Fuerzas de corte 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Desplazamientos ▪ Distorsiones ▪ Fuerzas de corte
Variable Dependiente	Comportamiento sísmico no lineal	Es un método que utiliza un patrón de carga lateral que aumenta con cada iteración para llevar el edificio a la máxima deformación.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Fuerza Cortante en la base ▪ Desplazamiento 	Curva de capacidad
	Desempeño sísmico	Es el comportamiento de la estructura en función a su capacidad estructural y la demanda sísmica.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Totalmente Operacional ▪ Ocupación Inmediata ▪ Seguridad de Vida ▪ Prevención de colapso 	Niveles de Desempeño sísmico

3.6. Procesamiento y análisis de datos

El procesamiento de datos no se realizó mediante análisis estadístico, debido a que la muestra es puntual y es un caso práctico particular. El procesamiento de la información se realizó usando el programa Etabs v.20.

3.6.1. Análisis lineal de la estructura

3.6.1.1. Datos previos a la modelación

Se puede observar que en la dirección X se tiene un sistema de muros estructurales y en la dirección Y se tiene un sistema de pórticos.

Antes del modelamiento se realiza un resumen de los parámetros sísmicos que usaremos como se muestra en la Tabla 11.

Tabla 11

Parámetros sísmicos obtenidos de la norma E.030

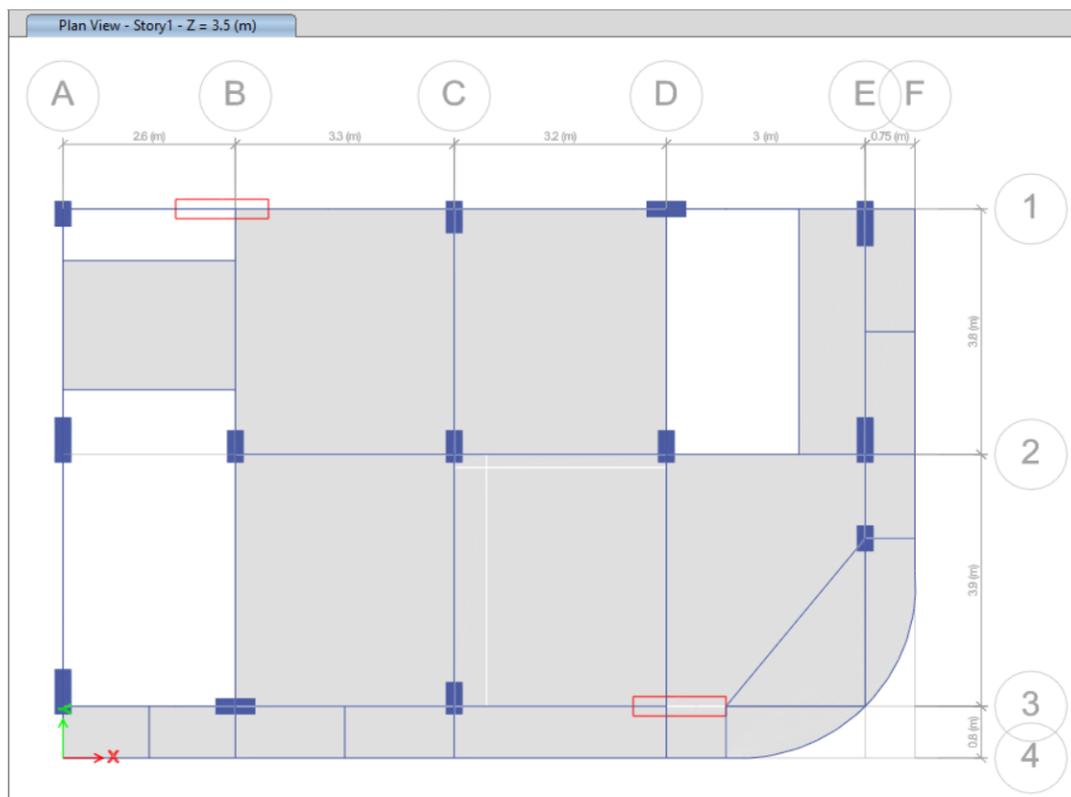
Fact. de Zona	Ubicada en el Dpto. de Tacna	Zona 4	$Z = 0,45$
Fact. de Uso	Edificación Común (Vivienda – Local comercial)	Tipo C	$U = 1,00$
Fact. de Amplificación del Suelo	Según Instituto Nacional de Defensa Civil	Tipo S3	$S = 1,10$ $T_p = 1,00 \text{ seg.}$ $T_L = 1,60 \text{ seg.}$
Fact. de Reducción de Fuerza Sísmica	Dirección X	M. Estructural	$R_x = 6,00$
	Dirección Y	Pórtico	$R_y = 8,00$

3.6.1.2. Análisis lineal con el software ETABS v.2020

Primero se definieron las propiedades de los materiales, para poder definir las secciones de los elementos. Una vez modelado los elementos estructurales como se observa en la Figura 37 se realizó la Asignación de Brazos rígidos (rigid-zone factor 0,75), la Aplicación de las condiciones de apoyo (es decir el empotramiento de la base) y la Definición de diafragmas para cada nivel.

Figura 37

Vista en planta del modelamiento en ETABS v.2020



En la ventana Define Load Patterns, el software tiene ya predeterminado dos sistemas de cargas que son la carga muerta denominada como DEAD y la carga viva denominada LIVE. En esa misma ventana se agregó dos nuevos sistemas de cargas estáticas que pertenecen a una acción del sismo tanto en X como en Y.

Para la definición de las cargas que soportaran las losas se consideraron los lineamientos de la norma Técnica E.020 “Cargas”, como se muestra en la Tabla 12.

Tabla 12

Metrado de cargas para el modelamiento en ETABS v.2020

Carga muerta	
Piso terminado	0,10 tonf/m ²
Peso de tabiquería típica	0,10 tonf/m ²
Peso de Ladrillo en Losa Bidireccional	0,07 tonf/m ²
Carga viva	
Uso para almacenaje	0,50 tonf/m ²
Uso para viviendas	0,20 tonf/m ²
Uso Techo del último nivel	0,10 tonf/m ²

Para la Definición de masas o la determinación del peso total de la edificación se aplica la norma E.030, del artículo 26 (estimación del peso) donde indica que:

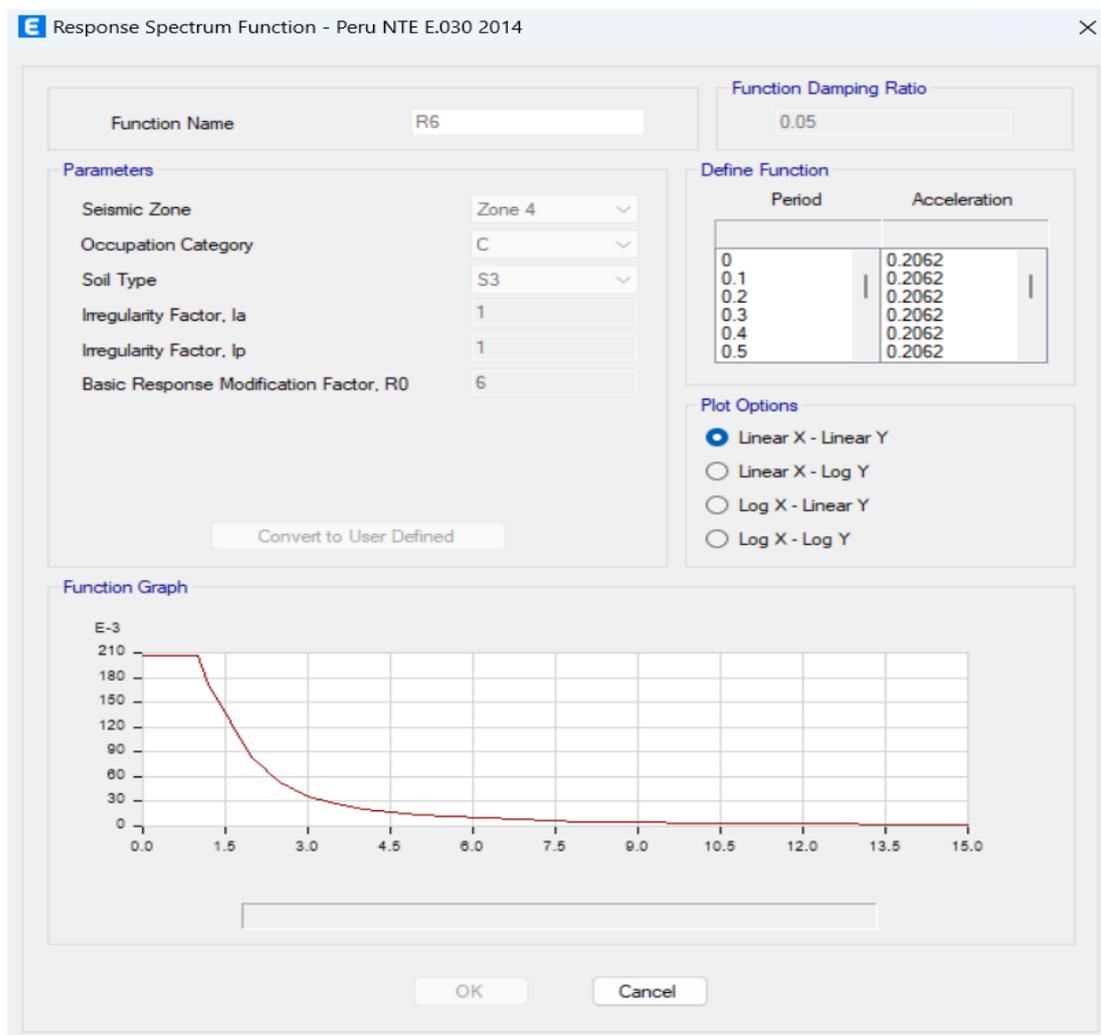
“El Peso se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva” (p.9)

Esta carga depende del tipo de edificaciones, en nuestro caso siendo una edificación de Categoría C, se toma el 25% de la carga viva.

Para la Definición del sistema de cargas dinámicas, primero necesitamos definir el espectro de pseudo aceleración para luego definir los casos dinámicos a analizar tanto en X (R=6) como Y (R=8), también ingresaremos una excentricidad accidental de 5% en cada caso como se observa en la Figura 38.

Figura 38

Datos del espectro de respuesta en ETABS v.2020



Para la Definición de las combinaciones de cargas se aplicó la norma E.060 “Concreto Armado” en el párrafo 9.2 Resistencia Requerida, donde indican todas las combinaciones necesarias, en nuestro caso se aplicó las siguientes combinaciones detalladas en la Tabla 13:

Tabla 13

Combinaciones de carga para el modelamiento en ETABS

Combinaciones de cargas	
Combo 1	1.40 <i>Dead</i> + 1.70 <i>Live</i>
Combo 2	1.25 <i>Dead</i> + 1.25 <i>Live</i> + <i>SSX</i>
Combo 3	1.25 <i>Dead</i> + 1.25 <i>Live</i> + <i>SSY</i>
Combo 4	0.90 <i>Dead</i> + <i>SSX</i>
Combo 5	0.90 <i>Dead</i> + <i>SSY</i>

Luego creamos una combinación llamada ENVOLVENTE e ingresamos todas las combinaciones anteriormente definidas. También asignamos mesh de 0,5 a las placas y de 0,3 a las losas.

Al haber terminado el modelamiento, hacemos que el programa analice la estructura y revisamos el comportamiento de la edificación (si tiene torsión) o si cumple las distorsiones, de lo contrario aumentamos o quitamos las secciones de las columnas, placas o vigas hasta cumplir la norma.

a. Excentricidad del centro de masa

En la tabla 14 se puede observar que existe excentricidad mínima ya que las coordenadas del centro de Masas (CM) y centro de rigidez (CR), casi son similares.

Tabla 14

Centro de masas (CM) y centro de rigidez (CR)

Piso	Altura (m)	Masa (tonf)	XCM	YCM	XCR	YCR
			m	m	m	m
Story1	D1	6,24755	6,9448	4,2737	6,4074	4,7016
Story2	D2	8,71380	6,2702	4,2361	6,6607	4,7443
Story3	D3	8,74317	6,2772	4,2499	6,6884	4,7554
Story4	D4	8,89397	6,52	4,1766	6,6744	4,7563

b. Periodo fundamental de la edificación.

En la Figura 39 se muestran los periodos y formas de modo de la estructura, observamos que el modo 1 es de 0,399 seg. en la dirección Y (obteniendo un valor de 81,82% de participación) y un modo 2 es de 0,356 seg. en la dirección X (obteniendo un valor de 77,45 % de participación). Estos modos nos serán de ayuda para el cálculo del coeficiente basal para las cargas del análisis estático.

Figura 39

Periodo fundamental de la edificación (ETABS v.2020)

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0.399	0.0374	0.8182	0	0.0374	0.8182	0	0.1738
Modal	2	0.356	0.7745	0.0475	0	0.812	0.8657	0	0.0083
Modal	3	0.29	0.0211	0.0081	0	0.8331	0.8738	0	0.0013
Modal	4	0.12	0.0016	0.0974	0	0.8347	0.9711	0	0.7197
Modal	5	0.102	0.1187	0.0011	0	0.9535	0.9722	0	0.0097
Modal	6	0.086	0.0048	0.0007	0	0.9583	0.9729	0	0.0034
Modal	7	0.062	3.837E-05	0.0226	0	0.9583	0.9955	0	0.0596
Modal	8	0.049	0.0333	8.605E-06	0	0.9916	0.9956	0	2.534E-05
Modal	9	0.043	0.0016	0.0001	0	0.9932	0.9957	0	0.0009
Modal	10	0.04	1.875E-05	0.0043	0	0.9933	1	0	0.0232
Modal	11	0.031	0.0063	2.407E-06	0	0.9995	1	0	3.173E-06
Modal	12	0.028	0.0002	2.122E-05	0	0.9997	1	0	0.0001

c. Coeficiente basal

Primero se calculó el factor de amplificación sísmica C usando la fórmula (4) de la página 14 del presente informe, teniendo un periodo fundamental en sentido X de 0.356 seg. y en sentido Y de 0.399 seg.

$$T_x < T_p$$

$$0,356 < 1,00$$

$$C_x = 2,5$$

$$T_y < T_p$$

$$0,399 < 1,00$$

$$C_y = 2,5$$

Luego aplicamos la formulada (18) mencionada en la página 17 y sustituimos los valores de Z, U, S, R de la tabla 8. Calculamos los coeficientes basales para cada dirección y luego los ingresamos al programa.

$$\frac{ZUC_x S}{R_x} = \frac{0,45 * 1,00 * 2,5 * 1,1}{6,00} = 0,2063$$

$$\frac{ZUC_y S}{R_y} = \frac{0,45 * 1,00 * 2,5 * 1,1}{8,00} = 0,1547$$

d. Verificación de la configuración estructural

En el trabajo de investigación se asumió que en el sentido X es un sistema estructural de muros portantes y para el sentido Y es un sistema estructural de pórticos, para verificar la configuración revisamos el porcentaje de cortante de las placas como se observa en la Tabla 15 y la cortante de las columnas como se observa en la Tabla 16.

Tabla 15

Fuerzas cortantes de las placas

Piso	Pier	Output Case	V2 tonf	Output Case	V3 tonf
Piso 1	P1	S DIN X	22,7663	S DIN Y	2,2695
Piso 1	P2	S DIN X	18,7017	S DIN Y	2,2636

Tabla 16

Fuerza cortante de las columnas

Piso	Columna	Output Case	V2 tonf	Output Case	V3 tonf
Piso 1	C4	S DIN X	3.2447	S DIN Y	0,9383
Piso 1	C10	S DIN X	0.5974	S DIN Y	2,8849
Piso 1	C12	S DIN X	2.5282	S DIN Y	0,8703
Piso 1	C1	S DIN X	1.0777	S DIN Y	4,7909
Piso 1	C5	S DIN X	1.1908	S DIN Y	1,9643
Piso 1	C14	S DIN X	0.5874	S DIN Y	2,6597
Piso 1	C17	S DIN X	0.828	S DIN Y	2,5881
Piso 1	C25	S DIN X	0.7956	S DIN Y	2,4039
Piso 1	C28	S DIN X	0.8012	S DIN Y	6,0483
Piso 1	C30	S DIN X	0.3218	S DIN Y	5,7525
Piso 1	C32	S DIN X	0.876	S DIN Y	4,481
Piso 1	C34	S DIN X	0.9534	S DIN Y	1,9701
Piso 1	C36	S DIN X	0.9055	S DIN Y	2,3853

Como se puede observar en las Tablas 17 y 18 se verifica el porcentaje de la fuerza cortante que tienen las placas y columnas como se definió en las bases teóricas de esta investigación en la página 12. Como resultado tenemos que si cumple la configuración planteada.

Tabla 17

Porcentaje de fuerza cortante en placas y columnas en X

Sección	Load Case/Combo	V2 (tonf)	% cortante	Sistema Estructural
PLACAS	SXD Max	41,468	73,82%	M. Estructurales Ro=6
COLUMNAS	SXD Max	14,7077	26,18%	
TOTAL	SXD Max	56,1757	100,00%	

Tabla 18

Porcentaje de fuerza cortante en placas y columnas en Y

Sección	Load Case/Combo	V3 (tonf)	% cortante	Sistema Estructural
PLACAS	SYD Max	4,5331	10,24%	Pórtico Ro=8
COLUMNAS	SYD Max	39,7376	89,76%	
TOTAL	SYD Max	44,2707	100,00%	

e. Verificación de la relación entre la cortante estática y dinámica

Se obtiene por el programa las fuerzas dinámicas y estáticas para poder verificar su relación, luego se aplicando la fórmula (22) mencionada en la página 22 del presente informe y se verifica si necesita un factor de escala que ingresaremos al programa como se muestra en la Tabla 19:

Tabla 19

Factor de escala en x e y para el modelamiento

Dirección	Dinámico Tonf	Estático Tonf	% Actual Dinámico	Tipo Estructura REGULAR	Dinámico Escalado Tonf	Factor escala
X-X	53,1667	65,9344	80,64%	80,00%	52,748	---
Y-Y	41,8984	49,4508	84,73%	80,00%	39,561	----

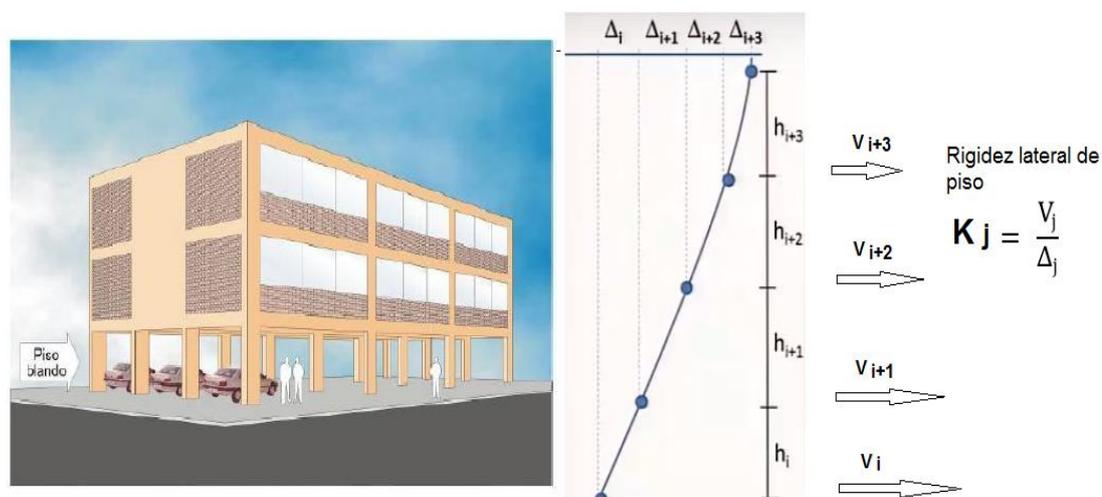
f. Verificación de irregularidad estructural en altura

Para verificar la irregularidad por piso blando, la norma E.030 menciona que:

“existe cuando en cualquiera de las direcciones del análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores” (p.8). Como se demuestra en la Figura 40.

Figura 40

Representación de la Irregularidad por piso Blando



Irregularidad de Rigidez-Piso Blando

$$K_i < 70\% K_{i+1} \quad \text{o} \quad K_i < 80\% \frac{(K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})}{3}$$

En la tabla 20 y 21 observamos que, teniendo la fuerza cortante distribuida y el desplazamiento del centro de masa, podemos verificar que no existe irregularidad por piso blando en ninguna dirección.

Tabla 20

Verificación de Irregularidad por piso blando en el Eje X

Piso	Load Case	VX tonf	C.M. UX m	Despl. Relativo Δ_{ix} m	K lateral tonf/m	% ki / ki+1	OBS.	Rigidez prom. de 3 pisos superior	% ki con respecto al k promedio
Piso 4	SD X	17,42	0,0087	0,0017	10229,77				
Piso 3	SD X	34,86	0,0070	0,0023	15344,94	150,00%	R		
Piso 2	SD X	46,89	0,0047	0,0026	18138,99	118,21%	R	14571,24	169%
Piso 1	SD X	53,17	0,0022	0,0022	24591,44	135,57%	R		

Nota. R (Regular) e I (Irregular).

Tabla 21*Verificación de Irregularidad por piso blando en el Eje Y*

Piso	Load Case	VY	C.M. UY	Despl. Relativ o Δ_{iy}	K lateral	% k_i / k_{i+1}	OB S	Rigidez prom. de 3 pisos superior	% k_i con respecto al k promedio
		tonf	m	m	tonf/m				
Piso 4	SD Y	12,59	0,0084	0,0013	10015,67				
Piso 3	SD Y	26,37	0,0071	0,0020	13265,34	132,45%	R		
Piso 2	SD Y	36,34	0,0051	0,0025	14356,89	108,23%	R	12546	129%
Piso 1	SD Y	41,90	0,0026	0,0026	16133,38	112,37%	R		

Nota. R (Regular) e I (Irregular).

Para verificar si existe irregularidad por piso débil, la norma E.030 indica que:

“Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior” (p.8).

En la tabla 22 y 23 se verifica que no existe irregularidad por piso débil ya que cumple la condición ($V_i < 0,8 * V_{i+1}$).

Tabla 22*Verificación de irregularidad por piso débil en el eje X*

Piso	Load Case	Location	P	VX	VY	Verificación X-X	Verificación Y-Y
			tonf	tonf	tonf		
P4	SD X	Bottom	0	17,4213	3,682		
P3	SD X	Bottom	0	34,8637	7,9562	Regular	Regular
P2	SD X	Bottom	0	46,8893	11,1024	Regular	Regular
P1	SD X	Bottom	0	53,1667	12,8754	Regular	Regular

Tabla 23*Verificación de irregularidad por piso débil en el eje Y*

Piso	Load Case	Location	P	VX	VY	Verificación X-X	Verificación Y-Y
			tonf	tonf	tonf		
P4	SD Y	Bottom	0	3,0604	12,5897		
P3	SD Y	Bottom	0	6,3785	26,3715	Regular	Regular
P2	SD Y	Bottom	0	8,6164	36,3373	Regular	Regular
P1	SD Y	Bottom	0	9,6565	41,8984	Regular	Regular

g. Verificación de irregularidad estructural en planta

Para verificar la irregularidad torsional extrema, la norma E.030 indica que:

“Existe cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ max) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ prom)” (p.8).

Obteniendo el máximo desplazamiento relativo (max drift) y los desplazamientos relativos promedio (Avg Drift) como se muestran en la tabla 24 y 25 se verifica que no existe irregularidad por torsión extrema.

Tabla 24

Verificación de irregularidad torsional extrema en el eje X

Piso	Caso de sismo	Dirección	Max Drift m	Avg Drift m	Ratio	OBS.
Piso 4	SD X	X	0,0096	0,0087	1,0960	Regular
Piso 3	SD X	X	0,0077	0,0070	1,0980	Regular
Piso 2	SD X	X	0,0052	0,0047	1,005	Regular
Piso 1	SD X	X	0,0024	0,0022	1,1050	Regular

Tabla 25

Verificación de irregularidad torsional extrema en el eje Y

Piso	Caso de sismo	Dirección	Max Drift m	Avg Drift m	Ratio	OBS.
Piso 4	SD Y	Y	0,0095	0,0084	1,1357	Regular
Piso 3	SD Y	Y	0,0081	0,0071	1,1349	Regular
Piso 2	SD Y	Y	0,0058	0,0051	1,1301	Regular
Piso 1	SD Y	Y	0,0029	0,0026	1,1086	Regular

h. Verificación de distorsiones de la estructura

Para las verificaciones de las distorsiones debe ser menor a las distorsiones máximas permisibles en nuestro caso para el sentido X será 0,005 para un sistema de Muros estructurales y para el sentido Y será 0,007 siendo un sistema de pórticos. Se puede observar en la Tabla 26 y 27 que se está cumpliendo las distorsiones indicadas en la Norma.

Tabla 26

Verificación de las distorsiones en el eje X

Piso	Caso de sismo	Drift	REGULAR	Distorsión	Distorsión	Verificación
			Rx= 6	Elástica	Max-Norma	
Piso 4	SDX	0,000686	4,50	0,00309	0,005	OK
Piso 3	SDX	0,000916	4,50	0,00412	0,005	OK
Piso 2	SDX	0,001042	4,50	0,00469	0,005	OK
Piso 1	SDX	0,000682	4,50	0,00307	0,005	OK

Figura 41

Representación de las distorsiones en el eje X

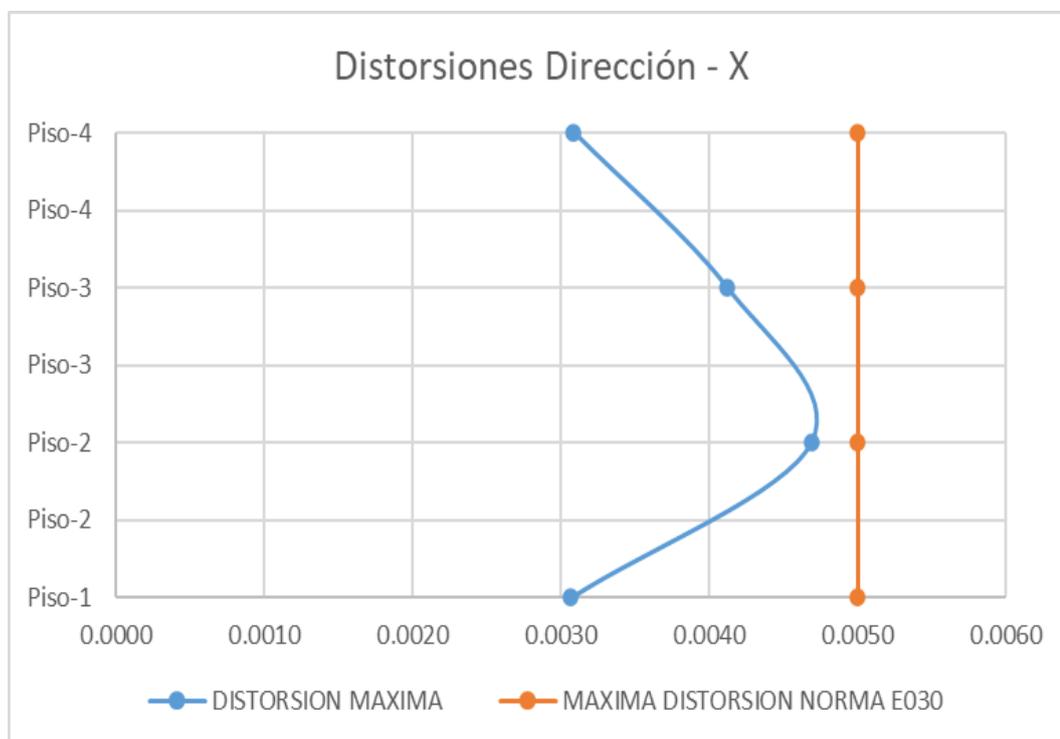
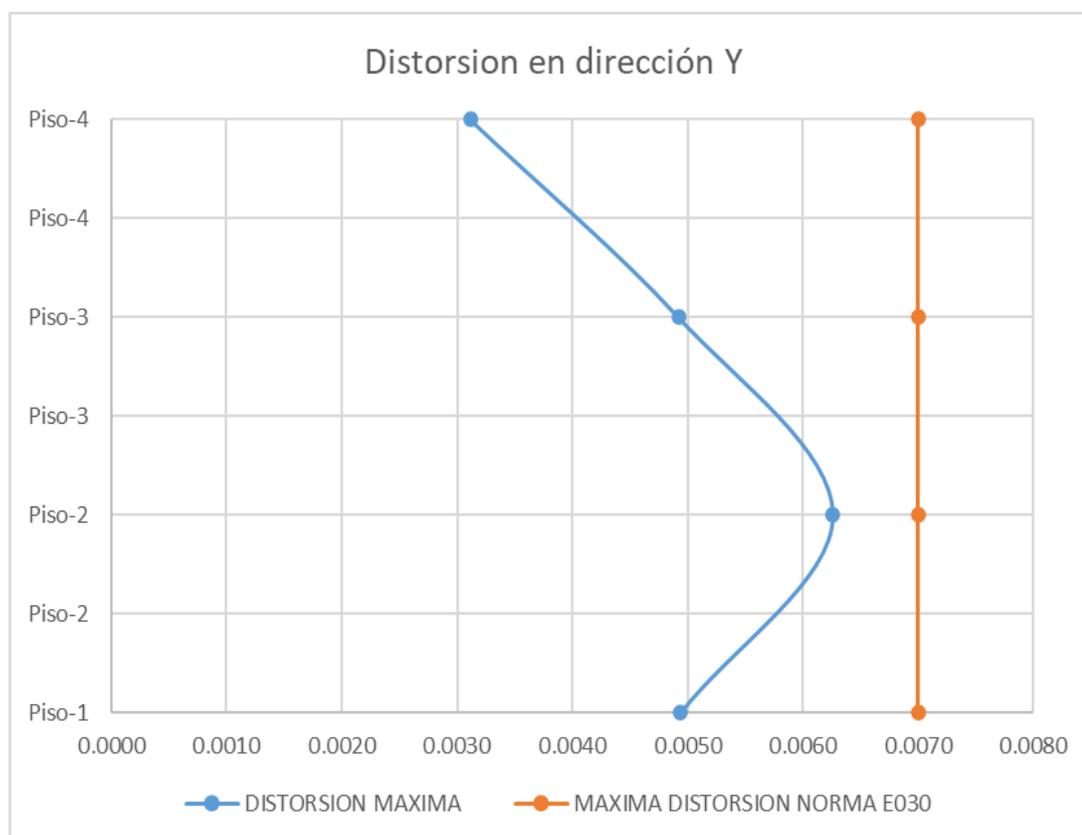


Tabla 27*Verificación de las distorsiones en el eje Y*

Piso	Caso de sismo	Drift	REGULAR	Distorsión	Distorsión	Verificación
			Ry= 8	Elástica	Max-Norma	
Piso 4	SDY	0,000519	6,00	0,00311	0,007	OK
Piso 3	SDY	0,000820	6,00	0,00492	0,007	OK
Piso 2	SDY	0,001043	6,00	0,00626	0,007	OK
Piso 1	SDY	0,000823	6,00	0,00494	0,007	OK

Figura 42*Representación de las distorsiones en el eje Y*

Mientras más cerca este la curva de desplazamiento máximo al límite como se observa en la Figura 41 y 42, se optimiza el diseño estructural, teniendo una estructura no tan costosa.

3.6.2. Diseño de Elementos Estructurales

3.6.2.1. Fuerzas en elementos mediante el programa ETABS

Del software ETABS se puede generar diagramas de momento flector y a fuerza cortante como se observa en la Figura 43 y 44, para poder diseñar el área de acero necesaria para cada elemento de concreto armado.

Figura 43

Diagrama de fuerza cortante en ETABS

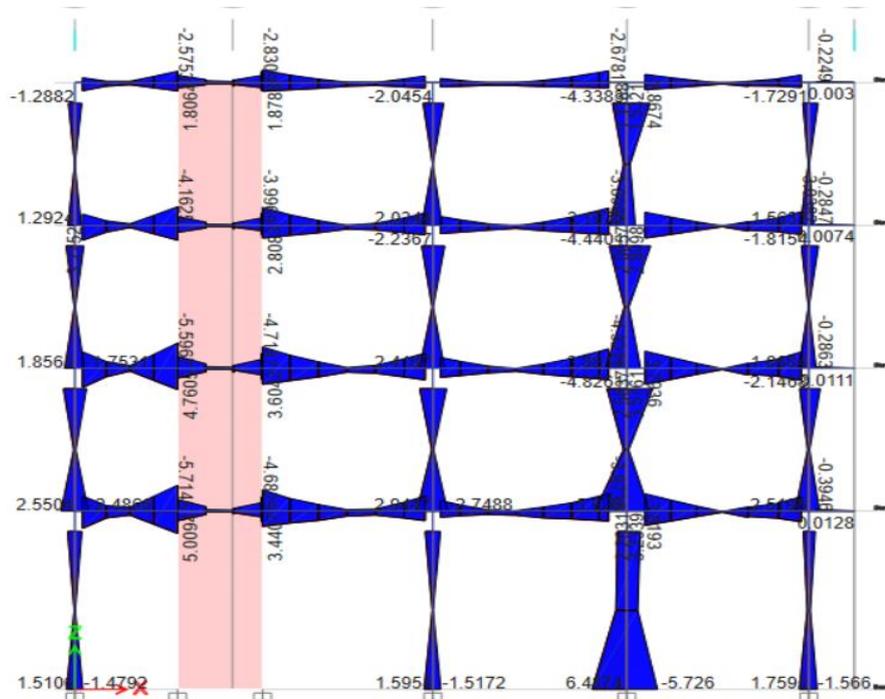
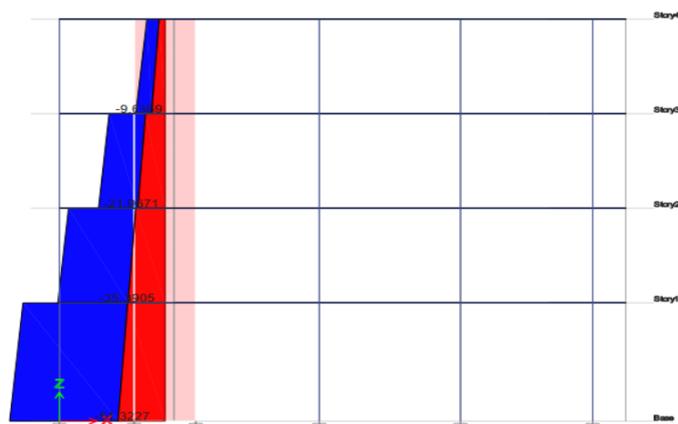


Figura 44

Diagrama de fuerzas axiales debido a la envolvente en ETABS



3.6.2.2. Diseño mediante el programa ETABS

Para que el programa nos diseñe el área de acero debemos previamente ingresar los factores de reducción de capacidad según la normativa peruana como que se

mencionó anteriormente en la página 18, como se observa en la Figura 45 y 46. De esta manera se va a cumplir la norma.

Figura 45

Configuración en ETABS para el diseño de columnas y vigas

	Item	Value
► 02	Multi-Response Case Design	Envelopes - All
03	Number of Interaction Curves	24
04	Number of Interaction Points	11
05	Consider Minimum Eccentricity?	Yes
06	Design for B/C Capacity Ratio?	Yes
07	Ignore Beneficial Pu for Beam Design?	Yes
08	Seismic Design Category	D
09	Design System Rho	1
10	Design System Sds	0
11	Phi (Tension Controlled)	0.9
12	Phi (Compression Controlled Tied)	0.7
13	Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
14	Phi (Shear and/or Torsion)	0.85
15	Phi (Shear Seismic)	0.85
16	Phi (Joint Shear)	0.85
17	User Defined Allowable PT Stresses?	No
18	Concrete Strength Ratio at Transfer f'_{ci} / f'_c	0.8
19	Transfer: Top Fiber Tensile Stress / $f'_{ci}^{(1/2)}$	3

Figura 46

Configuración en ETABS para el diseño de placas

	Item	Value
01	Design Code	ACI 318-08
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Rebar Material	A615Gr60
04	Rebar Shear Material	A615Gr60
05	Design System Rho	1
06	Design System Sds	0
07	Importance Factor	1
08	System Cd	5.5
09	Phi (Tension Controlled)	0.9
10	Phi (Compression Controlled)	0.7
11	Phi (Shear and/or Torsion)	0.85
12	Phi (Shear Seismic)	0.85
13	Pmax Factor	0.8
14	Number of Curves	24
15	Number of Points	11
16	Edge Design PT-Max	0.06
17	Edge Design PC-Max	0.04
18	Section Design IP-Max	0.04

Figura 47

Refuerzo definido con el programa ETABS

Current Bar Set			
	Bar ID	Bar Area (cm ²)	Bar Diameter (cm)
▶	1/4	0.3	0.635
	3/8	0.7	0.953
	1/2	1.3	1.27
	5/8	2	1.588
	3/4	2.8	1.905
	7/8	3.9	2.223
	1	5.1	2.54

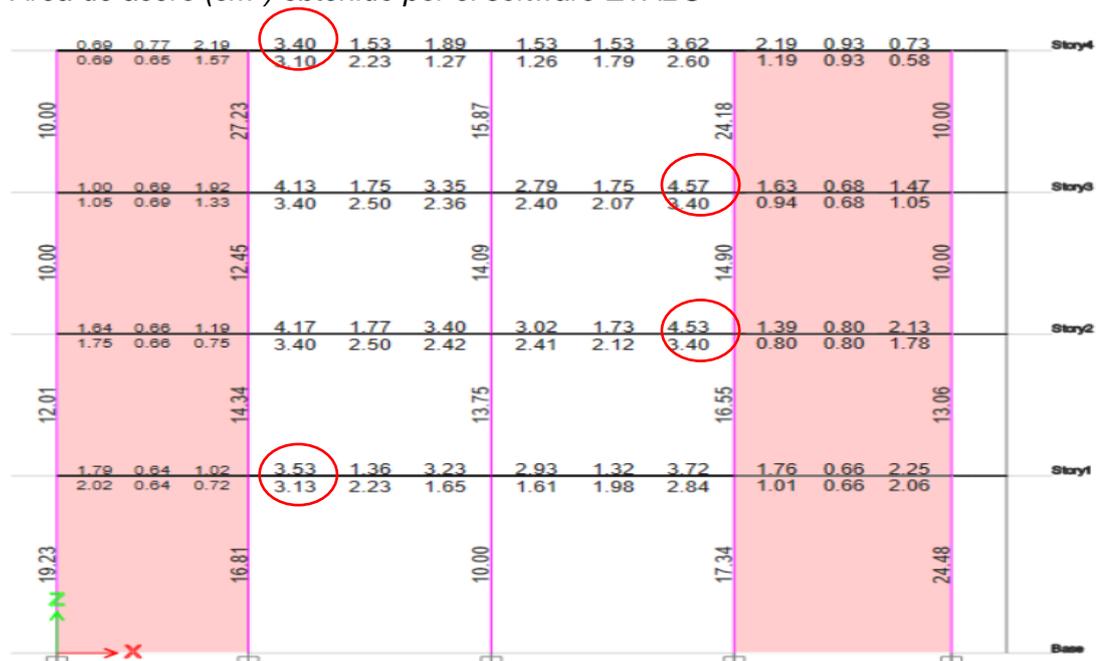
Al terminar el análisis sísmico de la vivienda se procede a solicitar información sobre los elementos como: área de acero y la verificar de su sección. Esta etapa es de mucho criterio, ya que se aplicará los conceptos de acero mínimo y máximo que se mencionó anteriormente en las bases teóricas para cada elemento estructural.

a. Diseño de Vigas

Obteniendo la información del área de acero que necesita cada elemento, escogemos el valor mayor de las vigas en cada eje de cada nivel de piso, como se observa en la Figura 48 y se asumió la cantidad de acero que se colocó según la Figura 47, donde indica el área y diámetro de cada varilla de acero que se usan.

Figura 48

Área de acero (cm²) obtenido por el software ETABS



A continuación se muestra en la Tabla 28 el área de acero asumido para cada eje, donde tiene su área de acero tiene que ser mayor que el área de acero obtenido por el software ETABS.

Tabla 28

Área de acero en vigas

Sección	b (m)	h (m)	Refuerzo del ETABS		Refuerzo asumido	
			Superior	Inferior	Superior	Inferior
V1	0,25	0,4	4,37	4,15	4,6	4,6
V2	0,25	0,4	3,1	2,89	3,3	3,3
V3	0,25	0,4	5,56	5,03	6	5,3
VCH	0,2	0,2	1,12	0,78	1,4	1,4
V4	0,25	0,4	5,08	4,68	5,3	4,7
V5	0,25	0,4	4,52	3,1	4,6	3,3
V6	0,25	0,4	3,91	3,1	4	3,3
V7	0,25	0,4	4,4	3,8	4,6	4
VD	0,25	0,4	3,1	3,1	3,3	3,3

b. Diseño de Columnas

Primero calculamos el área de acero para cada columna y le proporcionamos al programa para que analice por flexo compresión axial y nos da la eficiencia de la columna mediante colores como se observa en la Figura 49, al seleccionar una columna podemos ingresar a más información y obtener el diagrama de interacción para cada combinación de carga como se observa en la Figura 50.

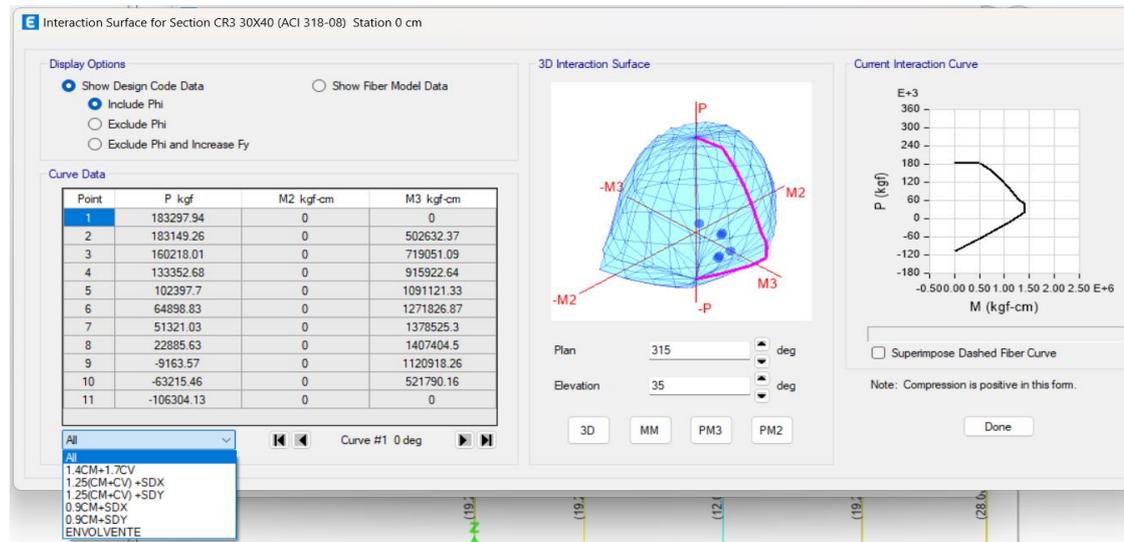
Figura 49

Análisis de columnas en el software ETABS



Figura 50

Diagrama de interacción con el programa ETABS



A continuación se muestra en la Tabla 29, el acero colocado para cada columna analizado en el software ETABS

Tabla 29

Acero en columnas

Sección	b (m)	d (m)	Refuerzo
COL 25X40	0,25	0,4	6 Ø 5/8
COL 25X50	0,25	0,5	4 Ø 5/8+2 Ø 1/2
COL 25X60	0,25	0,6	8 Ø 5/8
COL 25X70	0,25	0,7	10 Ø 5/8

c. Diseño de Placas

Teniendo el área de acero como se observa en la Figura 51, pedimos al software que nos detalle los cálculos que realizó de la placa en la base

Figura 51

Área de refuerzo en las placas o muros de corte



Luego observamos que nos da la longitud del elemento de borde que necesita la placa como se observa en la Figura 52, donde indica que se necesita un elemento de borde de 24,025 x 33,33, redondeando sería 25x30.

Figura 52

Longitud del Elemento de borde según ETABS

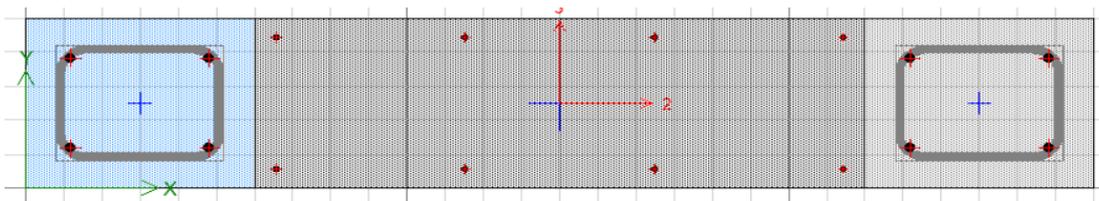
Boundary Element Check (ACI 21.9.6.3, 21.9.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P_u kgf	M_u kgf-cm	Stress Comp kgf/cm ²	Stress Limit kgf/cm ²	C Depth cm	C Limit cm
Top-Left	Leg 1	Not Required	1.25(CM+CV)+SDY	58345.98	295374.49	13.05	42		
Top-Right	Leg 1	Not Required	1.25(CM+CV)+SDY	58345.98	295374.49	20.29	42		
Bottom-Left	Leg 1	12.013	1.25(CM+CV)+SDY	52020.98	-1480992.87	35.85	42	24.025	33.333
Bottom-Right	Leg 1	12.013	1.25(CM+CV)+SDY	52020.98	1452712.41	35.51	42	24.025	33.333

Teniendo la sección del elemento de borde, en el mismo programa se puede modificar el diseño de la placa predeterminada como se observa en la Figura 53.

Figura 53

Refuerzo vertical de la placa mediante el ETABS



3.6.3. Análisis estático no lineal o Pushover

Para desarrollar un análisis inelástico se usó el Software Etabs, por lo que se necesitó colocar el acero calculado en las secciones de los elementos. A continuación, se detallará los pasos previos para el análisis no lineal.

Para el Comportamiento No Lineal del Material el programa contiene el comportamiento no lineal de los materiales de concreto y el acero que se mencionó anteriormente como modelos idealizados

3.6.3.1. Definición de no linealidad en columnas

Para definir las rotulas plásticas en las columnas se usó la Tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-13 como se observa en la Figura 54, estos parámetros y criterios se calculó mediante las siguientes condiciones y en la Tabla 30 se muestran un resumen.

$$\begin{aligned} \text{i. } \frac{P}{A_g f'_c} &= \frac{16,075 \text{ tonf}}{(0,40\text{m} \times 0,25\text{m}) \times 2100 \text{ tonf/m}^2} = 0,05 < 0,1 \\ \text{ii. } \rho &= \frac{A_v}{b_w s} = \frac{1,42 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}} = 0,006 \\ \text{iii. } \frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} &= \frac{0,0172 \text{ MN}}{0,40 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} \times \sqrt{20,59 \text{ MPa}}} = 0,047 < 0,25 \end{aligned}$$

Figura 54

Parámetros y criterios de aceptación para las columnas

Table 10-8.
Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)	Performance Level				
				IO	LS	CP		
	a	b	c	IO	LS	CP		
Condition i. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤0.1	=0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥0.6	=0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004

Tabla 30

Parámetros y criterios de aceptación de las columnas

Sección	Nivel	P (tonf)	i	ii	Vx (tn)	iii	a	b	c	IO	IS	CP
Columna 40x25	4	2,99	0,0095	0,006	0,59	0,0158	0,032	0,06	0,2	0,005	0,045	0,06
	3	6,43	0,0204	0,006	1,50	0,0405	0,032	0,06	0,2	0,005	0,045	0,06
	2	10,03	0,0319	0,006	2,44	0,0658	0,032	0,06	0,2	0,005	0,045	0,06
	1	16,07	0,0510	0,006	1,76	0,0474	0,032	0,06	0,2	0,005	0,045	0,06
Columna 50x25	4	4,27	0,0136	0,006	1,09	0,0235	0,032	0,06	0,2	0,005	0,045	0,06
	3	9,37	0,0297	0,006	1,87	0,0405	0,032	0,06	0,2	0,005	0,045	0,06

(continua)

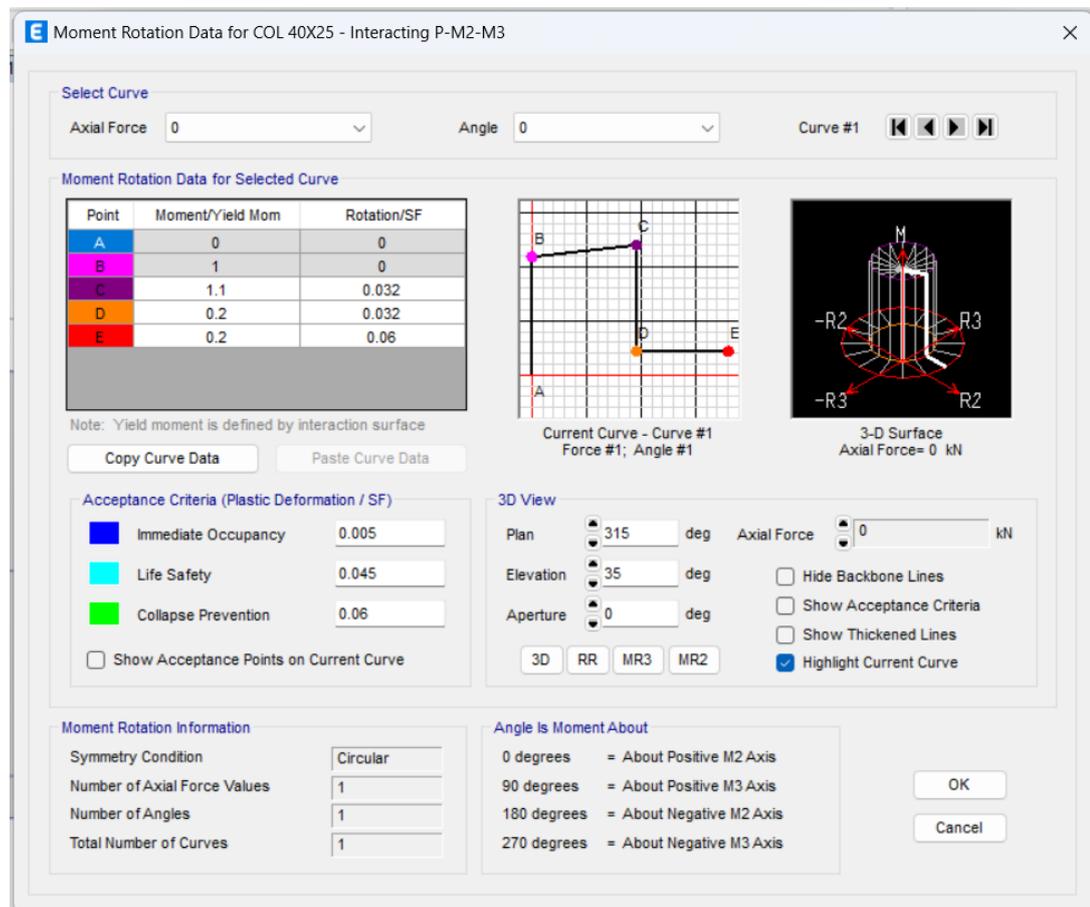
Tabla 30 (continuación)

Columna	2	14,52	0,0461	0,006	2,67	0,0577	0,032	0,06	0,2	0,005	0,045	0,06
50x25	1	22,95	0,0728	0,006	2,49	0,0538	0,032	0,06	0,2	0,005	0,045	0,06
	4	4,35	0,0138	0,002	2,61	0,0411	0,032	0,06	0,2	0,005	0,045	0,06
Columna	3	9,48	0,0301	0,002	3,32	0,0521	0,032	0,06	0,2	0,005	0,045	0,06
60x25	2	14,74	0,0468	0,002	4,32	0,0678	0,032	0,06	0,2	0,005	0,045	0,06
	1	21,09	0,0669	0,002	3,07	0,0483	0,032	0,06	0,2	0,005	0,045	0,06
	4	4,52	0,0144	0,002	0,98	0,0155	0,027	0,034	0,2	0,005	0,027	0,34
Columna	3	9,66	0,0307	0,002	3,19	0,0501	0,027	0,034	0,2	0,005	0,027	0,34
70x25	2	14,66	0,0465	0,002	4,92	0,0773	0,027	0,034	0,2	0,005	0,027	0,34
	1	20,55	0,0652	0,002	5,83	0,0916	0,027	0,034	0,2	0,005	0,027	0,34

Luego se definió que su comportamiento de la columna es por flexo compresión y se ingresó los parámetros calculados tanto de modelamiento (a, b y c) como de los criterios de aceptación (IO, LS y CP) como se observa en la Figura 55.

Figura 55

Definición de rotulas de las columnas en el programa Etabs

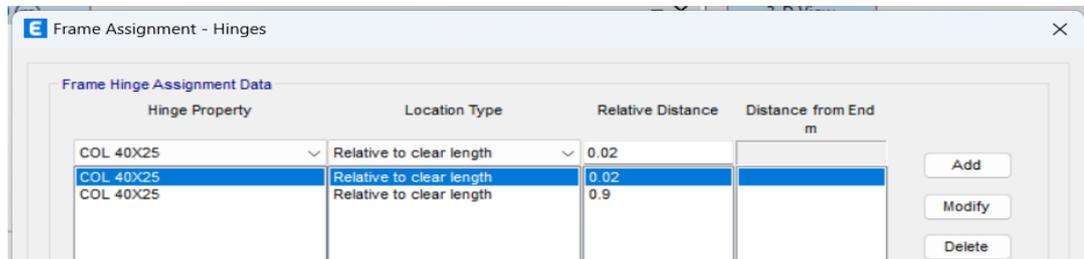


Nota. Se observa un diagrama de momento – rotación de la columna 40x25.

En la Figura 56 se muestra la forma que se colocaron las rotulas en las columnas para que la sección tenga falla dúctil.

Figura 56

Asignación de rotulas plásticas en columnas



Otro modo para definir las rotulas plásticas en columnas es mediante artificios que se realizan en el software, en la Figura 58 se observa como el programa define automáticamente las rotulas mediante la selección de la norma (AISC 41-13) que contiene el programa como se observa en la Figura 57, además se debe modificar la selección el tipo de material, el comportamiento flexo compresión y el caso de carga que se aplica.

Figura 57

Modificación de la asignación automática de rotulas en columnas

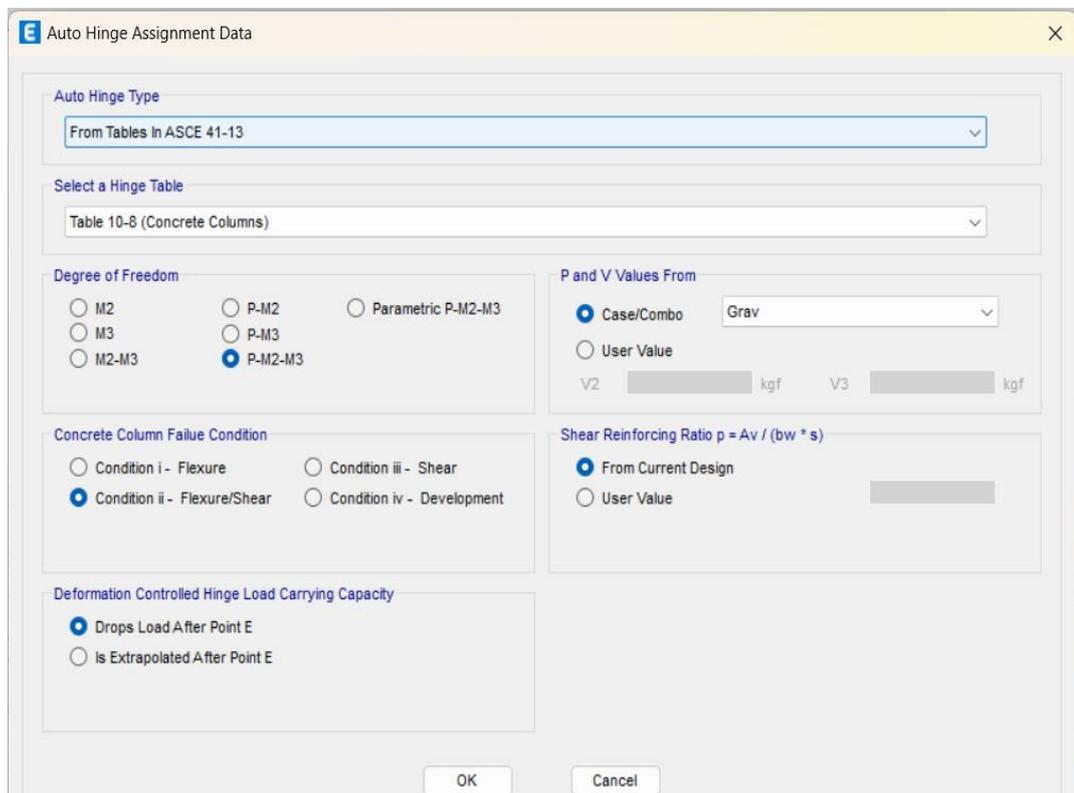
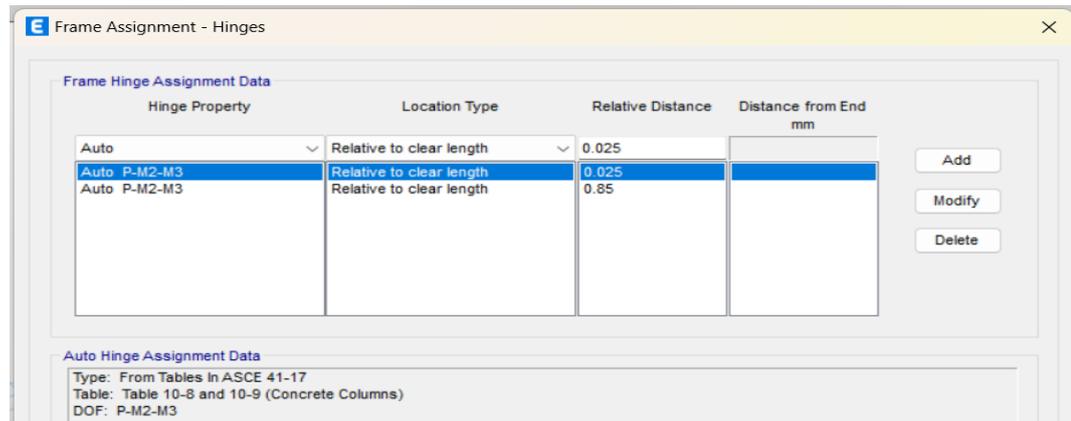


Figura 58

Asignación automática de rotulas plásticas en columnas



3.6.3.2. Definición de no linealidad en Vigas

Para definir las rotulas plásticas de las vigas se usó la Tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-13 como se observa en la Figura 59, estos parámetros y criterios se calculó mediante las siguientes condiciones y en la Tabla 31 se muestran un resumen.

$$i. \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = \frac{\left(\frac{4,6 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} * 25 \text{ cm}}\right) - \left(\frac{4,6 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} * 25 \text{ cm}}\right)}{0,0213} = 0,000$$

$$ii. \frac{V}{b_w * d * \sqrt{f'_c}} = \frac{0,0297 \text{ MN}}{0,25 \text{ m} * 0,36 \text{ m} * \sqrt{20,59 \text{ MPa}}} = 0,073 < 0,25$$

Figura 59

Parámetros de modelación y criterios de aceptación de las vigas

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters*			Acceptance Criteria*				
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio		Plastic Rotations Angle (radians)				
				IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≥ 0	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0	C	$\geq 6 (0.5)$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.02	0.2	0.005	0.02	0.02
≥ 0.5	C	$\geq 6 (0.5)$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Tabla 31

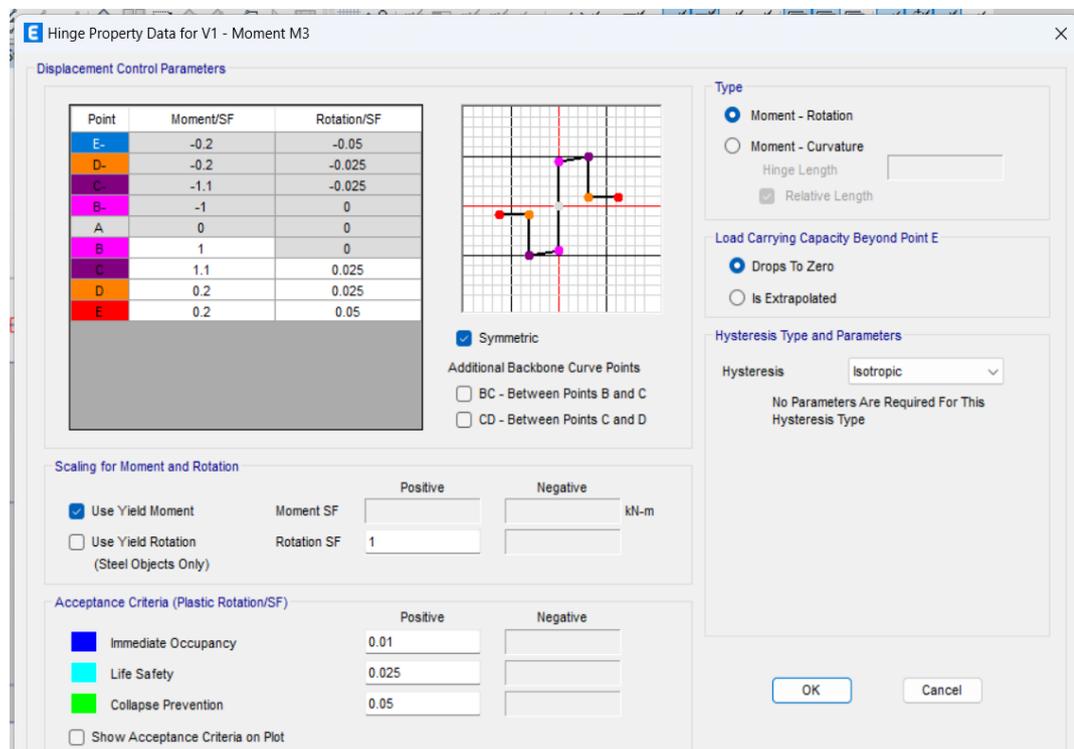
Parámetros de modelación y criterios de aceptación de las vigas

Sección	i	Vy (tn)	ii	a	b	c	IO	IS	CP
Viga 1	0,00	3,0267	0,07268	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
Viga 2	0,00	4,2858	0,10292	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
Viga 3	0,03	4,1988	0,10083	0,0247	0,0487	0,2	0,0097	0,025	0,0487
Viga 4	0,03	4,9075	0,11784	0,0247	0,0489	0,2	0,0097	0,0247	0,0489
Viga 5	0,06	5,4076	0,12985	0,0244	0,0476	0,2	0,0094	0,0244	0,0476
Viga 6	0,03	4,931	0,11841	0,0247	0,0487	0,2	0,0097	0,0247	0,0487
Viga 7	0,03	3,745	0,08993	0,0247	0,0489	0,2	0,0097	0,0247	0,0489
VCH 20	0,00	0,7045	0,03806	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
VCH 25	0,00	0,4999	0,03376	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05

Luego se definió que su comportamiento es por flexión y se ingresó los parámetros calculados tanto de modelamiento (a, b y c) como de los criterios de aceptación (IO, LS y CP) como se observa en la Figura 60.

Figura 60

Definición de rotulas de las vigas en el programa Etabs



Nota. Se muestra un diagrama de momento – rotación de la columna 40x25.

La asignación de las rotulas en las vigas se colocaron de la misma manera que las columnas como se observa en la Figura 58, donde se colocan las rotulas definidas para cada viga y de esta manera la sección tenga falla dúctil.

Otro modo para definir las rotulas plásticas en vigas es de forma automática como se observa en la Figura 61 ya que el programa contiene normas como el AISC 41-13, del mismo modo se debe de modificar la selección el tipo de material, el comportamiento de la viga y el caso de combinación que se usa como para vigas la ENVOLVENTE.

Figura 61

Modificación de la asignación automática de rotulas en vigas

The image shows a software dialog box titled "Auto Hinge Assignment Data". It contains the following settings:

- Auto Hinge Type:** From Tables In ASCE 41-13
- Select a Hinge Table:** Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
- Degree of Freedom:** M3 (selected), M2
- Hysteresis Type:** Isotropic
- V Value From:** Case/Combo (selected), Envolvente (dropdown), User Value (disabled)
- Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced:** From Current Design (selected), User Value (for positive bending) (disabled)
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Drops Load After Point E (selected), Is Extrapolated After Point E (disabled)

Buttons: OK, Cancel

3.6.3.3. Definición no linealidad en placas

Para definir las rotulas plásticas en los muros de corte se puede modelar tipo Frame (como una columna ancha) con el uso de la Tabla 10-19 del ASCE/SEI 41-13 como se observa en la Figura 62. Los parámetros de modelamiento y aceptación se calcularon mediante las siguientes condiciones y en la Tabla 32 se muestran un resumen de los resultados obtenidos.

$$i. \frac{(A_s - A'_s)fy + P}{t_w * l_w * f'c} = \frac{(1,74 - 1,74) * 59612,78 + 65578,68}{11,81 * 55,12 * 2980,64} = 0,0338 < 0,1$$

$$ii. \frac{V}{t_w * l_w * \sqrt{f'c}} = \frac{40573,28}{11,81 * 55,12 * \sqrt{2980,64}} = 1,1416 < 4$$

Tabla 32

Parámetros de modelación y criterios de aceptación de las placas

Placa	P (kg)	i	V (kg)	ii	a	b	c	IO	LS	CP
P1	29808,49	0,0338	18442,4	1,1416	0,01	0,02	0,75	0,005	0,015	0,02
P2	42703,57	0,0484	25068,01	1,5517	0,01	0,02	0,75	0,005	0,015	0,02

Figura 62

Parámetros de modelación y criterios de aceptación de las placas

Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—R/C Shear Walls and Associated Components Controlled by Flexure

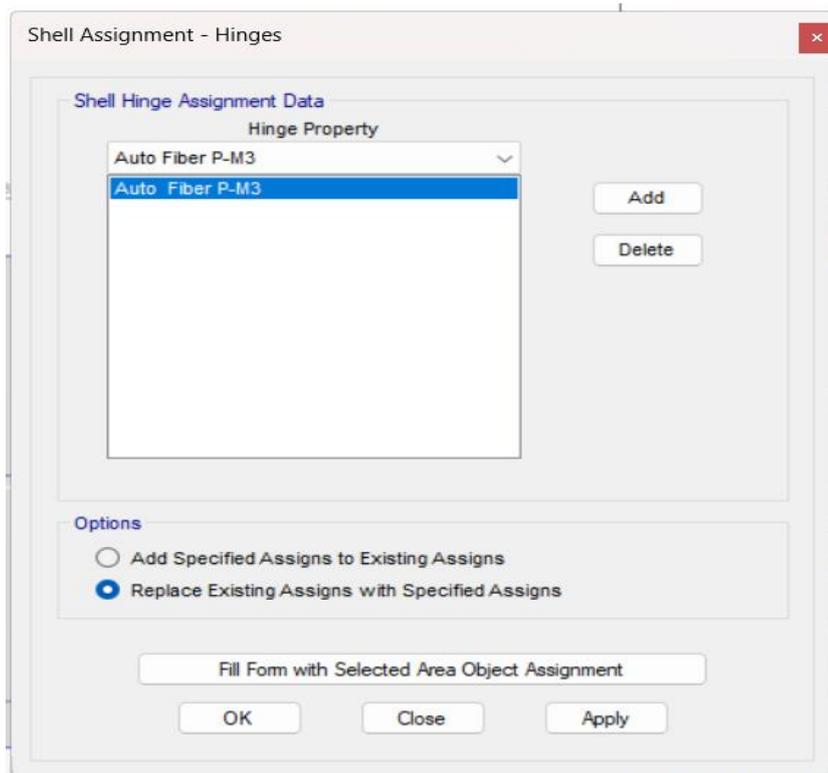
Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation ^a (radians)		
	a	b		Performance Level		
			c	IO	LS	CP
i. Shear walls and wall segments						
$\frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Confined Boundary ^b	0.015			
≤0.1	≤4	Yes	0.010	0.020	0.75	0.005 0.015 0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.009	0.015	0.40	0.004 0.010 0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.005	0.012	0.60	0.003 0.009 0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.008	0.010	0.30	0.0015 0.005 0.010
≤0.1	≤4	No	0.006	0.015	0.60	0.002 0.008 0.015
≤0.1	≥6	No	0.003	0.010	0.30	0.002 0.006 0.010
≥0.25	≤4	No	0.002	0.005	0.25	0.001 0.003 0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001 0.002 0.004
ii. Shear wall coupling beams ^c						
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ^d	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$		0.050			
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤3		0.025	0.040	0.75	0.010 0.025 0.050
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≥6		0.020	0.035	0.50	0.005 0.020 0.040
Diagonal reinforcement	NA		0.030	0.050	0.80	0.006 0.030 0.050

^aLinear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
^bA boundary element shall be considered confined where transverse reinforcement exceeds 75% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed 8d_b. It shall be permitted to take modeling parameters and acceptance criteria as 80% of confined values where boundary elements have at least 50% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed 8d_b. Otherwise, boundary elements shall be considered not confined.
^cFor coupling beams spanning <8 ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.
^dConventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing ≤ d/3, and (b) strength of closed stirrups V_t ≥ 3/4 of required shear strength of the coupling beam.

Otro modo para definir las rotulas plásticas en muros de corte o placas es modelando las rotulas tipo Fibra como se muestran en la Figura 63, donde el programa lo define de manera automática.

Figura 63

Asignación automática de rotulas tipo fibra en Placas



3.6.3.4. Patrón de carga lateral

Para obtener la distribución de las fuerzas laterales primero debemos obtener del software ETABS, los desplazamientos en el centro de masa de cada nivel como se observa en la Figura 64

Estos desplazamientos en el modo 1 y 2 se deben normalizar con el ultimo nivel y luego se multiplica por su peso correspondiente como se muestra en la Tabla 33.

Figura 64

Creación de cargas laterales

	Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	Ux m	Uy m
▶	Story4	65	233	Modal	LinModEigen	Mode	1		-0.000344	0.002462
	Story3	65	236	Modal	LinModEigen	Mode	1		-0.000263	0.002114
	Story2	65	239	Modal	LinModEigen	Mode	1		-0.000167	0.001532
	Story1	65	230	Modal	LinModEigen	Mode	1		-6.5E-05	0.000774

Tabla 33

Distribución de fuerzas laterales por modo

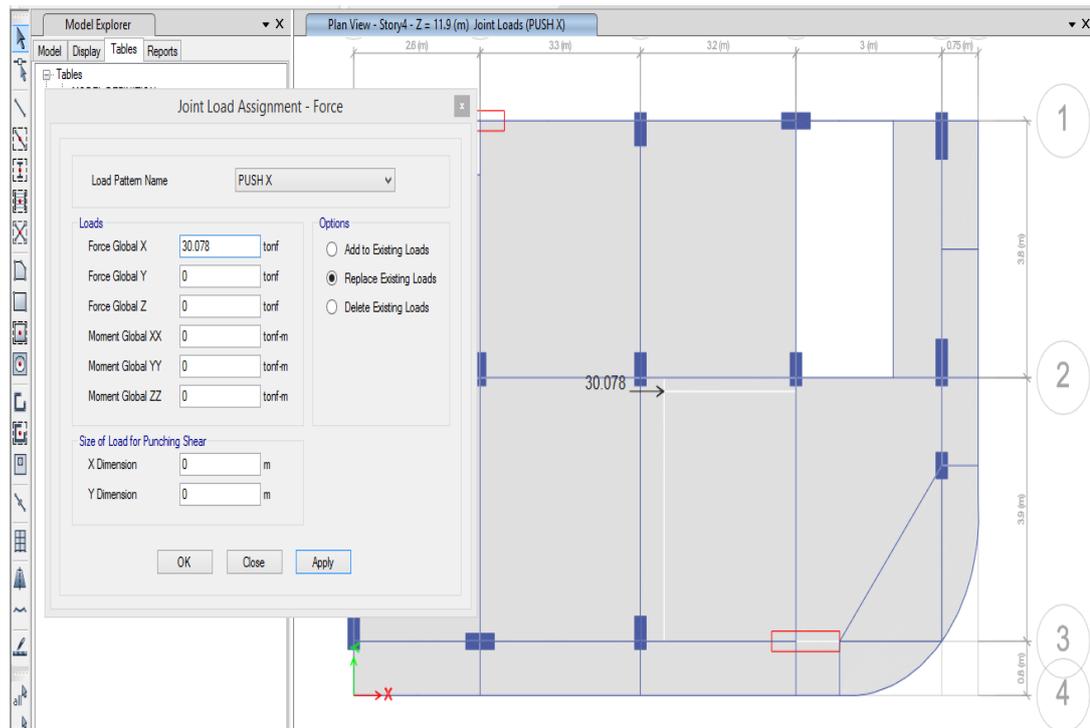
Story	Modos				Peso	masa	Dist. fuerzas	
	Y-Y		X-X				laterales por modo	
	1	1	2	2			Y	X
4	0,002	1,000	0,003	1000	30,078	3,066	30,078	30,078
3	0,002	0,859	0,002	0,788	39,836	4,061	34,205	31,386
2	0,002	0,622	0,001	0,514	39,825	4,060	24,782	20,474
1	0,001	0,314	0,001	0,208	42,002	4,282	13,204	8,733

Nota. Se muestra la aplicación de la distribución de las fuerzas, que se calcularon mediante los desplazamientos de los modos con respecto al centro de masa.

En la Figura 65 se muestra la aplicación de las fuerzas calculadas en el centro de masa en el último nivel como una fuerza lateral.

Figura 65

Aplicación de Fuerzas laterales en el centro de masa



Para definir el análisis Pushover se crea una carga de gravedad no lineal (CGNL) como se observa en la Figura 66. Finalmente se ingresa las cargas distribuidas por modos PUSH y el caso de CGNL como se observa en la Figura 67, de este modo creamos un patrón de cargas para realizar el análisis no lineal.

Figura 66

Creación de carga de gravedad no lineal

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: MASA

Analysis Model: Default

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
Load Pattern	CM	1
Load Pattern	CV	1
Load Pattern	AcabadoPiso+Tabiqueria	1
Load Pattern	Pandereta Aligerado	1

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load Modify/Show...

Results Saved: Final State Only Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

OK Cancel

Figura 67

Creación de patrón de carga

Load Case Data

General

Load Case Name: ANEL XX Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: MASA

Analysis Model: Default

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: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PUSH X	1

Info Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

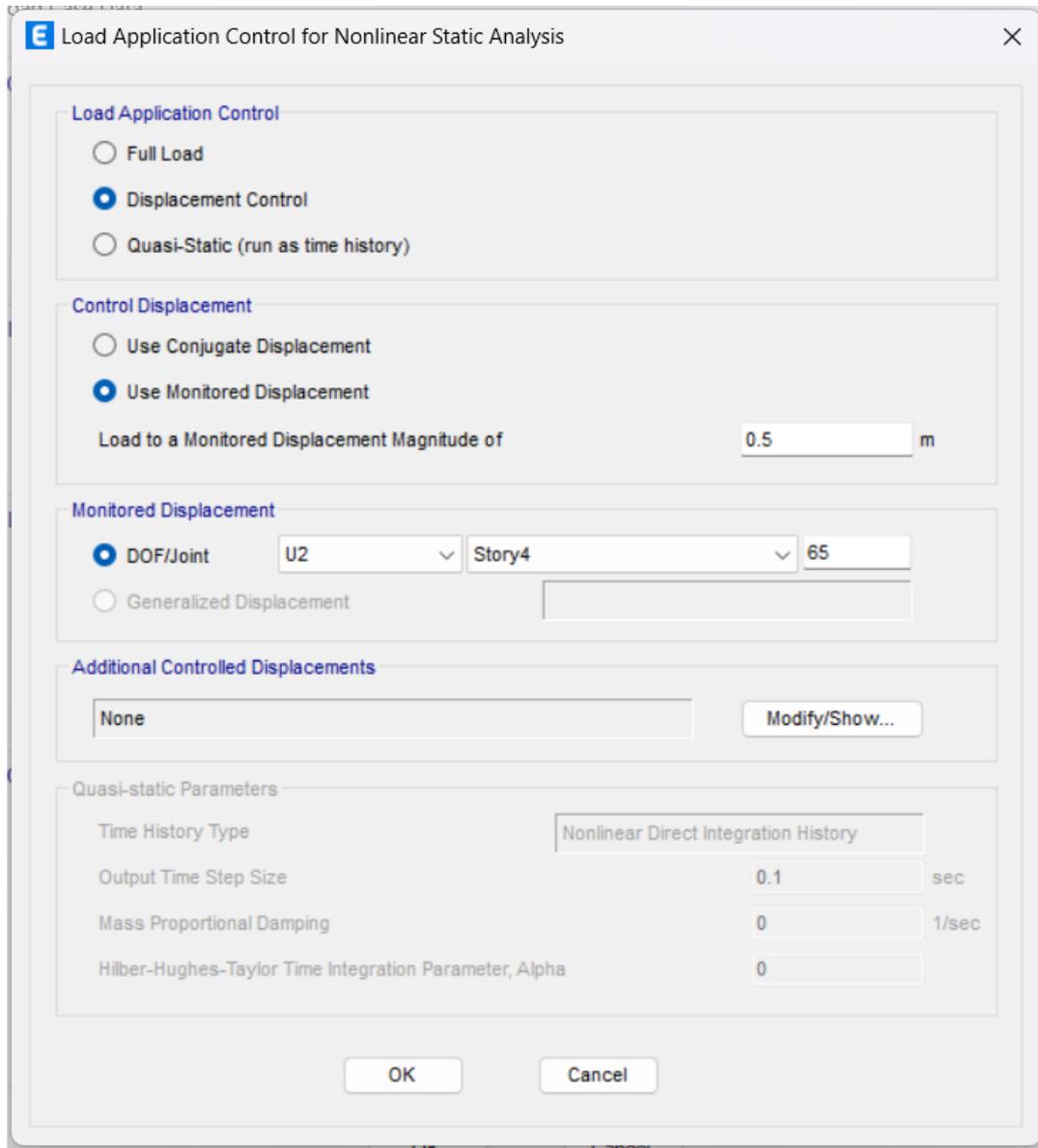
OK Cancel

Luego se define el punto de control del centro de masa del último nivel para poder registrar el desplazamiento y cortante basal en este punto como se observa en

la Figura 68. Para la inspección del desplazamiento máximo será el 0,50 m para la dirección X y la dirección Y.

Figura 68

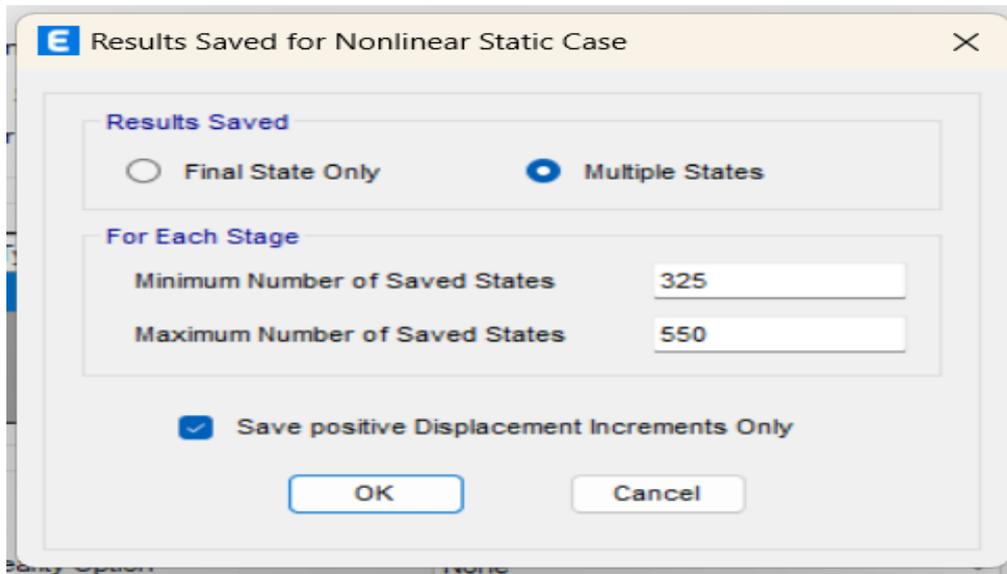
Definición de punto de control



En la Figura 69 se observa la definición de la cantidad de los tanteos guardados para los procesos de carga estática no lineal, de esta manera se incrementó que cada paso sea al milímetro.

Figura 69

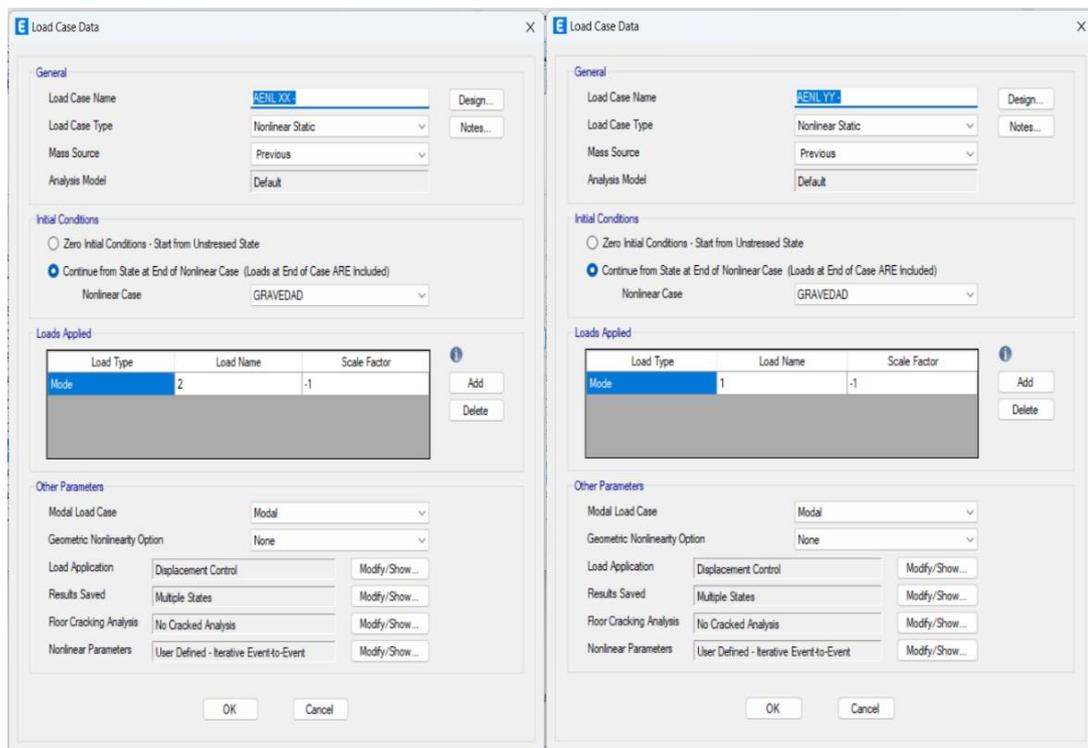
Definición de número de resultados guardados



Para la aplicación del patrón de carga existen diferentes criterios, así como de frente colocar el modo fundamental para cada dirección como se observa en la Figura 70, de este modo ya no tendremos que aplicar la distribución de fuerzas en cada nivel.

Figura 70

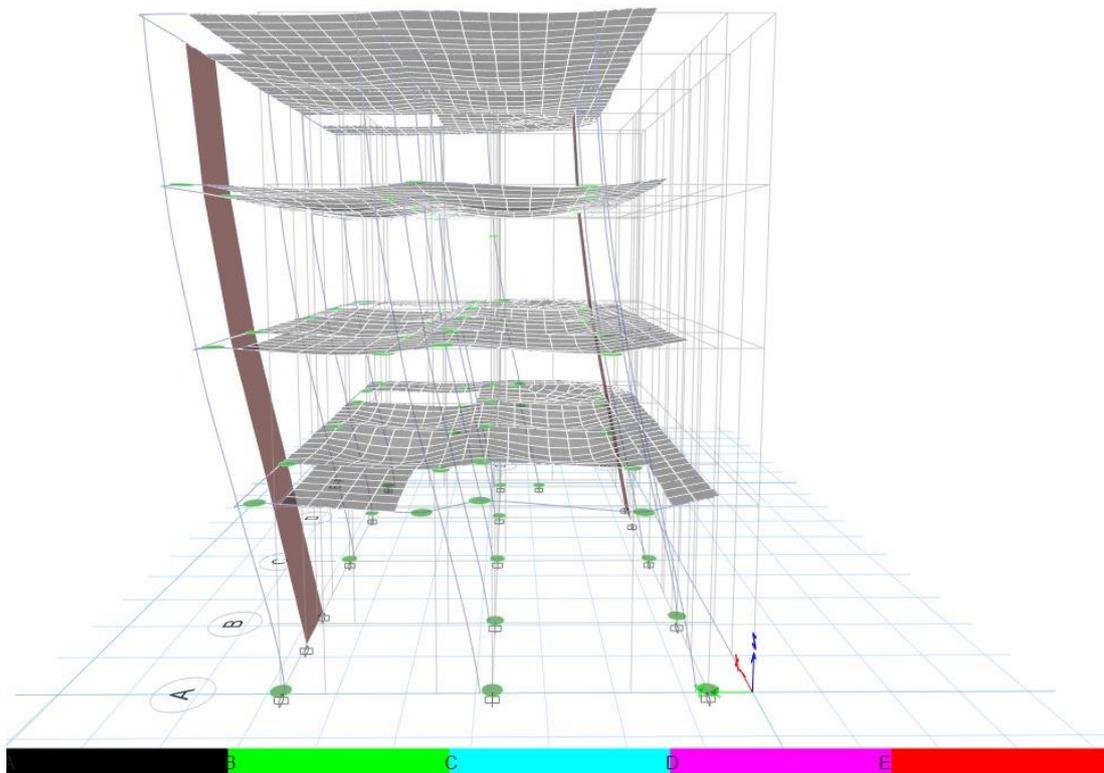
Definición de patrón de carga lateral para las direcciones X e Y



Como se observa en la Figura 71 el programa nos permite observar la formación de rótulas plásticas en cada elemento estructural de acuerdo al modo de vibración y así poder evaluar el comportamiento de la estructura, así como cada elemento estructural.

Figura 71

Formación de rótulas plásticas en Etabs



3.6.4. Desempeño sísmico con la norma ATC-40

3.6.4.1. Desarrollo del espectro de respuesta elástico

Para Obtener el espectro de respuesta elástico se debe tener en cuenta los niveles de sismos que da el ATC 40, donde se calcularan a partir del espectro de diseño (elástico) definido con los parámetros de la norma peruana y aplicando la formula (18), pero utilizando un factor de reducción $R=1$.

Para $T=0$ se utilizaría $C=2.5$ porque cumple la condición $T < T_p$

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g = \frac{0,45 * 1,00 * 2,5 * 1,4}{1} = 1,2375 g$$

Una vez calculado los valores del espectro de respuesta elástico para diferentes periodos, podemos calcular el espectro de respuesta lineal para cada nivel de sismo al haber multiplicado la aceleración con el factor de conversión (FC) que se mostró en la Tabla 2 mencionado en la página 37 del presente informe, dándonos los siguientes valores de la Tabla 34 y gráficamente se ve en la Figura 72.

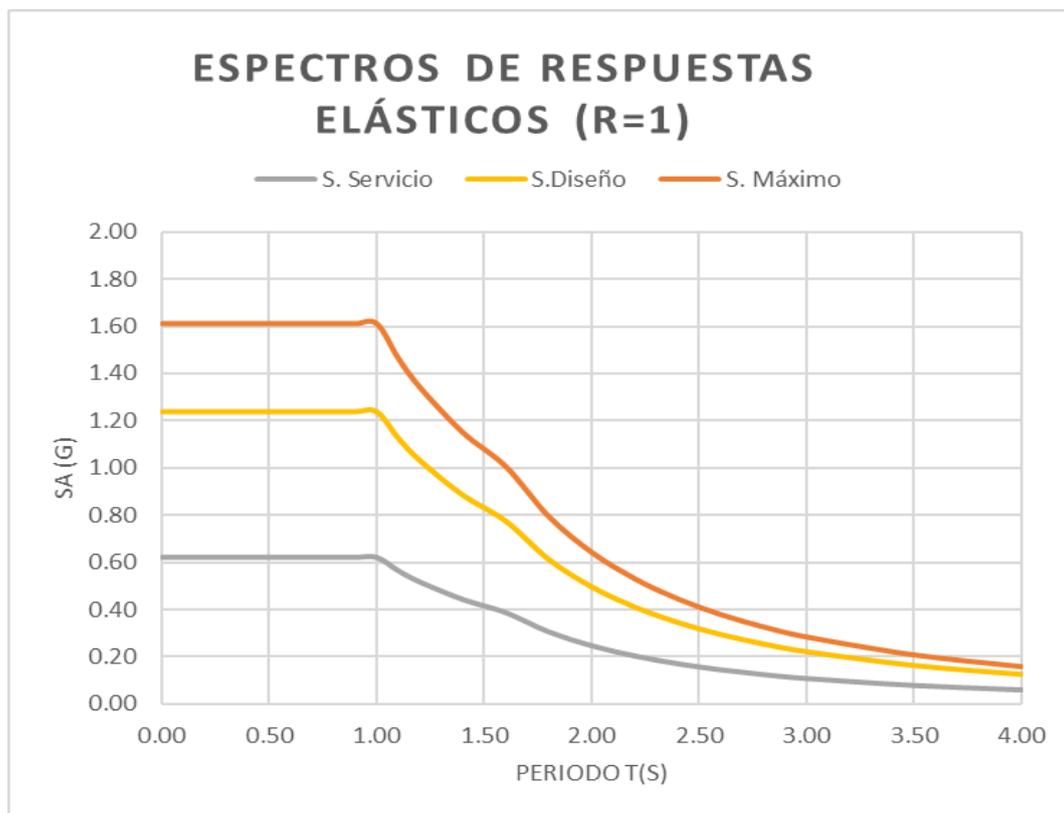
Tabla 34

Aceleraciones espectrales para cada nivel de sismo

Periodo T (segundos)	Sismo Servicio	Sismo Diseño	Sismo Máximo
	0.5 Sa	Sa (R=1)	1.3 Sa
0,00	0,62	1,24	1,61
0,10	0,62	1,24	1,61
0,20	0,62	1,24	1,61
0,30	0,62	1,24	1,61
0,40	0,62	1,24	1,61
0,50	0,62	1,24	1,61
0,60	0,62	1,24	1,61
0,70	0,62	1,24	1,61
0,80	0,62	1,24	1,61
0,90	0,62	1,24	1,61
1,00	0,62	1,24	1,61
1,10	0,56	1,13	1,46
1,20	0,52	1,03	1,34
1,40	0,44	0,88	1,15
1,60	0,39	0,77	1,01
1,80	0,31	0,61	0,79
2,00	0,25	0,50	0,64
2,20	0,20	0,41	0,53
2,40	0,17	0,34	0,45
2,60	0,15	0,29	0,38
2,80	0,13	0,25	0,33
3,00	0,11	0,22	0,29
3,50	0,08	0,16	0,21
4,00	0,06	0,12	0,16

Figura 72

Espectro elástico para cada nivel de sismo



Finalmente convertimos el espectro elástico en formato espectral ADRS, aplicando la fórmula (48) del presente informe, el cual se obtienen valores como se muestra de la Tabla 35 para poder graficar como se observa en la Figura 73.

Tabla 35

Desplazamientos espectrales para cada nivel de sismo

T (seg)	Sismo servicio		Sismo servicio		Sismo diseño	
	Sd (m)	Sa (g)	Sd (m)	Sa (g)	Sd (m)	Sa (g)
0,00	0,00	0,62	0,00	1,24	0,00	1,61
0,10	0,00	0,62	0,00	1,24	0,00	1,61
0,20	0,00	0,62	0,00	1,24	0,00	1,61
0,30	0,00	0,62	0,00	1,24	0,00	1,61
0,40	0,00	0,62	0,01	1,24	0,01	1,61
0,50	0,00	0,62	0,01	1,24	0,01	1,61
0,60	0,01	0,62	0,01	1,24	0,01	1,61
0,70	0,01	0,62	0,02	1,24	0,02	1,61

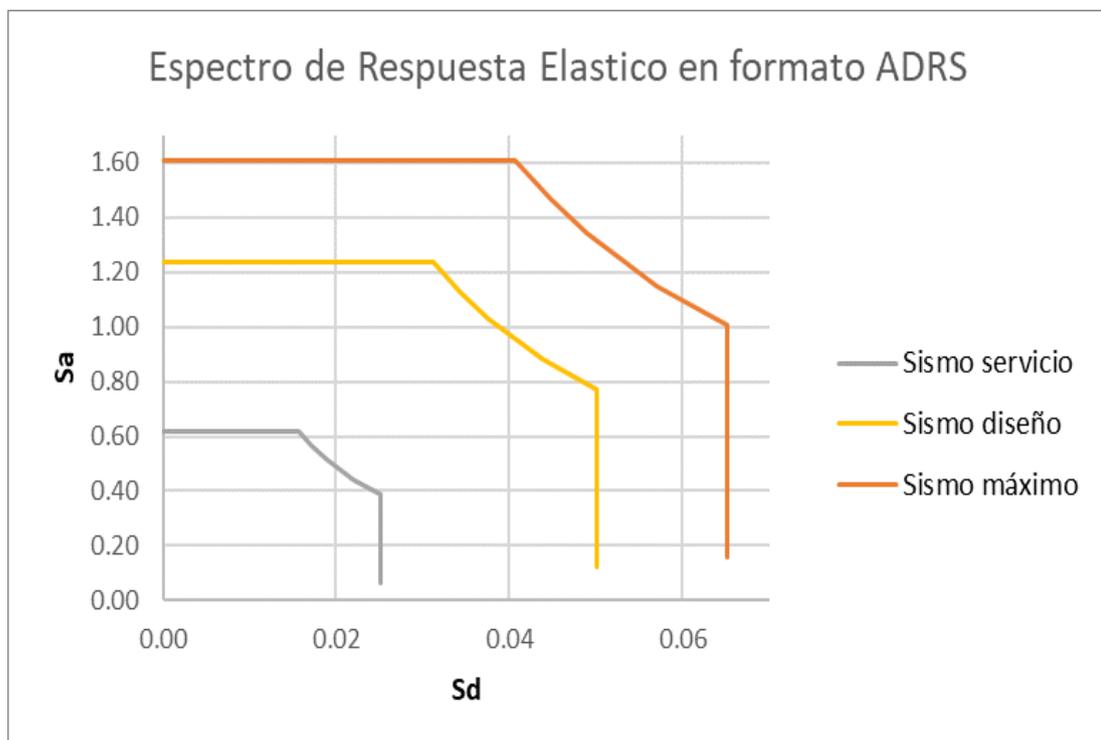
(continua)

Tabla 35 (continuación)

0,80	0,01	0,62	0,02	1,24	0,03	1,61
0,90	0,01	0,62	0,03	1,24	0,03	1,61
1,00	0,02	0,62	0,03	1,24	0,04	1,61
1,10	0,02	0,56	0,03	1,13	0,04	1,46
1,20	0,02	0,52	0,04	1,03	0,05	1,34
1,40	0,02	0,44	0,04	0,88	0,06	1,15
1,60	0,03	0,39	0,05	0,77	0,07	1,01
1,80	0,03	0,31	0,05	0,61	0,07	0,79
2,00	0,03	0,25	0,05	0,50	0,07	0,64
2,20	0,03	0,20	0,05	0,41	0,07	0,53
2,40	0,03	0,17	0,05	0,34	0,07	0,45
2,60	0,03	0,15	0,05	0,29	0,07	0,38
2,80	0,03	0,13	0,05	0,25	0,07	0,33
3,00	0,03	0,11	0,05	0,22	0,07	0,29
3,50	0,03	0,08	0,05	0,16	0,07	0,21
4,00	0,03	0,06	0,05	0,12	0,07	0,16

Figura 73

Espectro elástico en formato ADRS para cada nivel de sismo

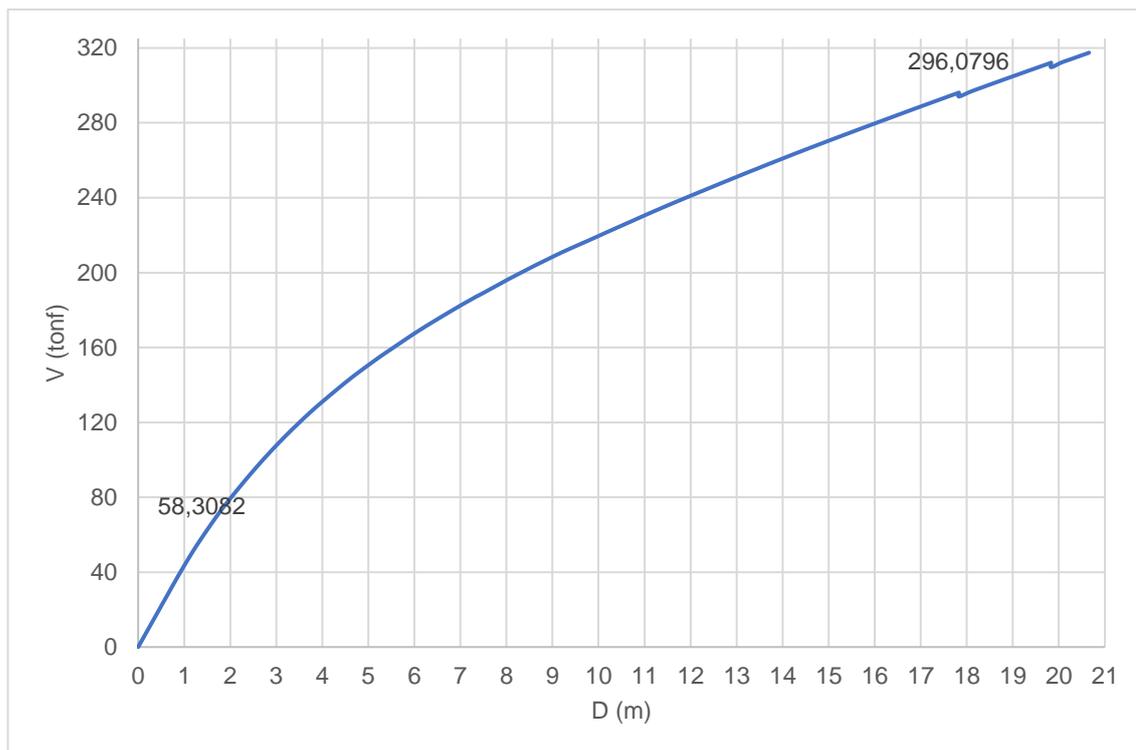


3.6.4.2. Conversión de la curva de capacidad

Teniendo los datos de la curva de capacidad que se muestra en la Figura 74, convertimos esta curva o a espectro de capacidad como se detalla líneas abajo.

Figura 74

Curva de capacidad en dirección X



En la tabla 36 se muestra el cálculo para obtener el factor de participación PF aplicando la formula (49) y el coeficiente de masa modal α aplicando la formula (50) ambos mencionados en la página 36 del presente informe.

Tabla 36

Cálculos previos para la conversión en formato ADRS

Nive l	Mas a	Peso	Desplaza m. Φ_i	Φ normalizad o	$m_i \Phi_i$	$m_i \Phi_i^2$	$m_i \Phi_i$	$m_i \Phi_i^2$
4	3,09	30,31	0,26	1,00	0,81	0,21	3,09	3,09
3	4,09	40,08	0,21	0,79	0,85	0,17	3,22	2,54
2	4,08	40,07	0,14	0,51	0,55	0,07	2,10	1,08
1	4,31	42,25	0,05	0,21	0,24	0,01	0,90	0,19

15,5	152,7	2,44	0,48	9,31	6,89
7	1				

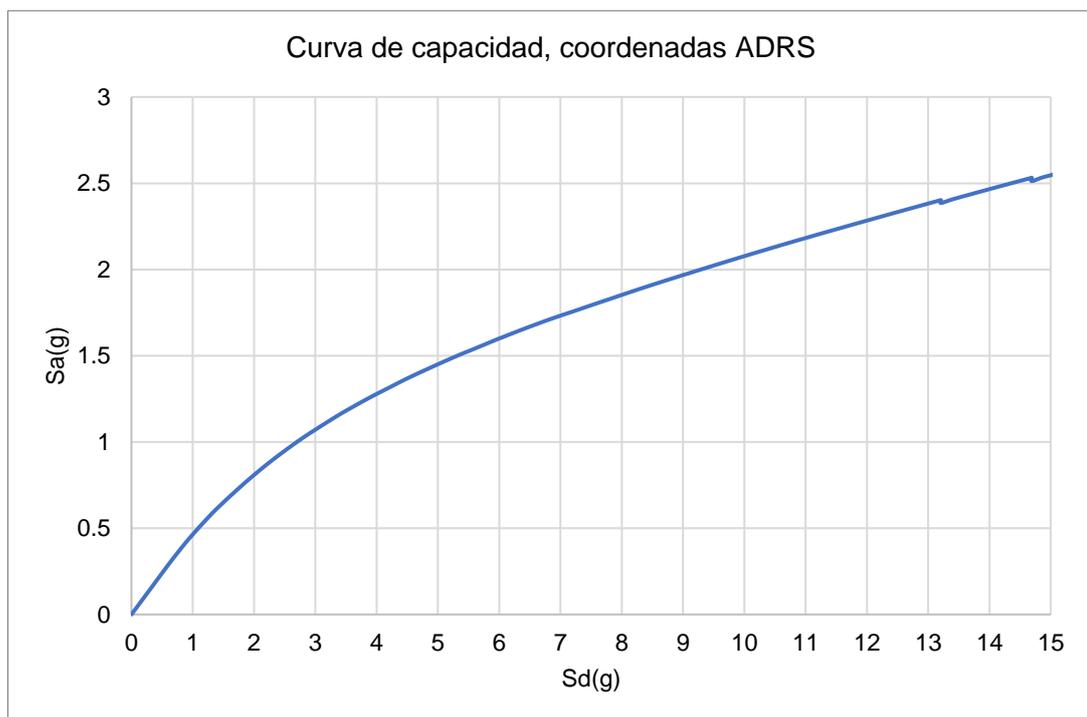
$$PF_x = \frac{9,31}{6,89} = 1,35$$

$$\alpha_x = \frac{2,44^2}{15,57 * 0,48} = 0,8073$$

Teniendo el factor de participación y el coeficiente de masa modal, ambos datos se reemplazó en las fórmulas (51) para obtener la aceleración espectral y también se reemplaza en la formula (52) para obtener el desplazamiento espectral, de este modo convertiremos la curva de capacidad en curva de espectro como se observa en la Figura 75.

Figura 75

Curva de espectro de capacidad



Finalmente graficaremos en el propio diagrama el espectro de respuesta elástico y el de capacidad para poder determinar un punto de desempeño preliminar para poder realizar la curva bilineal que a continuación se detalla.

3.6.4.3. Representación bilineal del Espectro de Capacidad

Si los pasos mencionados anteriormente se muestran en la Figura 76 la obtención de la curva bilineal como se muestra a continuación

Figura 76

Representación bilineal del espectro de capacidad en dirección del eje X

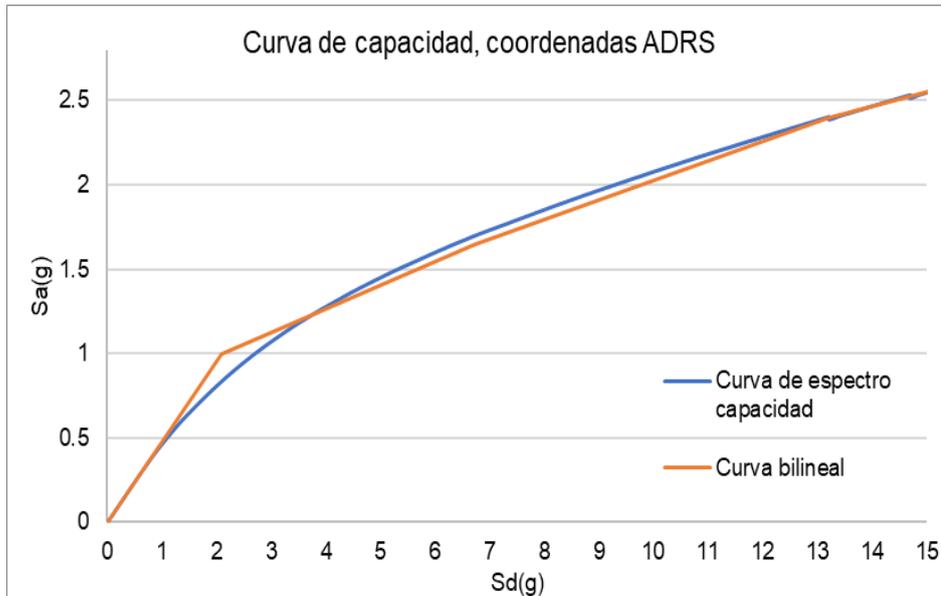
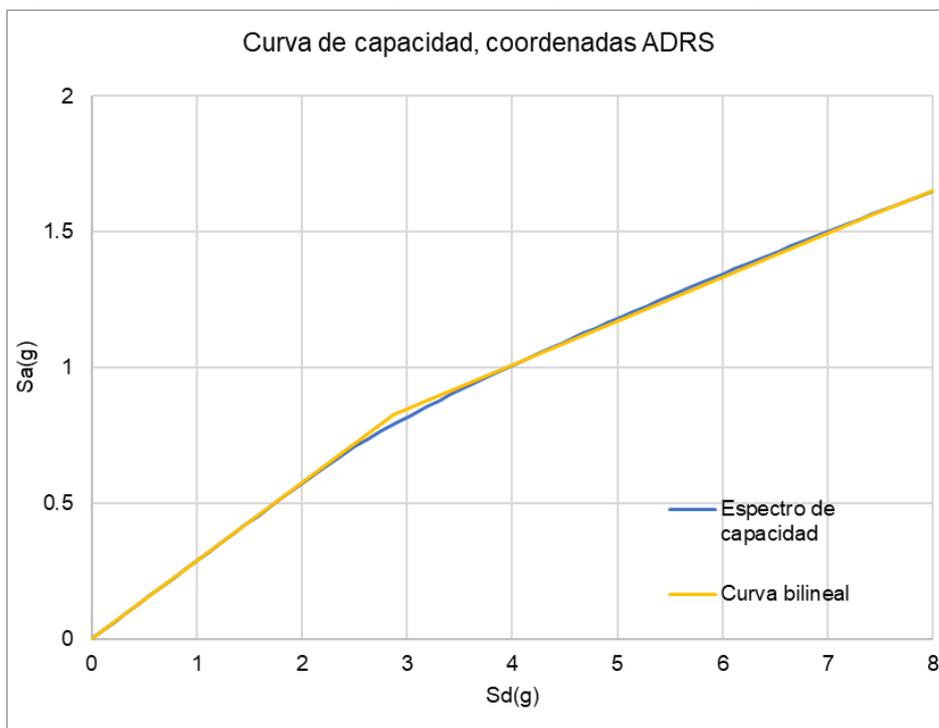


Figura 77

Representación bilineal del espectro de capacidad en el eje Y



3.6.4.4. Amortiguamiento viscoso y espectro de demanda reducido

Para reducir el espectro de demanda con un amortiguamiento viscoso aproximado usaremos las siguientes formulas con los datos obtenidos de las gráficas anteriores, donde se definieron: el punto de fluencia (d_y) y el punto post fluencia (d_{pi}) tanto en sentido X como en Y.

Dirección X:

$$d_y, a_y : (0,028 \text{ m}; 115,85 \text{ tonf})$$

$$d_{pi}, a_{pi} : (0,091 \text{ m}; 209,31 \text{ tonf})$$

$$E_D = 4(115,85 * 0,091 - 0,028 * 209,31) = 18,42$$

$$E_{So} = \frac{0,091 * 209,31}{2} = 9,49$$

$$\beta_o = \frac{1}{4\pi} * \frac{E_D}{E_{So}} = 15,44$$

$$\beta_{eq} = \beta_o + 0,05 = 15,49$$

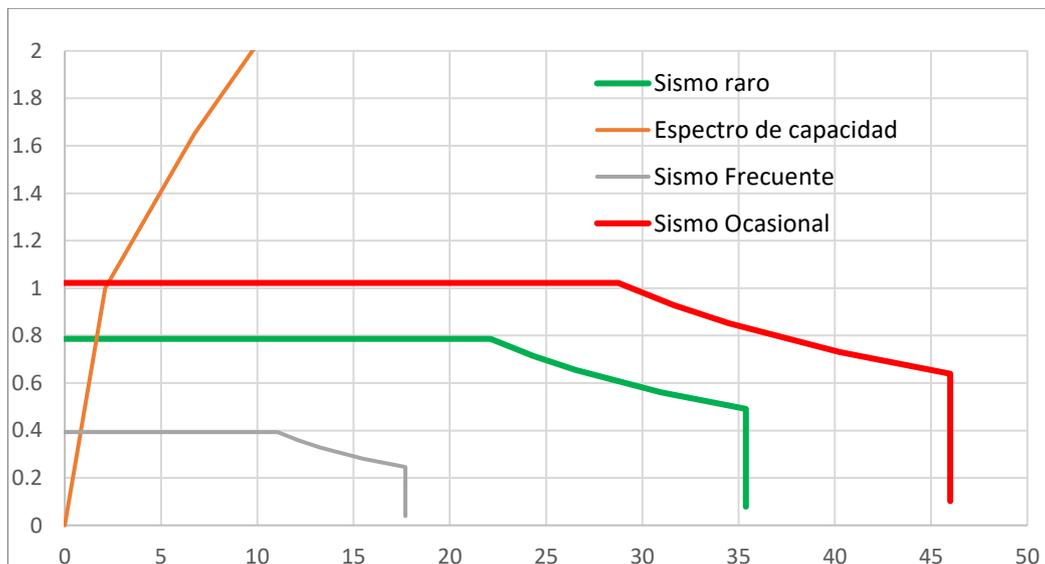
$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 * \ln(\beta_{eq}(15,49))}{2,12} = 0,635$$

$$SR_V = \frac{2,31 - 0,41 * \ln(\beta_{eq}(15,49))}{1,65} = 0,719$$

En la Figura 78 se observa la gráfica de la reducción del espectro de demanda y de la curva bilineal en el sentido X.

Figura 78

Determinación de los puntos de desempeño en sentido X



Dirección Y:

Punto de fluencia efectiva: (0,037 m; 109,97 tonf)

Punto de post fluencia : (0,096 m; 207,68 tonf)

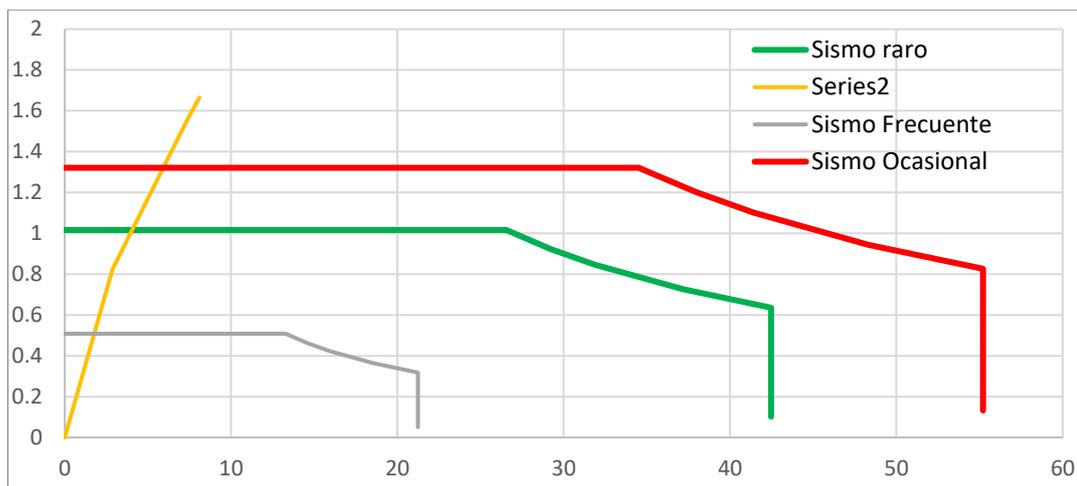
$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 * \ln(\beta_{eq}(8,69))}{2,12} = 0,821$$

$$SR_V = \frac{2,31 - 0,41 * \ln(\beta_{eq}(8,67))}{1,65} = 0,863$$

En la Figura 79 se observa la gráfica de la reducción del espectro de demanda y de la curva bilineal en el sentido Y.

Figura 79

Determinación de los puntos de desempeño en sentido Y



En la Tabla 37 se muestra los puntos de desempeño (dp) obtenidos para luego graficarlo en la sectorizarlo por niveles de desempeño.

Tabla 37

Puntos de desempeño por el método de espectro de capacidad

Nivel De Sismo	Dirección X		Dirección Y	
	Sa (Cm)	Sd (Cm)	Sa (Cm)	Sd (Cm)
Servicio (SE)	0,79	4,53	1,02	4,25
Diseño (DE)	0,39	2,27	0,51	2,12
Máximo (ME)	1,02	5,89	1,32	5,52

CAPÍTULO IV. RESULTADOS

4.1. Comportamiento lineal

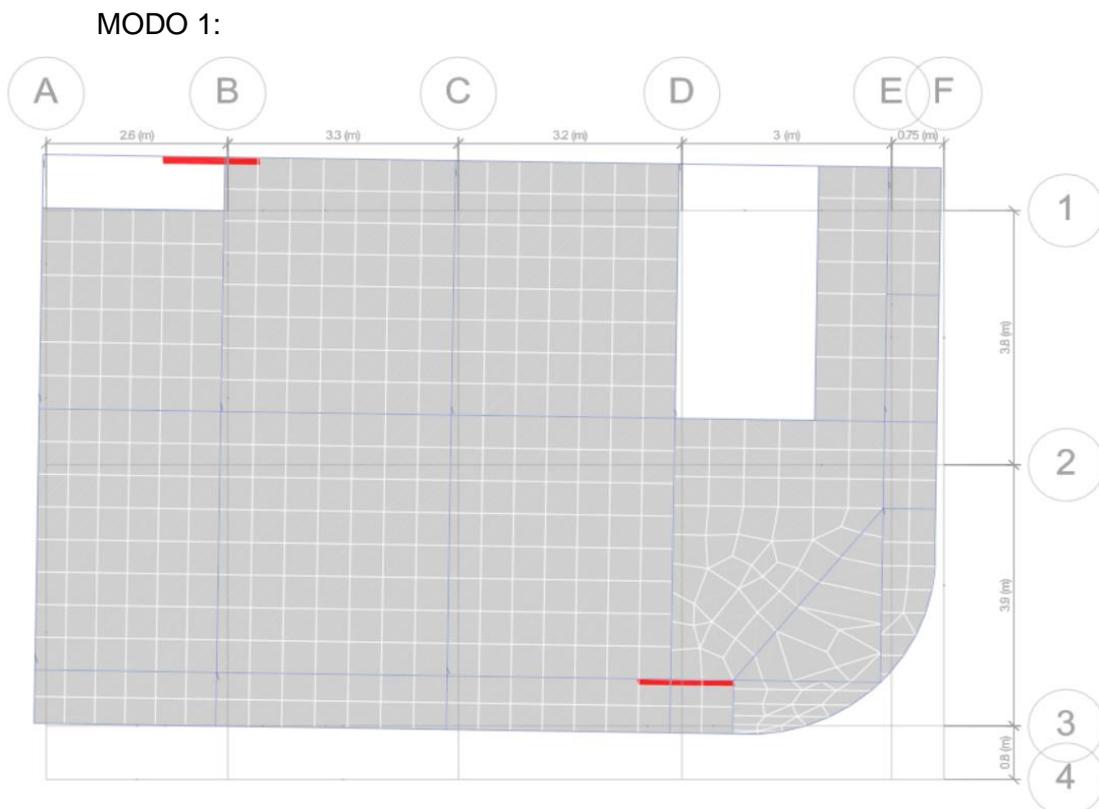
Se determino del comportamiento lineal de una vivienda multifamiliar de 4 niveles según la norma E.030 y a continuación se muestra los resultados:

4.1.1. Modos de vibración de la estructura

Si vemos la Figura 80 podemos observar que el movimiento de los modos 1 y 2 es traslacional mientras que el modo 3 es de forma torsional, también se muestran los periodos fundamentales que se obtuvo mediante el programa Etabs.

Figura 80

Modos de vibración de la estructura

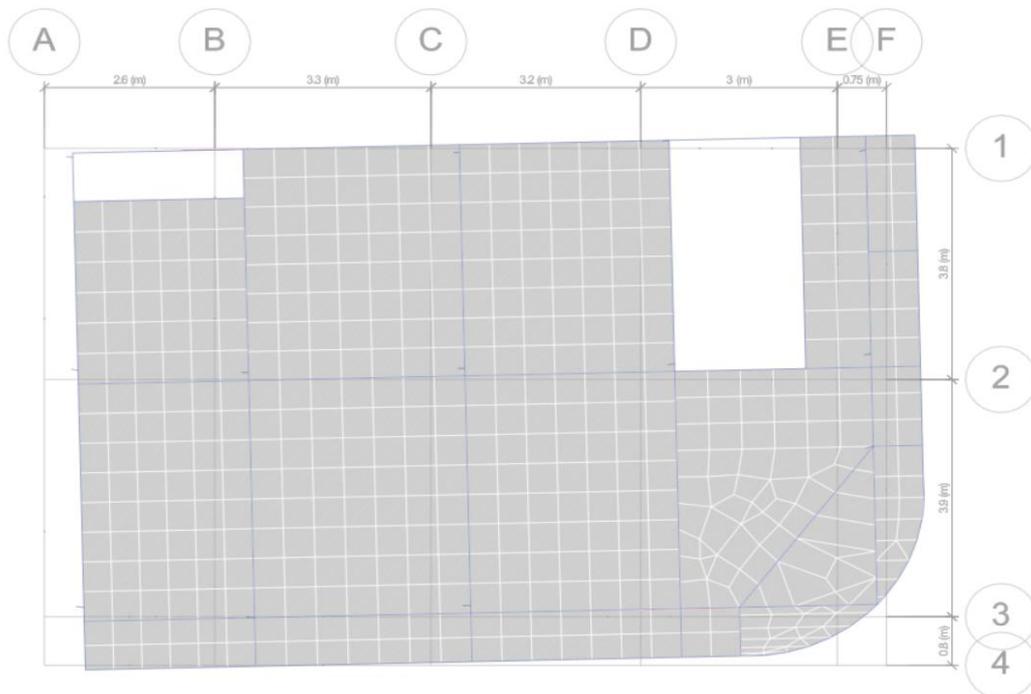


$$T = 0,399 \text{ seg.}$$

(continua)

Figura 80 (continuación)

MODO 2:



$$T = 0,356 \text{ seg.}$$

MODO 3:

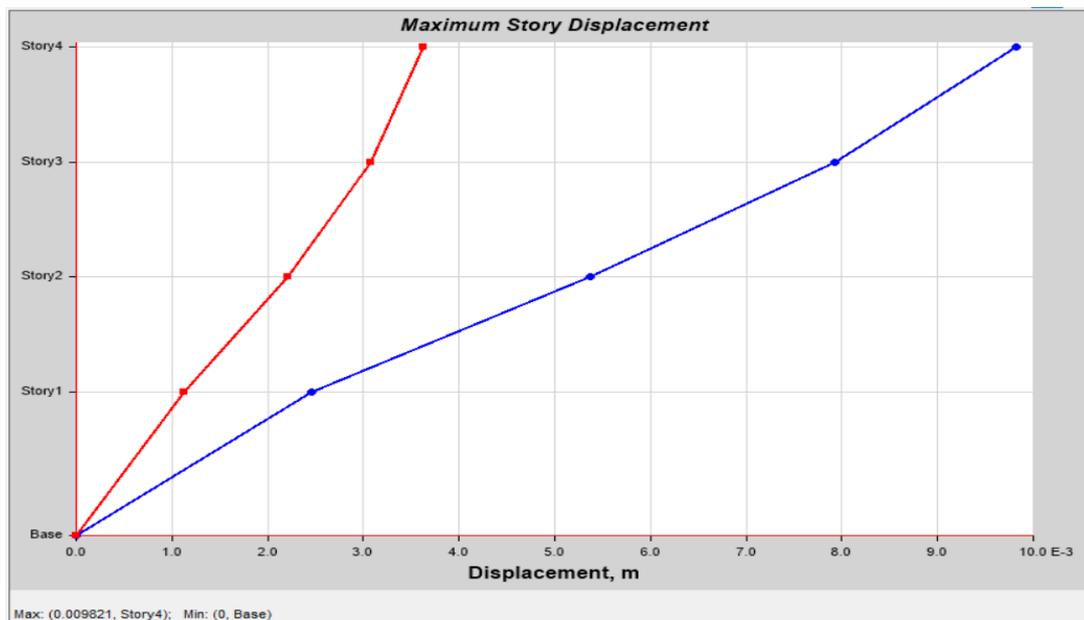


$$T = 0,29 \text{ seg.}$$

4.1.2. Desplazamiento de la estructura

Figura 81

Desplazamiento máximo en el sentido X



Observamos en la Figura 81 que el desplazamiento absoluto es 0,009821 m para el sentido X. Donde corrigiendo por 0,75R; nos da 0,0441 m < 0,005.

Figura 82

Desplazamiento máximo en el sentido Y

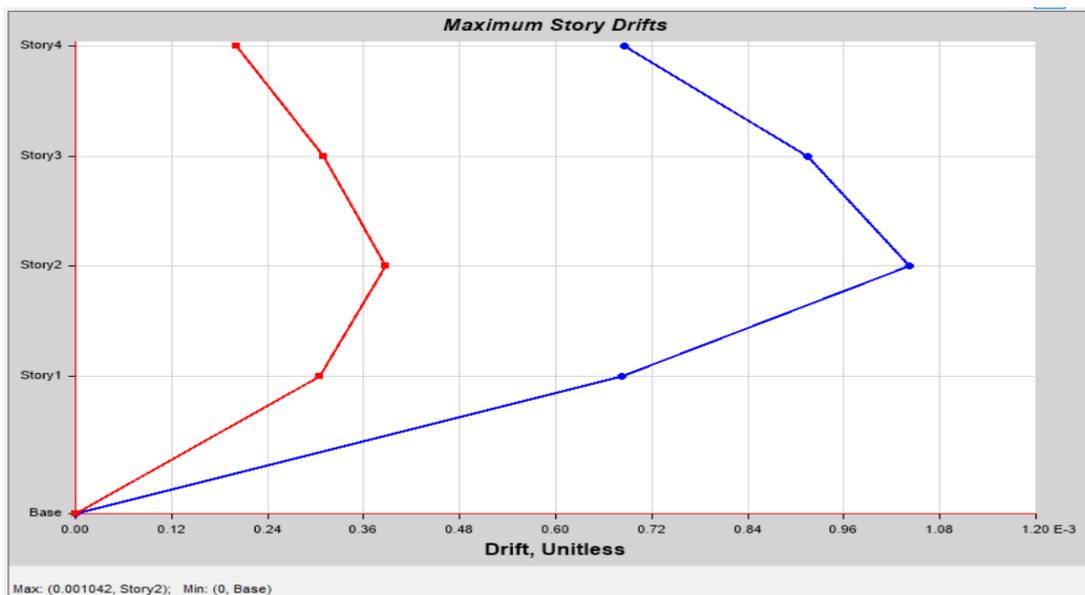


Observamos en la Figura 82 que el desplazamiento absoluto es 0,009509 m para el sentido Y. Donde corrigiendo por 0,75R; nos da 0,057 m < 0,007.

4.1.3. Derivas inelásticas

Figura 83

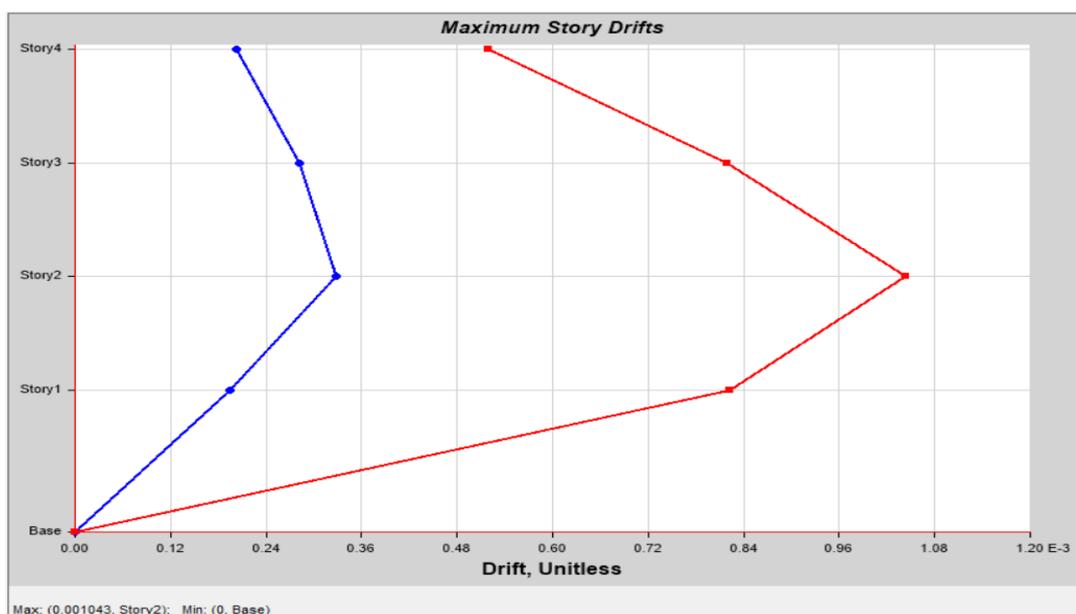
Derivas máximas en la dirección X



En la figura 83 se observa que la deriva máxima para la dirección X es 0,001043. Donde corrigiendo por 0,75R; nos da 0,00469 < 0,005.

Figura 84

Derivas máximas en la dirección Y



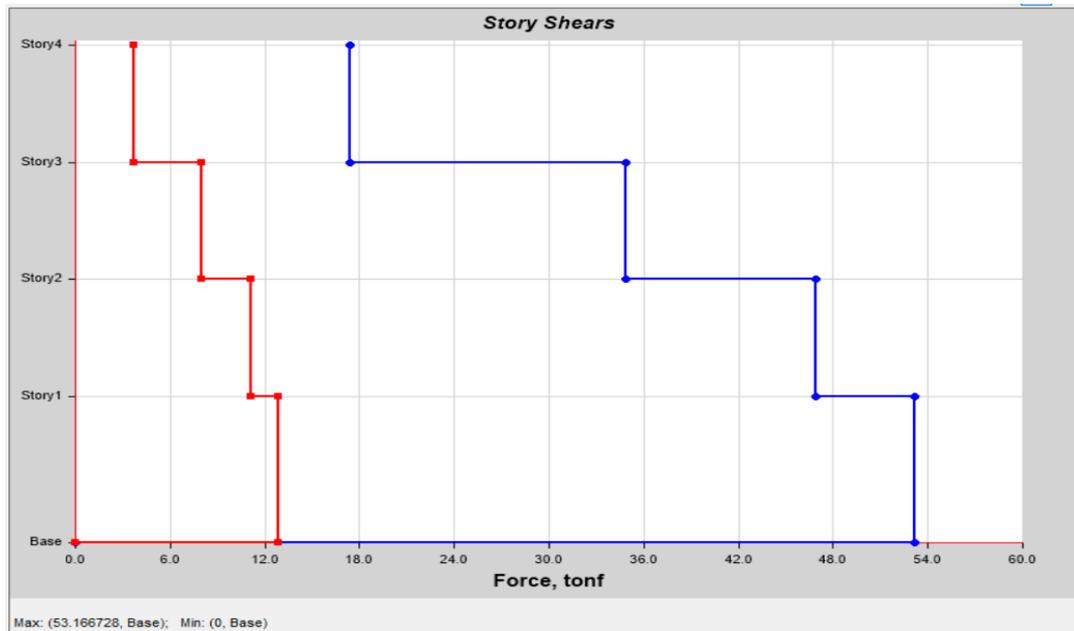
Se observa en la Figura 84, la deriva máxima para la dirección Y es 0,001043. Donde corrigiendo por 0,75R; nos da 0,006258 < 0,007.

4.1.4. Fuerza de corte de la estructura

Se observa en la Figura 85, la fuerza cortante en la base es 53,17 tonf. para el sentido X.

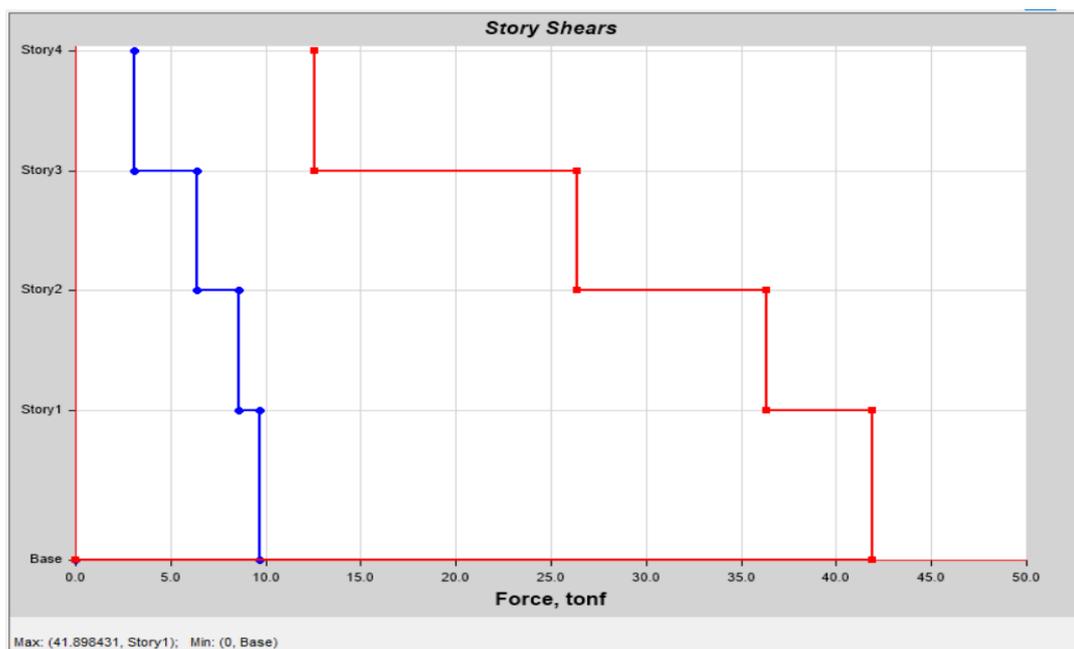
Figura 85

Fuerza cortante en el sentido X



Se observa en la Figura 86, la fuerza cortante en la base es 41,90 tonf. para el sentido Y.

Figura 86 Fuerza cortante en el sentido Y



4.2. Comportamiento no lineal

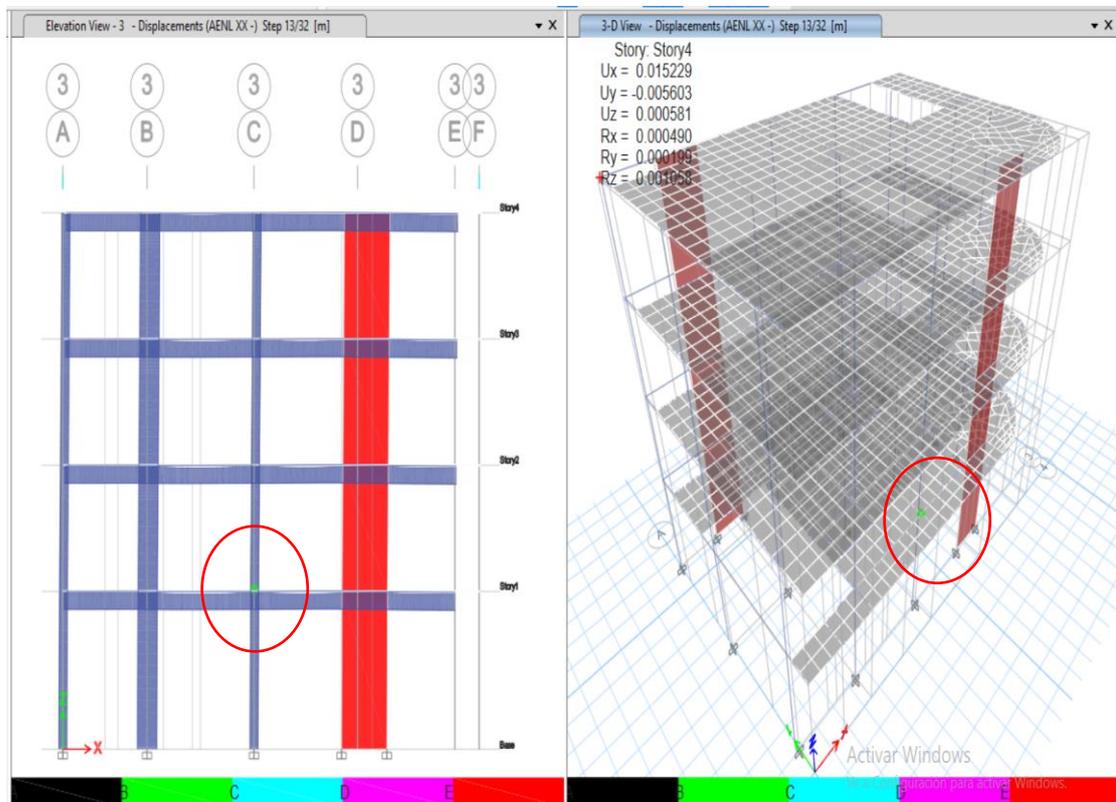
Se determino del comportamiento no lineal en el mismo modelo mediante el método pushover y a continuación se muestra los resultados:

4.2.1. Formación de rotulas plásticas

El software Etabs permite observar la formación de rotulas plásticas para evaluar el comportamiento de la estructura.

Figura 87

Formación de la primera rotula en dirección X

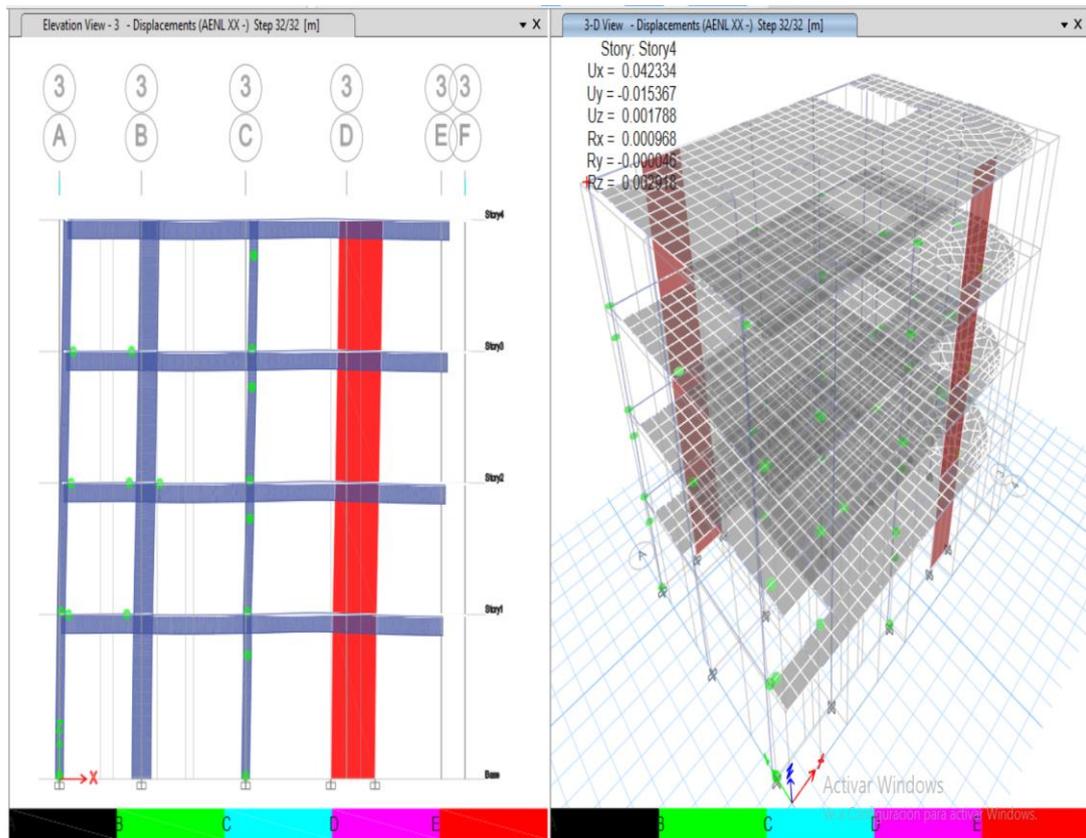


En la Figura 87 se muestra la formación de la primera rotula en la dirección X fue en la columna del segundo nivel en la intersección del eje 3 y eje C, etiquetado como C12.

Esta rotula se formó en un desplazamiento de 0,0152 m y se encuentra en un nivel de desempeño IO (ocupación inmediata), para ver su comportamiento no lineal de la columna se muestra en la Figura 89.

Figura 88

Mecanismo de colapso en dirección X



En la Figura 88 se muestra el desplazamiento ultimo antes del colapso es de 0,0423 m formando rotulas en las columnas y vigas que se mantienen en un nivel de desempeño IO (ocupación inmediata).

Figura 89

Formación de rotula por flexo compresión en la columna C12

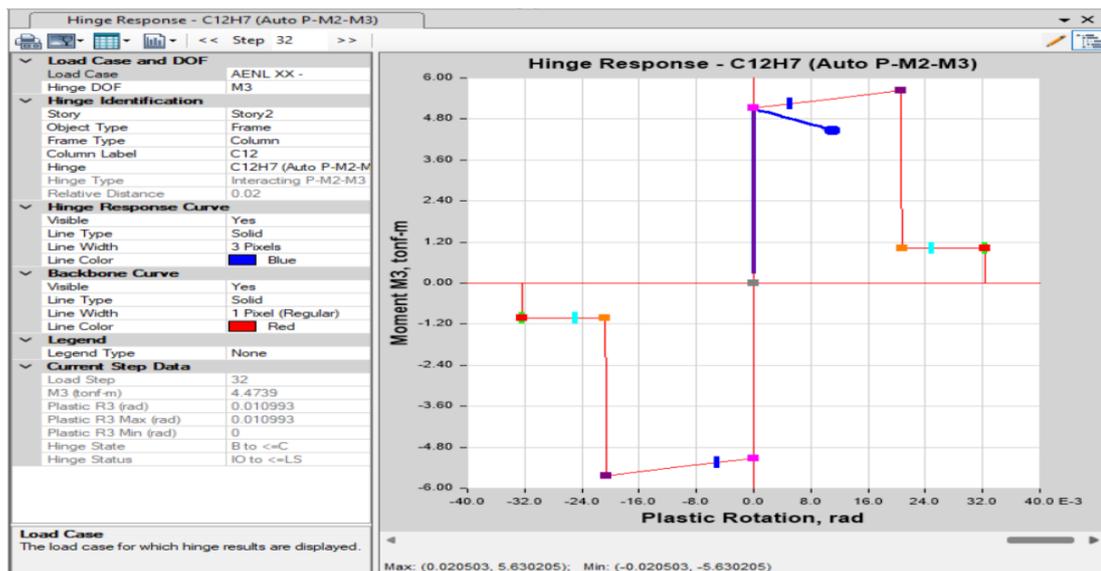
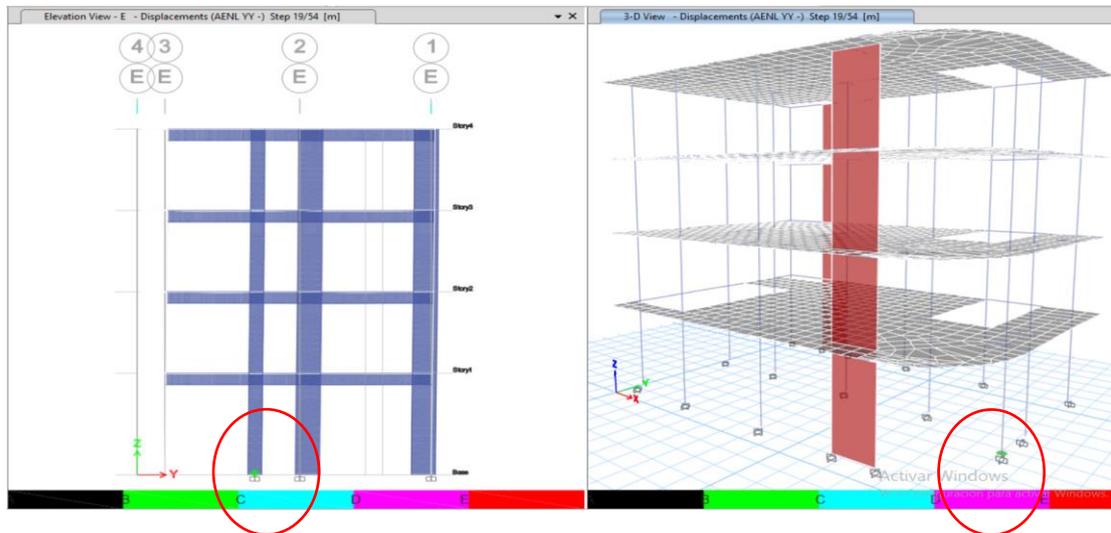


Figura 90

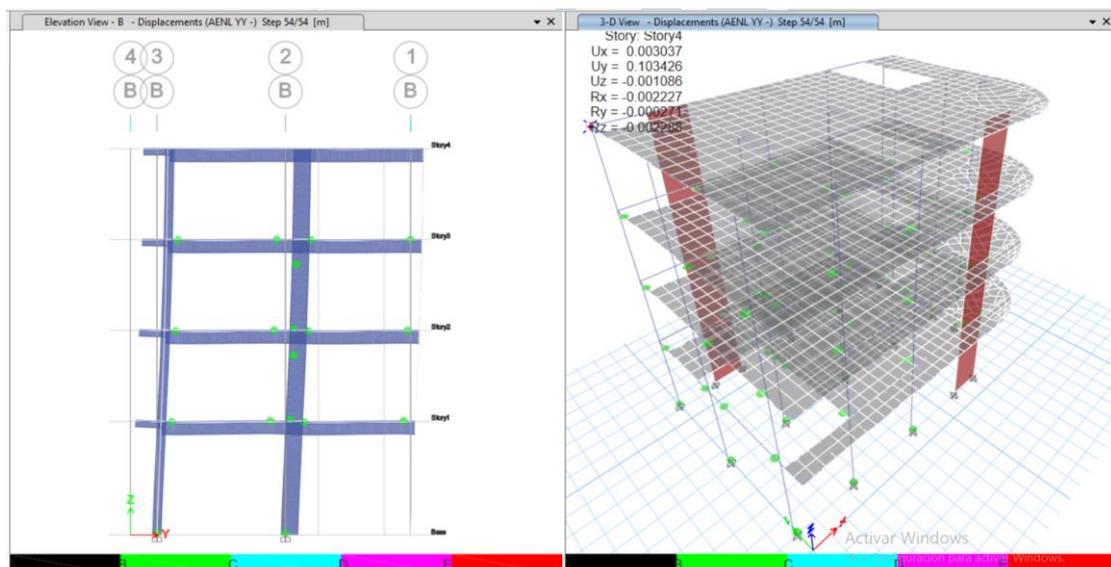
Formación de la primera rotula en dirección Y



En la Figura 90 se muestra la formación de la primera rotula en la dirección Y fue en la columna del primer nivel ubicado en la intersección del ochavo con eje E, etiquetado como C4. Esta rotula se formó en un desplazamiento de 0,0306 m y se encuentra en un nivel de desempeño IO (ocupación inmediata), para ver su comportamiento no lineal de la columna se muestra en la Figura 92.

Figura 91

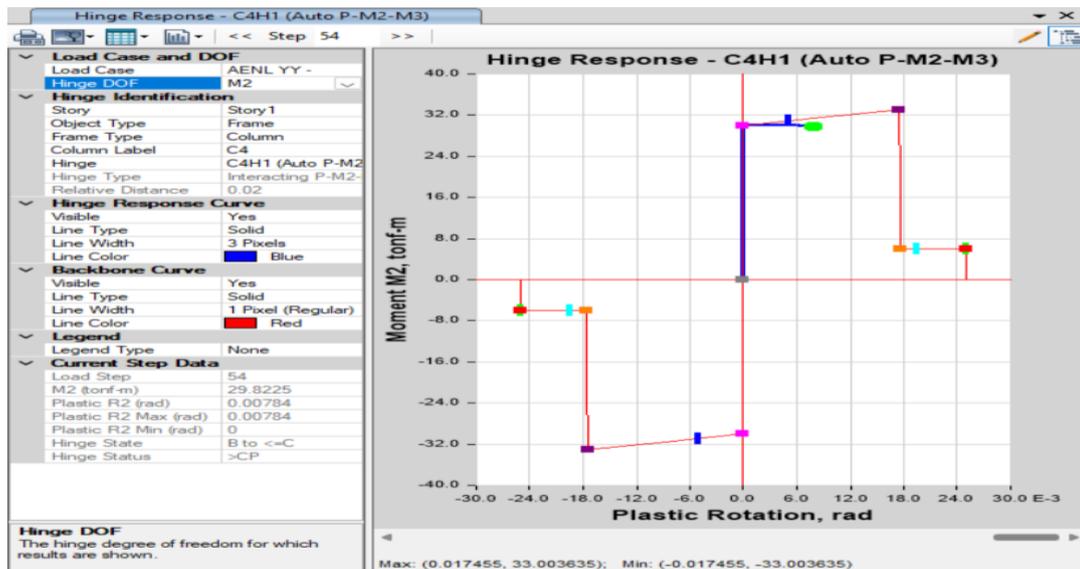
Mecanismo de colapso en dirección X



En la Figura 91 se muestra el desplazamiento ultimo antes del colapso es de 0,1034 m formando rotulas en las columnas y vigas que se mantienen en un nivel de desempeño IO (ocupación inmediata).

Figura 92

Formación de rotula por flexo compresión en la columna C4



4.2.2. Curva de capacidad

En el Capítulo 3 del presente informe en Análisis de Datos, hemos definido los parámetros, asignado las rotulas y aplicamos el método pushover, obteniendo la Curva de Capacidad para cada sentido de la estructura como se observa en la Figura 93 y 94 correspondientemente.

Figura 93

Curva de Capacidad en dirección X

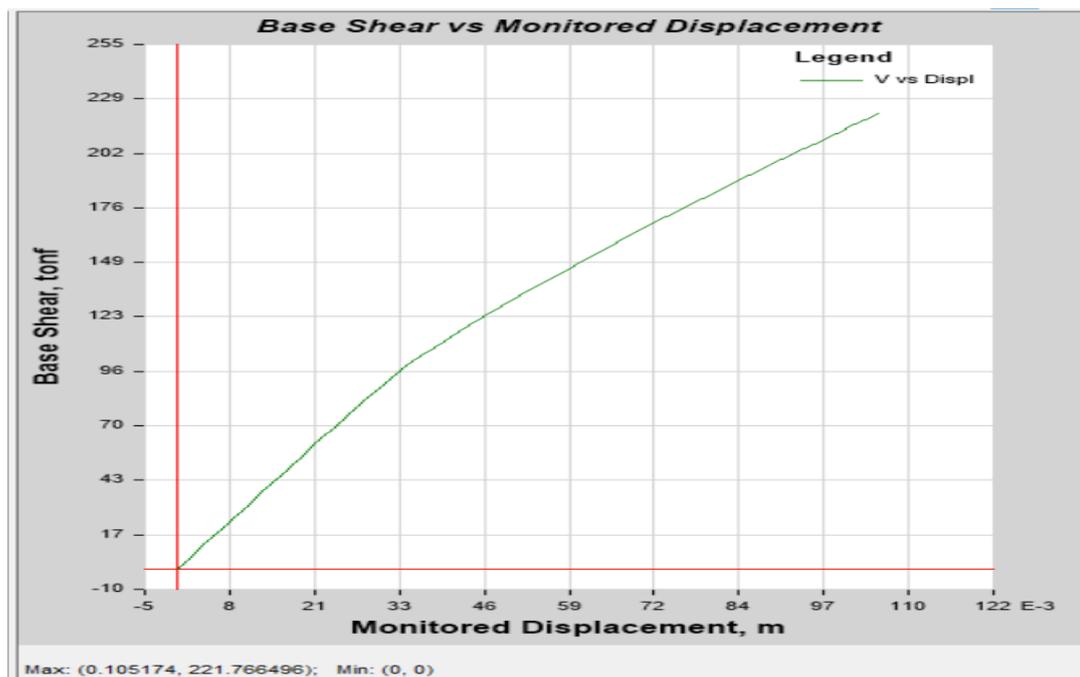
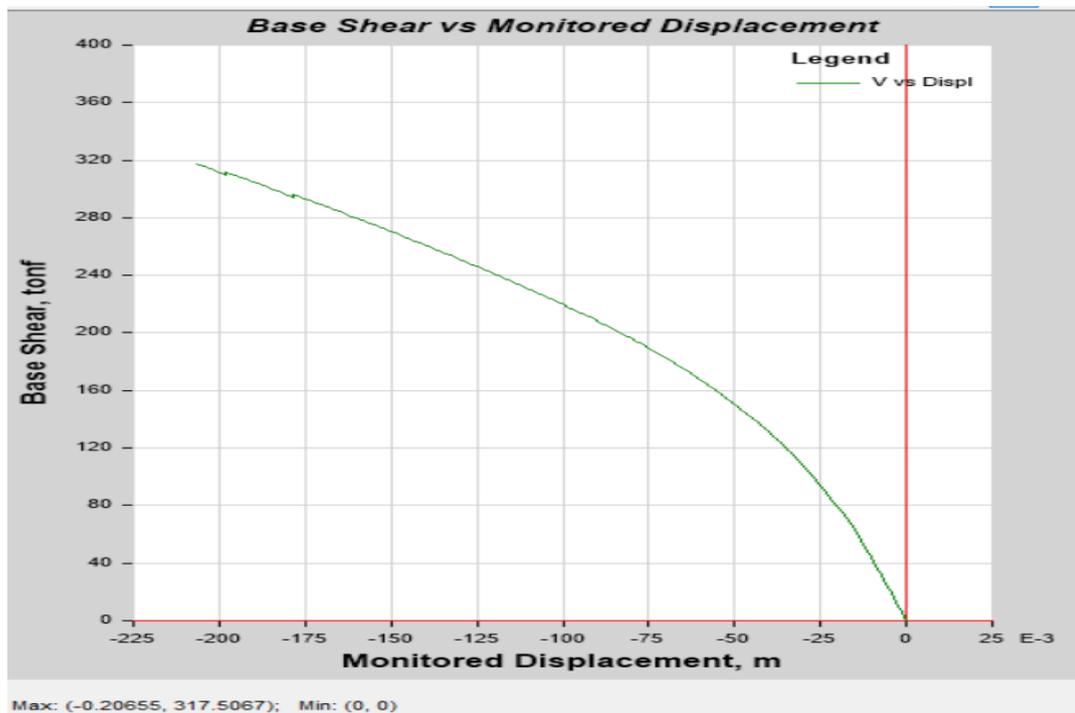


Figura 94

Curva de Capacidad en dirección Y



También se puede obtener la ductilidad y sobre resistencia de la primera rotula como se muestra en la Tabla 38 continuación:

Tabla 38

Cálculo de ductilidad y sobre resistencia

Dirección	Descripción	V (tonf)	D (m)	Ductilidad Du/Di	Sobre resistencia Vu/Vi
X-X	Primera rotula	47,3927	0,0152	6,92	4,68
	Colapso	221,77	0,1052		
Y-Y	Primera rotula	58,3082	0,0306	6,75	5,44
	Colapso	317,51	0,2066		

4.3. Evaluación del Desempeño sísmico

Se evaluó el desempeño sísmico de una vivienda multifamiliar de 4 niveles según el ATC-40 y seguidamente se demuestra los resultados.

En la Figura 95 y 96 se graficaron los puntos de interés y la representación bilineal, donde se sectoriza por diferentes niveles de amenaza sísmica.

Figura 95

Desempeño sísmico en dirección X según la norma ATC 40

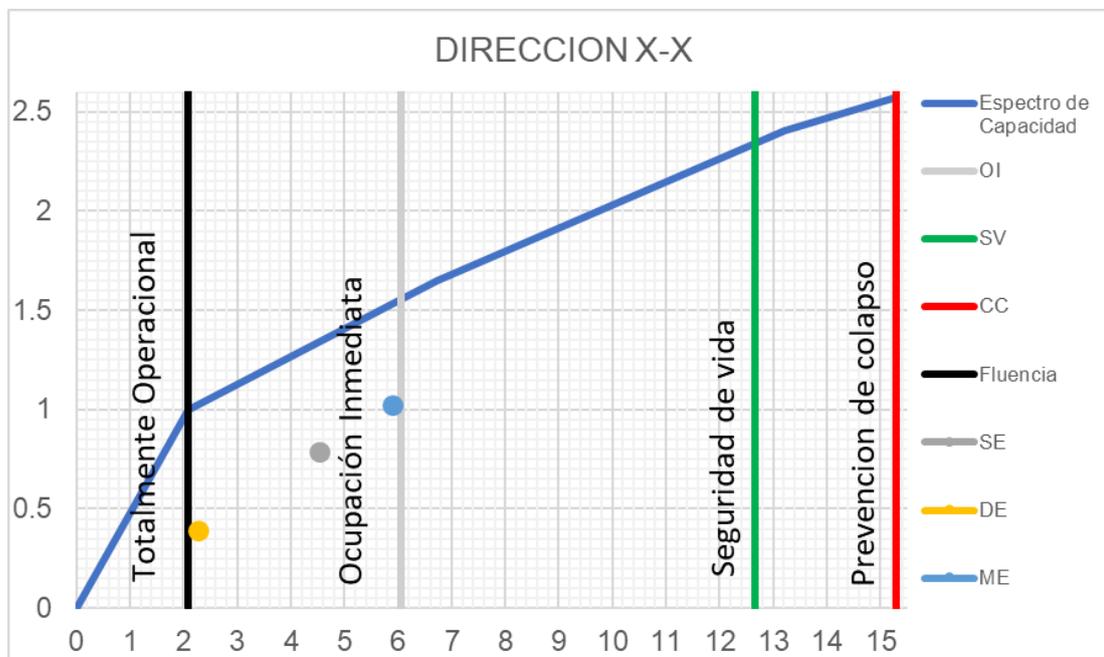
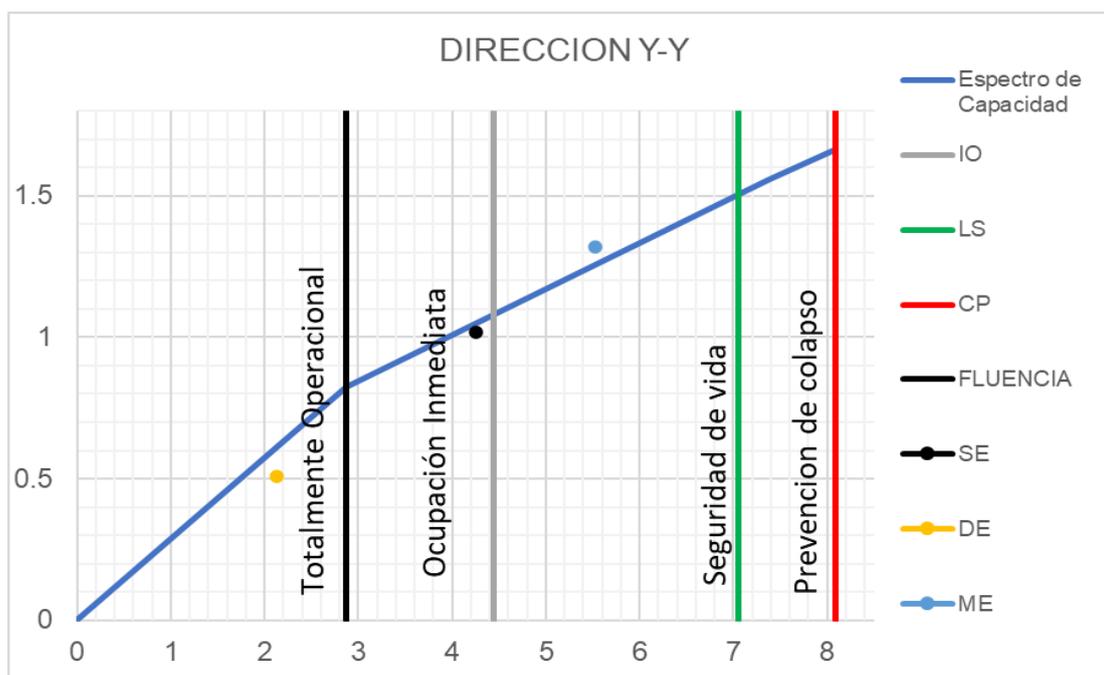


Figura 96

Desempeño sísmico en dirección Y según la norma ATC 40



Se puede observar que en la dirección X tiene mayor desplazamiento con respecto a la dirección Y.

En la Tabla 39 se observa el comportamiento sísmico de la estructura para un sismo de servicio u ocasional, sismo de diseño o raro y sismo máximo o muy raro.

Tabla 39

Evaluación del desempeño sísmico según la norma ATC 40

DIRECCION	NIVEL DE SISMO	TO	IO	LS	CP	¿Cumple objetivo de Desempeño?
X	Servicio (SE)		✓			SI
	Diseño (DE)		✓			SI
	Máximo (ME)		✓			SI
Y	Servicio (SE)	✓				NO
	Diseño (DE)		✓			NO
	Máximo (ME)			✓		NO

CAPÍTULO V. DISCUSIÓN

5.1. Respuesta a hipótesis general

Mediante el modelado y análisis por el programa Etabs se pudo determinar que el modelo planteado para una vivienda multifamiliar tiene buen comportamiento en el análisis lineal, pero en la evaluación del desempeño sísmico no cumple con los objetivos establecido para una vivienda convencional según la norma ATC 40.

5.2. Respuestas a hipótesis específicas

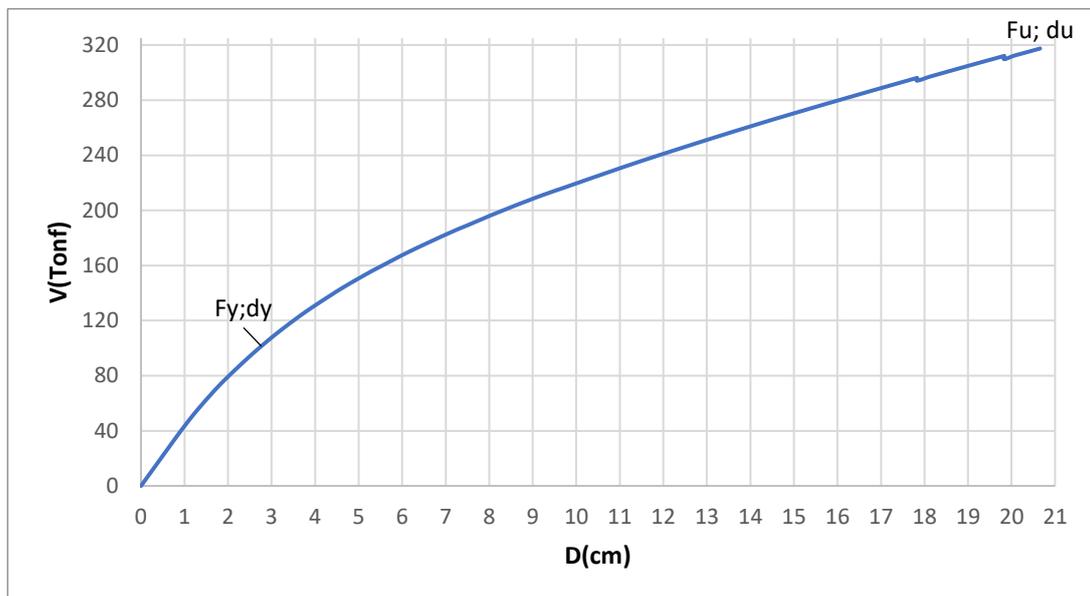
- a. Con relación a la Hipótesis específica 1, se ha propuesto que “Mediante un análisis lineal sísmico de la vivienda multifamiliar, según la norma E.030 se obtienen distorsiones permisibles”. Se observó que en sentido X tiene una distorsión máxima de 0,0046 menor a 0,005 para sistema de Muros estructurales y para el sentido en Y tiene una distorsión máxima de 0,0066 menor a 0,007 en un sistema de pórtico según lo establece la norma vigente.
- b. Con relación a la Hipótesis específica 2, se ha propuesto que “Mediante un modelado de la vivienda multifamiliar con software ETABS se realiza el análisis no lineal Pushover”. En el presente informe se detalló el procedimiento para realizar este análisis obteniendo que la estructura colapsa para el sentido X con una fuerza cortante en la base de 317,51 Tonf y el desplazamiento de 0,207 m.; así mismo para el sentido Y la fuerza cortante en la base es 221,77 Tonf y el desplazamiento de 0,105 m.
- c. Con relación a la Hipótesis específica 3, se ha propuesto que “La vivienda multifamiliar tiene un desempeño de Ocupación inmediata evaluado mediante el ATC-40”. Al realizar la evaluación de desempeño sísmico se obtuvo que los puntos de desempeño se ubican en el rango de ocupación inmediata pero no cumplen con los objetivos establecidos en la norma ATC 40.

CONCLUSIONES

Se concluye que la estructura mediante el análisis lineal tiene un buen comportamiento según las verificaciones de la Norma E.030, pero mediante el análisis no lineal se observó que es un análisis completo a tiempo real donde se obtiene los desplazamientos y la fuerza cortante que colapsa la estructura; y para la evaluación del desempeño sísmico según la ATC 40 tenemos que en el eje X la estructura tendrá un desempeño de ocupación inmediata para todos los niveles de amenaza sísmica; y para el eje Y para un sismo máximo tendrá un desempeño de seguridad de vida.

En el análisis sísmico lineal la estructura modelada cumple con las verificaciones que establece la norma E.030 por lo que tiene un buen comportamiento estructural.

En el análisis no lineal se desarrolló la curva de capacidad donde se puede obtener el punto de fluencia donde empieza el comportamiento inelástico de la estructura y el punto último que es donde la estructura colapsa.



En la evaluación del desempeño sísmico: la vivienda multifamiliar no cumple con los objetivos establecidos para una vivienda convencional, pero al incursionar a un rango no lineal la estructura no presenta daños.

RECOMENDACIONES

Se recomienda a los futuros indagadores examinar la interacción suelo estructura para determinar el punto de desempeño frente a los niveles de amenaza sísmica mediante el método de Coeficientes y el método de Espectro Capacidad.

Se recomienda a los futuros investigadores a analizar el desempeño sísmico mediante el análisis dinámico no lineal porque facilita modelos más reales de solución estructural para los movimientos sísmicos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almirón T. y Yndigoyen S. (2019) *Evaluación estructural y propuesta de reforzamiento en el Centro de Salud Leoncio Prado, de la ciudad de Tacna.*
<http://hdl.handle.net/20.500.12969/840>
- Calcina P. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal.*
<http://hdl.handle.net/20.500.12969/499>
- Cahuana C. y Ccaso H. (2021). Desempeño Sísmico Aplicando El Análisis Estático No Lineal (Pushover) Del Módulo III De La Comisaría De Ciudad Nueva, Tacna 2021. <http://hdl.handle.net/20.500.12969/2027>
- Choque S., y Luque S. (2019). *Análisis Estático No Lineal Y Evaluación Del Desempeño Sísmico De Un Edificio De 8 Niveles Diseñado Con La Norma E.030.* <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/8866>
- Correa C. (2019). Análisis estático no lineal aplicado al diseño sismorresistente del bloque N°02 de aulas del Colegio Militar Elías Aguirre – Chiclayo.
<https://hdl.handle.net/20.500.12692/36959>
- Duarte B., Martínez Ch. y Santamaria D. (2017). *Análisis estático no lineal - Pushover del cuerpo principal de la facultad de medicina de la Universidad del Salvador.*
<https://ri.ues.edu.sv/id/eprint/13405>
- Guevara M., Osorio R. y Arturo V. (2006). Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover). <https://ri.ues.edu.sv/id/eprint/4522>
- Huamani C. (2021). Comparación Del Desempeño Sísmico Del Pabellón Chaminade De La Universidad Católica De Santa María Considerando El Método Espectro Capacidad Y Método De Los Coeficientes De Desplazamiento.
<http://tesis.ucsm.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12920/11339>
- Llolle H. (2021). Evaluación de desempeño estructural utilizando Análisis Estático no lineal (Pushover) del bloque del nivel secundario del colegio Emblemático Ladislao Espinar ubicado en la ciudad de Espinar – Cusco.
<http://hdl.handle.net/20.500.12840/4515>

- Muñoz P. (2020). *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción – SENCICO
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2018). Norma Técnica E030 Diseño Sismorresistente. *El Peruano*. 23-24
- Universidad Católica De Santa María (2021, 10 De noviembre). *Tesis: Comparación Del Desempeño Sísmico Del Pabellón Chaminade*. <https://youtu.be/jA-9tZzI2zU>
- Yugcha Q. (2018). Evaluación estructural por desempeño para una construcción informal mediante el método Pushover, sector la Forestal, cantón Quito, Provincia Pichincha. <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/17316>
- Botella S. (2019) *Resistencia De Materiales*. <https://slideplayer.es/slide/13906569/>
- Agudelo Z. (2022) *Una sencilla regla para obtener el período fundamental de un edificio*. <https://estructurando.net/2022/04/20/una-sencilla-regla-obtener-periodo-fundamental-edificio/>
- Fernández B. (2017) *Influencia del comportamiento por ductilidad en el coste estructural de edificios sometidos a la acción sísmica*. <http://hdl.handle.net/10317/6279>

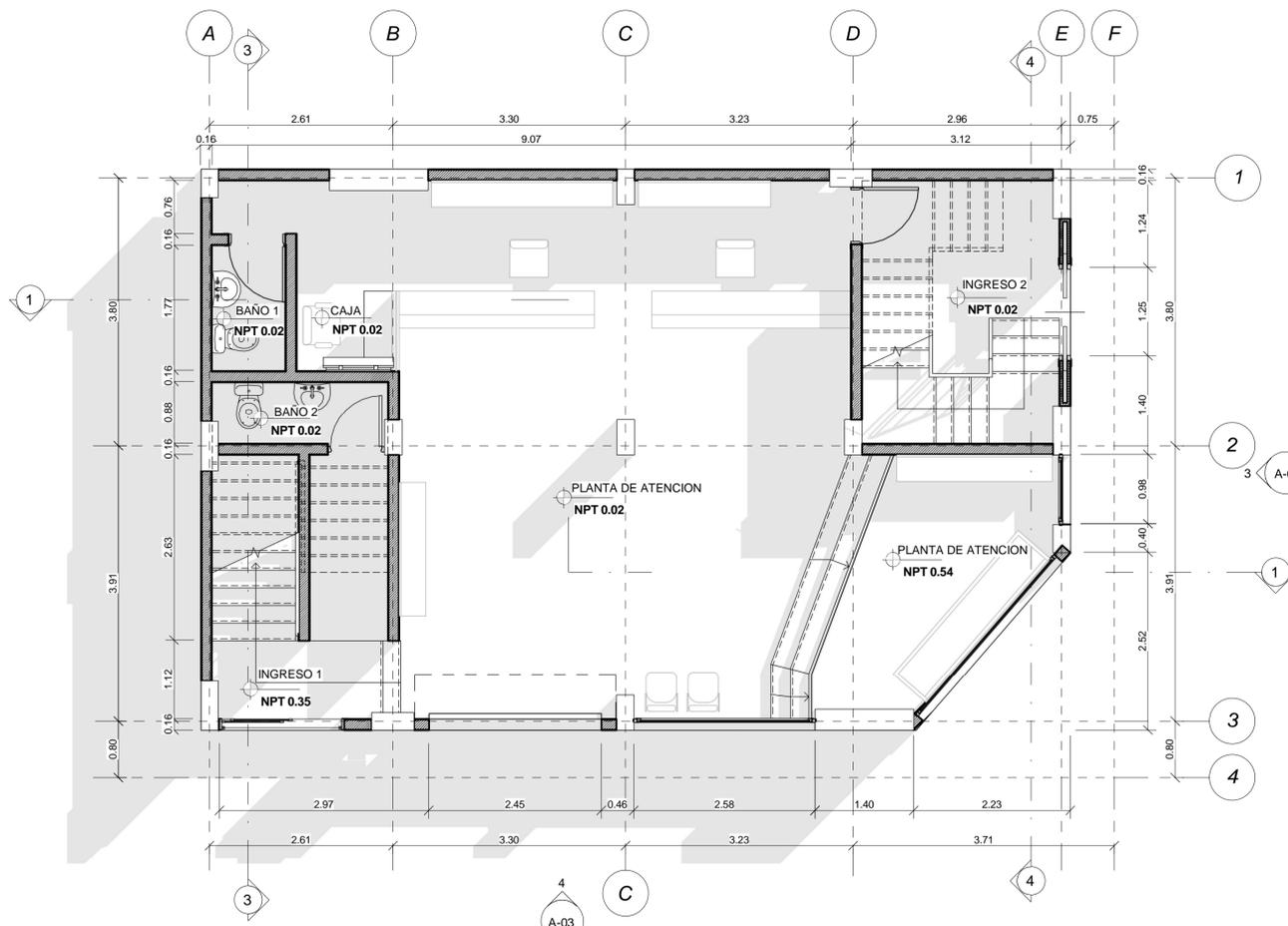
ANEXOS

ANEXO 1. MATRIZ DE CONSISTENCIA

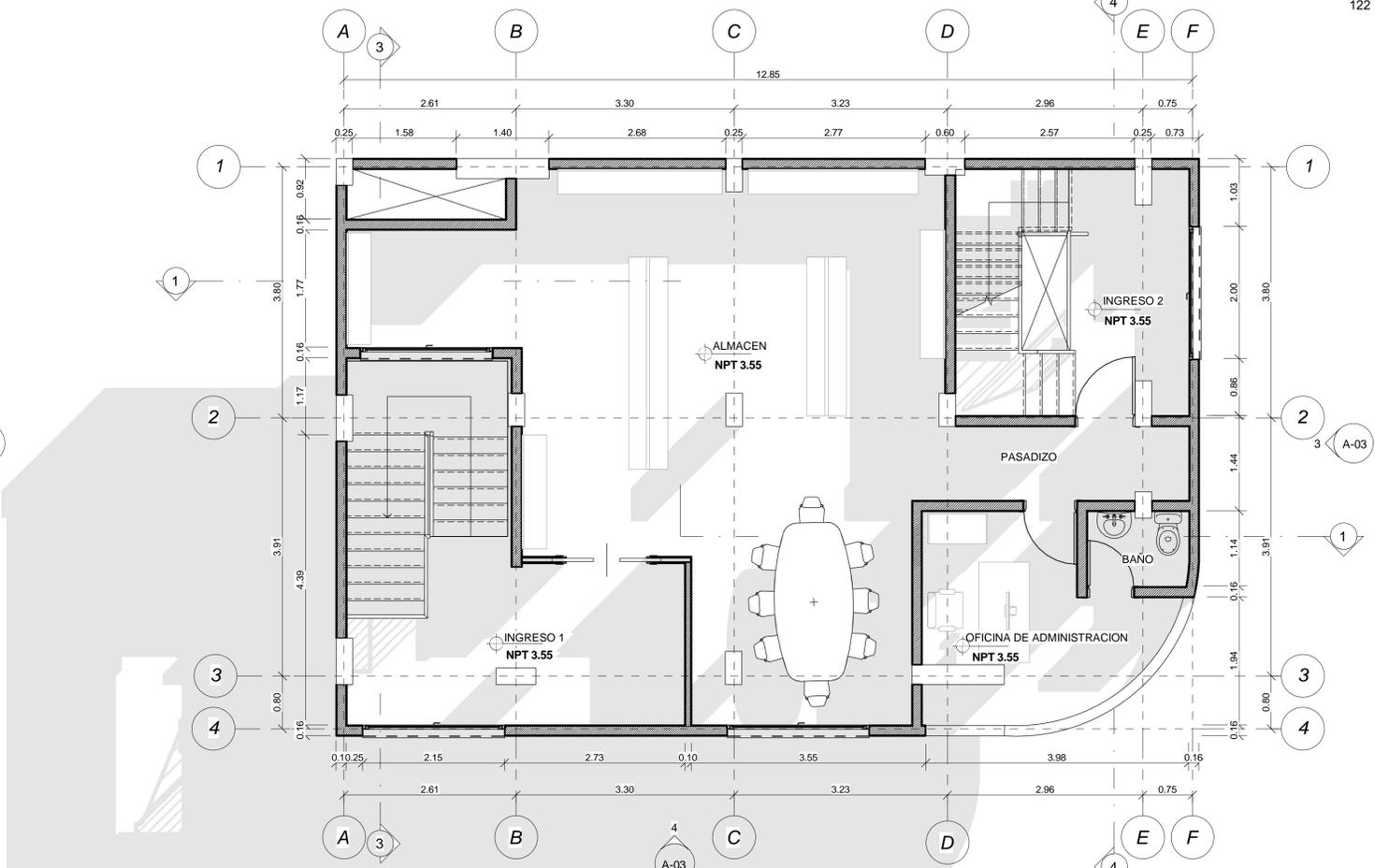
ANÁLISIS SÍSMICO LINEAL Y DESEMPEÑO SISMICO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 4 NIVELES MEDIANTE EL ATC-40 EN TACNA 2022					
Formulación del problema	Objetivo	Hipótesis	Variables	Indicadores	Metodología
<p>1. Problema General ¿Cuál es el análisis y desempeño sísmico de una vivienda multifamiliar de 4 niveles mediante el ATC-40, Tacna?</p> <p>2. Problemas Específicos ¿Cuál es el comportamiento lineal de una vivienda multifamiliar de 4 niveles según la norma E.030, en la ciudad de Tacna 2022? ¿Cómo realizar un análisis no lineal Pushover de una vivienda multifamiliar de 4 niveles? ¿Cuál es el desempeño sísmico de una vivienda multifamiliar de 4 niveles?</p>	<p>1. Objetivo General Realizar el análisis y desempeño sísmico según la norma ATC-40 de una vivienda multifamiliar de 4 niveles, Tacna 2022.</p> <p>2. Objetivos Específicos Determinar el comportamiento lineal de una vivienda multifamiliar de 4 niveles según la norma E.030 Realizar un análisis no lineal Pushover de una vivienda multifamiliar de 4 niveles Evaluar el desempeño sísmico de una vivienda multifamiliar de 4 niveles según el ATC-40</p>	<p>1. Hipótesis General La vivienda multifamiliar de 4 niveles tiene un buen comportamiento y desempeño sísmico.</p> <p>2. Hipótesis Específicos Mediante un análisis lineal sísmico de la vivienda multifamiliar, según la norma E.030 se obtienen distorsiones permisibles. Mediante un modelado de la vivienda multifamiliar con software ETABS se realiza el análisis no lineal Pushover La vivienda multifamiliar tiene un desempeño de Ocupación inmediata evaluado mediante el ATC-40.</p>	<p>1. Variable Independiente Características de la estructura de una vivienda</p> <p>2. Variable Dependiente Comportamiento sísmico lineal Comportamiento sísmico no lineal Desempeño sísmico.</p>	<p>1. Variable Independiente</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Planos estructurales ▪ Sistema estructural ▪ Propiedades mecánicas de los materiales. <p>2. Variable Dependiente</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Propiedades dinámicas ▪ Desplazamientos ▪ Distorsiones ▪ Fuerzas de corte ▪ Curva de capacidad 	<p>1. Tipo de Estudio Aplicativo</p> <p>2. Nivel de Investigación Descriptivo</p> <p>3. Diseño de investigación No experimental</p> <p>4. Materiales y/o instrumentos Ficha de recolección de datos, planos y fotos</p> <p>5. Muestra de estudio No probabilística, Vivienda multifamiliar de la familia</p> <p>6. Técnicas de procesamiento y análisis de Datos Observación directa, análisis documental</p>

ANEXO 2. PLANOS DE ARQUITECTURA

- PLANO A-01: PRIMER Y SEGUNDO NIVEL
- PLANO A-02: TERCER Y CUARTO NIVEL
- PLANO A-03: QUINTO NIVEL, ELEVACION Y 3D
- PLANO A-04: CORTES



1 Primer nivel
A-01 | 1 : 50



2 Segundo nivel
A-01 | 1 : 50



3 Escalera 1 en 3D
A-01

1. Cuadro de vanos (Puertas) - Primer nivel

Nivel	Familia	Tipo	Anchura	Altura	Recuento
Nivel 1	puerta	0.80x2.00	0.80	2.00	1
Nivel 1	Puerta de 1 hoja	80 x 210 cm	0.80	2.10	2
Nivel 1	Puerta corredera de 2 hojas en muro con cristal	125 x 203 cm	1.25	2.03	1
Nivel 1	PORTA DE VIDRO COM ESQUADRIA DE CORRER - 2 FOLHAS + PERSIANA INTEGRADA	170 x 221	1.70	2.45	1
Nivel 1	Puerta elevada enrollable	245 x 1981mm	2.45	2.80	1
Total general: 6					

2. Cuadro de vanos (Puertas) - Segundo nivel

Nivel	Familia	Tipo	Anchura	Altura	Recuento
Nivel 2	Puerta de 1 hoja	70 x 210 cm	0.70	2.10	1
Nivel 2	Puerta de 1 hoja	80 x 210 cm	0.80	2.10	1
Nivel 2	Puerta de 1 hoja	90 x 210 cm	0.90	2.10	1
Nivel 2	Puerta corredera de 2 hojas en muro con cristal	125 x 203 cm	1.25	2.03	1
Total general: 4					

1. Cuadro de vanos (Ventanas) - Primer nivel

Nivel	Familia	Tipo	Anchura	Altura	Recuento
Nivel 1	Ventana monoblock practicable, 1 hoja MERY	0.90 x 1.6	0.98	1.60	1
Nivel 1	Ventana monoblock practicable, 1 hoja MERY	2.6 x 1.6	2.58	1.60	1
Nivel 1	Ventana monoblock practicable, 1 hoja MERY	3.15 x 1.6	3.00	1.60	1
Total general: 3					

2. Cuadro de vanos (Ventanas) - Segundo nivel

Nivel	Familia	Tipo	Anchura	Altura	Recuento
Nivel 4	Deflector de ventilación simple	0610 x 0610mm	0.61		1
Nivel 4	Ventana de guillotina de 2 hojas	0615 x 1220mm	0.60	1.22	1
Nivel 4	Ventana corredera de 2 hojas 1	0795x 0610mm	0.80	0.61	1
Nivel 4	Ventana 2 con proyectable simple	2000 x 1600mm	2.00	1.60	1
Nivel 4	Ventana 2 con proyectable simple	2150 x 1600mm	2.15	1.53	1
Total general: 5					



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA

Proyecto:

VIVIENDA MULTIFAMILIAR

Propietario:

Sr. Victor Mamani Quispe

Plano:

PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

Ubicación:

Asoc. Ramon Copaja Mz. L Lt. 11
Dstrito Alto de Aliaza, Tacna

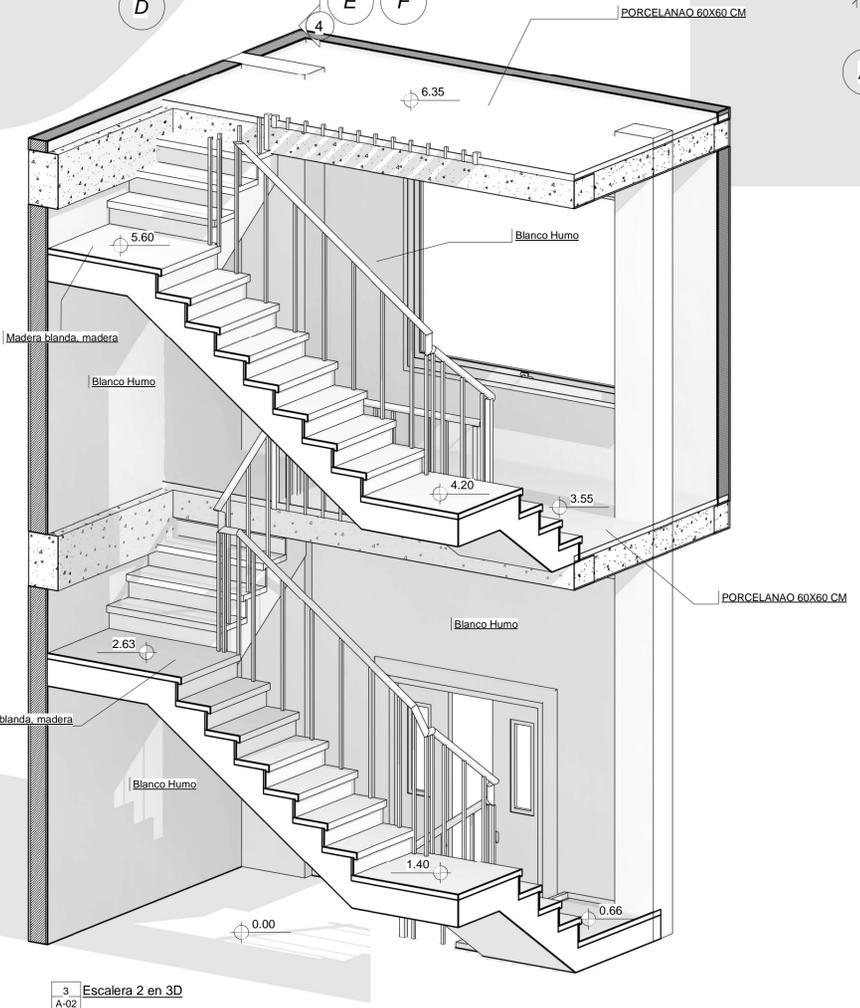
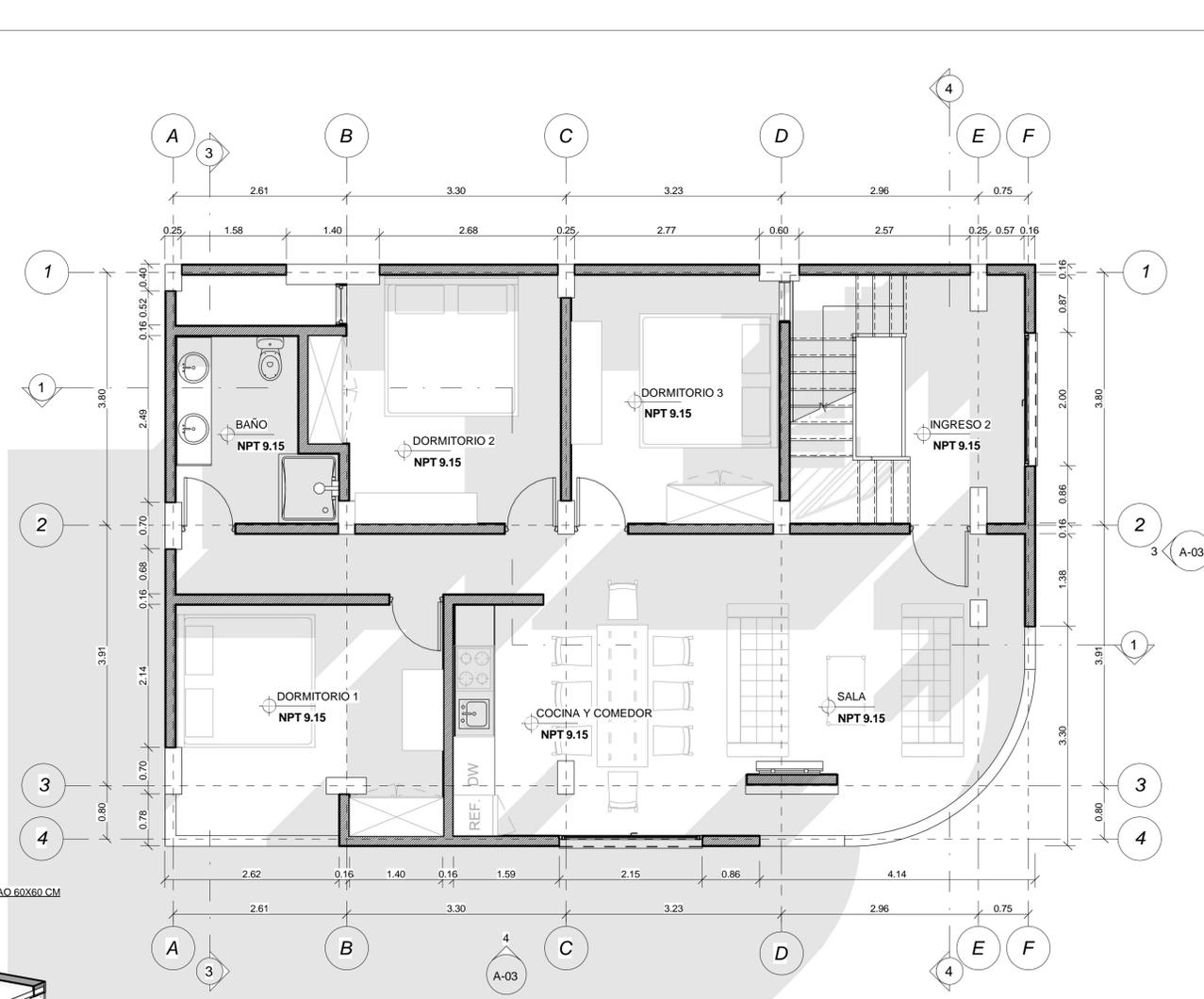
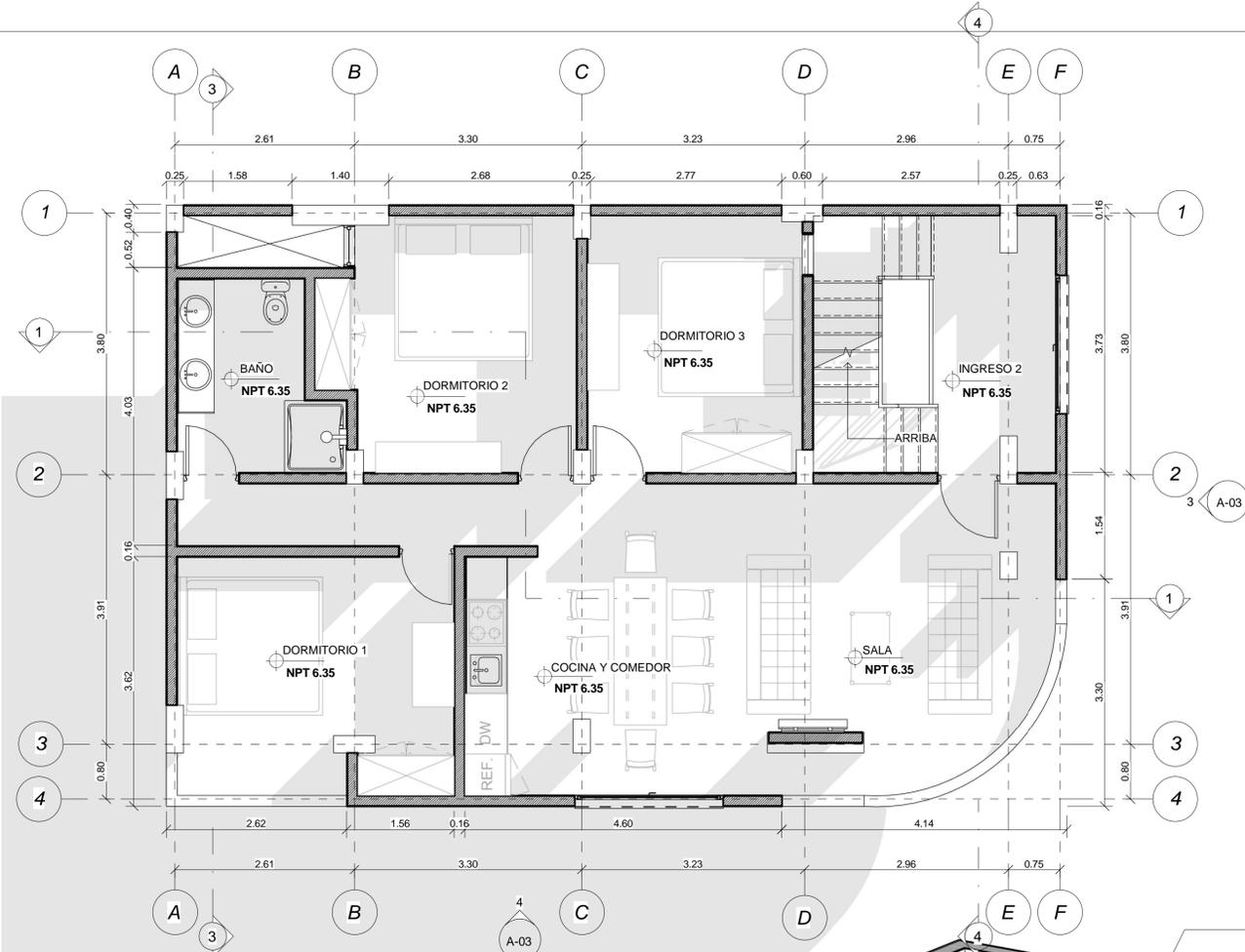
Fecha: **30/01/2023**

Dibujado por: **L.M.M.C**

Asesor: **Ing. Wilber P. Mendoza R.**

Lamina: **A-01**

Escala: **1 : 50**



1 Tercer nivel
A-02 1 : 50

2 Cuarto nivel
A-02 1 : 50

3 Escalera 2 en 3D
A-02

4 Vista de Departamento de 3er y 4to nivel
A-02

3. Cuadro de vanos (Ventanas) - Tercer nivel

Nivel	Familia	Tipo	Anchura	Altura	Recuento
Nivel 3	Deflector de ventilación simple	0610 x 0610mm	0.61		1
Nivel 3	Ventana de guillotina de 2 hojas	0615 x 1220mm	0.60	1.22	1
Nivel 3	Ventana corredera de 2 hojas 1	0795x 0610mm	0.80	0.61	1
Nivel 3	Ventana 2 con proyectable simple	2000 x 1600mm	2.00	1.60	1
Nivel 3	Ventana 2 con proyectable simple	2150 x 1600mm	2.15	1.53	1
Total general: 5					

4. Cuadro de vanos (Ventanas) - Cuarto nivel

Nivel	Familia	Tipo	Anchura	Altura	Recuento
Nivel 4	Deflector de ventilación simple	0610 x 0610mm	0.61		1
Nivel 4	Ventana de guillotina de 2 hojas	0615 x 1220mm	0.60	1.22	1
Nivel 4	Ventana corredera de 2 hojas 1	0795x 0610mm	0.80	0.61	1
Nivel 4	Ventana 2 con proyectable simple	2000 x 1600mm	2.00	1.60	1
Nivel 4	Ventana 2 con proyectable simple	2150 x 1600mm	2.15	1.53	1
Total general: 5					

3. Cuadro de vanos (Puertas) - Tercer nivel

Nivel	Familia	Tipo	Anchura	Altura	Recuento
Nivel 3	puerta	0.80x2.20	0.80	2.20	4
Nivel 3	puerta	0.90x2.20	0.90	2.20	1
Total general: 5					

4. Cuadro de vanos (Puertas) - Cuarto nivel

Nivel	Familia	Tipo	Anchura	Altura	Recuento
Nivel 4	puerta	0.80x2.20	0.80	2.20	4
Nivel 4	puerta	0.90x2.20	0.90	2.20	1
Total general: 5					



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA

Proyecto:

VIVIENDA MULTIFAMILIAR

Propietario:

Sr. Victor Mamani Quispe

Plano:

TERCER Y CUARTO NIVEL

Ubicación:

Asoc. Ramon Copaja Mz. L Lt. 11
Dstrito Alto de Aliaza, Tacna

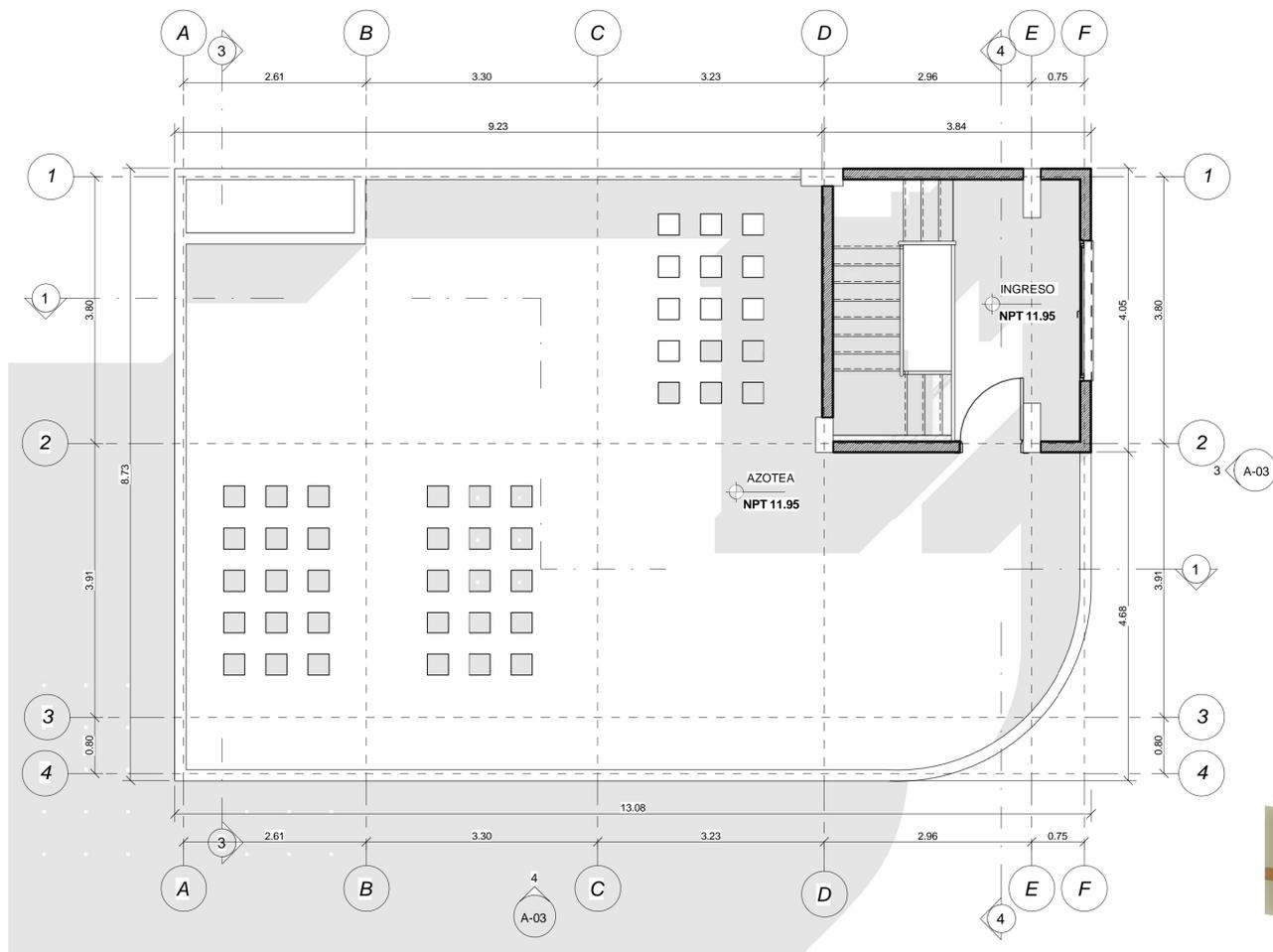
Fecha: 30/01/2023

Dibujado por: L.M.M.C

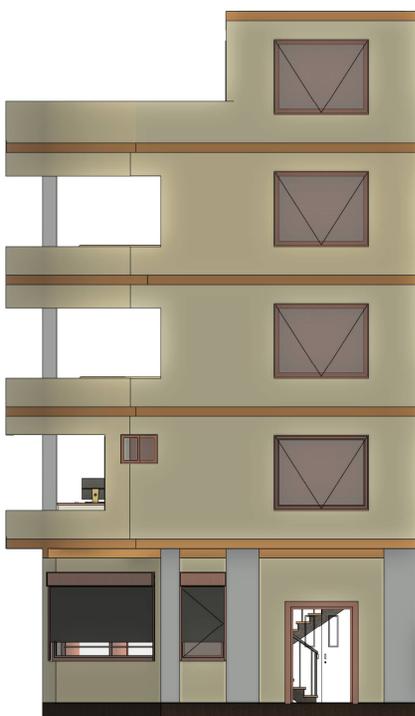
Asesor: Ing. Wilber P. Mendoza R.

Lamina: **A-02**

Escala: 1 : 50



1 Quinto nivel
A-03 | 1:50



3 Alzado 1 - a
A-03 | 1:75



4 Sur
A-03 | 1:75

5. Cuadro de vanos (Puertas) - Quinto nivel

Nivel	Familia	Tipo	Anchura	Altura	Recuento
Nivel 5	Puerta de 1 hoja	90 x 210 cm	0.90	2.10	1
Total general: 1					

5. Cuadro de vanos (Ventanas) - Quinto nivel

Nivel	Familia	Tipo	Anchura	Altura	Recuento
Nivel 5	Ventana 2 con proyectable simple	2000 x 1600mm	2.00	1.60	1
Total general: 1					



2 Vivienda multifamiliar 3D
A-03



Proyecto:
VIVIENDA MULTIFAMILIAR

Propietario:
Sr. Victor Mamani Quispe

Plano:
QUINTO NIVEL, ELEVACION Y 3D

Ubicación:
Asoc. Ramon Copaja Mz. L Lt. 11
Distrito Alto de Aliaza, Tacna

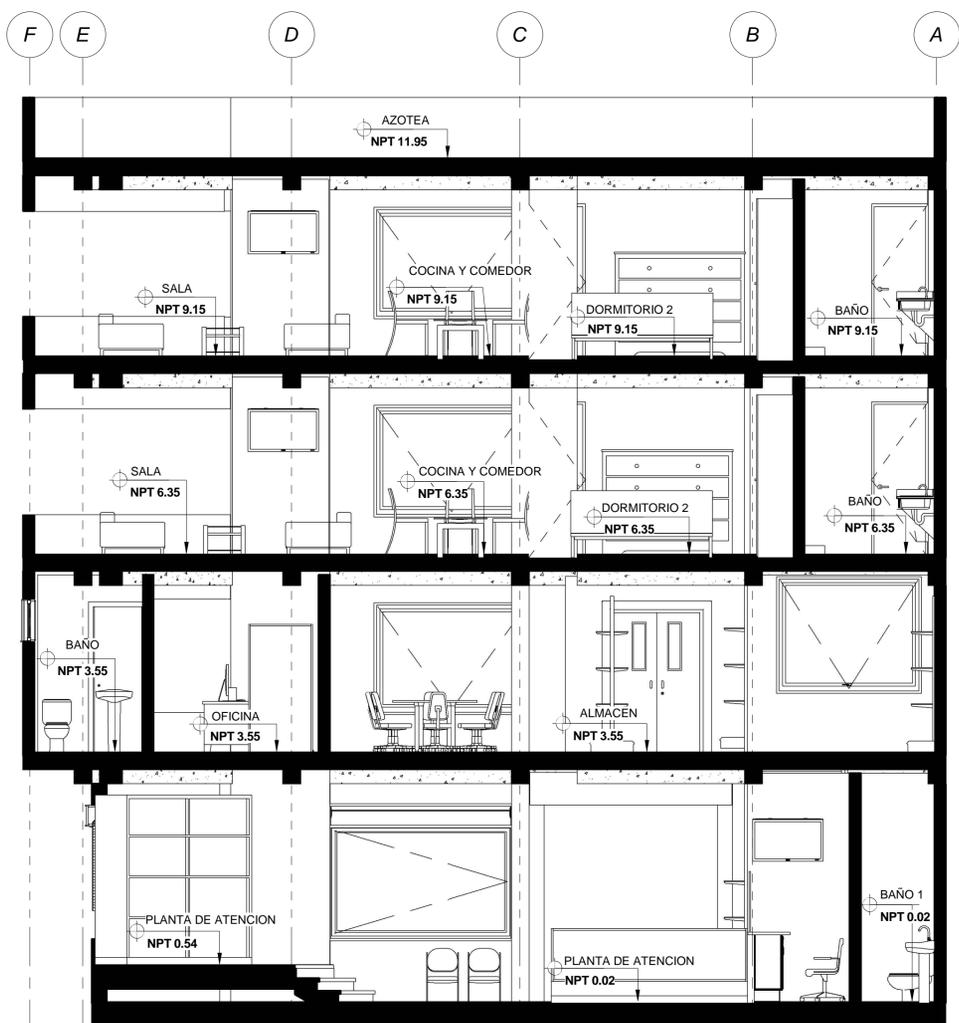
Fecha: 30/01/2023

Dibujado por: L.M.M.C

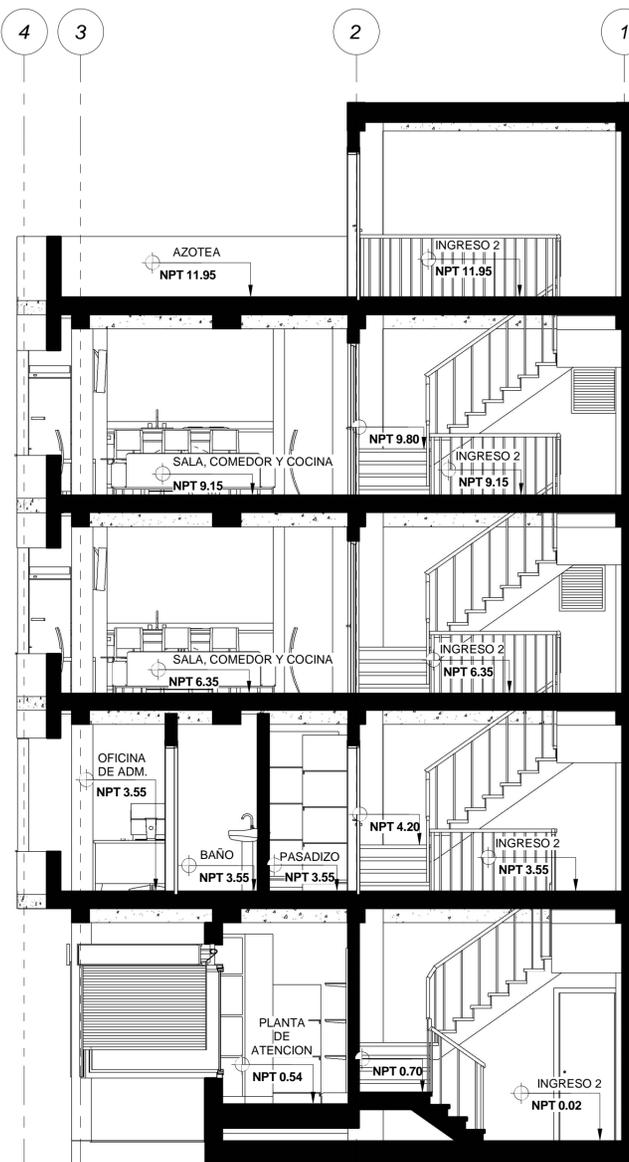
Asesor: Ing. Wilber P. Mendoza R.

Lamina:
A-03

Escala: Como se indica



1 Sección 1
A-04 | 1 : 50



4 Sección 4
A-04 | 1 : 50



3 Sección 3
A-04 | 1 : 50



2 Vista de primer nivel
A-04



5 Vista de Segundo nivel
A-04



Proyecto:

VIVIENDA MULTIFAMILIAR

Propietario:
Sr. Victor Mamani Quispe

Plano:

CORTES

Ubicación:
Asoc. Ramon Copaja Mz. L Lt. 11
Distrito Alto de Aliaza, Tacna

Fecha: 30/01/2023

Dibujado por: L.M.M.C

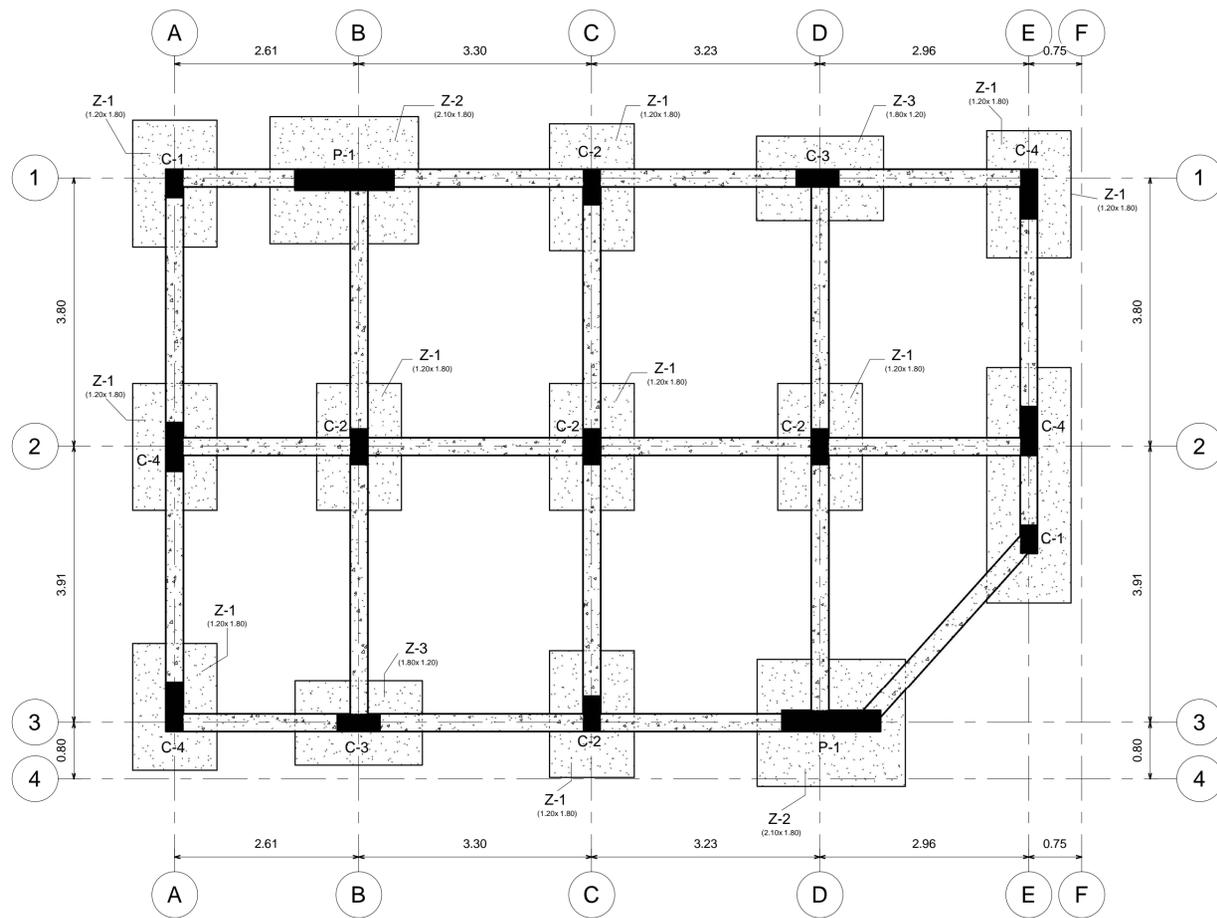
Asesor: Ing. Wilber P. Mendoza R.

Lamina:
A-04

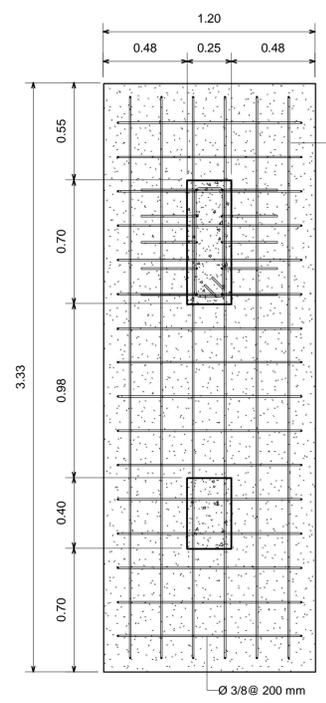
Escala: 1 : 50

ANEXO 3. PLANOS DE ESTRUCTURA

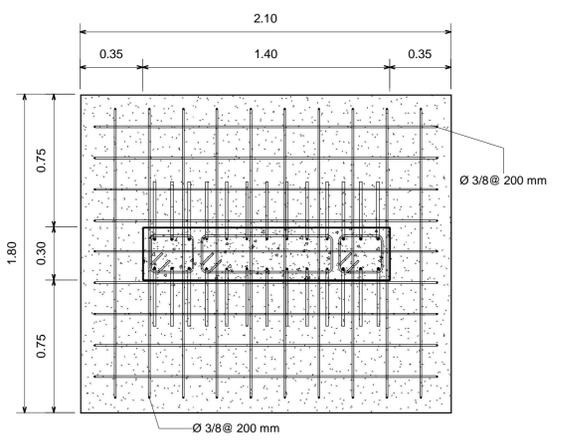
- PLANO E-01: CIMENTACION – DETALLES DE COLUMNAS
- PLANO A-02: LOSA ALIGERADA DE 1ER Y 2DO NIVEL
- PLANO A-03: LOSA ALIGERADA DEL 3ER, 4TO Y 5TO NIVEL



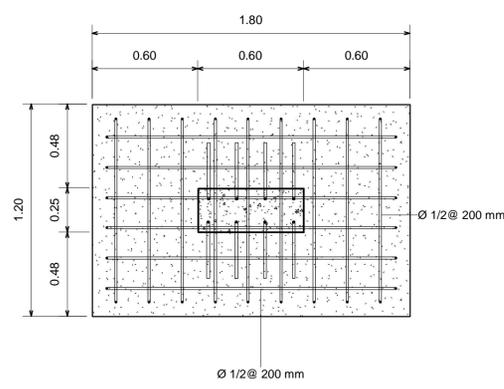
1 Cimentacion H=-1.20
1 : 50



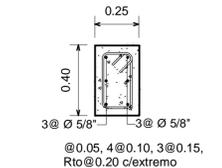
10 Zapata combinada
1 : 20



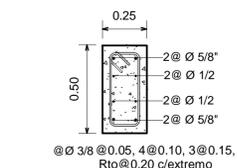
8 Z-2
1 : 20



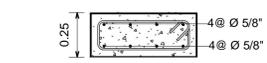
9 Z-3
1 : 20



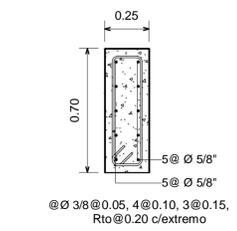
3 C-01
1 : 20



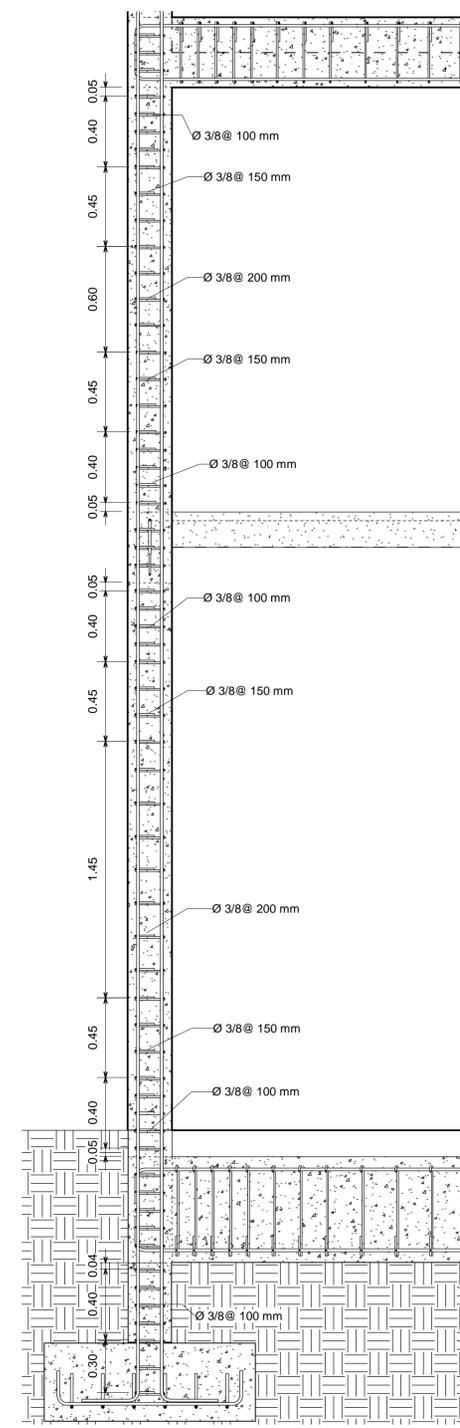
4 C-02
1 : 20



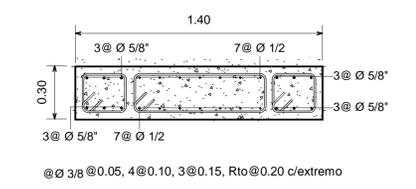
5 C-03
1 : 20



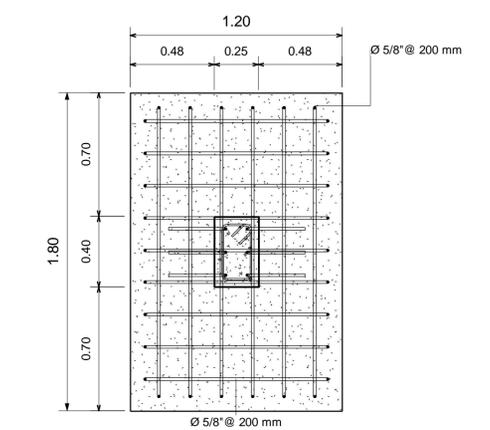
6 C-04
1 : 20



11 Detalle de zapata
1 : 20



7 P-01
1 : 20



2 Z-1
1 : 20

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA

Proyecto:
VIVIENDA MULTIFAMILIAR

Propietario:
Sr. Victor Mamani Quispe

Plano:
CIMENTACION

Ubicación:
Asoc. Ramon Copaja Mz. L Lt. 11
Distrito Alto de Alianza, Tacna

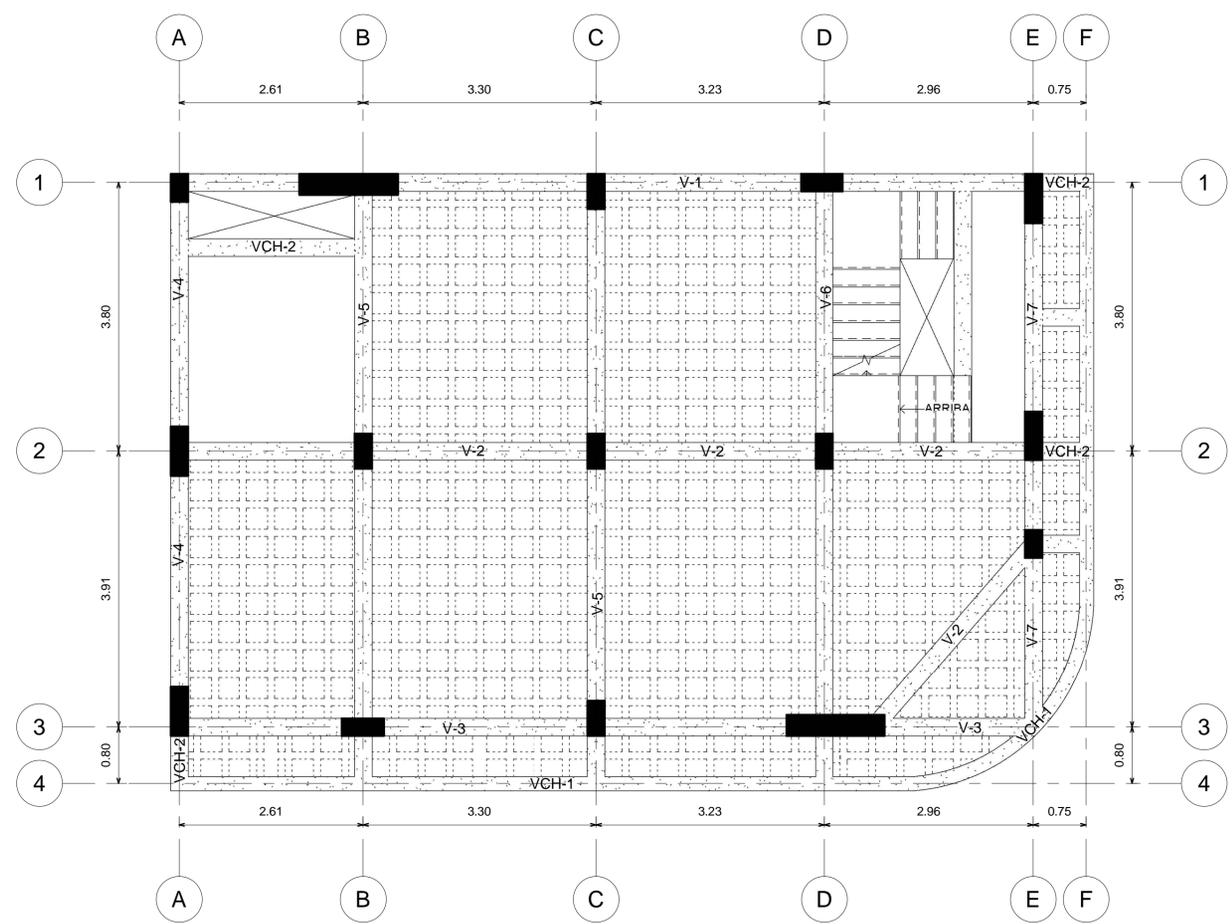
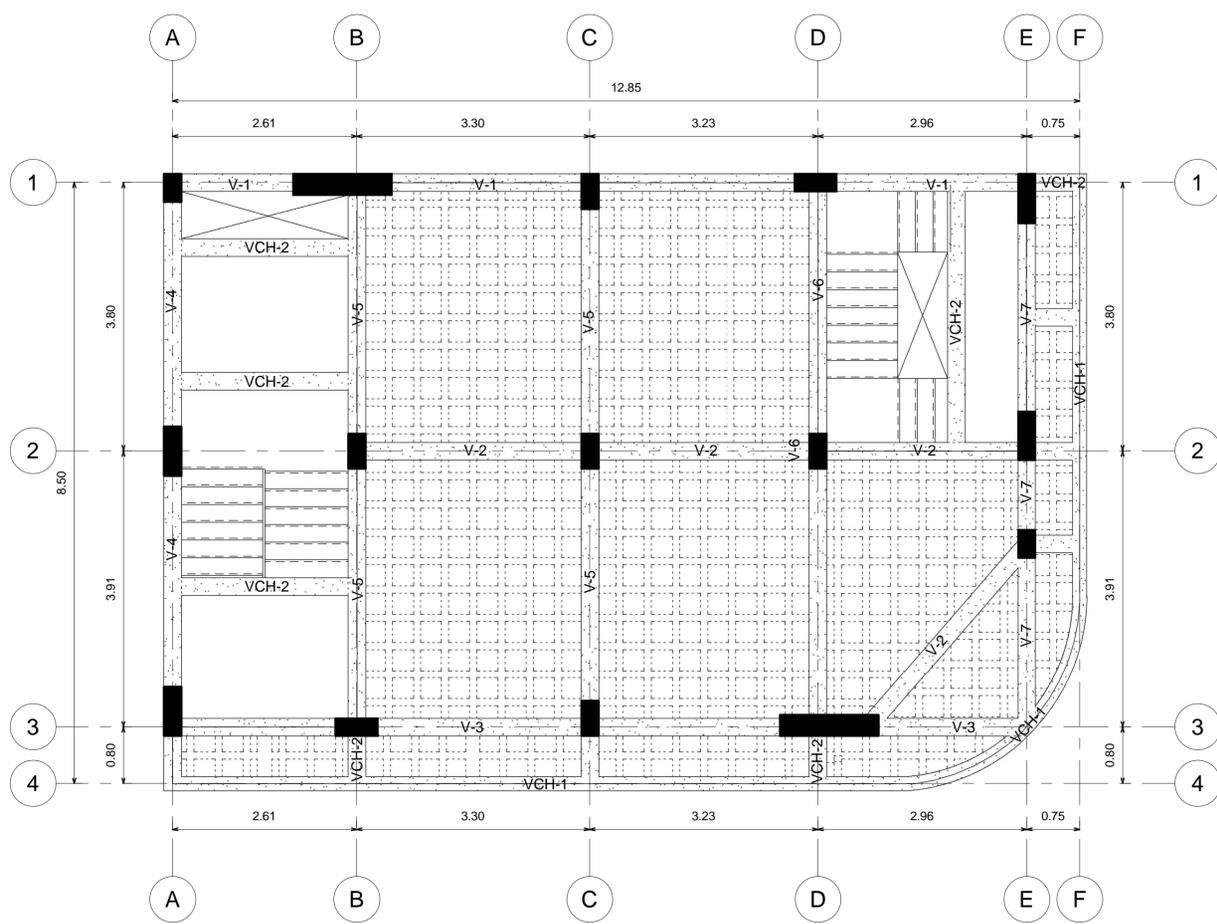
Fecha: 30/01/2023

Dibujado por: L.M.M.C.

Asesor: Ing. Wilber P. Mendoza R.

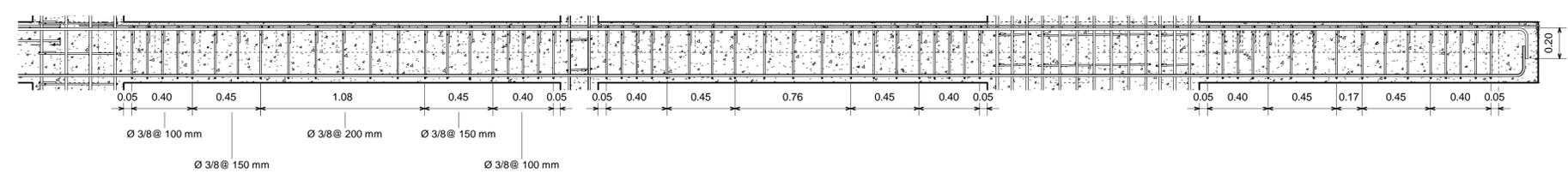
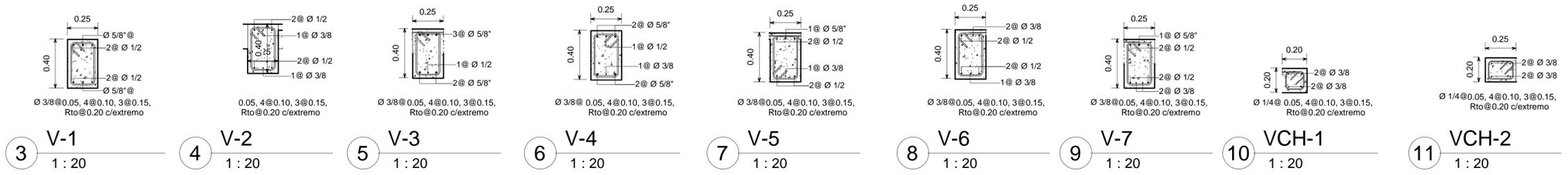
Lamina:
E-01

Escala: Como se indica



1 Primer nivel
1 : 50

2 Segundo nivel
1 : 50



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA

Proyecto:
VIVIENDA MULTIFAMILIAR

Propietario:
Sr. Victor Mamani Quispe

Plano:
LOSA ALIGERADA DE 1ER Y 2DO NIVEL

Ubicación:
Asoc. Ramon Copaja Mz. L Lt. 11
Distrito Alto de Alianza, Tacna

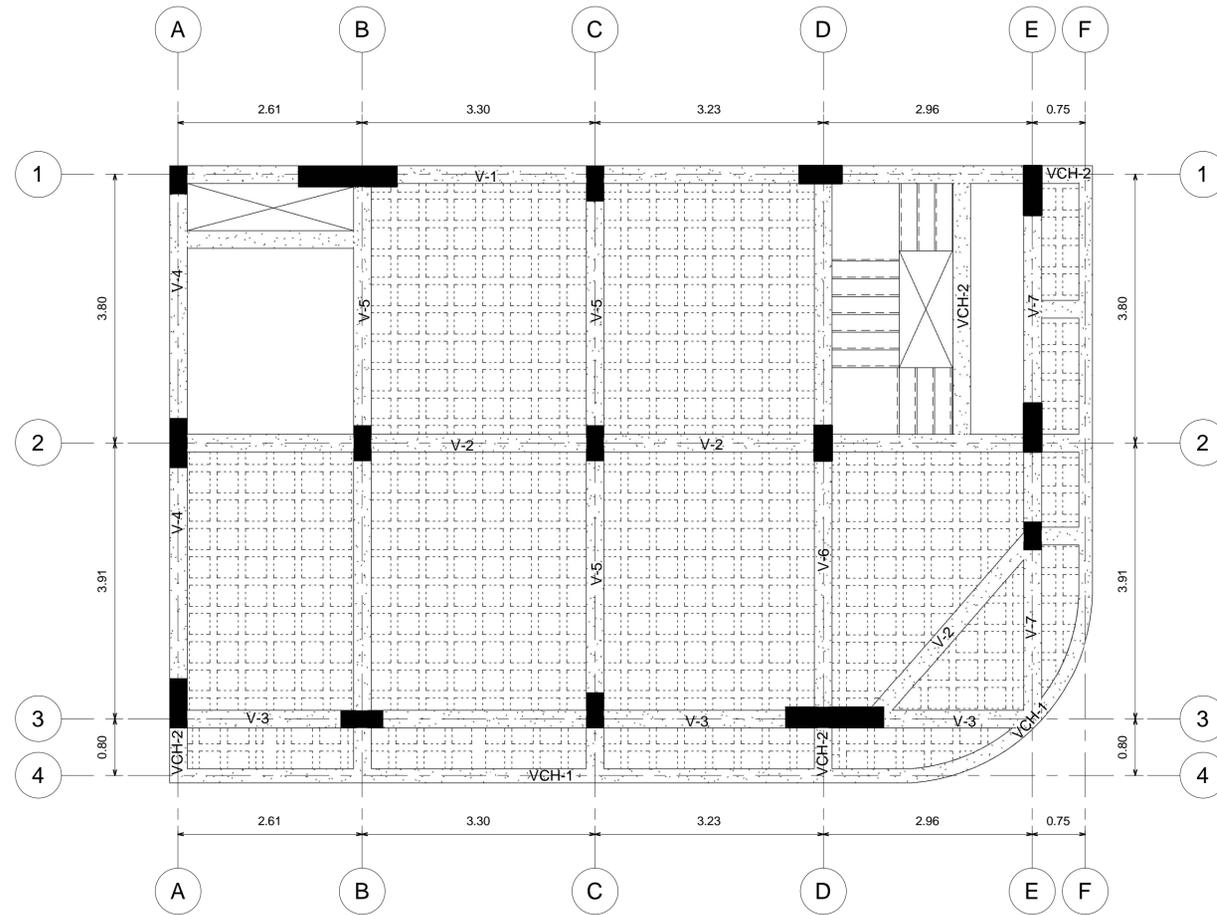
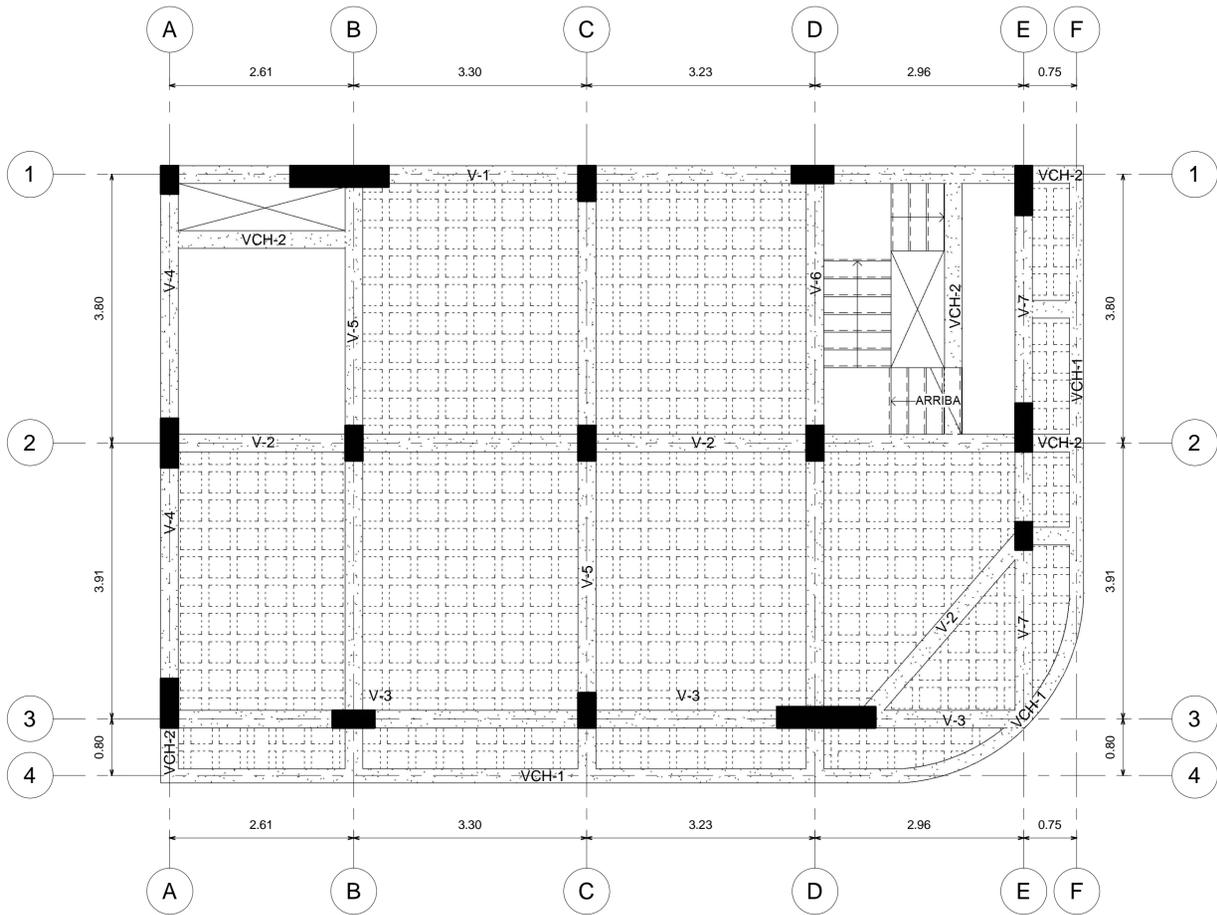
Fecha: 30/01/2023

Dibujado por: L.M.M.C.

Asesor: Ing. Wilber P. Mendoza R.

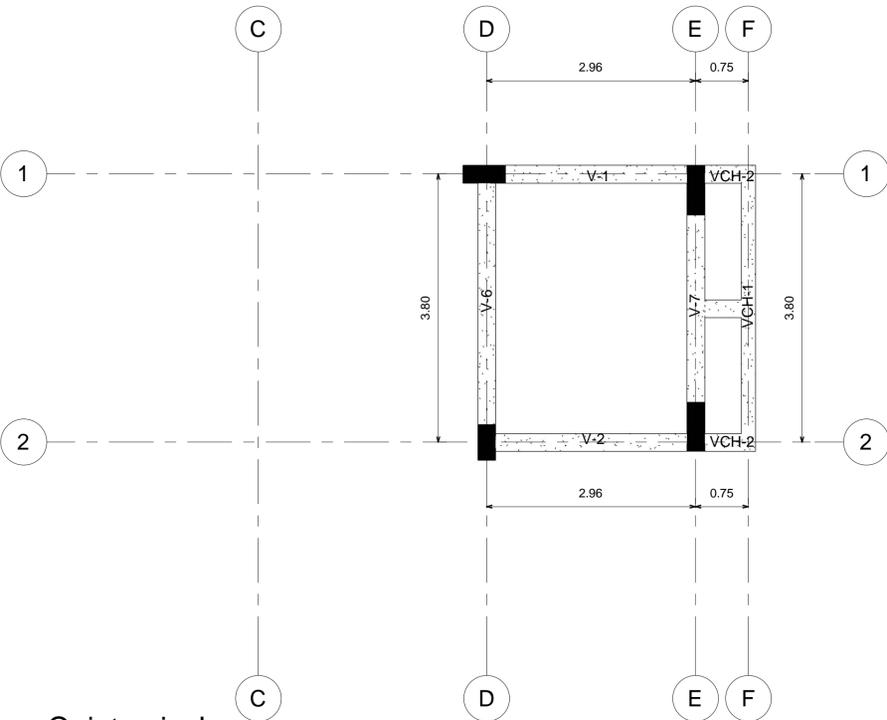
Lamina: **E-02**

Escala: Como se indica

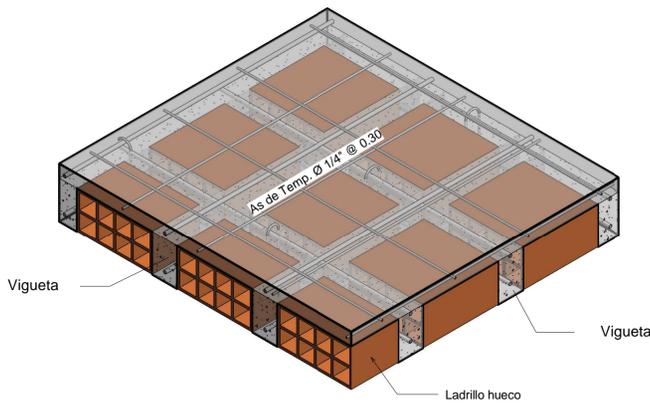


1 Tercer nivel
1 : 50

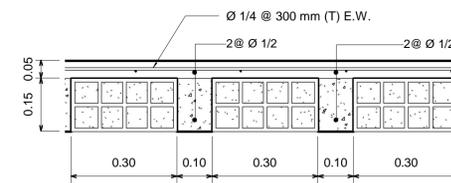
2 Cuarto nivel
1 : 50



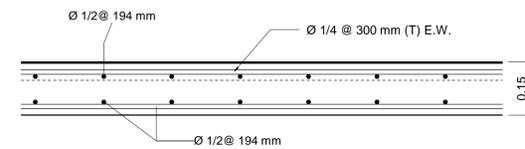
3 Quinto nivel
1 : 50



4 Losa aligerada Bidireccional



5 Detalle de losa aligerada
1 : 10



6 Detalle de Losa maciza
1 : 10



Proyecto:

**VIVIENDA
MULTIFAMILIAR**

Propietario:
Sr. Victor Mamani Quispe

Plano:
**LOSA ALIGERADA
DE 3ER, 4TO Y
5TO NIVEL**

Ubicación:
Asoc. Ramon Copaja Mz. L Lt. 11
Distrito Alto de Alianza, Tacna

Fecha: 30/01/2023

Dibujado por: L.M.M.C.

Asesor: Ing. Wilber P. Mendoza R.

Lamina:
E-03

Escala: Como se indica