

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



TESIS

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO
MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES CON SÓTANO EN EL
DISTRITO DE CIUDAD NUEVA, TACNA, 2022”**

PARA OPTAR:

TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. MALÚ ROSI RIVERA MAMANI

TACNA – PERÚ

2022

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

TESIS

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO
MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES CON SÓTANO EN EL
DISTRITO DE CIUDAD NUEVA, TACNA, 2022”**

**Tesis sustentada y aprobada el 04 de junio del 2022; estando el
jurado calificador integrado por:**

PRESIDENTE: Mtra. DINA MARLENE COTRADO FLORES

SECRETARIO: Mtro. WILBER PERCY MENDOZA RAMIREZ

VOCAL: Mtro. EDGAR HIPÓLITO CHAPARRO QUISPE

ASESOR: Mag. JORGE ENRIQUE ALVAREZ RUFFRÁN

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo Malú Rosi Rivera 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 70278256.

Declaro bajo juramento que:

1. Soy autora de la tesis titulada:
“*Análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano en el distrito de Ciudad Nueva, Tacna 2022*”, el mismo que se presenta 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 asumo 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 la obra y/o invención presentada. En consecuencia, me hago responsable 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; asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Tacna, 04 de junio del 2022



Bach. Malú Rosi Rivera Mamani

DNI: 70278256

DEDICATORIA

De manera muy especial a mi madre Venecia, por su amor, trabajo y sacrificio en todos estos años, por haber estado siempre a mi lado brindándome su mano amiga dándome a cada instante una palabra de aliento para no desistir.

A Roberto por su apoyo incondicional por su confianza y por todo lo que me ha dado a lo largo de mi carrera y de mi vida, quien me enseñó que el mejor conocimiento que se puede tener es el que se aprende por sí mismo.

A mi hermano Alen, mi ejemplo a seguir, que con su constante apoyo me demostró que no podría haber tenido uno mejor.

MALÚ ROSI RIVERA MAMANI

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a Dios por todo lo que me ha dado en la vida, por haberme permitido continuar con salud, fuerzas y empeño.

A mis padres por ser los principales impulsores de mis sueños, por la confianza y expectativas que depositan en mí todos los días, a mi madre por estar dispuesta a acompañarme en cada etapa de mi vida.

Al Mgtr. Ing. Jorge Enrique Alvarez Ruffrán por su tiempo compartido durante las asesorías, proporcionándome las herramientas necesarias para la elaboración de este proyecto.

A los docentes de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Privada de Tacna, por brindarme su experiencia y conocimientos.

A familiares y amigos involucrados directa e indirectamente en el desarrollo de este proyecto.

ÍNDICE GENERAL

PÁGINA DEL JURADO	ii
DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD	iii
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTOS.....	vi
ÍNDICE GENERAL	vii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiv
RESUMEN	xvi
ABSTRACT	xvii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.1. Descripción del Problema	2
1.2. Formulación del Problema.....	3
1.2.1. Problema General.....	3
1.2.2. Problemas Específicos	3
1.3. Justificación de la Investigación	3
1.3.1. Desde el punto de vista Sísmico y de Zonificación.....	3
1.3.2. Desde el punto de vista Geotécnico.....	3
1.3.3. Desde el punto de vista Social y Local.....	4
1.4. Objetivos	4
1.4.1. Objetivo General	4
1.4.2. Objetivos Específicos.....	4
1.5. Hipótesis de la Investigación	4
1.5.1. Hipótesis General	4
1.5.2. Hipótesis Específicas.....	4
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	6
2.1. Antecedentes	6
2.1.1. A nivel Internacional.....	6
2.1.2. A nivel Nacional	7
2.1.3. A nivel Local.....	8
2.2. Bases Teóricas	9

2.2.1. Análisis Estructural	9
2.2.2. Diseño Estructural.....	9
2.2.3. Elementos Estructurales.....	9
2.2.3.1. Vigas	9
2.2.3.2. Losas.....	10
2.2.3.3. Muros de Corte	10
2.2.3.4. Columnas	10
2.2.4. Vivienda Multifamiliar	11
2.2.5. Sismicidad en Tacna.....	12
2.2.6. Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).....	12
2.2.6.1. Zonificación	12
2.2.6.2. Zonas sísmicas	13
2.2.6.3. Factor de uso.....	14
2.2.6.4. Parámetros de sitio	14
2.2.6.5 Factor de amplificación sísmica (S, TP y TL).....	15
2.2.6.6. Perfiles del Suelo.....	15
2.2.6.6.1. Perfil Tipo So Roca dura.....	15
2.2.6.6.2. Perfil Tipo S1 Roca o suelos muy rígidos	15
2.2.6.6.3. Perfil Tipo S2 Suelos intermedios	15
2.2.6.6.4. Perfil Tipo S3 Suelos blandos	15
2.2.6.6.5. Perfil Tipo S4 Condiciones Excepcionales.....	15
2.2.6.7. Sistema estructural	16
2.2.6.8. Análisis estático	17
2.2.6.9. Análisis dinámico	18
2.2.6.10. Desplazamientos reales o inelásticos	18
2.2.6.11. Distorsiones de entepiso	18
2.2.7. Norma E.060 Concreto Armado (2009).....	18
2.2.7.1. Módulo de elasticidad	19
2.2.7.2. Factores de amplificación de carga.....	19
2.2.7.3. Factores de resistencia.....	19
2.2.7.4. Flexión.....	20
2.2.7.5. Fuerza cortante.....	20
2.2.8. Norma E.020 Cargas (2006).....	20
2.2.9. Norma E.050 Suelos y Cimentaciones (2018)	21

2.3. Definición de conceptos básicos	22
2.3.1. Capacidad portante.....	22
2.3.2. Estructura.....	22
2.3.3. Plateas de cimentación.....	22
2.3.4. Sótano	22
2.3.5. Parámetros sísmicos	22
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO	23
3.1. Tipo y nivel de investigación.....	23
3.1.1. Tipo de investigación.	23
3.1.2. Nivel de Investigación.....	23
3.2. Población y/o muestra de estudio.	23
3.2.1. Población.....	23
3.2.2. Muestra	23
3.3. Operacionalización de variables.....	23
3.4. Tratamiento de datos y análisis estadístico	24
3.5. Procesamiento y análisis de datos	24
CAPÍTULO IV: RESULTADOS.....	26
4.1. Descripción del proyecto.....	26
4.1.1. Materiales empleados.....	31
4.1.1.1. Concreto.....	31
4.1.1.2. Acero de refuerzo.	31
4.1.1.3. Características del suelo.	32
4.2. Predimensionamiento	32
4.2.1. Vigas	32
4.2.2. Muros de corte	33
4.2.3. Losas.....	33
4.2.4. Columnas	33
4.2.5. Escaleras.....	34
4.3. Metrado de Cargas	36
4.3.1. Metrado losa aligerada	36
4.3.2. Metrado de vigas	36
4.3.3. Metrado de columnas	37
4.3.4. Metrado de escalera	38
4.4. Análisis sísmico.....	39

4.4.1. Modelo Estructural	39
4.4.2. Análisis Modal	39
4.5. Análisis Estático	41
4.5.1. Periodo fundamental de vibración	41
4.5.2. Fuerza cortante basal	41
4.6. Análisis Dinámico.....	41
4.6.1. Análisis de aceleración espectral	41
4.6.2. Desplazamientos de edificación	44
4.7. Verificación de Irregularidades	45
4.7.1. Verificación de irregularidades en altura	45
4.7.1.1. Irregularidad moderada- Piso blando	45
4.7.1.2. Irregularidad extrema de rigidez- piso blando.....	46
4.7.1.3. Irregularidad de masa o peso	47
4.7.1.4. Irregularidad geométrica vertical	48
4.7.1.5. Discontinuidad de los sistemas resistentes	48
4.7.2. Verificación de irregularidades en planta	48
4.7.2.1. Irregularidad torsional moderada.....	48
4.7.2.2. Irregularidad torsional extrema.....	49
4.7.2.3. Esquina entrante.....	51
4.7.2.4. Discontinuidad del diafragma	51
4.7.2.5. Sistemas no paralelos	51
4.8. Diseño de losas.....	51
4.8.1. Diseño por flexión	52
4.8.2. Diseño por fuerza cortante	53
4.9. Diseño de vigas.....	54
4.9.1. Diseño por flexión	54
4.9.2. Diseño por fuerza cortante	58
4.10. Diseño de columnas	60
4.10.1. Diseño por flexo-compresión.....	60
4.10.2. Diseño por fuerza cortante	65
4.11. Diseño de placas	70
4.11.1. Diseño por flexo-compresión.....	71
4.11.2. Diseño por fuerza cortante	76
4.12. Diseño de muro de sótano.....	78

4.12.1. Diseño por flexión	80
4.12.2. Diseño por cortante.....	80
4.13. Diseño de escalera	83
4.13.1. Diseño por flexión	83
4.13.2. Diseño por cortante.....	85
4.14. Diseño de platea de cimentación	87
4.14.1. Diseño por flexión	88
4.14.2. Diseño por cortante.....	89
4.14.3. Diseño de la viga de cimentación.....	91
4.15. Análisis comparativo	92
CAPÍTULO V: DISCUSIÓN	95
CONCLUSIONES	98
RECOMENDACIONES.....	99
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	100
ANEXOS	102

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factor de zona "Z"	13
Tabla 2. Categoría de las edificaciones y factor "U"	14
Tabla 3. Factor de Ampliación Suelo – S	14
Tabla 4. Períodos "TP" y "TL"	14
Tabla 5. Clasificación de los perfiles de suelo	16
Tabla 6. Coeficiente básico de reducción Ro de Sistemas estructurales.....	16
Tabla 7. Factores de irregularidad.....	17
Tabla 8. Distorsión límite de entrepiso-Perú	18
Tabla 9. Combinaciones de cargas	19
Tabla 10. Factores de reducción de resistencia (ϕ).....	20
Tabla 11. Cargas vivas y muertas	21
Tabla 12. Operacionalización de Variable Independiente	23
Tabla 13. Operacionalización de Variable Dependiente.....	24
Tabla 14. Estudio de mecánica de suelos Ciudad Nueva	32
Tabla 15. Espesor de garganta de Escalera	35
Tabla 16. Valores de la Escalera.....	35
Tabla 17. Metrado de losa aligerada	36
Tabla 18. Metrado de Viga.....	36
Tabla 19. Metrado de Columna - Azotea.....	37
Tabla 20. Metrado de Columna - Piso típico 1-6.....	37
Tabla 21. Metrado de Columna - Sótano	38
Tabla 22. Metrado de Escalera.....	38
Tabla 23. Resultados de Análisis Modal	40
Tabla 24. Análisis modal, modos predominantes.	40
Tabla 25. Factores Sísmicos en la dirección X-X e Y-Y	41
Tabla 26. Espectro de Respuesta para ambas direcciones.	42
Tabla 27. Desplazamientos y derivas máximas en dirección X-X.....	44
Tabla 28. Desplazamientos y derivas máximas en dirección Y-Y	45
Tabla 29. Irregularidad Moderada en dirección X-X - Piso Blando.....	46
Tabla 30. Irregularidad Moderada en dirección Y-Y Piso Blando.....	46
Tabla 31. Irregularidad Extrema en dirección X-X Piso Blando.....	47
Tabla 32. Irregularidad Extrema en dirección Y-Y Piso Blando.....	47
Tabla 33. Irregularidad de Masa o Peso en dirección X-X e Y-Y	48
Tabla 34. Irregularidad Torsional Moderada en dirección X-X	49
Tabla 35. Irregularidad Torsional Moderada en dirección Y-Y	49

Tabla 36. Irregularidad torsional extrema en dirección X-X.....	50
Tabla 37. Irregularidad torsional extrema en dirección Y-Y.....	50
Tabla 38. Cálculo de la Cuantía de acero	52
Tabla 39. Esquema de valores de diseño por cortante de aligerado	53
Tabla 40. Diseño de viga por flexión	57
Tabla 41. Cálculo del momento nominal	58
Tabla 42. Resultados del cálculo de la cortante última.....	59
Tabla 43. Cargas aplicadas sobre la columna C1 dirección X-X.....	61
Tabla 44. Combinaciones de cargas sobre la columna C1	61
Tabla 45. Tabulación de datos del diagrama de Interacción- C1 dirección X-X	62
Tabla 46. Cargas aplicadas sobre la columna C1 dirección Y-Y.....	63
Tabla 47. Combinaciones de cargas sobre la columna C1	63
Tabla 48. Tabulación de datos del diagrama de interacción-C1 dirección Y-Y.....	64
Tabla 49. Cargas aplicadas sobre la columna C1 dirección X-X.....	65
Tabla 50. Combinaciones de cargas sobre la columna C1 dirección X-X.....	65
Tabla 51. Cálculo de la cortante	66
Tabla 52. Tabulación de datos del diagrama de interacción-C1 dirección X-X.....	66
Tabla 53. Cargas aplicadas sobre C1 dirección Y-Y	68
Tabla 54. Combinaciones de cargas sobre C1 dirección Y-Y	68
Tabla 55. Tabulación de datos del diagrama de Interacción C1 dirección Y-Y.....	69
Tabla 56. Propiedades de los elementos de la Placa.....	71
Tabla 57. Cargas aplicadas sobre la placa PD-1 en la dirección X-X.....	71
Tabla 58. Combinaciones de cargas sobre la placa PD-1	72
Tabla 59. Combinación de cargas para la placa PD-1 en la dirección X-X.....	75
Tabla 60. Tabulación de datos del diagrama de interacción PM3.....	75
Tabla 61. Tabulación de datos del diagrama de interacción PM3.....	76
Tabla 62. Datos para el diseño de Muros de Sótano.....	78
Tabla 63. Valores máximos de presión en el suelo por combinación de carga	87
Tabla 64. Diseño por flexión y cortante en dirección X-X.....	90
Tabla 65. Diseño por flexión y cortante en dirección Y-Y	90
Tabla 66. Desplazamientos y derivas máximas en X-X Ciudad Nueva	92
Tabla 67. Desplazamientos y derivas máximas en X-X Gregorio Albarracín.....	92
Tabla 68. Desplazamientos y derivas máximas en Y-Y Ciudad Nueva	93
Tabla 69. Desplazamientos y derivas máximas en Y-Y Gregorio Albarracín.....	94

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Tipos de vigas.....	9
Figura 2. Tipos de columnas	11
Figura 3. Vivienda multifamiliar.....	11
Figura 4. Daños estructurales presentados en una vivienda.....	12
Figura 5. Mapa de zonificación del Perú	13
Figura 6. Flujograma de actividades y acciones	25
Figura 7. Arquitectura - Planta sótano.....	26
Figura 8. Arquitectura - Planta primer nivel.....	27
Figura 9. Arquitectura - Planta segundo, cuarto y sexto nivel	28
Figura 10. Arquitectura - Planta tercero, quinto y séptimo nivel	29
Figura 11. Corte A-A del sótano al séptimo nivel.....	30
Figura 12. Elevación principal y lateral.....	31
Figura 13. Área tributaria de la columna	33
Figura 14. Representación del esquema de la escalera.....	34
Figura 15. Vista en Planta y 3D del Modelo estructural de la edificación.....	39
Figura 16. Espectro de Respuesta de Pseudo aceleración dirección X-X.....	43
Figura 17. Espectro de Respuesta de Pseudo aceleración dirección Y-Y.....	43
Figura 18. Derivas de entrepiso en dirección X-X.....	44
Figura 19. Derivas de entrepiso en dirección Y-Y.....	45
Figura 20. Sección típica de Aligerado.....	51
Figura 21. Diagrama de momento Flector en la Vigüeta	52
Figura 22. Diagrama de fuerza cortante en la Vigüeta	53
Figura 23. Distribución del refuerzo en la Losa Aligerada	54
Figura 24. Sección típica de Viga.....	54
Figura 25. Diagrama envolvente del Tercio Izquierdo	56
Figura 26. Diagrama envolvente del Tercio Central.....	56
Figura 27. Diagrama envolvente del Tercio Derecho.....	57
Figura 28. Esquema de acero de refuerzo en la viga	58
Figura 29. Diagrama de cortantes	58
Figura 30. Vista en planta de la columna C1	60
Figura 31. Distribución del acero en la columna	61
Figura 32. Diagrama de interacción-columna C1 dirección X-X.....	63
Figura 33. Diagrama de interacción-columna C1 dirección Y-Y.....	65
Figura 34. Diagrama de Interacción C1 dirección X-X.....	67
Figura 35. Diagrama de Interacción C1 dirección Y-Y.....	70

Figura 36. Vista de la placa PD-1 a diseñar	71
Figura 37. Refuerzo de acero en la placa PD-1	73
Figura 38. Distribución de acero en la placa PD-1 en ETABS	74
Figura 39. Diagrama de Interacción PM3 placa PD-1.....	76
Figura 40. Diagrama de Interacción PM3 placa PD-1.....	77
Figura 41. Empujes actuantes sobre el muro Sótano	79
Figura 42. Diagrama de momento flector	80
Figura 43. Diagrama de fuerzas cortantes	81
Figura 44. Diagrama de fuerzas cortantes horizontal	82
Figura 45. Diagrama de momento flector de la escalera-tramo Inclinado.....	83
Figura 46. Diagrama de momento flector de la Escalera-Piso típico	84
Figura 47. Diagrama de fuerza cortante de la escalera-descanso.....	85
Figura 48. Diagrama de fuerza cortante de la escalera-piso típico	86
Figura 49. Detalle de distribución de acero en la escalera	86
Figura 50. Presiones en el suelo debido a la combinación de cargas	88
Figura 51. Momento flector en la dirección X-X	89
Figura 52. Momento flector en la dirección Y-Y	90
Figura 53. Gráfico comparativo de derivas máximas en dirección X-X.....	93
Figura 54. Gráfico comparativo de derivas máximas en dirección Y-Y.....	94

RESUMEN

La presente investigación tuvo como tema determinar el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano en el distrito de Ciudad Nueva, el proyecto a evaluar en esta investigación ha desarrollado un proceso y criterios desde la concepción hasta el análisis y diseño estructural según el reglamento nacional de edificaciones vigente. El edificio consta de ocho niveles, compuestos por un sótano y siete niveles superiores, dedicados a viviendas multifamiliares. La estructura del edificio está diseñada en concreto armado, que consta de vigas, columnas, muros de corte, muros de sótano y platea de cimentación, dispuestos de manera que se ajusten a los estándares estructurales tanto como sea posible. Del análisis estático y dinámico se obtuvieron valores de distorsión máximas de entrepiso en la dirección X igual a 0.0031 y en la dirección Y igual a 0.0043 estos se encuentran dentro de los parámetros establecidos por la norma E.030 donde indica que para el diseño de viviendas estructurales la distorsión máxima no deberá ser mayor a 0.007, los elementos estructurales considerados son losas aligeradas de un espesor de 25cm, placas de un espesor de 25 cm, una columna de 30 x 70 cm, vigas de 25 x 60 cm, vigas de 25 x 90 cm y muros de sótano de un espesor de 30 cm. Concluyendo que el sistema estructural cumple un adecuado desempeño ante amenazas sísmicas ya que están dentro de los requisitos estructurales y de diseño sismo resistente exigidos por la normativa vigente. Sin embargo, para el diseño de platea de cimentación se encontraron deficiencias debido al tipo del terreno en el que se encuentra el presente proyecto.

Palabras clave: Análisis estático y dinámico, muros corte y de sótano, capacidad portante y distorsión máxima.

ABSTRACT

The theme of this research was to determine the structural analysis and design of a seven-story multifamily building with a basement in the Ciudad Nueva district. The project to be evaluated in this research has developed a process and criteria from conception to structural analysis and design. according to the current national building regulations. The building consists of eight levels, made up of a basement and seven upper levels, dedicated to multi-family housing. The building structure is designed in reinforced concrete, consisting of beams, columns, shear walls, basement walls, and foundation plates, arranged to conform to structural standards as much as possible. From the static and dynamic analysis, we obtained values of maximum distortion of the floor slab in the X direction equal to 0.0031 and in the Y direction equal to 0.0043, which are within the parameters established by the E.030 standard. where it indicates that for the design of structural houses the maximum distortion should not be greater than 0.007, the structural elements considered are lightened slabs with a thickness of 25 cm, slabs with a thickness of 25 cm, a column of 30x70 cm, beams of 25 x 60 cm, beams of 25 x 90 cm and basement walls with a thickness of 30 cm. In conclusion, the structural system performs adequately in the face of seismic hazards, since it meets the structural and seismic-resistant design requirements of the Peruvian National Building Regulations. However, for the design of the foundation slab, deficiencies were found due to the type of terrain in which this project is located.

Key words: Static and dynamic analysis, shear and basement walls, bearing capacity and maximum distortion.

INTRODUCCIÓN

Durante el transcurso del tiempo la ciudad de Tacna ha padecido daños considerables a causa de los eventos sísmicos acontecidos, estos se han visto reflejados en los edificios multifamiliares presentando desperfectos a nivel estructural, exhibiendo mayor deterioro los que fueron construidos sin el correcto cumplimiento de la normativa peruana; esto debido al acelerado crecimiento poblacional que existe y a las consecuencias que esto trae. Cada vez existen menos zonas habitables de buen suelo para construcción.

En el distrito de Ciudad Nueva existe una falencia respecto a las estructuras, por ser diseñadas en su mayoría de manera informal causando que estas edificaciones exhiban daños a nivel estructural en el transcurso de los sismos, por ende, al surgir un sismo de gran intensidad todo el distrito se vería afectado.

A pesar que existen formas de realizar un máximo aprovechamiento del terreno como por ejemplo mediante la construcción de edificaciones con sótano, existe también la falta de información acerca de su proceso constructivo y su comportamiento estructural, causando dificultades en su momento de ejecución.

Por los motivos antes expuestos la presente investigación tiene como objetivo realizar el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano en el distrito de Ciudad Nueva, estableciendo a lo largo de la presente tesis todos los procedimientos requeridos para un correcto análisis y diseño sismorresistente para determinar adecuadamente los elementos estructurales del edificio, cumpliendo con los parámetros exigidos por la normativa vigente.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción del Problema

Durante el transcurso del tiempo se han observado un gran número de desastres debido a sismos de gran magnitud, los cuales han causado un gran impacto a nivel social con la cantidad de víctimas y económica con las pérdidas materiales (Chura, 2012).

Nuestro país por su circunscripción geográfica, se encuentra dentro del sector de influencia del llamado Anillo de Fuego del Pacífico, una gran área que se extiende a lo largo de las costas de América y Asia bordeando el Océano Pacífico, donde se desarrolla la actividad tectónica de colisión de placas que es causante del 80% de toda la actividad sísmica global (Seiner-Lizárraga, 2017). Respecto a la colisión de placas, el Perú se encuentra dentro de un sector de alta actividad sísmica al estar dentro de la franja donde sucede la subducción de la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana.

Tacna por su ubicación al sur del Perú ha padecido daños considerables a causa de los eventos sísmicos acontecidos, estos se han visto reflejados en los edificios multifamiliares presentando desperfectos a nivel estructural, exhibiendo mayor deterioro los que fueron construidos sin el correcto cumplimiento de la normativa peruana. “El último evento sísmico de gran magnitud en la Ciudad, ocurrió el 23 de junio de 2001, mostrando la fragilidad de los asentamientos humanos no planificados, causando un mayor impacto en el distrito Ciudad Nueva” (Tavera, 2001).

De un estudio realizado a 98 viviendas se evidencio la existencia de la vulnerabilidad sísmica en las estructuras mediante la evaluación de las características estructurales y el proceso constructivo, lo anterior evidencia una gran falencia en las edificaciones a nivel de análisis, diseño y construcción, siendo las dos primeras la motivación principal de esta investigación.(Chura, 2012)

Por consiguiente, bajo esta premisa es elemental analizar el comportamiento sísmico estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano ubicado en el distrito de Ciudad Nueva, y ver si este cumple con lo establecido en el reglamento nacional de edificaciones del Perú.

1.2. Formulación del Problema

1.2.1. Problema General

¿Cuáles son las características del análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano en el distrito de Ciudad Nueva en base al reglamento nacional de edificaciones?

1.2.2. Problemas Específicos

- a. ¿Cuáles son los resultados del análisis estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano de acuerdo a los requerimientos establecidos en la norma E.030?
- b. ¿Qué diseño estructural será adecuado para un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano en el distrito de Ciudad Nueva de acuerdo a la normativa E060?
- c. ¿Cuál sería una cimentación adecuada en el diseño de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano de acuerdo a la norma E.050?

1.3. Justificación de la Investigación

Existen diversos argumentos por lo que se debe llevar a cabo este proyecto de investigación, entre ellas:

1.3.1. Desde el punto de vista Sísmico y de Zonificación

Existe un aumento en el riesgo sísmico en el Sur del Perú debido a una laguna sísmica a partir del evento ocurrido en el año de 1868 (Terremoto Arica, MG. IX), cuya probabilidad de retorno podría ser similar al sismo ocurrido, convirtiéndose en una amenaza física para la ciudad, intensificando su efecto en el cono Norte de la misma al contar con edificaciones de sistema constructivo a base de bloqueta y ladrillos artesanales, sistemas que en su mayoría fueron realizados sin supervisión de los procesos constructivos.

“El distrito de Ciudad Nueva se ubica en la zona 4, la zona de mayor actividad sísmica, con una aceleración esperada de $Z = 0,45 g$ ” (Tavera & Bernal, 2005).

1.3.2. Desde el punto de vista Geotécnico

Según Chura (2019) en su aporte sobre los estudio geotécnicos en el distrito de Ciudad nueva, los suelos en dicha zona se caracterizan por ser areno limosos de baja capacidad portante de 0,25 a 1,00 kg/cm².

Por lo tanto, el distrito de Ciudad Nueva tiene un nivel de capacidad portante crítica; por consiguiente, las estructuras sufrirían daños considerables en caso no se realizará un adecuado estudio de suelos y diseño estructural.

1.3.3. Desde el punto de vista Social y Local

En la actualidad en el distrito de Ciudad Nueva, no se evidencian edificios y/o proyectos de edificaciones las cuales cuenten con uno o más sótanos, este proyecto de investigación brindara un aporte para la elaboración de proyectos futuros al comprender cómo se comportan dichas estructuras en el terreno en mención.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Establecer las características de Análisis y Diseño de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano en el distrito de Ciudad Nueva en base al reglamento nacional de edificaciones.

1.4.2. Objetivos Específicos

- a. Realizar el análisis estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano de acuerdo a los requerimientos establecidos en la norma E.030.
- b. Realizar el diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano de acuerdo a los requerimientos establecidos según la norma E.060.
- c. Determinar la cimentación adecuada en el diseño de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano de acuerdo a la norma E.050.

1.5. Hipótesis de la Investigación

1.5.1. Hipótesis General

Mediante el análisis y diseño estructural se establecerán las características de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano en el distrito de Ciudad Nueva.

1.5.2. Hipótesis Específicas

- a. Del análisis estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano ante solicitaciones estáticas y dinámicas, se obtiene una adecuada resistencia de acuerdo a lo especificado en la norma E.030.

- b. Del diseño estructural por resistencia última de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano se obtiene cuantías de acero que cumplen con lo establecido en la norma E.060.
- c. La cimentación es adecuada en el diseño de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano como tipo de sistema estructural de acuerdo a la norma E.050.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

2.1.1. A nivel Internacional

Pinto y Ledezma (2019) efectuó el estudio titulado “Interacción suelo-estructura de edificios altos con sótano en Santiago de Chile”. Cuyo tema principal fue evaluar el comportamiento sísmico de edificios de gran altura con sótanos profundos, teniendo en cuenta la interacción dinámica suelo-estructura (DSSI). También consideraron características de un edificio de gran altura con sótano en el contexto chileno, para realizar el análisis utilizó modelado directo 2D con elementos finitos no lineales. La primera evaluación del impacto de DSSI en las respuestas de los parámetros sísmicos, se realizó comparando las demandas sísmicas transmitidas a la estructura a nivel de terreno y de cimentación. Finalmente obtuvieron como resultados el esfuerzo sísmico lateral en el muro de contención subterráneo y la diferencia entre la demanda sísmica en campo libre y el nivel de sellado de la cimentación.

Fonseca (2020) efectuó el estudio titulado “Análisis de estructuración en planta a partir de planos de arquitectura e ingeniería para edificios con Muros de Hormigón Armado, de la Universidad de Chile, en Santiago de Chile”. Cuyo objetivo fue crear y examinar data específica de edificaciones a base de concreto armado para uso residencial en Chile. El análisis fue desarrollado en base a un estudio de parámetros y la densidad de los muros, los estudios fueron comparados con otros estudios de las mismas características realizados con anterioridad, también se estudió las modificaciones estructurales en la planta baja del diseño y el resultado de la revisión final de ingeniería.

Jeong et al. (2020) efectuó la evaluación del desempeño sísmico de un edificio residencial de 49 pisos en construcción en Seúl, Corea, es el tema de este artículo. El edificio de este caso de estudio tiene una planta irregular y un sótano profundo compartido con edificios adyacentes. Se llevó a cabo una serie de análisis no lineales de la historia del tiempo para el Terremoto Máximo Considerado (MCE) y el Terremoto Raro (RE). Se estudiaron los efectos de los métodos de modelado del sótano. El modelado de la estructura subterránea circundante incluyó la transferencia de modos de torsión, que pueden amplificarse fácilmente por los componentes de alta frecuencia de los movimientos del suelo y provocar daños localizados en la parte superior del edificio. Con base en el análisis presentado, se recomienda el modelo

de sótano con estructuras subterráneas circundantes y la interacción no suelo-estructura para un diseño conservador.

2.1.2. A nivel Nacional

Choquehuanca (2017) efectuó el estudio titulado “Análisis y Diseño estructural de una edificación en concreto armado de cinco pisos y un semisótano”, cuyo objetivo fue desarrollar un proceso y criterios mediante el análisis y diseño estructural según normas correspondientes a la normativa vigente. Su proyecto constó de seis plantas, compuestas por un semisótano y cinco plantas altas, dedicadas a oficinas de atención al público. Inició con un plano arquitectónico, cumplió con lo que exige la normativa vigente. Al definir la estructura, hizo una simulación estructural mediante el software ETABS conjuntamente con el análisis estructural de fuerzas de gravedad y sísmicas. Seguidamente realizó el diseño de los elementos estructurales e incorporó el resultado final al plano estructural. Finalmente concluye que la fase de concepto estructural, es la fase en la que se define el comportamiento de la estructura siendo la fase más difícil, debido a que ya existen elementos predefinidos. Para ello, se propone que las fases de diseño del edificio definidas por el edificio, la estructura y las instalaciones de servicio se realicen de forma conjunta para crear un edificio en el que las distintas disciplinas sean armoniosas.

Bernales (2018) efectuó el estudio titulado “Análisis y Diseño de un edificio de concreto armado de dos sótanos y siete pisos ubicado en Cerro Colorado–Arequipa”, cuyo objetivo fue analizar y diseñar estructuralmente edificios destinados a oficinas, donde evaluó diferentes alternativas estructurales, en base al análisis de coste y cargas muertas. Su proyecto constó de siete plantas para despachos y dos sótanos proyectados para estacionamientos, estará situado en un área capacidad portante de 2.49 kg/cm². Obteniendo sus resultados mediante un predimensionamiento, análisis y diseño de los elementos estructurales, realizando la simulación mediante el software ETABS, mediante el software SAFE realizó el análisis de las losas y cimentaciones, y con el software SAP 2000 realizó el análisis de los anclajes paredes y las paredes de la cisterna. Finalmente concluye que es recomendable trabajar con losas mixtas debido a su bajo costo y menor tiempo constructivo.

Príncipe (2020) efectuó el estudio titulado “Diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete plantas y un semisótano en Miraflores” cuyo objetivo fue hacer el diseño estructural de un proyecto de una vivienda multifamiliar de siete pisos y un sótano, estará situado sobre un área con capacidad portante de 4 kg/cm². Realizó una simulación estructural mediante el software ETABS para realizar el análisis sísmico y verificar que cumple con los lineamientos de la normativa vigente,

estimando cargas sísmicas que actúan sobre los elementos estructurales, posteriormente ejecutó el diseño cada elemento estructural, con respecto a la cimentación está compuesta por zapatas aisladas, combinadas y conectadas, vigas de cimentación, muros de contención y muros de cisterna. Finalmente concluye que para proporcionar una buena rigidez utilizó placas en los bordes perimetrales y en los bordes del ascensor controlando los desplazamientos que se generan en esos sentidos.

2.1.3. A nivel Local

Ramos y Vicente (2020) efectuaron el estudio titulado “Análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, aplicando la NTE 070 vigente y la propuesta de modificación, en el distrito de Ciudad Nueva, Tacna, 2020”, cuyo objetivo fue ejecutar el análisis y diseño estructural para una edificación de cuatro niveles destinado para el uso de viviendas, el proyecto se ubicó en un terreno capacidad portante de 0,65 kg/cm². Realizaron el diseño y una distribución de elementos estructurales que garantizan una buena rigidez en la edificación, controlando los desplazamientos laterales que se generan en esos sentidos y de esa manera evitó la presencia de irregularidades torsionales, todo ello dentro de los parámetros de la normativa vigente. Finalmente concluyeron que usar el esquema estándar es más conservador en el diseño de la profundidad mínima de las columnas y permite un mejor diseño en comparación con el estándar actual, y que el esquema estándar es más económico en el diseño de los antepechos ya que permite se utiliza menos acero.

Anco y Mamani (2020) efectuaron el estudio titulado “Análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar de cinco niveles con muros de ductilidad limitada en la ciudad de Tacna-2020”, cuyo tema fue realizar el análisis y comportamiento estructural de la edificación de cinco niveles, proyectado en el distrito de Gregorio Albarracín, realizaron el diseño y una distribución de elementos estructurales que garantizan una buena rigidez en la edificación, controlando los desplazamientos laterales que se generan en esos sentidos y de esa manera evitó la presencia de irregularidades torsionales, todo ello dentro de los parámetros de la normativa vigente. Finalmente concluyeron que el sistema propuesto presenta un buen comportamiento ante amenazas sísmicas.

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. Análisis Estructural

Consiste en calcular y determinar el efecto de las cargas y fuerzas internas en una estructura. Es especialmente importante para los ingenieros estructurales para garantizar que comprendan completamente las rutas de carga y cómo las cargas afectan sus diseños de ingeniería (Martínez & Ramírez, 2000).

2.2.2. Diseño Estructural

Consiste en la determinación de las características de la estructura de un edificio mediante etapas como son predimensionamiento, estructuración y análisis todo ello debe ser realizado por un ingeniero estructural.

2.2.3. Elementos Estructurales

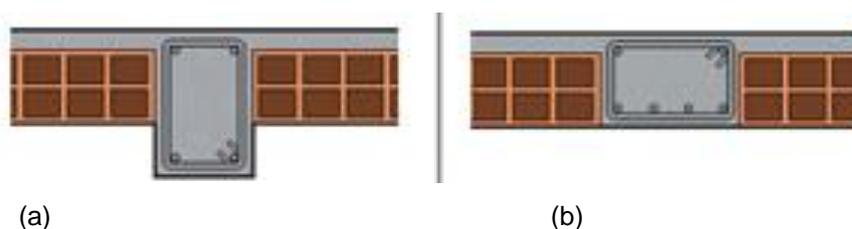
Son cada una de las partes en que puede ser dividida una estructura para la realización de su diseño. A continuación, se describen algunos de los elementos estructurales más importantes (Harmsen, 2002).

2.2.3.1. Vigas

Suelen tener una posición horizontal, como se observa en la figura 1. Las vigas reciben cargas y las transmiten a otras o directamente a columnas y muros, las más conocidas son la viga peraltada y la viga chata la cual tiene el mismo canto que una losa aligerada, pueden ser primarias o secundarias (Blanco, 1994).

Figura 1

Tipos de vigas



Nota. La figura muestra los tipos de viga (a) peraltada y (b) chata. Tomado de Tipos de vigas (2008).

Según Blanco (1994), para obtener las dimensiones de una viga peraltada se debe realizar el predimensionamiento utilizando la ecuación (1) y (2):

$$\frac{ln}{12} < h < \frac{ln}{10} \quad (1)$$

$$\frac{h}{3} < b < \frac{h}{2} \quad (2)$$

Se debe considerar una anchura mínima de 0,25 m.

2.2.3.2. Losas

Son elementos estructurales utilizados para proporcionar un área plana para un edificio. Pueden tener diferentes condiciones de apoyo por lo tanto su comportamiento frente a fuerzas y deformaciones dependerá de cómo estén configuradas (Blanco, 1994). Se puede determinar sus dimensiones utilizando la ecuación (3).

$$hl \geq \frac{Ln}{25} \quad (3)$$

2.2.3.3. Muros de Corte

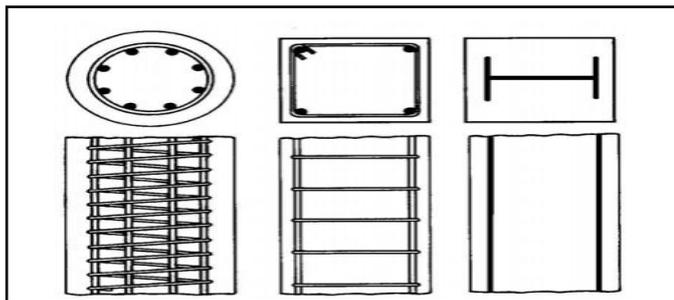
Son elementos estructurales de orientación vertical, conocidos como placas y están compuestos por concreto armado, cuentan una mayor longitud en una dirección para resistir cargas horizontales actuantes sobre la estructura (Palacios et al., 2019).

Para predimensionar las placas, se puede estimar el espesor y la longitud, luego verificar mediante análisis sísmicos repetidos hasta el cumplimiento de la norma E.030. Sin embargo, la norma E.060 proporciona algunas consideraciones en cuanto al espesor mínimo del muro de corte, el espesor mínimo es igual a la altura lateral sobre 25 y se obtiene con la ecuación (4):

$$e_{min} = \frac{ln}{25} \quad (4)$$

2.2.3.4. Columnas

“Son elementos estructurales de orientación vertical, su función es trasladar las cargas de losas y vigas hacia la cimentación permitiendo que el edificio cuente con las plantas deseadas” (Blanco, 1994). La figura 2 muestra columnas de forma circular, cuadrada y rectangular según corresponda.

Figura 2*Tipos de columnas*

Nota. Tomado de Aplicaciones para análisis y diseño de elementos de concreto reforzado (2005).

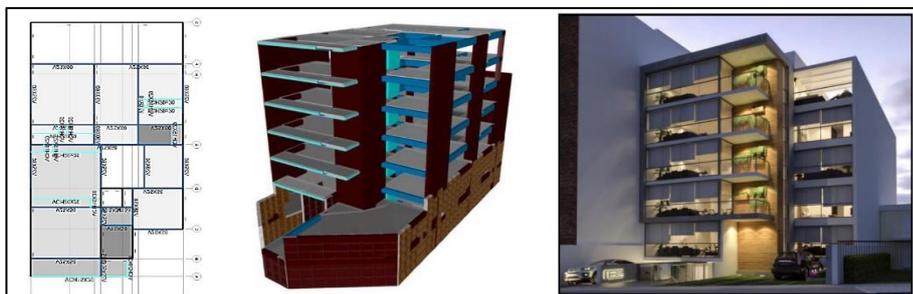
Se puede determinar sus dimensiones utilizando la ecuación (5).

$$Area\ bruta = \frac{P(servicio)}{0,45f'c} \quad (5)$$

2.2.4. Vivienda Multifamiliar

Se clasifica como una edificación con un sistema estructural en el que la resistencia sísmica y gravitatoria la proporcionan muros de concreto de espesor reducido, sin extremos restrictivos, y el refuerzo se dispone en una sola planta. Son edificaciones verticales, es decir de pisos de abajo hacia arriba, donde pueden vivir varias familias debido a la correcta distribución del espacio. (Ramos & Vicente, 2020)

La figura 3 muestra el proceso constructivo de una vivienda multifamiliar en planta, en renderizado 3D y en acabado final.

Figura 3*Vivienda multifamiliar*

Nota. Tomado de Ingeniería Estructural (2015).

2.2.5. Sismicidad en Tacna

Tacna por su ubicación está dentro de la extensión que comprende el Cinturón de Fuego del Pacífico, un terreno altamente sísmico que, con base en los últimos quinientos años de historia sísmica se ha visto más de un terremoto que ha destruido parcialmente la ciudad afectando gravemente a zonas como ciudad Nueva como se observa en la figura 4 y Alto de la Alianza. (Alba et al., 2020)

Figura 4

Daños estructurales presentados en una vivienda



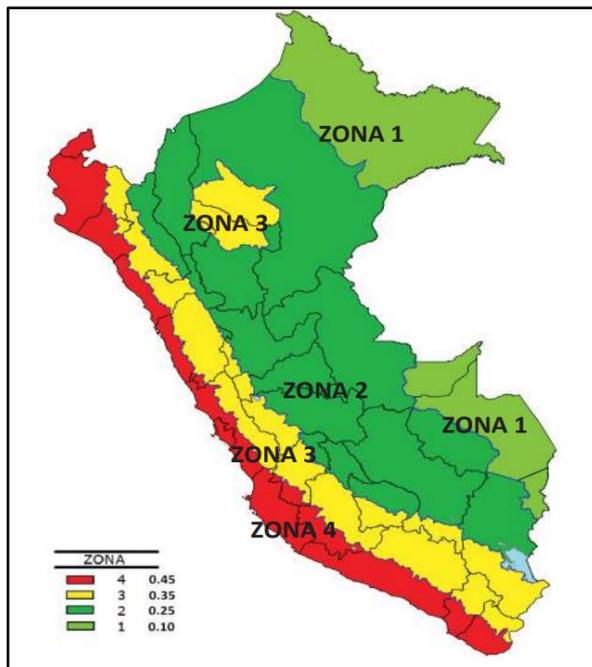
Nota. La figura muestra los daños presentados en una vivienda durante el sismo ocurrido en el año 2001. Tomado de Efectos del sismo del 23 de junio del año 2001 en la zona sur del Perú (2006).

2.2.6. Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018)

La norma especifica las exigencias mínimas para el diseño sísmico de edificios. Todo edificio y cada componente del mismo debe estar diseñado y construido para resistir los esfuerzos sísmicos especificados en esta norma, siguiendo los parámetros establecidos con los materiales utilizados.

2.2.6.1. Zonificación

En base a la normativa vigente se considera que la superficie nacional peruana está dividida en cuatro zonas enumeradas, como se aprecia en la figura 5.

Figura 5*Mapa de zonificación del Perú*

Nota: La figura representa el mapa de zonificación de Peligros sísmicos. Tomado del capítulo II del Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

2.2.6.2. Zonas sísmicas

El valor que se le asigna a cada factor zona se refleja en la tabla 1.

Tabla 1*Factor de zona "Z"*

Zona Sísmica	Z (g)
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Nota. Tomado del Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

2.2.6.3. Factor de uso.

En base a la normativa vigente, indica que a cada categoría de estructura se le asigna un factor de uso (U), como se puede observar en la tabla 2.

Tabla 2

Categoría de las edificaciones y factor "U"

Categoría	Factor U
A Edificaciones Esenciales	1,5
B Edificaciones Importantes	1,3
C Edificaciones Comunes	1,0

Nota. Tomado del Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

2.2.6.4. Parámetros de sitio

En la tabla 3 se observa el factor de suelo por zonas y en la tabla 4 los periodos TP y TL de acuerdo al perfil del suelo.

Tabla 3

Factor de Ampliación Suelo – S

	S0	S1	S2	S3
Z4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z1	0,80	1,00	1,60	2,00

Nota. Tomado del Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

Tabla 4

Períodos " T_P " y " T_L "

	S0	S1	S2	S3
$T_P(S)$	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L(S)$	3,0	2,0	2,0	1,6

Nota. Tomado del Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

2.2.6.5 Factor de amplificación sísmica (S, TP y TL)

$$\begin{array}{ll} T < T_P & C = 2,5 \\ T_P < T < T_L & C = 2,5 * \left(\frac{T_P}{T_L}\right) \\ T < T_L & C = 2,5 * \left(\frac{T_P - T_L}{T^2}\right) \end{array}$$

2.2.6.6. Perfiles del Suelo.

2.2.6.6.1. Perfil Tipo So Roca dura

“A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte \bar{V} s mayor a 1500 m/s” (Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).

2.2.6.6.2. Perfil Tipo S1 Roca o suelos muy rígidos

“A este tipo corresponden las rocas sanas con diferente grado de fracturación, de macizos homogéneos y suelos muy rígidos con velocidades de propagación de ondas de corte \bar{V} s entre 500 m/s y 1500 m/s” (Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).

2.2.6.6.3. Perfil Tipo S2 Suelos intermedios

“A este tipo corresponde a los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de ondas de corte \bar{V} s entre 180 m/s y 500 m/s” (Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).

2.2.6.6.4. Perfil Tipo S3 Suelos blandos

“Corresponden a este tipo los suelos flexibles, con velocidades de propagación de ondas de corte \bar{V} s menores a 180 m/s” (Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).

2.2.6.6.5. Perfil Tipo S4 Condiciones Excepcionales

“A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio” (Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).

En la tabla 5 se observa la clasificación de los perfiles del suelo de acuerdo a sus tipos.

Tabla 5

Clasificación de los perfiles de suelo

Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S_0	$> 1500 \text{ m/s}$	-	-
S_1	$500 \text{ m/s a } 1500 \text{ m/s}$	> 50	$> 100 \text{ kPa}$
S_2	$180 \text{ m/s a } 500 \text{ m/s}$	$15 \text{ a } 50$	$50 \text{ kPa a } 100 \text{ kPa}$
S_3	$< 180 \text{ m/s}$	< 15	$25 \text{ kPa a } 50 \text{ kPa}$

Nota. Tomado del Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

2.2.6.7. Sistema estructural

En la tabla 6 se observa el tipo de coeficientes básicos de reducción de las fuerzas sísmicas (R_o) que corresponde según el tipo de sistema estructural.

Tabla 6

Coefficiente básico de reducción R_o de Sistemas estructurales

Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_o
Concreto Armado:	
Pórtico	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada.	3
Madera	7

Nota. Tomado del Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

En la tabla 7 se observa las irregularidades que se presentan en la estructura en planta como en altura y sus factores.

Tabla 7*Factores de irregularidad*

Irregularidades estructurales en altura	Factor de irregularidad I_a
Irregularidad de Rigidez-Piso blando	
Irregularidad de Resistencia-Piso débil	0,75
Irregularidad Extrema de Rigidez	
Irregularidad Extrema de Resistencia	0,50
Irregularidad de masa o de peso	0,90
Irregularidad de geometría Vertical	0,90
Discontinuidad en los sistemas Resistentes	0,60
Irregularidades estructurales en planta	Factor de irregularidad I_p
Irregularidad torsional	0,75
Irregularidad torsional extrema	0,60
Esquinas entrantes	0,90
Discontinuidad de diafragma	0,85
Sistemas no paralelos	0,90

Nota. Tomado del Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

Se determina mediante la multiplicación del tipo de sistema estructural y los resultados obtenidos del análisis de irregularidad en planta y en altura con la siguiente ecuación 6.

$$R = R_0 \times I_a \times I_p \quad (6)$$

Donde:

R_0 = Coeficiente básico de reducción

I_a = Factor de irregularidad en altura

I_p = Factor de irregularidad en planta

2.2.6.8. Análisis estático

El Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018) establece que con ecuación 7 se puede calcular la cortante basal (v) que está en función de todos los parámetros mencionados.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad (7)$$

2.2.6.9. Análisis dinámico

Para realizar el análisis dinámico, el Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018) establece un espectro de aceleración (S_a) determinado por la ecuación 8.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (8)$$

Usando el espectro de aceleración, para cada modo de vibración, se obtienen las fuerzas de corte sísmicas que actúan sobre el edificio.

2.2.6.10. Desplazamientos reales o inelásticos

El desplazamiento ocurre cuando un edificio entra en un estado inelástico. La norma determina sus cálculos en base al producto de R por los desplazamientos obtenidos para estructuras regulares y 0,75R para irregulares.

2.2.6.11. Distorsiones de entrepiso

El Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018) limita estas distorsiones dependiendo del material del edificio como se observa en la tabla 8.

Tabla 8

Distorsión límite de entrepiso-Perú

Material	(Δ_i/h_{ei})
Concreto armado	0,007
Acero estructural	0,010
Albañilería	0,050
Madera	0,010

Nota. Tomado del Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018)

2.2.7. Norma E.060 Concreto Armado (2009)

Esta normativa establece parámetros mínimos requeridos para el diseño de los elementos estructurales, material, construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, preesforzado y simple. En el caso que existiera divergencia con otras normas, se le debe dar prioridad a esta.

2.2.7.1. Módulo de elasticidad

La normativa indica que para calcular el módulo de elasticidad del concreto se debe trabajar con la ecuación 9 y para el de acero se debe trabajar con la ecuación 10.

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} \quad (9)$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2} \quad (10)$$

Donde:

E_c = Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm²)

E_s = Módulo de elasticidad del acero (kg/cm²)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm²)

2.2.7.2. Factores de amplificación de carga

Según la norma en la tabla 9 se observa las combinaciones de cargas, las cargas muertas (CM), las cargas vivas (CV) y las cargas sísmicas (CS).

Tabla 9

Combinaciones de cargas

Cargas muertas		Cargas vivas		Cargas de Sismo
1,4 CM	+	1,7 CV		
1,25 CM	+	1,25 CV	+	CS
1,25 CM	+	1,25 CV	-	CS
0,9 CM	+			CS
0,9 CM	-			CS

Nota. Tomado del Comité Técnico de Norma E.060 Concreto Armado (2009)

2.2.7.3. Factores de resistencia

En la tabla 10 se observa los factores de reducción según la normativa.

Tabla 10*Factores de reducción de resistencia (ϕ)*

Efecto	Valor
Flexión sin carga axial	0,90
Carga axial de tracción con o sin flexión	0,90
Carga axial de compresión con o sin flexión	0,70
Cortante	0,85
Torsión	0,85

Nota. Tomado del Comité Técnico de Norma E.060 Concreto Armado (2009)

2.2.7.4. Flexión

Acero mínimo a flexión

En el caso de vigas rectangulares el acero mínimo se determina con la ecuación 11 y el de losas macizas con la ecuación 12.

$$A_{s_{min}} = \frac{0,7\sqrt{f'c}}{f_y} * b_w d \quad (11)$$

$$A_{s_{min}} = 0,0018bh \quad (12)$$

Acero máximo a flexión

“Para vigas el acero no deberá exceder de $0.75A_{sb}$, donde A_{sb} es la cantidad de acero en tracción que produce la falla balanceada” (Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).

2.2.7.5. Fuerza cortante

Para calcular la fuerza cortante reemplazamos la ecuación 13.

$$V_c = 0,53\sqrt{f'c} * b_w * d \quad (13)$$

2.2.8. Norma E.020 Cargas (2006)

La normativa de cargas vivas y muertas indica los parámetros, como se muestra en la tabla 11.

Tabla 11*Cargas vivas y muertas*

Cargas muertas (kg/m^3)	Valor
Concreto simple	2300
Concreto armado	2400
Acero de refuerzo	7850
Cargas vivas (kg/m^2)	
Bibliotecas	
Salas de lectura	300
Salas de almacenaje	750
Pasillos y escaleras	400
Centros educativos	
Aulas	250
Pasillos y escaleras	400
Viviendas	
Habitaciones	200
Pasillos y escaleras	200
Hoteles	
Habitaciones	200
Pasillos y escaleras	400

Nota. Tomado del Comité Técnico de Norma E.020 Cargas (2006)

2.2.9. Norma E.050 Suelos y Cimentaciones (2018)

El propósito de esta norma es determinar los requisitos mínimos para realizar un estudio de mecánica de suelos (EMS) para la construcción de cimentaciones y otras obras especificadas, los cuales se realizan para garantizar la estabilidad y durabilidad del proyecto; promoviendo el uso adecuado de los recursos para garantizar la continuidad de los servicios esenciales y los edificios esenciales como se indica.

2.3. Definición de conceptos básicos

2.3.1. Capacidad portante

“Es la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él”(Crespo, 2004).

2.3.2. Estructura

Son elementos con acción resistente a la carga, por lo que cumplen las condiciones de estabilidad y equilibrio (Aroca, 1999).

2.3.3. Plateas de cimentación

“Es una losa cimentación que abarca toda el área de la construcción recibiendo cargas verticales” (Alva-Hurtado, 2012).

2.3.4. Sótano

Parte de un edificio situado entre los cimientos, bajo el nivel del suelo de la calle.

2.3.5. Parámetros sísmicos

Para evaluar la peligrosidad sísmica de un área, es necesario conocer su sismicidad de antemano. La sismicidad se define por parámetros que caracterizan los fenómenos sísmicos (Muñoz, 1989).

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo y nivel de investigación

3.1.1. Tipo de investigación.

La investigación es de tipo explorativo porque permite explicar e interpretar los resultados obtenidos del análisis del diseño de un edificio multifamiliar con sótano.

3.1.2. Nivel de Investigación.

La investigación es nivel integrativo porque permite evaluar, modificar o confirmar.

3.2. Población y/o muestra de estudio.

3.2.1. Población

Edificios multifamiliares de siete niveles con sótano en el distrito de Ciudad Nueva.

3.2.2. Muestra

La muestra es un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano en el distrito de Ciudad Nueva.

3.3. Operacionalización de variables

En la tabla 12 y 13 se observa la operacionalización de la variable independiente e independiente, con sus dimensiones e indicadores.

Tabla 12

Operacionalización de Variable Independiente

Variable Independiente	Definición conceptual	Dimensiones	Indicadores
Análisis y Diseño estructural	Desplazamientos y distorsiones máximas de entrepiso	Centímetros	Desplazamientos y distorsiones de entrepiso.
	Cuantías máximas de acero.		Cuantías aceptables de acero.
	Configuración estructural en función a los materiales predominantes.	Adimensional	Sistema estructural.
	Es la máxima presión de contacto promedio entre la cimentación y el suelo.	Kilogramo por centímetro cuadrado.	Capacidad portante.

Nota. Adaptado del Reglamento de Grados y Títulos FAING (2018).

Tabla 13*Operacionalización de Variable Dependiente*

Variable Dependiente	Definición conceptual	Dimensiones	Indicadores
Edificio multifamiliar de siete niveles con sótano.	Tiempo que tarda una onda sísmica.	Segundos	Periodos y modos de vibración.
	Ordenación de los elementos que constituyen la edificación.	Adimensional	Distribución en planta de elementos estructurales.
	Fuerzas internas a las que está sometido un cuerpo.	Toneladas	Esfuerzo de elementos estructurales.
	Cantidad de elementos estructurales en planta.	Adimensional	Cantidad de elementos estructurales en planta.

Nota. Adaptado del Reglamento de Grados y Títulos FAING (2018).

3.4. Tratamiento de datos y análisis estadístico

Con la información acerca de estudios geotécnicos, realizados en la zona de Ciudad Nueva, se realizará un modelamiento estructural con el apoyo de un software obteniendo los desplazamientos y periodos fundamentales de la estructura.

El análisis en la simulación de la edificación se realizará mediante el correcto diseño del edificio multifamiliar de siete niveles con sótano tomando como guía de contrastación las normativas E0.30 Diseño Sismorresistente, E0.60 Concreto Armado y E0.50 Suelos y Cimentaciones.

Con los resultados obtenidos de la investigación se desarrollará un informe en el cual se detalla los datos provenientes del análisis y posterior diseño a partir del modelo, para así comprobar las hipótesis planteadas incluyendo las conclusiones y recomendaciones de la investigación.

3.5. Procesamiento y análisis de datos

Se hizo una recopilación de información acerca de estudios realizados en la zona de Ciudad Nueva y la evaluación del correcto modelamiento y/o distribución de las áreas y elementos de la parte arquitectónica de la edificación mediante el software AutoCAD.

Luego se procedió a realizar el modelamiento de la estructura con el apoyo de los softwares ETABS, SAFE Y SAP2000, ingresando las propiedades aproximadas del material, estableciendo las combinaciones de cargas y realizando un diseño general de los elementos principales, conjuntamente con una comprobación rápida a primera instancia a partir del software.

Seguidamente se verificará el cumplimiento de las condiciones mínimas requeridas como desplazamientos esperados y derivas máximas, en la normativa E.030-Diseño Sismorresistente de las edificaciones.

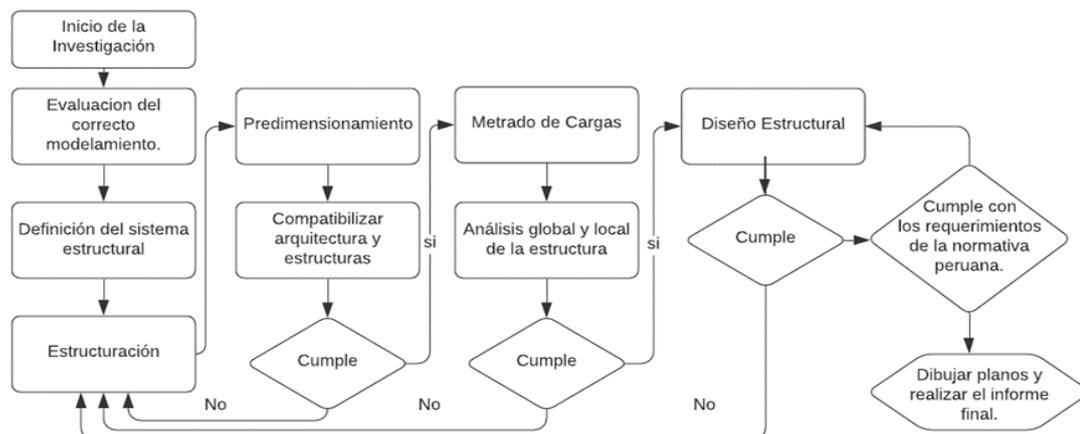
Comprobar el cumplimiento de las condiciones mínimas requeridas de la norma E.060 para el diseño de concreto armado.

Se trabajará en base a los resultados obtenidos procediendo a desarrollar el informe conjuntamente con las conclusiones, recomendaciones, anexos todo en base del software con el que se trabajó.

Finalmente, el Proyecto de Investigación será evaluado por un jurado dictaminador el cual lo revisará exhaustivamente. Al aprobarse por el jurado dictaminador, se procederá a sustentar, así como se observa en el flujograma de la figura 6.

Figura 6

Flujograma de actividades y acciones



Nota. En el presente flujograma se muestran las actividades realizadas durante el desarrollo de la investigación. [Flujograma de actividades]. (s.f.)

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

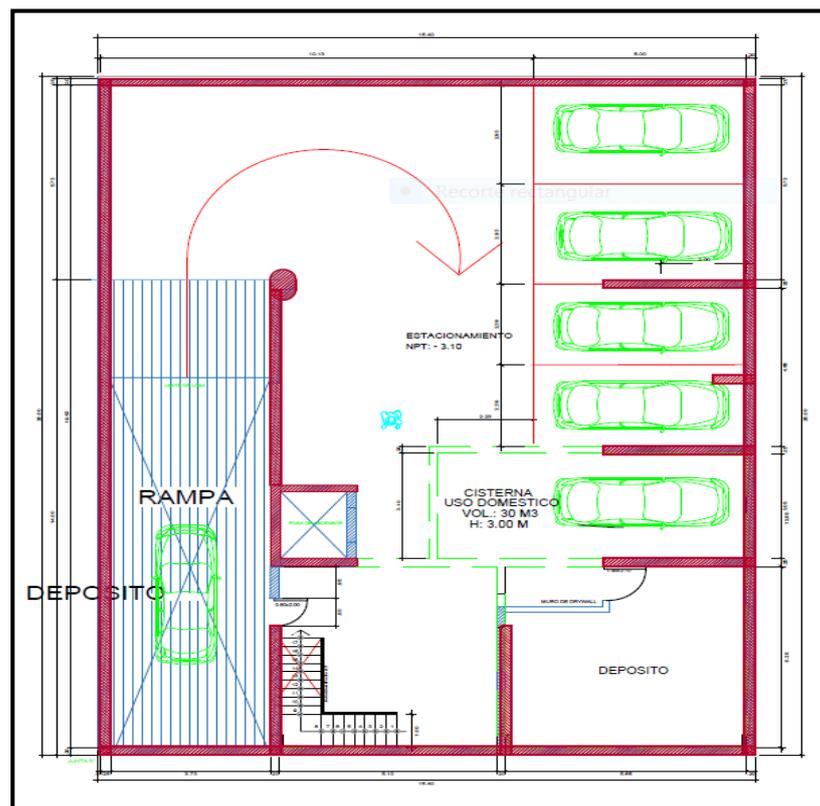
4.1. Descripción del proyecto

El proyecto en mención aborda la evaluación y diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano en un terreno total de 308 m^2 , ubicado en el distrito de Ciudad Nueva, con una superficie cubierta de sótano de $233,35 \text{ m}^2$ y $262,76 \text{ m}^2$ por planta baja. La altura de entrepiso del sótano es de 3,00 m y entreplanta superior de 3,30 m y 2,60 m respectivamente, y la altura total de la edificación es de 20,50 m. El edificio multifamiliar cuenta con una entrada principal que dirige hacia el hall, mediante las escaleras hacia los departamentos, en el primer nivel se encuentra la cocina, un patio, estacionamientos y el elevador. Del segundo al séptimo nivel existe una distribución de dos departamentos y un mini departamentos por nivel.

A continuación, en las figuras 7, 8, 9, 10 y 11 se observan los planos arquitectónicos del sótano, pisos y techo.

Figura 7

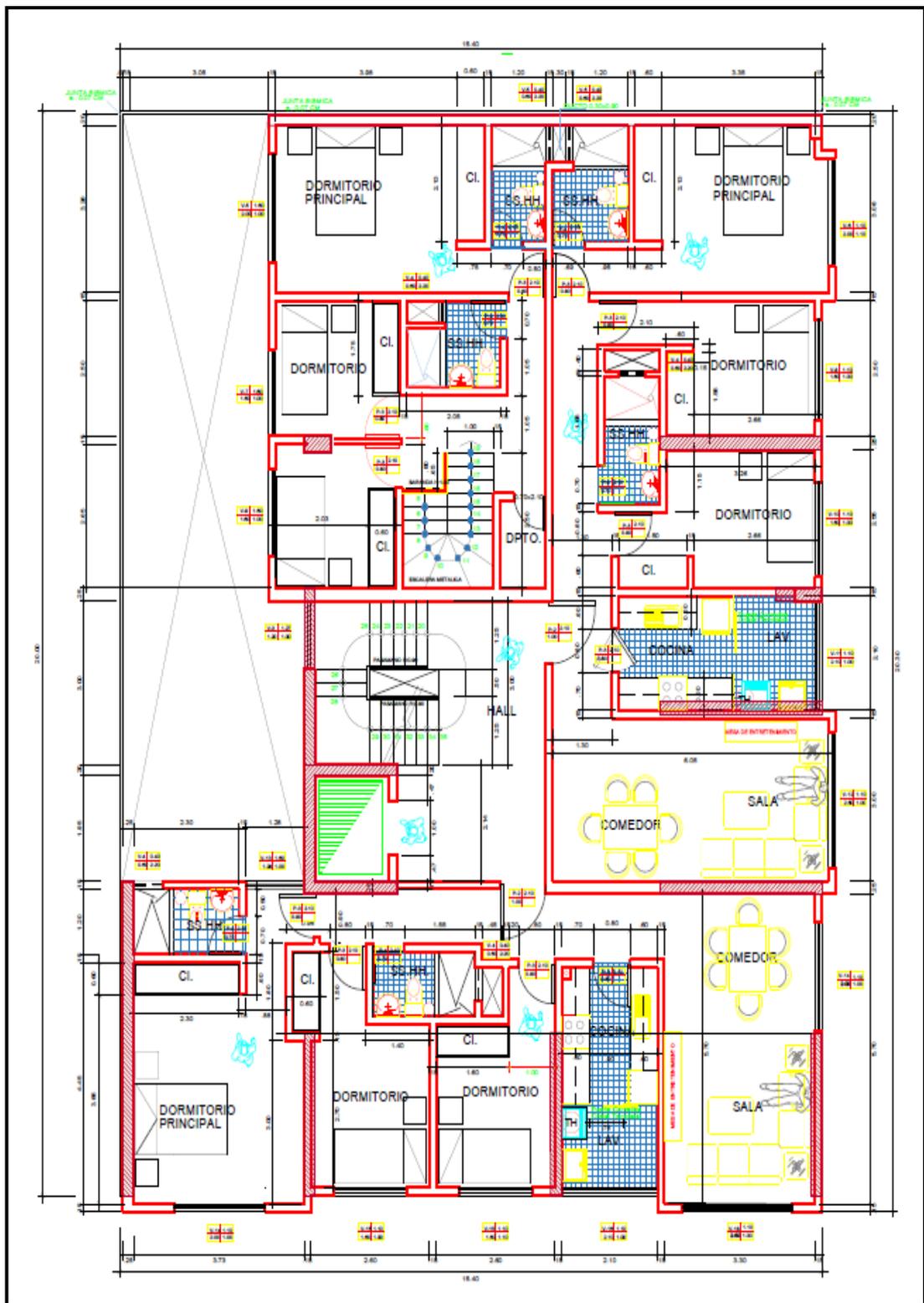
Arquitectura - Planta sótano



Nota. Se muestra la distribución arquitectónica del sótano.

Figura 9

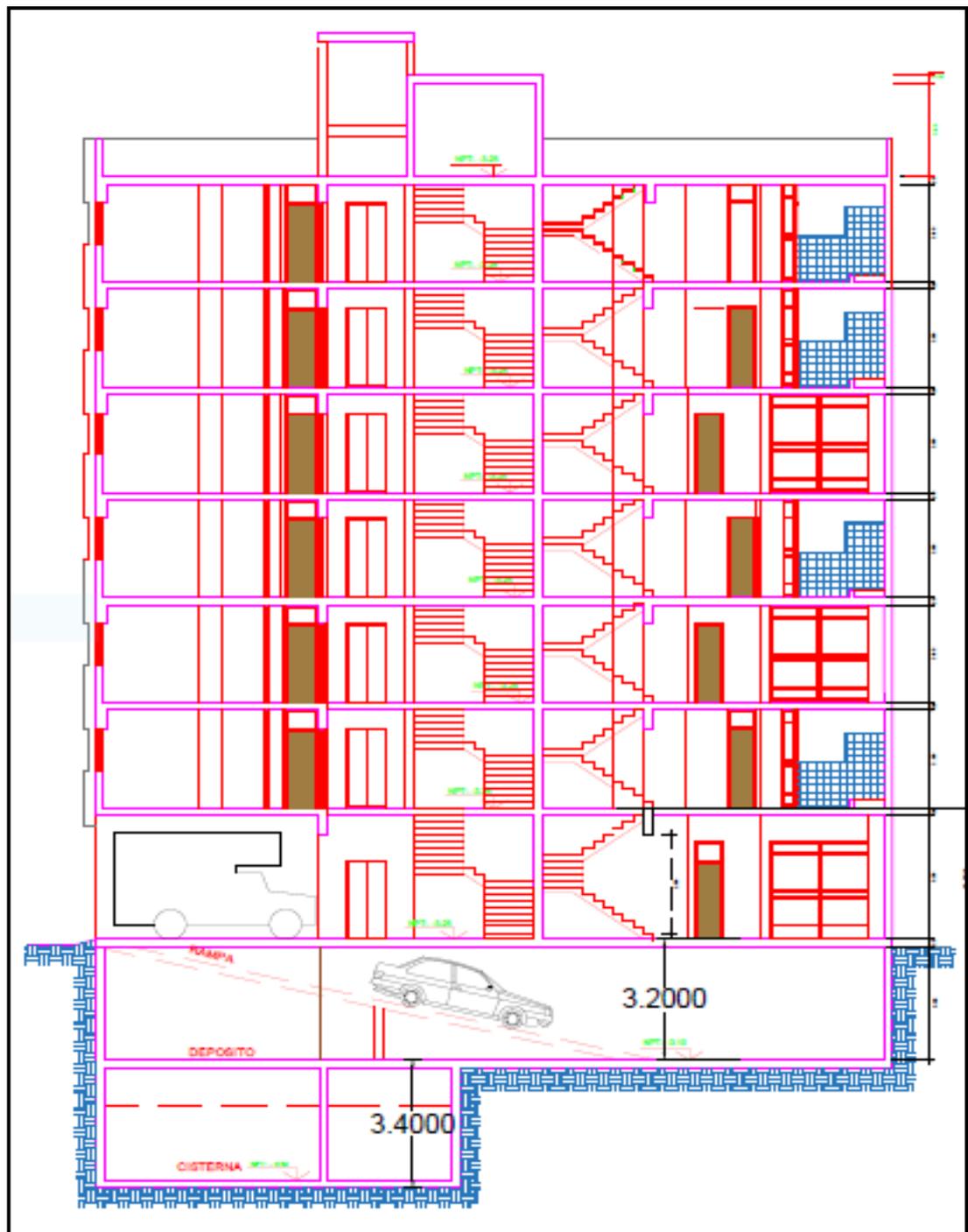
Arquitectura - Planta segundo, cuarto y sexto nivel



Nota. Se muestra la distribución arquitectónica del segundo, cuarto y sexto nivel de la edificación multifamiliar.

Figura 11

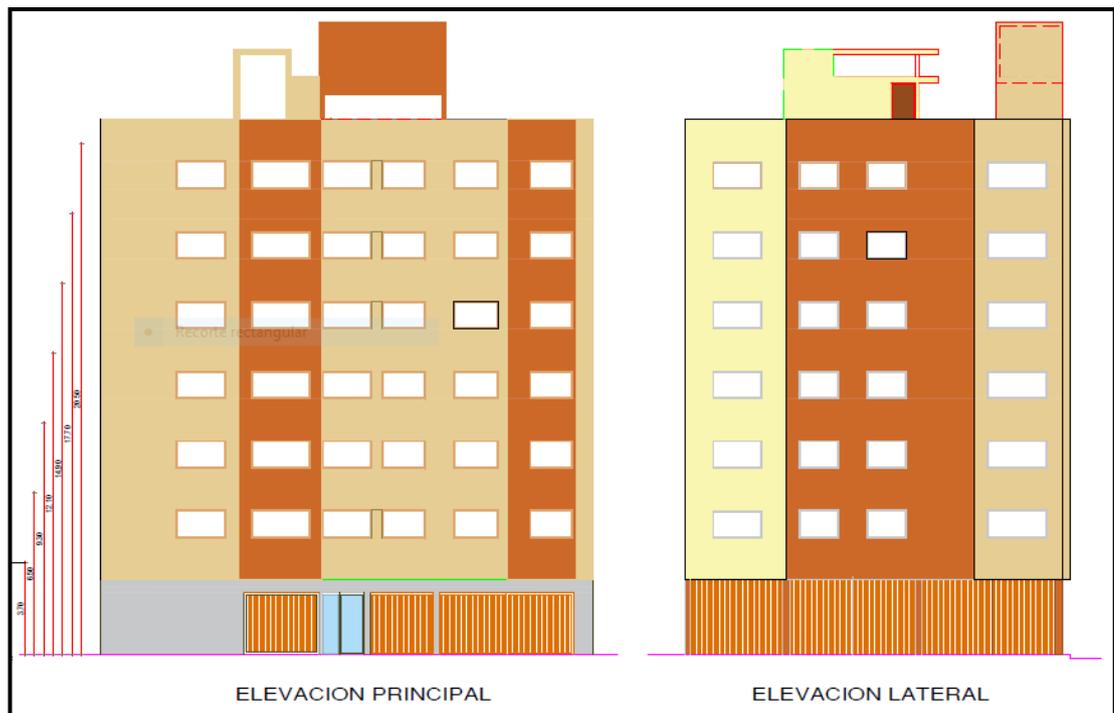
Corte A-A del sótano al séptimo nivel



Nota. La figura muestra el corte A-A del sótano al séptimo nivel de la edificación multifamiliar.

Figura 12

Elevación principal y lateral



Nota. La figura muestra las elevaciones principal y lateral de la edificación multifamiliar.

4.1.1. Materiales empleados

A continuación, se muestran las características de los materiales empleados.

4.1.1.1. Concreto.

Resistencia a la compresión $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson $\nu = 0,15$

Módulo de elasticidad $E = 15000 \sqrt{f'_c}$

Peso específico $\gamma = 2,4 \text{ Tn/m}^3$

4.1.1.2. Acero de refuerzo.

Varillas corrugadas

Esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad $E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

4.1.1.3. Características del suelo.

En la tabla 14 se tiene a detalle las características del estudio de suelos considerado para el distrito de Ciudad Nueva.

Tabla 14

Estudio de mecánica de suelos Ciudad Nueva

Descripción	Datos
Tipo de cimentación	Platea de concreto armado
Estrato de apoyo	Suelos de arenas limosas
Profundidad mínima de cimentación	DF = 0,00 m
Presión admisible	Menor a 1 kg/cm^2

Nota. Datos extraídos del Mapa de peligros de la ciudad de Tacna. Paredes (2004).

4.2. Predimensionamiento

Consiste en dimensionar los elementos estructurales de toda la edificación, este procedimiento es importante para posteriormente validar el predimensionamiento planteado con el diseño correspondiente.

4.2.1. Vigas

De la ecuación 1 y 2 se realizó el predimensionamiento de las vigas donde ln será 7,20.

$$\frac{7,20}{12} < h < \frac{7,20}{10}$$

$$0,6 < h < 0,72$$

Se debe tener en cuenta un ancho mínimo de 0,25 m, para evitar el congestionamiento del acero y la presencia de cangrejas.

$$\frac{0,6}{3} < b < \frac{0,6}{2}$$

$$0,2 < b < 0,3$$

Obteniendo como resultado que nuestra viga será de 0,25 x 0,60 m.

4.2.2. Muros de corte

Con la ecuación 4 se predimensiono los muros donde L_n es igual a 3.55 m.

$$e_{min} = \frac{3,55}{25} = 0,142$$

Según el cálculo, se puede considerar como estándar el espesor mínimo de 0.15 m siendo los espesores más habituales los de 0.20, 0.25 y 0.30 m. Para nuestro caso, asumimos un espesor de 0,25 m según el diseño del edificio.

4.2.3. Losas

Para predimensionar las losas unidireccionales, se tomó en cuenta la mayor luz libre que es 5.73 m, para tal efecto se consideró la ecuación 3.

$$h \geq \frac{5,73}{25}$$

$$h \geq 0,23$$

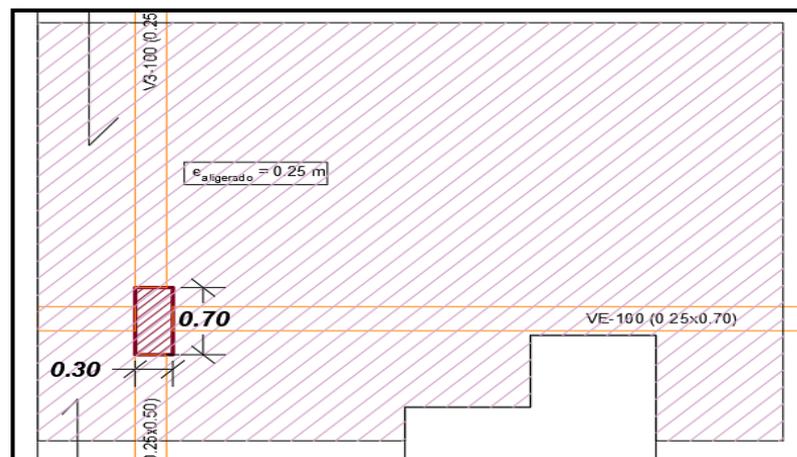
Obteniendo como resultado una altura de losa $h=0,25$ m. para toda la edificación.

4.2.4. Columnas

Para predimensionar se consideró la ecuación 5, se asume una carga unitaria de $1 \text{ Tn}/\text{m}^2$. En la figura 13 se observa el área tributaria de la columna a predimensionar.

Figura 13

Área tributaria de la columna



Área tributaria:	24,46 m ²
Peso unitario del techo:	1 Tn/m ²
Número de pisos:	8
Carga total de servicios:	24,46 * 8 = 195,68

Reemplazando en la fórmula 5 :

$$Area\ bruta = \frac{195,68 * 1000}{0,45 * 210}$$

$$Area\ bruta = 2\ 070,69\ cm^2$$

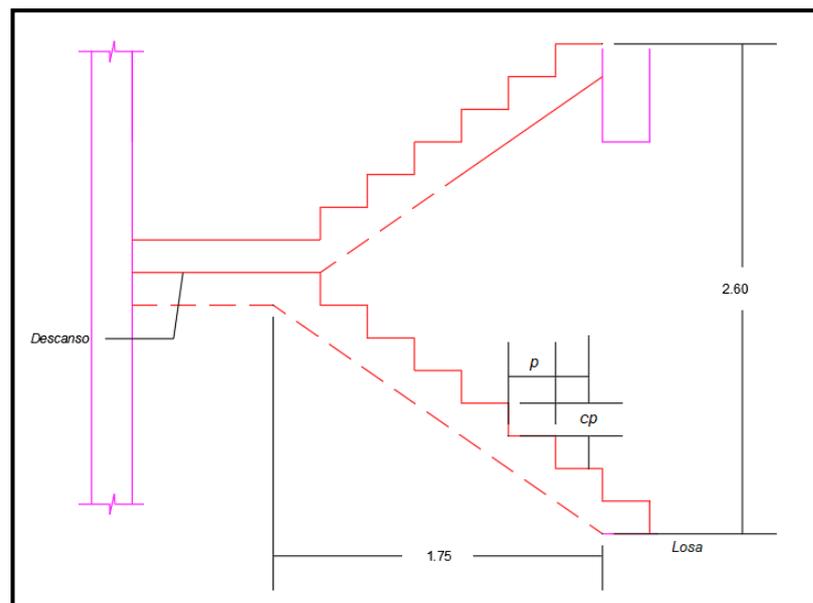
Finalmente se consideran dimensiones de 0.30 x 0.70 m para la columna.

4.2.5. Escaleras

Para predimensionar la escalera se consideró un paso de 0,25 m y para el cálculo del contrapaso la ecuación 14.

Figura 14

Representación del esquema de la escalera



Para el predimensionamiento se tomó en cuenta los siguientes datos:

$$p = 0.25m$$

En este caso nuestra altura de entrepiso es de 2.60 m y contamos con 15 contrapasos, por lo tanto, se tiene:

$$cp = \frac{hn}{n} \quad (14)$$

$$cp = \frac{2.60}{15} = 0.17 \text{ m}$$

Para determinar el espesor de la garganta de la escalera se consideró que:

$$t = \frac{Ln}{25} \approx \frac{Ln}{20}$$

En la arquitectura presentada la proyección horizontal mide 1.75 m, por lo tanto, en la tabla 15 se observa los valores que deberá tener como mínimo el espesor de garganta, siendo así que para este proyecto tomaremos un espesor de 0.15 m.

Tabla 15

Espesor de garganta de Escalera

	Ln/25	Ln/20
t (espesor)	0,07 m	0,08 m

Nota. En la tabla se observa resultados del espesor de garganta.

En la tabla 16 se observa los valores obtenidos del predimensionamiento de la escalera.

Tabla 16

Valores de la Escalera

Descripción	Valores (m)
Hn	2,60
Ln	1,75
P	0,25
Cp	0,17
t	0,15

4.3. Metrado de Cargas

4.3.1. Metrado losa aligerada

Se realizó por viguetas, considerando una franja tributaria de 0.40 m. que es el ancho estándar del ala del aligerado. En la tabla 17 se muestran los elementos considerados para calcular la carga muerta y la carga viva.

Tabla 17

Metrado de losa aligerada

Elemento	Peso <i>kg/m² o kg/m³</i>	b m	h m	Total <i>kg/m</i>
Carga muerta				
Peso propio	350	0,4	-	= 140,00
Piso terminado	100	0,4	-	= 40,00
			CM	= 180,00
Carga viva				
s/c	200	0,4	-	= 80,00
			CV	= 80,00

Finalmente obtenemos que $W_{servicio} = 260.00 \text{ kg/m}$ y $W_u = 388 \text{ kg/m}$.

4.3.2. Metrado de vigas

Se realizó el metrado de cargas para la viga V-21 de 0.25 x 0.90 m ubicada a lo largo del eje D. La tabla 18 muestra los elementos considerados para el cálculo.

Tabla 18

Metrado de Viga

Elemento	Peso <i>kg/m² o kg/m³</i>	b m	h m	Total <i>kg/m</i>
Carga muerta				
Peso propio	2400	0,25	0,9	= 540,00
Piso terminado	100	4,07		= 407,00
Losa aligerada	350		10,22	3577,00
Tabiquería	1800	0,15	2,1	= 567,00
			CM	= 5091,00
Carga viva				
s/c	200	4,07		= 814,00
			CV	= 814,00

Finalmente obtenemos que $W_{servicio} = 5\,905.00 \text{ kg/m}$ y $W_u = 8\,511.2 \text{ kg/m}$.

4.3.3. Metrado de columnas

Se realizó el metrado de cargas para la columna C1 de 0,30 x 0,70 m, utilizando el concepto de áreas tributarias por ser el elemento estructural que recibe la carga de los demás elementos. Las tablas 19, 20 y 21 muestran los elementos considerados para calcular la carga muerta y la carga viva en la azotea, piso típico del primer al sexto nivel y el sótano.

Tabla 19

Metrado de Columna - Azotea

Elemento	Peso <i>kg/m² o kg/m³</i>	b m	h m	Total <i>kg</i>	Peso acumulado <i>kg</i>
Carga muerta					
Peso propio	210		2,85	= 598,50	
Piso terminado	100	24,46		= 2 446,00	
Losa aligerada	350	24,46		8 561,00	
Viga	210	11,35		2 383,50	
			CM	= 11 605,50	
Carga viva					
S/c	100	24,46	-	= 2446,00	
			CV	= 2446,00	
Wservicio					14 051,50
Wu					20 405,90

Tabla 20

Metrado de Columna - Piso típico 1-6

Elemento	Peso <i>kg/m² o kg/m³</i>	b m	h m	Total <i>kg</i>	
Carga muerta					
Peso propio	210		2,85	= 598,50	
Piso terminado	100	24,46		= 2446,00	
Losa aligerada	350	24,46		8561,00	
Tabiquería	1800	0,15	2,1	= 567,00	
Viga	210	11,35		2383,50	
			CM	= 12172,50	
Carga viva					
S/c	200	24,46	-	= 4892,00	
			CV	= 4892,00	
Wservicio					17 064,50
Wu					25 357,90

Tabla 21*Metrado de Columna - Sótano*

Elemento	Peso <i>kg/m² o kg/m³</i>	b m	h m	Total kg
Carga muerta				
Peso propio	210		3	= 630,00
Piso terminado	100	26,56		= 2656,00
Losa aligerada	350	26,56		9296,00
Tabiquería	1800	0,15	2,1	= 567,00
Viga	210	11,35		2383,50
			CM	= 13149,00
Carga viva				
S/c	200	26,56	-	= 5312,00
			CV	= 5312,00
Wservicio				18 461,00
Wu				27 439,00

Finalmente se obtiene como W total servicio de 49 577.00 kg.

4.3.4. Metrado de escalera

Según el Comité Técnico de Norma E.020 Cargas (2006), se debe emplear una carga viva de 200 kg/m², para el cálculo del peso por metro cuadrado de escalera se debe tomar en cuenta la ecuación 15 y en la tabla 22 se observa el metrado.

$$W_{PP} = 2,4x \left[\frac{0,173}{2} + 0,15 * \sqrt{\left(\frac{0,173}{25}\right)^2 + 1} \right] \quad (15)$$

$$W_{PP} = 0,65 \text{ Tn/m}^2$$

Tabla 22*Metrado de Escalera*

Elemento	Peso (Tn/m ²)	b (m)	h (m)	Total (Tn/m)
Carga muerta				
Peso propio	0,65			= 0,65
Piso terminado	0,05	1,00		= 0,05
			CM	= 0,70
Carga viva				
S/c	0,20	1,00		= 0,20
			CV	= 0,20
Wu				1,32 Tn/m

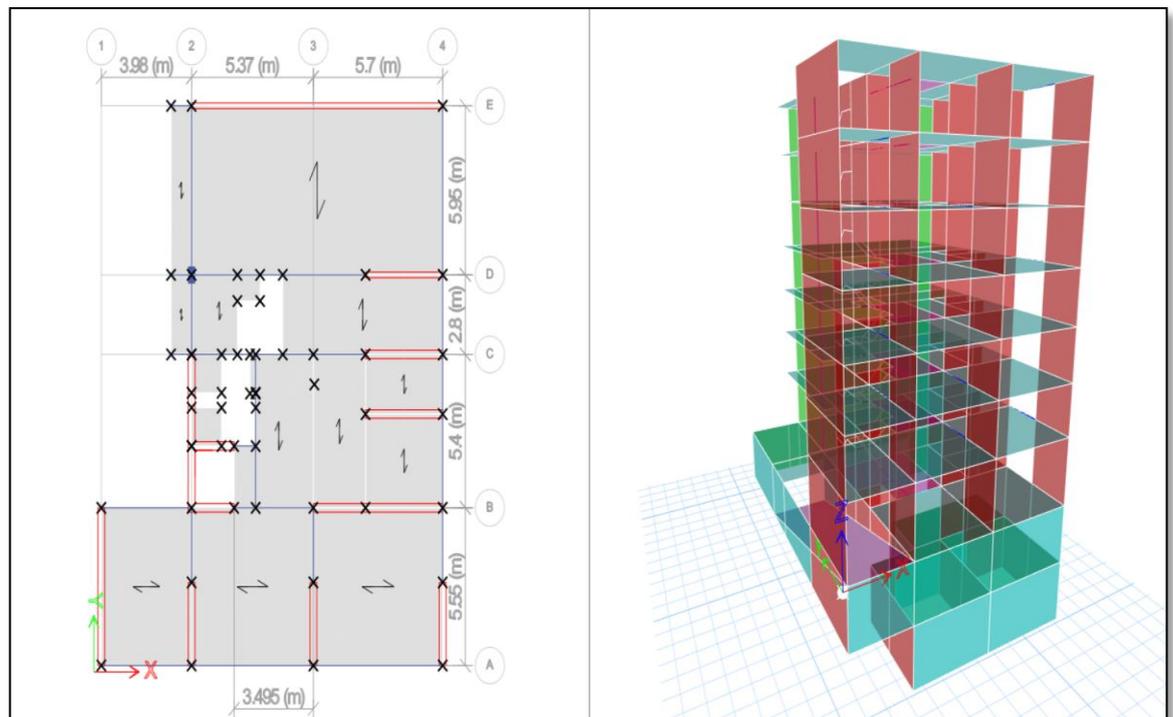
4.4. Análisis sísmico

4.4.1. Modelo Estructural

Se realizó el análisis del edificio multifamiliar mediante un modelo tridimensional utilizando el software ETABS como se observa en la figura 15. Las placas fueron modeladas de 0.20 y 0.25 m como elementos bidimensionales de espesor. Se estableció un diafragma rígido para cada piso de la estructura con tres grados de libertad por piso y todos los elementos verticales fueron empotrados en la base.

Figura 15

Vista en Planta y 3D del Modelo estructural de la edificación



4.4.2. Análisis Modal

La edificación multifamiliar contempla diafragmas rígidos en todos los niveles, 03 modos de vibración por nivel incluyendo el sótano. Teniendo en total 24 modos de vibración por los siete niveles con el sótano, la tabla 23 muestra los resultados del análisis modal.

Tabla 23*Resultados de Análisis Modal*

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	0,461	0,122	0,4067	0,1462
2	0,323	0,4031	0,2125	0,0314
3	0,225	0,1474	0,0362	0,5217
4	0,115	0,0252	0,0896	0,0328
5	0,091	0,0001	0,0006	0,0002
6	0,075	0,1006	0,0571	0,0061
7	0,065	0,0003	0,0001	1,00E-04
8	0,063	0,0041	0,0003	0,0017
9	0,06	1,14E-05	0,0004	0,0001
10	0,058	1,01E-05	3,08E-05	1,00E-04
11	0,056	2,80E-06	4,61E-06	0,00E+00
12	0,056	2,73E-06	1,94E-05	8,47E-07
13	0,052	0,0125	4,86E-05	0,1275
14	0,051	0,0378	0,0417	0,0204
15	0,039	0,0012	0,0001	0,0001
16	0,034	0,029	0,009	0,0027
17	0,032	0,0001	0,004	0,0009
18	0,032	0,0003	0,0041	3,00E-04
19	0,032	0,0009	0,0044	3,31E-05
20	0,032	0,0002	1,07E-06	0,0001
21	0,031	0	3,54E-05	7,85E-07
22	0,031	0,0002	0,0002	2,10E-05
23	0,031	0,0023	0,0045	0,0045
24	0,024	0,0098	0,0096	0,0312

En la tabla 24 podemos apreciar que el primer modo es de traslación en la Y, el segundo modo es de traslación en X y el tercer modo es de rotación en Z.

Tabla 24*Análisis modal, modos predominantes.*

Modo	Periodos (s)	UX	UY	RZ
1	0,461	0,122	0,4067	0,1462
2	0,323	0,4031	0,2125	0,0314
3	0,225	0,1474	0,0362	0,5217

4.5. Análisis Estático

4.5.1. Período fundamental de vibración

Para realizar el cálculo del período fundamental de vibración en cada dirección se utiliza la ecuación 15, donde $C_T = 60$ y $h_n = 20,50$ m.

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (16)$$

$$T = \frac{20,50}{60}$$

$$T = 0,34 \text{ seg.}$$

4.5.2. Fuerza cortante basal

Para determinar la fuerza cortante se utilizó la ecuación 7, los datos que se reflejan en la tabla 25.

Tabla 25

Factores Sísmicos en la dirección X-X e Y-Y

Descripción	Valor	Descripción	Valor
Z	0,45	Ia	1,00
U	1,00	Ip	0,75
C	2,50	R	4,50
S	1,10	Tp	1,00
Ro	6,00	Tl	1,60

$$V = \frac{0,45 \times 1 \times 2,5 \times 1,1}{4,5} * 1862,686$$

$$V = 512,239 \text{ Tn}$$

4.6. Análisis Dinámico

4.6.1. Análisis de aceleración espectral

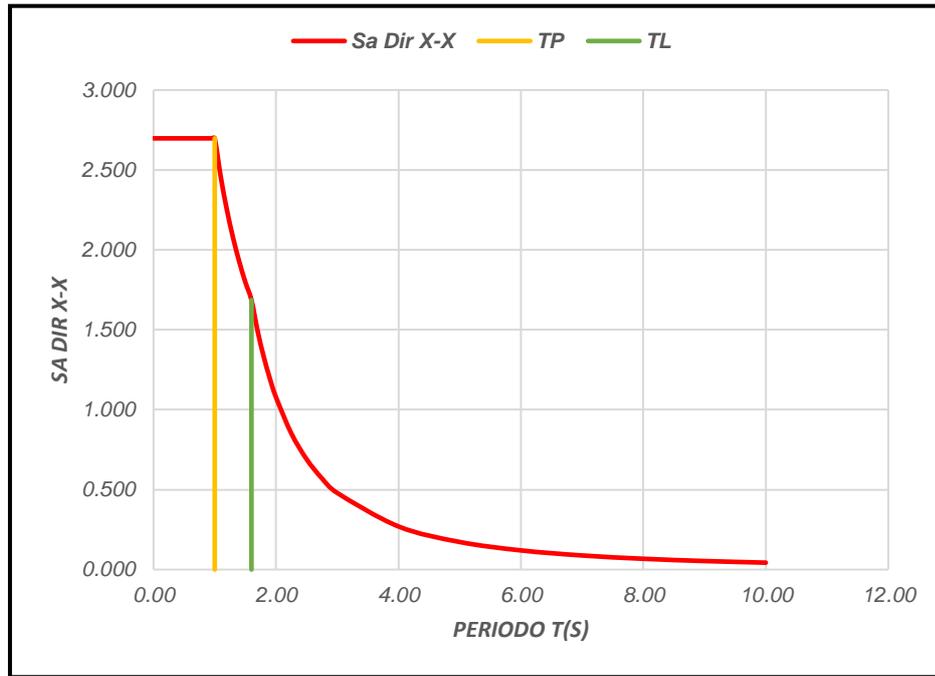
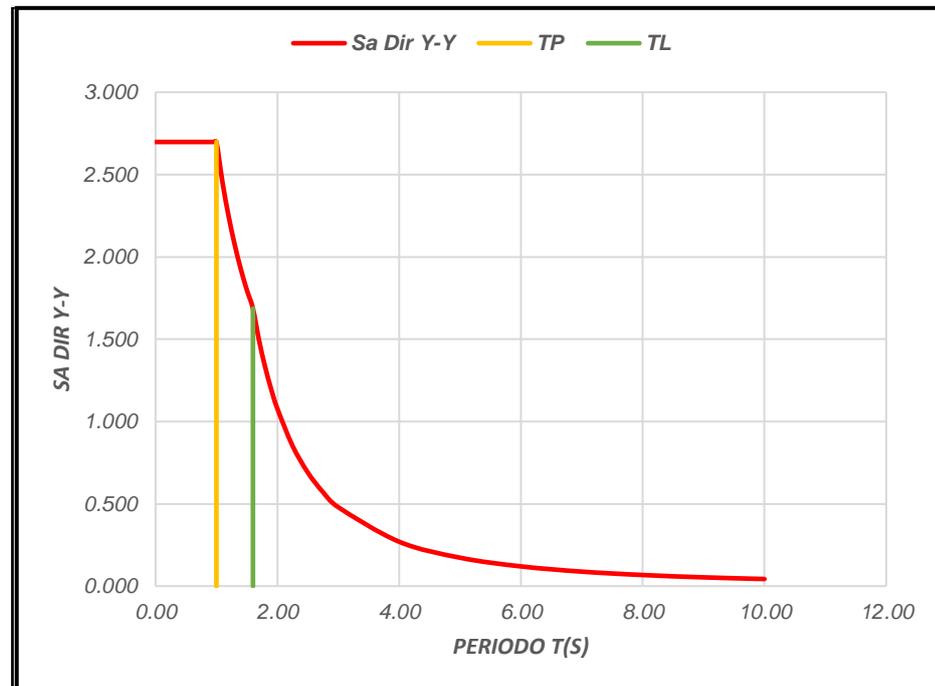
Se tomó esta alternativa utilizando un espectro inelástico de pseudo aceleración en ambas direcciones X-X y Y-Y. En la tabla 26 se tienen todos los valores obtenidos

para definir el espectro respuesta y en las figuras 16 y 17 se muestra el espectro de respuesta de pseudo aceleración en X-X e Y-Y.

Tabla 26

Espectro de Respuesta para ambas direcciones.

C	T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y	C	T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y
2,50	0,00	2,698	2,698	2,50	0,90	2,698	2,698
2,50	0,02	2,698	2,698	2,50	0,95	2,698	2,698
2,50	0,04	2,698	2,698	2,50	1,00	2,698	2,698
2,50	0,06	2,698	2,698	2,27	1,10	2,453	2,453
2,50	0,08	2,698	2,698	2,08	1,20	2,248	2,248
2,50	0,10	2,698	2,698	1,92	1,30	2,075	2,075
2,50	0,12	2,698	2,698	1,79	1,40	1,927	1,927
2,50	0,14	2,698	2,698	1,67	1,50	1,799	1,799
2,50	0,16	2,698	2,698	1,56	1,60	1,686	1,686
2,50	0,18	2,698	2,698	1,38	1,70	1,494	1,494
2,50	0,20	2,698	2,698	1,23	1,80	1,332	1,332
2,50	0,25	2,698	2,698	1,11	1,90	1,196	1,196
2,50	0,30	2,698	2,698	1,00	2,00	1,079	1,079
2,50	0,35	2,698	2,698	0,79	2,25	0,853	0,853
2,50	0,40	2,698	2,698	0,64	2,50	0,691	0,691
2,50	0,45	2,698	2,698	0,53	2,75	0,571	0,571
2,50	0,50	2,698	2,698	0,44	3,00	0,480	0,480
2,50	0,55	2,698	2,698	0,25	4,00	0,270	0,270
2,50	0,60	2,698	2,698	0,16	5,00	0,173	0,173
2,50	0,65	2,698	2,698	0,11	6,00	0,120	0,120
2,50	0,70	2,698	2,698	0,08	7,00	0,088	0,088
2,50	0,75	2,698	2,698	0,06	8,00	0,067	0,067
2,50	0,80	2,698	2,698	0,05	9,00	0,053	0,053
2,50	0,85	2,698	2,698	0,04	10,00	0,043	0,043

Figura 16*Espectro de Respuesta de Pseudo aceleración dirección X-X***Figura 17***Espectro de Respuesta de Pseudo aceleración dirección Y-Y*

4.6.2. Desplazamientos de edificación

De acuerdo con el análisis, se obtiene el desplazamiento lateral, y de esto se obtiene el desplazamiento relativo elástico, y luego se multiplica por 0.85R para obtener el desplazamiento relativo inelástico. La tabla 27 y 28 muestran las operaciones para verificar el desplazamiento, en las figuras 18 y 19 se muestran las derivas de entrepiso en las direcciones X-X e Y-Y.

Tabla 27

Desplazamientos y derivas máximas en dirección X-X

Piso	Altura (m)	Load Case	$\Delta_{\text{ABS-ELAST.}}$ (m)	$\Delta_{\text{ABS-INEL.}}$ (m)	$\Delta_{\text{REL-INEL.}}$ (m)	Drift	Verificación
7	2,80	DEX Max	0,01389	0,05314	0,00719	0,0026	Cumple
6	2,80	DEX Max	0,01201	0,04595	0,00781	0,0028	Cumple
5	2,80	DEX Max	0,00997	0,03814	0,00834	0,0030	Cumple
4	2,80	DEX Max	0,00779	0,02980	0,00855	0,0031	Cumple
3	2,80	DEX Max	0,00556	0,02125	0,00819	0,0029	Cumple
2	2,80	DEX Max	0,00342	0,01307	0,00709	0,0025	Cumple
1	3,70	DEX Max	0,00156	0,00597	0,00597	0,0016	Cumple

Figura 18

Derivas de entrepiso en dirección X-X

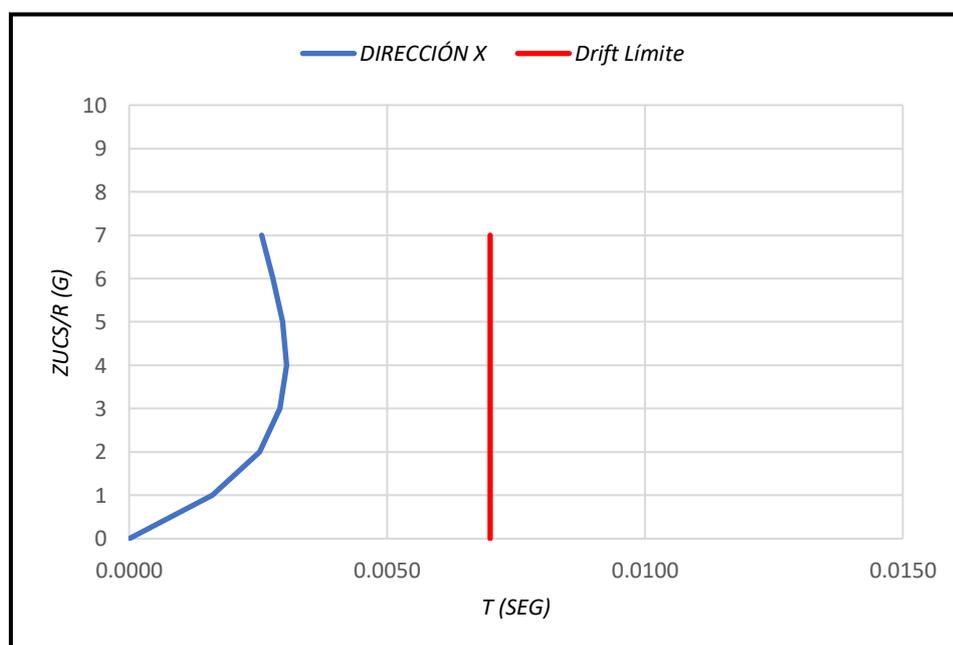


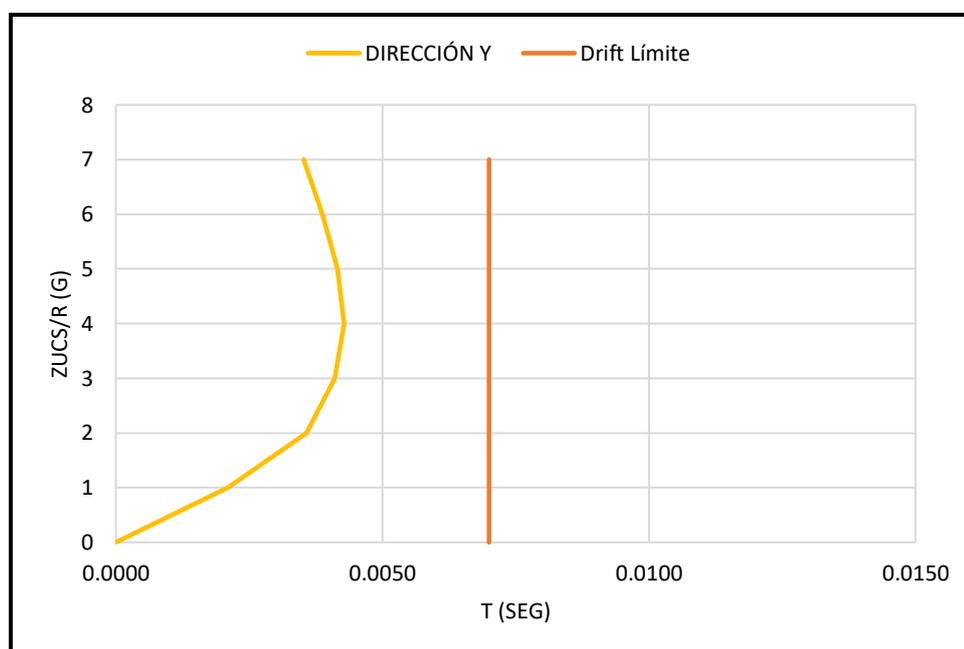
Tabla 28

Desplazamientos y derivas máximas en dirección Y-Y

Piso	Altura (m)	Load Case	$\Delta_{ABS-ELAST.}$ (m)	$\Delta_{ABS-INEL.}$ (m)	$\Delta_{REL-INEL.}$ (m)	Drift	Verificación
7	2,80	DEY Max	0,01925	0,07364	0,00987	0,0035	Cumple
6	2,80	DEY Max	0,01667	0,06377	0,01084	0,0039	Cumple
5	2,80	DEY Max	0,01384	0,05293	0,01164	0,0042	Cumple
4	2,80	DEY Max	0,01079	0,04129	0,01198	0,0043	Cumple
3	2,80	DEY Max	0,00766	0,02930	0,01150	0,0041	Cumple
2	2,80	DEY Max	0,00465	0,01780	0,01001	0,0036	Cumple
1	3,70	DEY Max	0,00204	0,00779	0,00779	0,0021	Cumple

Figura 19

Derivas de entrepiso en dirección Y-Y



4.7. Verificación de Irregularidades

4.7.1. Verificación de irregularidades en altura

4.7.1.1. Irregularidad moderada- Piso blando

Como se puede observar en la tabla 29 no presenta irregularidad de piso blando en la dirección X-X.

Tabla 29*Irregularidad Moderada en dirección X-X - Piso Blando*

Piso	V (ton)	Δ_{ABS} (m)	Δ_{REL} (m)	K (ton/m)	Lim 1 (ton/m)	Lim 2 (ton/m)	Verificación
Story 7	51,95	0,01389	0,00188	27633,0	0,0	-	Regular
Story 6	63,83	0,01201	0,00204	31243,3	19343,1	22106,4	Regular
Story 5	50,63	0,00997	0,00218	23224,8	21870,3	23550,5	Regular
Story 4	37,99	0,00779	0,00224	16997,8	16257,3	21893,6	Regular
Story 3	29,36	0,00556	0,00214	13719,6	11898,4	19057,5	Regular
Story 2	19,73	0,00342	0,00185	10641,9	9603,7	14384,6	Regular
Story 1	12,47	0,00156	0,00156	7983,4	7449,3	11029,1	Regular
Factor de irregularidad $I_a = 1,00$							

Como se puede observar en la tabla 30 no presenta irregularidad de piso blando en la dirección Y-Y.

Tabla 30*Irregularidad Moderada en dirección Y-Y Piso Blando*

Piso	V (ton)	Δ_{ABS} (m)	Δ_{REL} (m)	K (ton/m)	Lim 1 (ton/m)	Lim 2 (ton/m)	Verificación
Story 7	54,47	0,01925	0,00258	21 104,2	0,0	-	Regular
Story 6	67,35	0,01667	0,00283	23 765,0	14 773,0	16 883,4	Regular
Story 5	54,17	0,01384	0,00304	17 795,7	16 635,5	17 947,7	Regular
Story 4	40,40	0,01079	0,00313	12 895,0	12 457,0	16 710,6	Regular
Story 3	31,33	0,00766	0,00301	10 419,0	9 026,5	14 521,5	Regular
Story 2	21,10	0,00465	0,00262	8 062,7	7 293,3	10 962,6	Regular
Story 1	12,41	0,00204	0,00204	6 092,3	5 643,9	8 367,1	Regular
Factor de Irregularidad $I_a = 1,00$							

4.7.1.2. Irregularidad extrema de rigidez- piso blando

Como se puede observar en la tabla 31 la estructura no presenta irregularidad extrema de piso blando en la dirección X-X.

Tabla 31*Irregularidad Extrema en dirección X-X Piso Blando*

Piso	V (tn)	Δ_{ABS} (m)	Δ_{REL} (m)	K (tn/m)	Lim 1 (tn/m)	Lim 2 (tn/m)	Verificación
Story 7	51,95	0,01389	0,00188	27633,0	0.0	-	Regular
Story 6	63,83	0,01201	0,00204	31243,3	16579,8	19343,1	Regular
Story 5	50,63	0,00997	0,00218	23224,8	18746,0	20606,7	Regular
Story 4	37,99	0,00779	0,00224	16997,8	13934,9	19156,9	Regular
Story 3	29,36	0,00556	0,00214	13719,6	10198,7	16675,4	Regular
Story 2	19,73	0,00342	0,00185	10641,9	8231,8	12586,5	Regular
Story 1	12,47	0,00156	0,00156	7983,4	6385,1	9650,5	Regular
Factor de Irregularidad $I_a = 1,00$							

Como se puede observar en la tabla 32 la estructura no presenta irregularidad extrema de piso blando en la dirección Y-Y.

Tabla 32*Irregularidad Extrema en dirección Y-Y Piso Blando*

PISO	V (tn)	Δ_{ABS} (m)	Δ_{REL} (m)	K (tn/m)	Lim 1 (tn/m)	Lim 2 (tn/m)	Verificación
Story 7	54,47	0,01925	0,00258	21104,2	0,0	-	Regular
Story 6	67,35	0,01667	0,00283	23765,0	12662,5	14773,0	Regular
Story 5	54,17	0,01384	0,00304	17795,7	14259,0	15704,2	Regular
Story 4	40,40	0,01079	0,00313	12895,0	10677,4	14621,8	Regular
Story 3	31,33	0,00766	0,00301	10419,0	7737,0	12706,3	Regular
Story 2	21,10	0,00465	0,00262	8062,7	6251,4	9592,3	Regular
Story 1	12,41	0,00204	0,00204	6092,3	4837,6	7321,2	Regular
Factor de Irregularidad $I_a = 1,00$							

4.7.1.3. Irregularidad de masa o peso

Como se puede observar en la tabla 33, la estructura no presenta irregularidad de masa o peso en dirección X-X e Y-Y.

Tabla 33*Irregularidad de Masa o Peso en dirección X-X e Y-Y*

Piso	M (tn)	Lim (tn-s²/m)	Verificación
Story 7	30,36	42,10	Regular
Story 6	28,04	45,50	Regular
Story 5	28,83	42,10	Regular
Story 4	28,04	43,20	Regular
Story 3	28,83	42,10	Regular
Story 2	28,04	43,20	Regular
Story 1	17,93	42,10	Regular
Factor de Irregularidad $I_a = 1,00$			

4.7.1.4. Irregularidad geométrica vertical

“Cuando la dimensión en planta en alguna de las direcciones del análisis es mayor a 1.3 veces lo que corresponde, se genera la irregularidad geométrica vertical, no aplica en azoteas ni sótanos” (Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).

En vista que la estructura tiene un área de piso constante en todos los pisos, esta irregularidad no ocurre.

4.7.1.5. Discontinuidad de los sistemas resistentes

“Se da cuando cualquier elemento que resista mínimo el 10% de la cortante tenga un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento” (Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).

En la estructura propuesta, todos los elementos estructurales son continuos en altura sin dislocación alguna, por lo que no se produce esta irregularidad.

4.7.2. Verificación de irregularidades en planta**4.7.2.1. Irregularidad torsional moderada**

Como se puede observar en la tabla 34, la estructura presenta irregularidad torsional moderada en planta en la dirección X-X.

Tabla 34*Irregularidad Torsional Moderada en dirección X-X*

Piso	$\Delta_{ABS-MAX}$ (m)	$\Delta_{REL-MAX}$ (m)	$\Delta_{ABS-PROM}$ (m)	$\Delta_{REL-PROM}$ (m)	$\frac{\Delta_{REL-MAX}}{\Delta_{REL-PROM}}$	Verificación
Story 7	0,01390	0,00188	0,00984	0,00139	1,35	<i>Irregular</i>
Story 6	0,01202	0,00204	0,00845	0,00150	1,37	<i>Irregular</i>
Story 5	0,00997	0,00218	0,00695	0,00157	1,39	<i>Irregular</i>
Story 4	0,00779	0,00224	0,00538	0,00158	1,42	<i>Irregular</i>
Story 3	0,00556	0,00214	0,00380	0,00149	1,44	<i>Irregular</i>
Story 2	0,00342	0,00185	0,00231	0,00126	1,47	<i>Irregular</i>
Story 1	0,00156	0,00156	0,00105	0,00105	1,49	<i>Irregular</i>
Factor de Irregularidad $I_p = 0,75$						

Como se puede observar en la tabla 35, la estructura presenta irregularidad torsional moderada en planta en la dirección Y-Y.

Tabla 35*Irregularidad Torsional Moderada en dirección Y-Y*

Piso	$\Delta_{ABS-MAX}$ (m)	$\Delta_{REL-MAX}$ (m)	$\Delta_{ABS-PROM}$ (m)	$\Delta_{REL-PROM}$ (m)	$\frac{\Delta_{REL-MAX}}{\Delta_{REL-PROM}}$	Verificación
Story 7	0,01940	0,00261	0,01343	0,00187	1,40	<i>Irregular</i>
Story 6	0,01680	0,00286	0,01156	0,00202	1,42	<i>Irregular</i>
Story 5	0,01394	0,00307	0,00954	0,00214	1,43	<i>Irregular</i>
Story 4	0,01087	0,00316	0,00740	0,00218	1,45	<i>Irregular</i>
Story 3	0,00771	0,00303	0,00523	0,00207	1,46	<i>Irregular</i>
Story 2	0,00468	0,00263	0,00316	0,00178	1,48	<i>Irregular</i>
Story 1	0,00205	0,00205	0,00138	0,00138	1,48	<i>Irregular</i>
Factor de Irregularidad $I_p = 0,75$						

4.7.2.2. Irregularidad torsional extrema

Como se puede observar en la tabla 36, la estructura no presenta irregularidad torsional extrema en planta en la dirección X-X.

Tabla 36*Irregularidad torsional extrema en dirección X-X*

Piso	$\Delta_{ABS-MAX}$ (m)	$\Delta_{REL-MAX}$ (m)	$\Delta_{ABS-PROM}$ (m)	$\Delta_{REL-PROM}$ (m)	$\Delta_{REL-MAX}$	Verificación
					$\frac{MAX}{PROM}$	
Story 7	0,01390	0,00188	0,00984	0,00139	1,35	Regular
Story 6	0,01202	0,00204	0,00845	0,00150	1,37	Regular
Story 5	0,00997	0,00218	0,00695	0,00157	1,39	Regular
Story 4	0,00779	0,00224	0,00538	0,00158	1,42	Regular
Story 3	0,00556	0,00214	0,00380	0,00149	1,44	Regular
Story 2	0,00342	0,00185	0,00231	0,00126	1,47	Regular
Story 1	0,00156	0,00156	0,00105	0,00105	1,49	Regular
Factor de Irregularidad $I_p = 1,00$						

Como se puede observar en la tabla 37, la estructura no presenta irregularidad torsional extrema en planta en la dirección Y-Y.

Tabla 37*Irregularidad torsional extrema en dirección Y-Y*

Piso	$\Delta_{ABS-MAX}$ (m)	$\Delta_{REL-MAX}$ (m)	$\Delta_{ABS-PROM}$ (m)	$\Delta_{REL-PROM}$ (m)	$\Delta_{REL-MAX}$	Verificación
					$\frac{MAX}{PROM}$	
Story 7	0,01940	0,00261	0,01343	0,00187	1,40	Regular
Story 6	0,01680	0,00286	0,01156	0,00202	1,42	Regular
Story 5	0,01394	0,00307	0,00954	0,00214	1,43	Regular
Story 4	0,01087	0,00316	0,00740	0,00218	1,45	Regular
Story 3	0,00771	0,00303	0,00523	0,00207	1,46	Regular
Story 2	0,00468	0,00263	0,00316	0,00178	1,48	Regular
Story 1	0,00205	0,00205	0,00138	0,00138	1,48	Regular
Factor de Irregularidad $I_p = 1,00$						

4.7.2.3. Esquina entrante

“Irregular cuando la estructura tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta” (Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).

La edificación presenta irregularidades por esquinas entrantes en la dirección Y.

4.7.2.4. Discontinuidad del diafragma

“Irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma” (Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2018). La edificación no presenta este tipo de irregularidad.

4.7.2.5. Sistemas no paralelos

“Irregular cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso” (Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).

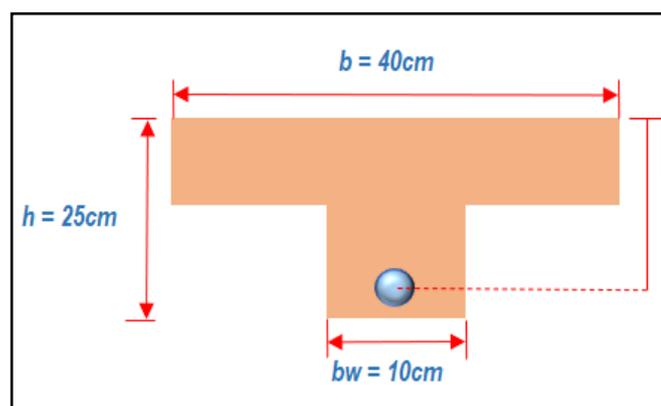
La edificación no presenta este tipo de irregularidad.

4.8. Diseño de losas

En la figura 20, se muestra una sección típica del aligerado (vigüeta) y en la figura 21 su diagrama de momento flector.

Figura 20

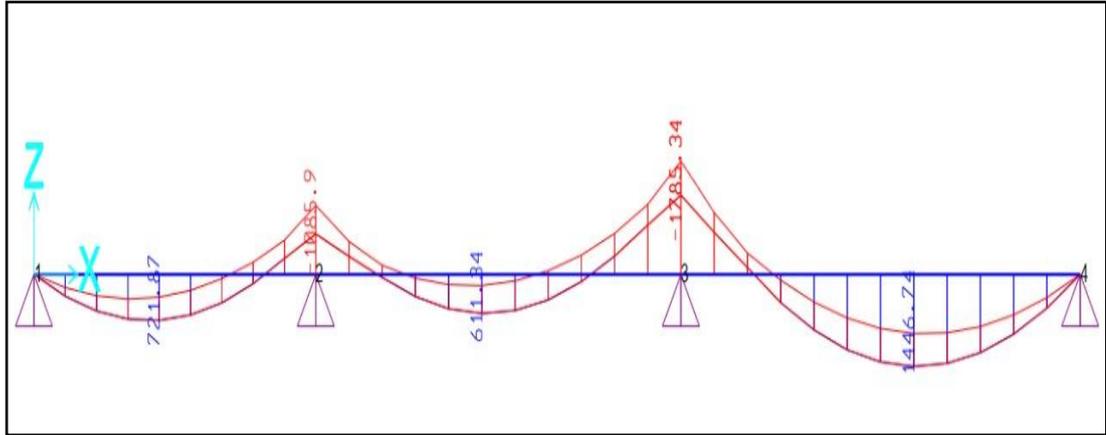
Sección típica de Aligerado



4.8.1. Diseño por flexión

Figura 21

Diagrama de momento Flector en la Vigueta



De acuerdo a los datos obtenidos en la figura 21. Se realizó el cálculo de la cuantía de acero para diferentes secciones existentes de la vigueta, en la tabla 38 se observan los resultados obtenidos.

Tabla 38

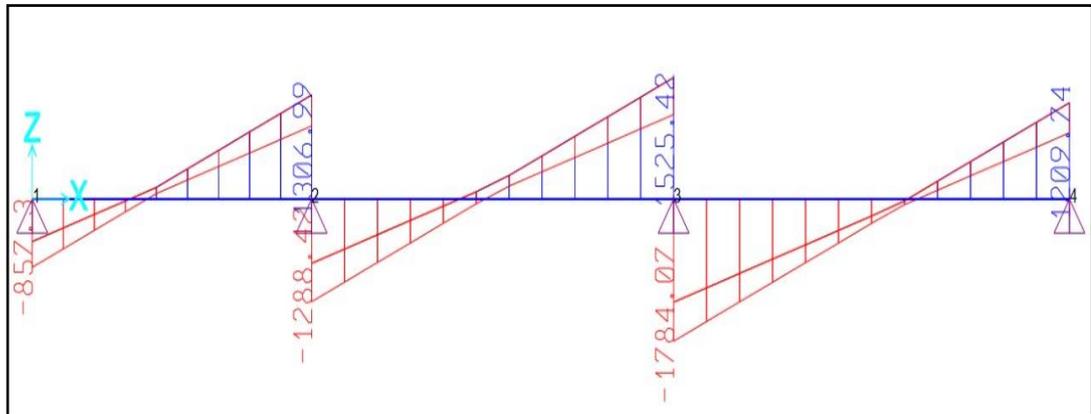
Cálculo de la Cuantía de acero

	Mu (Kg-m)	d (cm)	b (cm)	a (cm)	As (cm²)	Cuantía
M+	721	22	40	0,52	0,87	1Ø1/2"
	611	22	40	0,44	0,74	1Ø1/2"
	1446	22	40	1,05	1,78	1Ø1/2" +1Ø3/8"
M-	296	22	10	0,85	0,36	1Ø1/2"
	907	22	10	2,74	1,16	1Ø1/2"
	911	22	10	2,75	1,17	1Ø1/2"
	1434	22	10	4,52	1,92	1Ø1/2"+1Ø3/8"
	1536	22	10	4,89	2,07	1Ø1/2"+1Ø3/8"
	626	22	10	1,85	0,78	1Ø1/2"

4.8.2. Diseño por fuerza cortante

Figura 22

Diagrama de fuerza cortante en la Vigueta



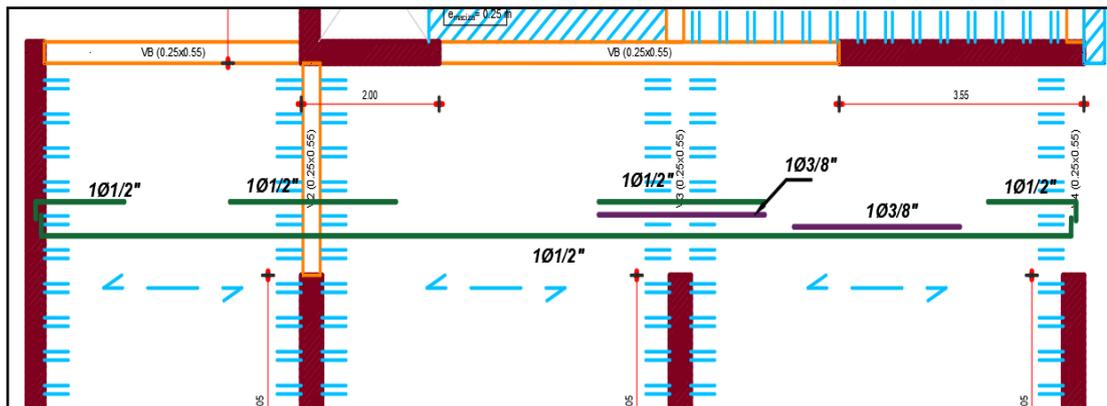
De acuerdo a los datos obtenidos en la figura 22. Se realizó el cálculo de verificación de valores de diseño por fuerza cortante del aligerado, en la tabla 39 se observa que las ϕV_c son mayores a la V_u , por lo tanto, cumple con el diseño.

Tabla 39

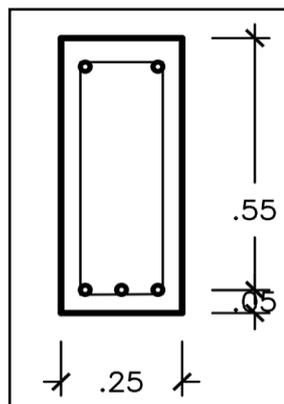
Esquema de valores de diseño por cortante de aligerado

b(cm)	d(cm)	f'c	ϕV_c(tn)	V_u(tn)	Verificación
10	22	210	1,58	0,682	Cumple
10	22	210	1,58	1,101	Cumple
10	22	210	1,58	1,022	Cumple
10	22	210	1,58	0,993	Cumple
10	22	210	1,58	1,338	Cumple
10	22	210	1,58	1,521	Cumple

En la figura 23 se muestra la distribución del acero en la losa.

Figura 23*Distribución del refuerzo en la Losa Aligerada***4.9. Diseño de vigas**

En la figura 24 se muestra la sección de viga que se diseñó.

Figura 24*Sección típica de Viga***4.9.1. Diseño por flexión**

Para realizar el diseño de la viga V (0.25 x 0.60 m), por flexión primero definimos sus dimensiones:

$$B_1 = 0.85 \quad , \quad bw = 0.25 \text{ m}$$

$$n = 2 \text{ capas} \quad , \quad Mu = 38.38 \text{ Tn.m}$$

$$h = 0.60 \text{ m}$$

Peralte

$$d = h - 0.03(n + 1) = 0.60 - 0.03(1 + 1) = 0.54$$

Cuantía

$$Ku = \frac{Mu}{b_w d^2} = 52.606 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 f'c}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2 * Ku}{0.85 * \emptyset * f'c}} \right) = 0.0175$$

$$\rho_b = \frac{0.85 f'c}{fy} \cdot \left(\frac{0.003 * B_1 * E_s}{0.003 * E_s + fy} \right) = 0.0213$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c \frac{cm^2}{kgf}}}{fy \frac{cm^2}{kgf}} = 0.002 \quad ; \quad \rho = 0.0175$$

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b = 0.016$$

Acero mínimo

$$As_{min} = \rho_{min} * b_w * d = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$As = \rho * b_w * d = 23.625 \text{ cm}^2$$

$$As = 5\emptyset 1" = 25.335 \text{ cm}^2$$

Momento resistente

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b_w} = 23.85 \text{ cm}$$

$$fs = \frac{0.003 * E_s * (d - B_1 * a)}{(B_1 * a)} = 9982.24 \frac{kg}{cm^2}$$

$fs > fy \quad \therefore$ El acero fluye.

$$\emptyset Mn = \emptyset * 0.85 * f'c * a * b_w \left(d - \frac{a}{2} \right) = 40.3026 \text{ tn.m}$$

$\emptyset Mn > Mu \quad \text{Cumple.}$

A continuación, en las figuras 25, 26 y 27, se muestran los diagramas de momentos flectores de la viga, obtenidos del análisis estático y dinámico utilizando la envolvente de carga.

Figura 25

Diagrama envolvente del Tercio Izquierdo

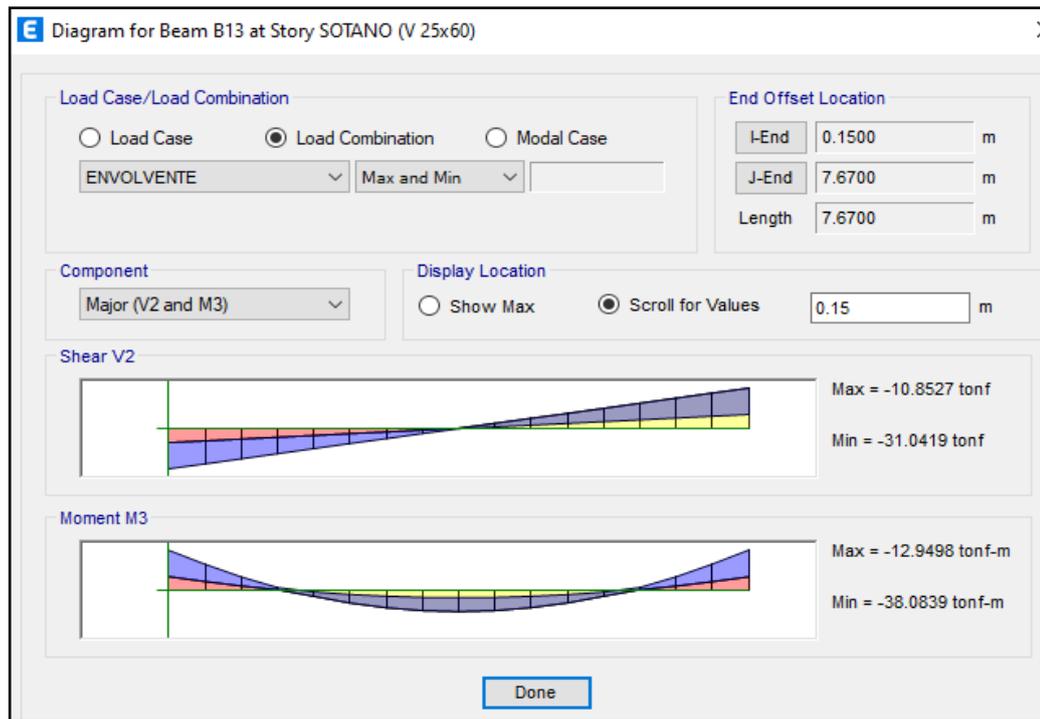


Figura 26

Diagrama envolvente del Tercio Central

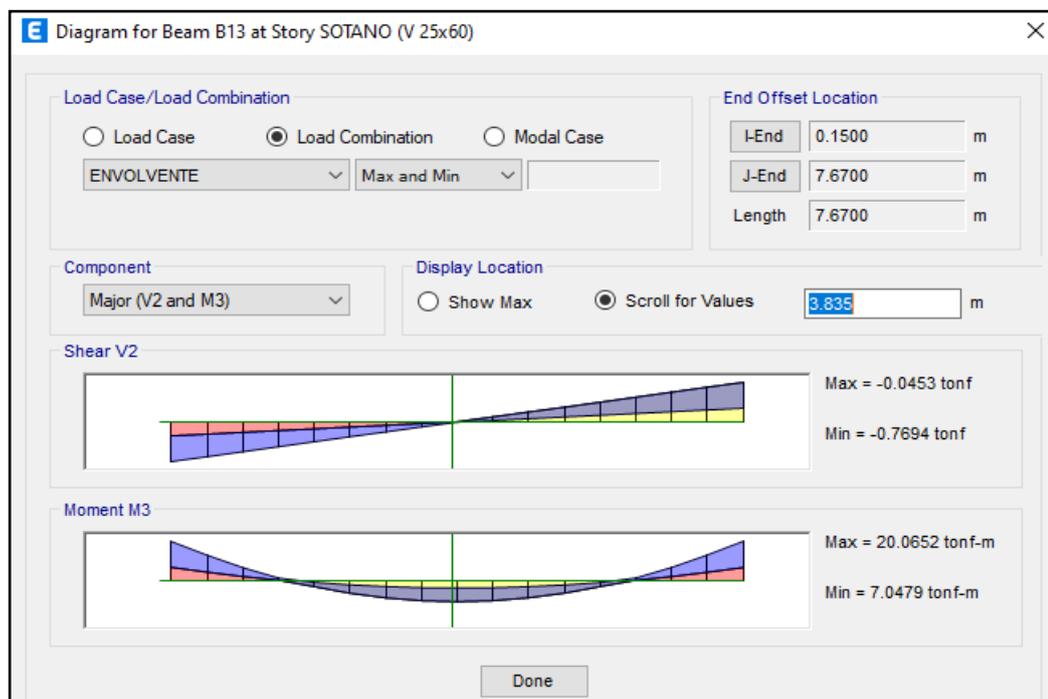
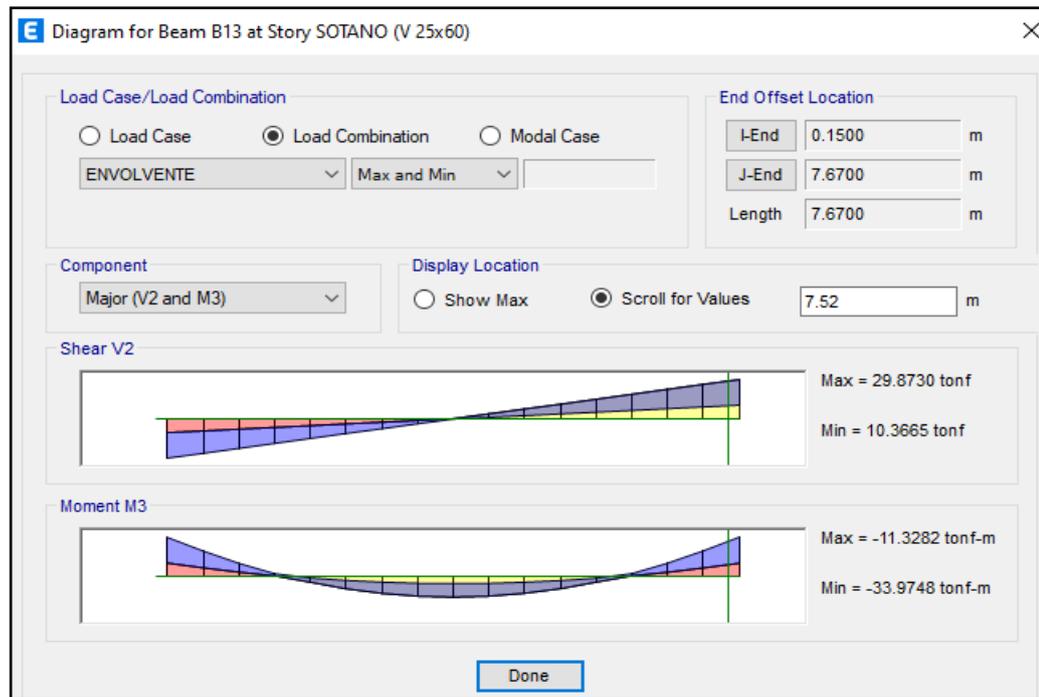


Figura 27*Diagrama envolvente del Tercio Derecho*

En la tabla 40 se observan los valores obtenidos como resultado del diseño de viga por flexión.

Tabla 40*Diseño de viga por flexión*

Tercio izquierdo		Tercio central		Tercio derecho	
Mu (-) (Tn-m)	38,08	Mu (+) (Tn-m)	20,065	Mu (-) (Tn-m)	33,970
Ku	52,236	Ku	27,524	Ku	46,598
ρ	0,017	ρ	0,008	ρ	0,015
ρ_{min}	0,002	ρ_{min}	0,002	ρ_{min}	0,002
ρ_b	0,021	ρ_b	0,021	ρ_b	0,021
ρ_{max}	0,016	ρ_{max}	0,016	ρ_{max}	0,016
ρ a usar	0,017	ρ a usar	0,008	ρ a usar	0,015
As (-) cm^2	23,45	As (+) cm^2	10,86	As (-) cm^2	20,20
\emptyset	5 \emptyset 1"	\emptyset	3 \emptyset 1"	\emptyset	4 \emptyset 1"
As colocado	25,35	As colocado	15,21	As colocado	20,28

En la tabla 41 se observa el cálculo del momento nominal distribuido en la viga, en la figura 28 se muestra la distribución de acero en la viga.

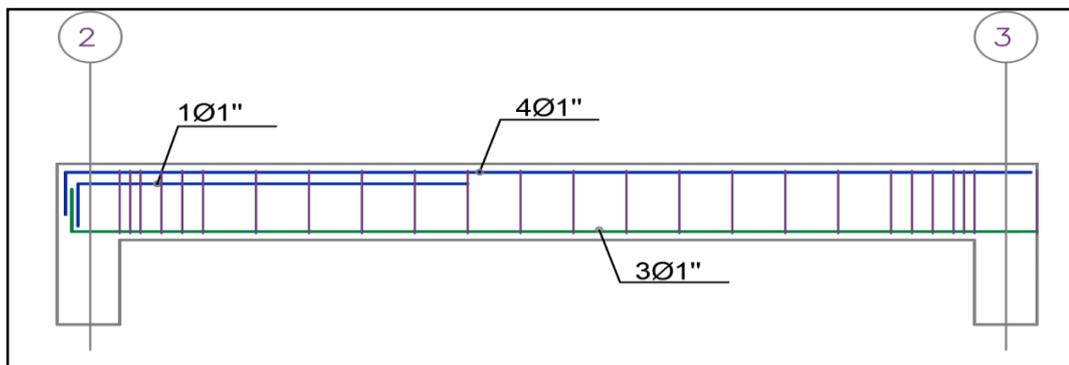
Tabla 41

Cálculo del momento nominal

Tercio izquierdo		Tercio central		Tercio derecho	
a	23,859	a	14,315	a	19,087
Mn (Tn-m)	40,313	Mn (Tn-m)	26,931	Mn (Tn-m)	34,080
	Cumple		Cumple		Cumple

Figura 28

Esquema de acero de refuerzo en la viga



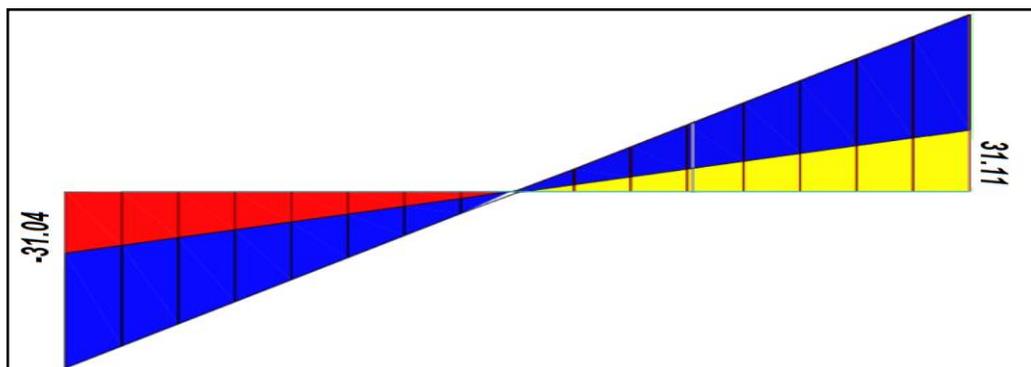
4.9.2. Diseño por fuerza cortante

Del diagrama de cortantes de la figura 29 que muestra extraemos:

$$V_u = 31.11 \text{ Tn}$$

Figura 29

Diagrama de cortantes



Cálculo de la cortante última

En la tabla 42 se observa los resultados del cálculo de la última cortante en la viga (0,25 x 0,60 m).

Tabla 42

Resultados del cálculo de la cortante última

Descripción		Valor
Vu isostático	31,11	Tn
Mn derecho	34,08	Tn-m
Mn izquierdo	40,31	Tn-m
Ln (luz Libre)	7,37	m
Vuu	21,02	Tn
Vc	10,37	Tn
Vs	12,98	Tn
Vs max	36,97	Tn
Vuu = 21,016	≤	∅ (Vc + Vs) = 21,02

Como la cortante última es igual a el coeficiente de reducción por la suma de las cortantes del concreto y acero. Por lo tanto, cumple con el diseño de fuerza cortante.

Cálculo de estribos

$$usar = 2 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8''$$

$$Asv = 2 * 0.71$$

$$Asv = 1,42 \text{ cm}^2$$

Zona de confinamiento

$$2 * h = 120$$

Cálculo de espaciamiento

$$s = \frac{Av * fy * d}{Vs}$$

$$s = 24,81 \text{ cm}$$

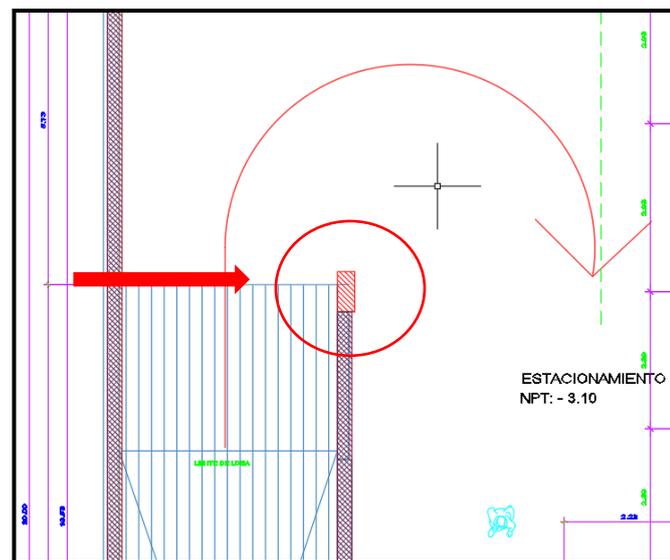
Se colocará estribo de cada 20 cm de espaciamiento.

4.10. Diseño de columnas

A modo demostrativo se diseñó la columna C1 de 0,30 x 0,70 m del edificio mostrada en la figura 30, a continuación, se muestra el procedimiento del cálculo desarrollado para determinar las cuantías de la columna.

Figura 30

Vista en planta de la columna C1



4.10.1. Diseño por flexo-compresión

Para realizar un diseño de flexo-compresión, se analizó conjuntamente los esfuerzos de compresión y flexión de la columna, lo cual se realizó a través del diagrama de interacción para cada dirección de análisis.

Se debe definir lo siguiente:

Cuantía mínima : 0,01

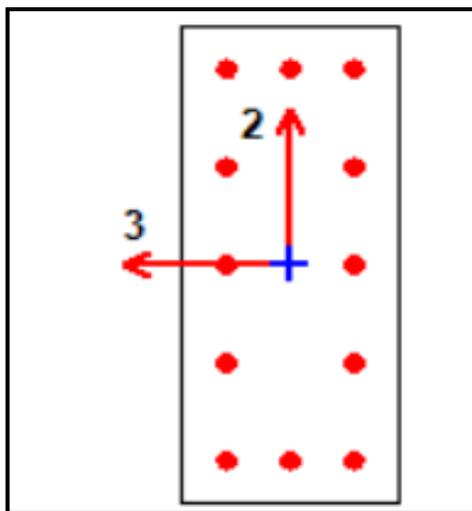
Cuantía máxima : 0,06

$$A_{s_{min}} = 0,01 * 30 * 70 = 21 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 0,06 * 30 * 70 = 126 \text{ cm}^2$$

Teniendo en cuenta lo que indica en la norma E.060 diseño en concreto se definió los refuerzos de 12Ø 1", distribuidos en la figura 31.

$$A_s = 60,12 \text{ cm}^2$$

Figura 31*Distribución del acero en la columna*

En la tabla 43, 46, 49 y 53 se muestran datos extraídos de la simulación de ETABS. En las tablas 44, 47, 50 y 54 las combinaciones de cargas para la columna y finalmente en las tablas 45, 48, 52 y 54 las tabulaciones para generar los diagramas plasmados en las figuras 32, 33, 34 y 35 para las direcciones X-X e Y-Y.

Tabla 43*Cargas aplicadas sobre la columna C1 dirección X-X*

Story	Case	P	V2	V3	T	M2	M3
		Tn	Tn	Tn	Tn -m	Tn -m	Tn -m
Story1	DEAD	-82,860	-0,8567	1,9997	-0,0009	-3,5954	1,332
Story1	Live	-17,942	-0,2016	0,6302	0,0035	-1,0222	0,2878
Story1	DEx	42,631	2,2466	0,2757	0,0853	0,3371	2,3447

Tabla 44*Combinaciones de cargas sobre la columna C1*

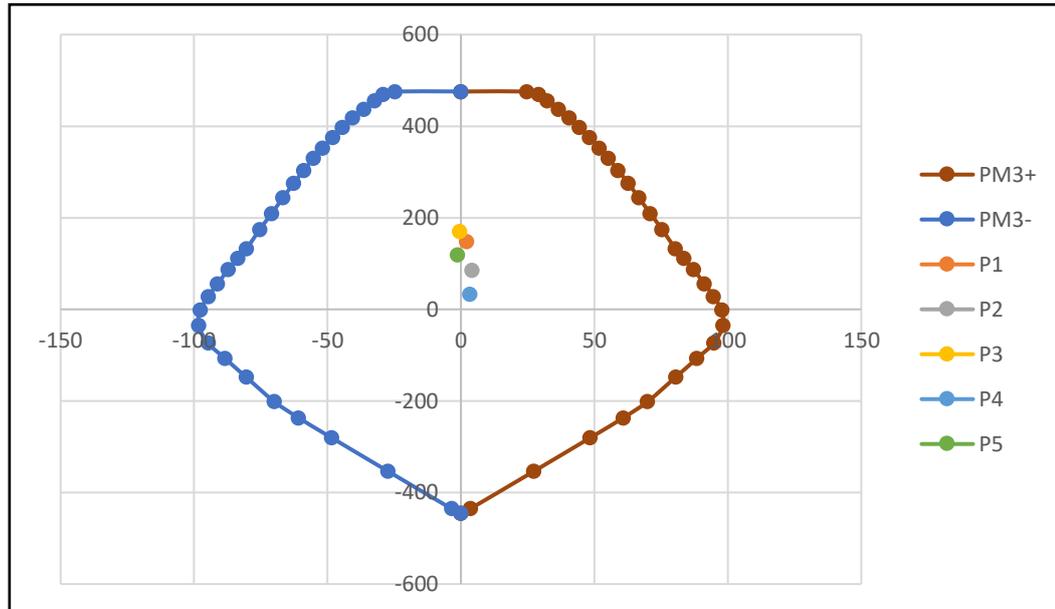
Combinación	P	V2	M2	M3
U1 – 1,4 D + 1,7 L	146,51	-1,54	-6,77	2,35
U2 – 1,25 (D+L) + E	83,372	0,92	-5,43	4,36
U3 – 1,25 (D+L) - E	168,63	-3,56	-6,11	-0,32
U4 – 0,9 D + E	31,943	1,47	-2,89	3,54
U5 – 0,9 D - E	117,21	-3,01	-3,55	-1,14

Tabla 45*Tabulación de datos del diagrama de Interacción- C1 dirección X-X*

PM3 +	0°		PM3 -	180°	
	P	M3		P	M3
1	475,599	0	1	475,599	0
2	475,599	24,7375	2	475,599	-24,7375
3	469,1677	29,1172	3	469,1677	-29,1172
4	455,3552	32,3182	4	455,3552	-32,3182
5	437,1985	36,4632	5	437,1985	-36,4632
6	418,2766	40,5153	6	418,2766	-40,5153
7	397,6807	44,3795	7	397,6807	-44,3795
8	375,5934	48,1245	8	375,5934	-48,1245
9	352,2247	51,8315	9	352,2247	-51,8315
10	329,8144	55,1816	10	329,8144	-55,1816
11	303,2188	58,9172	11	303,2188	-58,9172
12	274,5706	62,7362	12	274,5706	-62,7362
13	243,4768	66,7006	13	243,4768	-66,7006
14	209,4376	70,8891	14	209,4376	-70,8891
16	132,1802	80,3773	16	132,1802	-80,3773
17	111,2986	83,5598	17	111,2986	-83,5598
18	86,3663	87,1301	18	86,3663	-87,1301
19	55,9747	91,2223	19	55,9747	-91,2223
20	27,445	94,6755	20	27,445	-94,6755
21	-1,9996	97,7084	21	-1,9996	-97,7084
22	-35,7069	98,2637	22	-35,7069	-98,2637
23	-73,9211	94,7039	23	-73,9211	-94,7039
24	-107,2079	88,4141	24	-107,2079	-88,4141
25	-148,1566	80,4589	25	-148,1566	-80,4589
26	-201,3645	69,9712	26	-201,3645	-69,9712
27	-237,0303	60,8184	27	-237,0303	-60,8184
28	-280,914	48,3352	28	-280,914	-48,3352
29	-353,6638	27,3386	29	-353,6638	-27,3386
30	-435,5557	3,4952	30	-435,5557	-3,4952
31	-445,8567	0	31	-445,8567	0

Figura 32

Diagrama de interacción-columna C1 dirección X-X

**Tabla 46**

Cargas aplicadas sobre la columna C1 dirección Y-Y

Story	Case	P	V2	V3	T	M2	M3
		Tn	Tn	Tn	Tn -m	Tn -m	Tn -m
Story1	DEAD	-82,8599	-0,8567	1,9997	-0,0009	-3,5954	1,332
Story1	Live	-17,9422	-0,2016	0,6302	0,0035	-1,0222	0,2878
Story1	DEx	43,6547	2,5054	0,2655	0,1226	0,4653	5,2917

Tabla 47

Combinaciones de cargas sobre la columna C1

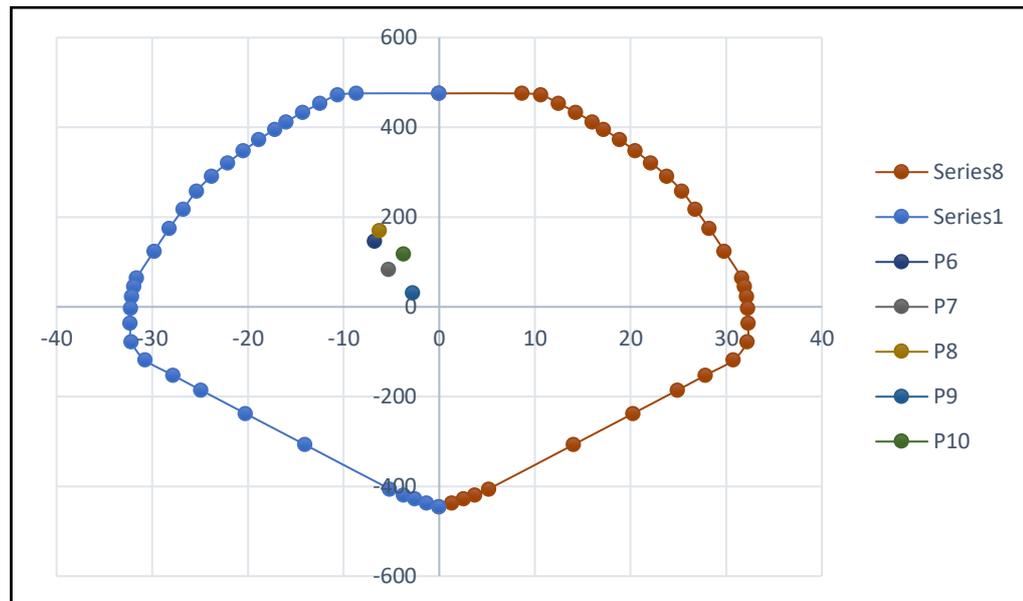
Combinaciones	P	V2	M2	M3
U1 – 1,4 D + 1,7 L	146,506	-1,5421	-6,7713	2,35406
U2 – 1,25 (D+L) + E	82,348	1,1825	-5,3067	7,31645
U3 – 1,25 (D+L) - E	169,657	-3,8283	-6,2373	-3,267
U4 – 0,9 D + E	30,919	1,7344	-2,7706	6,4905
U5 – 0,9 D - E	118,229	-3,2764	-3,7012	-4,0929

Tabla 48*Tabulación de datos del diagrama de interacción-C1 dirección Y-Y*

	PM2 + 90°			PM2 - 270°			
	P	M2	M3	P	M2	M3	
1	475,599	0	0	1	475,599	0	0
2	475,599	8,6522	0	2	475,599	-8,6522	0
3	472,5762	10,6009	0	3	472,5762	-10,6009	0
4	453,2876	12,4739	0	4	453,2876	-12,4739	0
5	433,1617	14,2783	0	5	433,1617	-14,2783	0
6	412,0723	16,0231	0	6	412,0723	-16,0231	0
7	395,9805	17,1851	0	7	395,9805	-17,1851	0
8	372,4714	18,8449	0	8	372,4714	-18,8449	0
9	347,4278	20,4847	0	9	347,4278	-20,4847	0
10	320,5605	22,1248	0	10	320,5605	-22,1248	0
11	291,5025	23,7908	0	11	291,5025	-23,7908	0
12	258,1603	25,3739	0	12	258,1603	-25,3739	0
13	217,9973	26,75	0	13	217,9973	-26,75	0
14	175,3057	28,2098	0	14	175,3057	-28,2098	0
15	123,8271	29,8113	0	15	123,8271	-29,8113	0
16	64,088	31,6358	0	16	64,088	-31,6358	0
17	45,6078	31,8991	0	17	45,6078	-31,8991	0
18	23,6795	32,111	0	18	23,6795	-32,111	0
19	-2,8695	32,2516	0	19	-2,8695	-32,2516	0
20	-35,7615	32,2886	0	20	-35,7615	-32,2886	0
21	-77,6108	32,1676	0	21	-77,6108	-32,1676	0
22	-118,447	30,7492	0	22	-118,447	-30,7492	0
23	-152,4496	27,8249	0	23	-152,4496	-27,8249	0
24	-185,7492	24,8909	0	24	-185,7492	-24,8909	0
25	-237,6466	20,2619	0	25	-237,6466	-20,2619	0
26	-306,7231	14,062	0	26	-306,7231	-14,062	0
27	-405,863	5,1662	0	27	-405,863	-5,1662	0
28	-419,0075	3,7069	0	28	-419,0075	-3,7069	0
29	-427,9572	2,5425	0	29	-427,9572	-2,5425	0
30	-436,9069	1,3068	0	30	-436,9069	-1,3068	0
31	-445,8567	0	0	31	-445,8567	0	0

Figura 33

Diagrama de interacción-columna C1 dirección Y-Y



4.10.2. Diseño por fuerza cortante

Tabla 49

Cargas aplicadas sobre la columna C1 dirección X-X

Story	Case	P	V2	V3	T	M2	M3
		Tn	Tn	Tn	Tn -m	Tn -m	Tn -m
Story1	DEAD	-82,8599	-0,8567	1,9997	-0,0009	-3,5954	1,332
Story1	Live	-17,9422	-0,2016	0,6302	0,0035	-1,0222	0,2878
Story1	DEx	42,6311	2,2466	0,2757	0,0853	0,3371	2,3447

Tabla 50

Combinaciones de cargas sobre la columna C1 dirección X-X

Combinaciones	P	V2	M2	M3
U1 – 1,4 D + 1,7 L	146,506	-1,542	-6,771	2,354
U2 – 1,25 (D+L) + E	83,372	0,923	-5,435	4,369
U3 – 1,25 (D+L) - E	168,634	-3,569	-6,109	-0,319
U4 – 0,9 D + E	31,943	1,476	-2,899	3,544
U5 – 0,9 D - E	117,205	-3,018	-3,573	-1,146

Para determinar el espaciamiento se tienen que considerar las ecuaciones 16 y 17 y así determinar es espaciamiento requerido. Como se muestra en la tabla 51.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd \quad (17)$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}\left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right)b_wd \quad (18)$$

Tabla 51*Cálculo de la cortante*

Vc(17)	Vc(18)	Vs = (Vu-ØVc)/Ø	s = Av * fy * d / Vs	S min = d/2
12,5344612	15,8461426	0	0	32
12,5344612	13,5750442	0	0	32
12,5344612	16,6421494	0	0	32
12,5344612	11,7250184	0	0	32
12,5344612	14,7921235	0	0	32

Tabla 52*Tabulación de datos del diagrama de interacción-C1 dirección X-X*

	PM3 +		180°		
	M2	M3	P	M2	M3
1	0	0	679,4271	0	0
2	0	35,3393	679,4271	0	-35,3393
3	0	41,5959	670,2396	0	-41,5959
4	0	46,1689	650,5074	0	-46,1689
5	0	52,0903	624,5693	0	-52,0903
6	0	57,879	597,538	0	-57,879
7	0	63,3992	568,1152	0	-63,3992
8	0	68,7492	536,562	0	-68,7492
9	0	74,0449	503,1782	0	-74,0449
10	0	78,8308	471,1634	0	-78,8308
11	0	84,1674	433,1697	0	-84,1674
12	0	89,6232	392,2437	0	-89,6232
13	0	95,2866	347,824	0	-95,2866
14	0	101,2701	299,1966	0	-101,2701
15	0	107,7191	248,9322	0	-107,7191

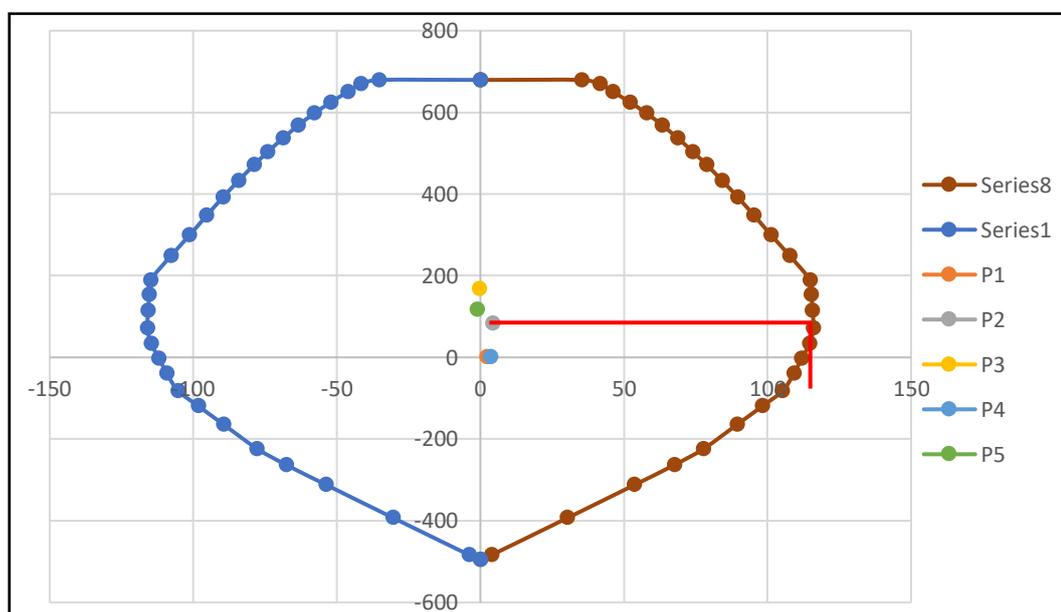
Tabla 52 Continuación

Tabulación de datos del diagrama de Interacción-C1 dirección X-X

PM3 +	180°				
	M2	M3	P	M2	M3
16	0	114,8248	188,8289	0	-114,8248
17	0	115,3017	153,5776	0	-115,3017
18	0	115,6779	114,6638	0	-115,6779
19	0	115,9895	71,172	0	-115,9895
20	0	114,6504	33,2355	0	-114,6504
21	0	111,9301	-2,2907	0	-111,9301
22	0	109,1819	-39,6743	0	-109,1819
23	0	105,2265	-82,1346	0	-105,2265
24	0	98,2379	-119,1199	0	-98,2379
25	0	89,3988	-164,6185	0	-89,3988
26	0	77,7458	-223,7383	0	-77,7458
27	0	67,576	-263,3671	0	-67,576
28	0	53,7058	-312,1267	0	-53,7058
29	0	30,3762	-392,9598	0	-30,3762
30	0	3,8836	-483,9508	0	-3,8836
31	0	0	-495,3963	0	0

Figura 34

Diagrama de Interacción C1 dirección X-X



Del diagrama de iteraciones extraemos el momento nominal

$$Mn = 110 \text{ Tn.m}$$

$$Hn = 3.10m$$

$$Vu = 70.97 \text{ Tn}$$

$$\emptyset Vc = 12.53 \text{ Tn}$$

$$Vs = 68.75 \text{ Tn}$$

$$s = 4.68 \text{ cm}$$

Tabla 53

Cargas aplicadas sobre C1 dirección Y-Y

Story	Case	P	V2	V3	T	M2	M3
		Tn	Tn	Tn	Tn -m	Tn -m	Tn -m
Story1	DEAD	-82,86	-0,8567	1,9997	-0,0009	-3,5954	1,332
Story1	Live	-17,94	-0,2016	0,6302	0,0035	-1,0222	0,288
Story1	DEx	43,655	2,5054	0,2655	0,1226	0,4653	5,292

Tabla 54

Combinaciones de cargas sobre C1 dirección Y-Y

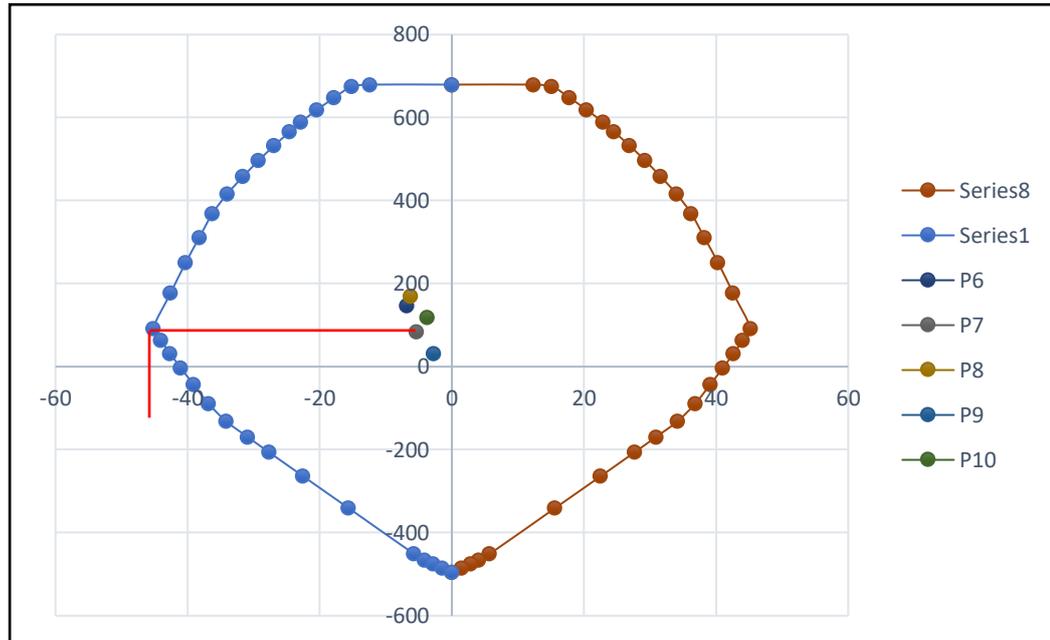
Combinaciones	P	V2	M2	M3
U1 – 1,4 D + 1.7 L	146,51	-1,54	-6,77	2,354
U2 – 1,25 (D+L) + E	82,35	1,18	-5,31	7,316
U3 – 1,25 (D+L) - E	169,66	-3,83	-6,24	-3,27
U4 – 0,9 D + E	30,92	1,73	-2,77	6,491
U5 – 0,9 D - E	118,23	-3,28	-3,70	-4,09

Tabla 55*Tabulación de datos del diagrama de Interacción C1 dirección Y-Y*

	PM2 + 90°			PM2 - 270°			
	P	M2	M3	P	M2	M3	
1	679,43	0	0	1	679,4271	0	0
2	679,43	12,3603	0	2	679,4271	-12,3603	0
3	675,11	15,1442	0	3	675,1088	-15,1442	0
4	647,55	17,8198	0	4	647,5538	-17,8198	0
5	618,8	20,3976	0	5	618,8025	-20,3976	0
6	588,67	22,8902	0	6	588,6747	-22,8902	0
7	565,69	24,5501	0	7	565,6865	-24,5501	0
8	532,1	26,9212	0	8	532,102	-26,9212	0
9	496,33	29,2639	0	9	496,3255	-29,2639	0
10	457,94	31,6069	0	10	457,9435	-31,6069	0
11	416,43	33,9869	0	11	416,4321	-33,9869	0
12	368,8	36,2485	0	12	368,8004	-36,2485	0
13	311,42	38,2142	0	13	311,4247	-38,2142	0
14	250,44	40,2997	0	14	250,4368	-40,2997	0
15	176,9	42,5876	0	15	176,8959	-42,5876	0
16	91,554	45,194	0	16	91,5543	-45,194	0
17	62,933	44,0167	0	17	62,9329	-44,0167	0
18	31,438	42,632	0	18	31,438	-42,632	0
19	-3,649	41,0081	0	19	-3,6486	-41,0081	0
20	-43,31	39,101	0	20	-43,3065	-39,101	0
21	-88,91	36,8497	0	21	-88,9073	-36,8497	0
22	-131,6	34,1657	0	22	-131,6078	-34,1657	0
23	-169,4	30,9166	0	23	-169,3884	-30,9166	0
24	-206,4	27,6565	0	24	-206,388	-27,6565	0
25	-264,1	22,5133	0	25	-264,0518	-22,5133	0
26	-340,8	15,6245	0	26	-340,8034	-15,6245	0
27	-451,0	5,7403	0	27	-450,9589	-5,7403	0
28	-465,6	4,1187	0	28	-465,5638	-4,1187	0
29	-475,5	2,825	0	29	-475,508	-2,825	0
30	-485,5	1,4521	0	30	-485,4522	-1,4521	0
31	-495,4	0	0	31	-495,3963	0	0

Figura 35

Diagrama de Interacción C1 dirección Y-Y



Del diagrama de iteraciones extraemos el momento nominal

$$Mn = 45 \text{ Tn.m}$$

$$Hn = 3.10 \text{ m}$$

$$Vu = 29.03 \text{ Tn}$$

$$\emptyset Vc = 12.53 \text{ Tn}$$

$$Vs = 19.41 \text{ Tn}$$

$$s = 16.59 \text{ cm}$$

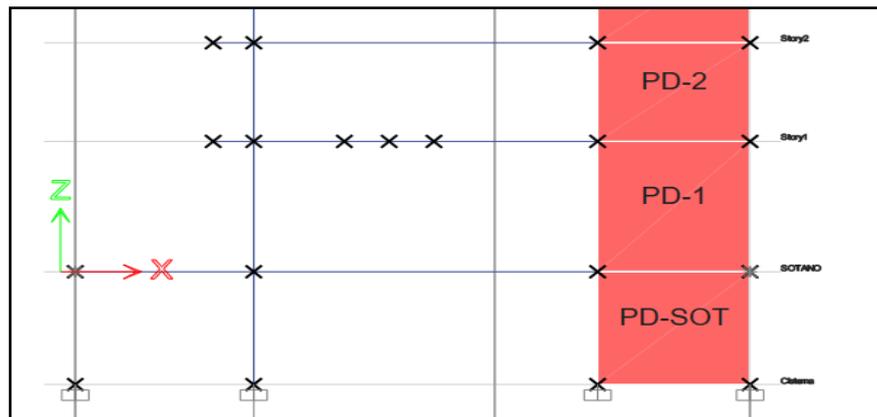
4.11. Diseño de placas

En el caso de edificios de gran altura, con el fin de controlar las derivas de entrepiso, se recomienda estructurar la edificación a base de placas. El diseño de la placa es el mismo que el de la columna a flexo-compresión y por fuerza cortante.

Para mostrar el proceso de diseño de las placas, se detalla a continuación el cálculo del diseño de la placa PD-1 en el primer piso mostrada en la figura 36.

Figura 36

Vista de la placa PD-1 a diseñar



4.11.1. Diseño por flexo-compresión

En la tabla 56 se definen las dimensiones y propiedades que posee la placa que se diseñó.

Tabla 56

Propiedades de los elementos de la Placa

Términos	Valores
Ln	3,55 m
t	0,25 m
H	3,10 m
F'c	210 kg/cm ²
fy	2400 kg/cm ²

Determinar el acero en los cabezales

Después de realizar el análisis estructural en la tabla 57 se observan los esfuerzos máximos en la Dirección X-X en la placa PD-1.

Tabla 57

Cargas aplicadas sobre la placa PD-1 en la dirección X-X

Story	Case	P Tn	V2 Tn	M3 Tn -m
Story1	DEAD	-354,7765	40,6324	95,3277
Story1	Live	-69,6965	12,7275	30,7743
Story1	DEx	38,2793	52,6291	297,1857

En la tabla 58 se observan las combinaciones en X-X de la placa PD-1.

Tabla 58

Combinaciones de cargas sobre la placa PD-1

Combinaciones	Pu (tn)	V2	M3
U1 – 1,4 D + 1,7 L	-615,17	78,52	185,78
U2 – 1,25 (D+L) + E	-492,31	119,33	454,81
U3 – 1,25 (D+L) - E	-568,87	14,07	-139,56
U4 – 0,9 D + E	-281,02	89,20	382,98
U5 – 0,9 D - E	-357,58	-16,06	-211,39

Cálculo de acero en los cabezales

Se calcula de manera aproximada mediante la ecuación 19.

$$A_s \geq \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot d} \quad (19)$$

$$A_s \geq \frac{454,81 Tn \cdot m}{0,9 * 4200 \frac{kg}{cm^2} * 2,84 cm} = 42,37 cm^2$$

Por lo tanto, se necesitan 10 aceros de 1”.

Cálculo de refuerzo en el alma

Para realizar un diagrama de interacción es necesario colocar refuerzos verticales de acero sobre la placa.

$$t = 0.25, \quad hm = 20.50 m, \quad lm = 3.55 m$$

Cómo hm/lm es igual a 5.775 y es mayor a 2 entonces se aplicará la ecuación 13.

$$V_c = 0.53\sqrt{210} * 0.25 * 3,55 = 68,164 Tn$$

$$V_u = 119,33 Tn$$

Según el Comité Técnico de Norma E.060 Concreto Armado (2020), en los art.11.10.7 y 11.10.10 donde:

$$\text{Si } Vu \leq 0,5V_c \quad \rho_{vertical} \geq 0,0015$$

$$\rho_{horizontal} \geq 0,0020$$

$$\text{Si } Vu > 0,5V_c \quad \rho_{vertical} \geq 0,0025$$

$$\rho_{horizontal} \geq 0,0025$$

Como $Vu = 119,33 \text{ Tn}$ es mayor que $0,5V_c$, entonces usaremos los siguientes valores:

$$\rho_{vertical} \geq 0,0025$$

$$\rho_{horizontal} \geq 0,0025$$

Para el eje X

Para el acero vertical, obtenemos que:

$$As_v = 0.0025 * 100\text{cm} * 25 \text{ cm} = 6,25 \text{ cm}^2 \text{ para cada cara}$$

Cálculo del espaciamiento

Se optó por utilizar como acero vertical barras de 3/8", debido al espesor que es de 0.25 m se debe usar dos capas de acero

$$S = \frac{0,71}{6,25} \times 2 \text{ capas} = 22,72 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se colocará el acero de 3/8" con un espaciamiento de 0.20 m para cada cara y en la figura 37 se muestra la distribución del mismo en la placa.

Figura 37

Refuerzo de acero en la placa PD-1



Para el eje Y

Para el acero horizontal, obtenemos que:

$$A_{s_h} = 0.0025 * 100\text{cm} * 25\text{cm}$$

$$A_{s_h} = 6,25 \text{ cm}^2 \text{ para cada cara}$$

Cálculo del espaciamiento

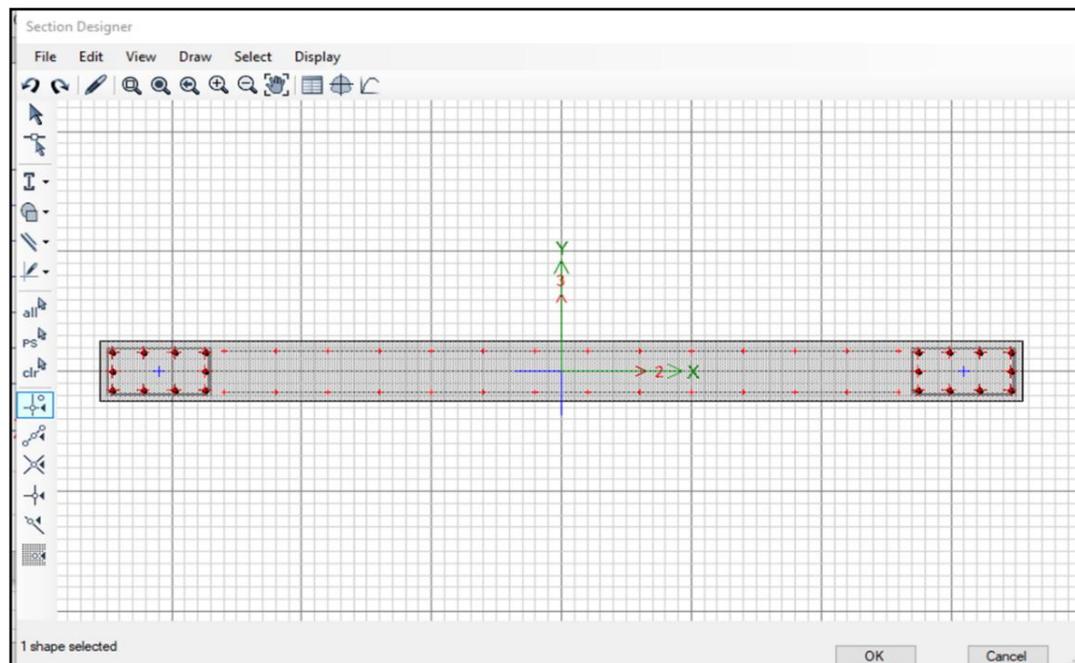
Se optó por utilizar como acero horizontal barras de 3/8", debido al espesor que es de 0.25 m se debe usar dos capas de acero.

$$S = \frac{0,71}{6,25} * 2 \text{ capas} = 22,72 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se colocará el acero de 3/8" con un espaciamiento de 0.20 m para cada cara, así como se observa en la figura 38.

Figura 38

Distribución de acero en la placa PD-1 en ETABS



Nota. Extraído de ETABS.

Diagrama de Interacción

Una vez realizada la distribución del acero se realizó el diagrama de interacción para cada dirección y se verificó la capacidad de la placa en función a los esfuerzos que experimenta. En la tabla 59 se muestran los resultados.

Tabla 59

Combinación de cargas para la placa PD-1 en la dirección X-X

Combinaciones	P	V2	M3
U1 – 1,4 D + 1,7 L	615,17	78,52	185,78
U2 – 1,25 (D+L) + E	492,31	119,33	454,81
U3 – 1,25 (D+L) - E	568,87	14,07	-139,56
U4 – 0,9 D + E	281,02	89,20	382,98
U5 – 0,9 D - E	357,58	-16,06	-211,39

A continuación, en la tabla 60 se muestran los datos del diagrama de interacción para la placa PD-1 que se observa en la figura 39 en la dirección X-X.

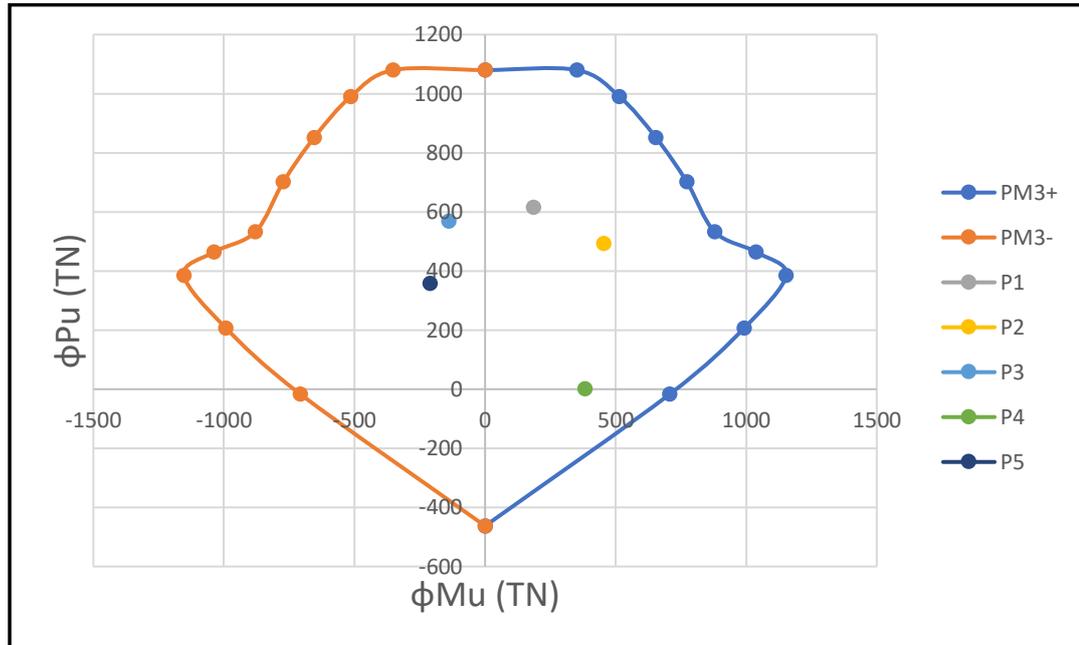
Tabla 60

Tabulación de datos del diagrama de interacción PM3

PM3 +	0°			PM3 -			180°		
	P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3
1	1079,8178	0	0	1079,8178	0	0	1079,8178	0	0
2	1079,8178	0	351,6563	1079,8178	0	-351,6563	1079,8178	0	-351,6563
3	989,9878	0	514,7593	989,9878	0	-514,7593	989,9878	0	-514,7593
4	851,6754	0	654,1497	851,6754	0	-654,1497	851,6754	0	-654,1497
5	701,5724	0	772,4437	701,5724	0	-772,4437	701,5724	0	-772,4437
6	532,3446	0	879,669	532,3446	0	-879,669	532,3446	0	-879,669
7	463,7668	0	1038,5802	463,7668	0	-1038,5802	463,7668	0	-1038,5802
8	385,894	0	1152,9297	385,894	0	-1152,9297	385,894	0	-1152,9297
9	207,1621	0	992,8023	207,1621	0	-992,8023	207,1621	0	-992,8023
10	-16,7083	0	707,367	-16,7083	0	-707,367	-16,7083	0	-707,367
11	-462,7267	0	0	-462,7267	0	0	-462,7267	0	0

Figura 39

Diagrama de Interacción PM3 placa PD-1



4.11.2. Diseño por fuerza cortante

Usamos los datos obtenidos en la tabla 61 para realizar la tabulación del diagrama de interacción que se observa en la figura 40.

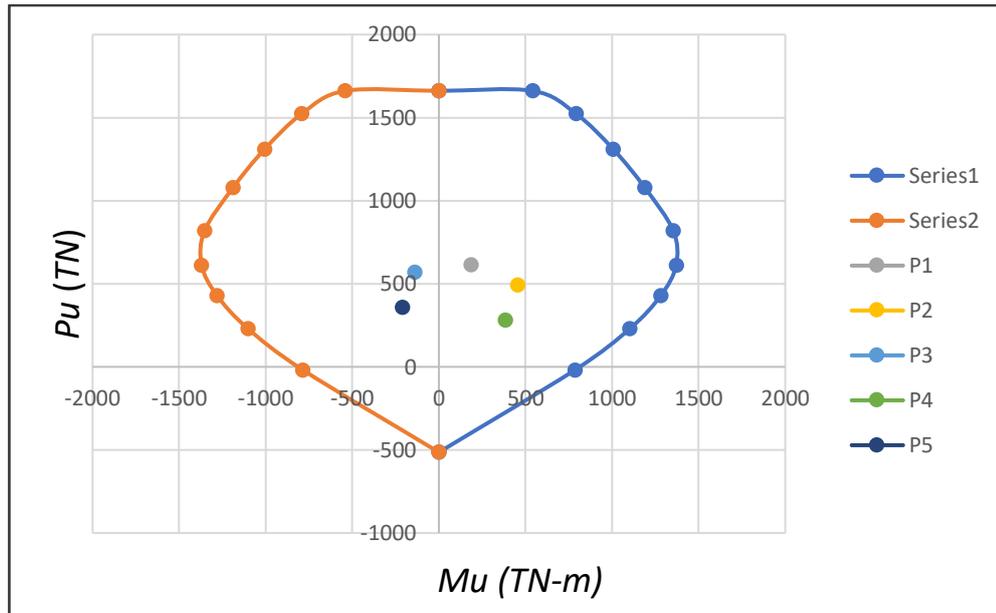
Tabla 61

Tabulación de datos del diagrama de interacción PM3

PM3 +	0°			PM3 -	180°	
	P	M2	M3		P	M2
1	1661,2581	0	0	1661,2581	0	0
2	1661,2581	0	541,0097	1661,2581	0	-541,0097
3	1523,0581	0	791,9374	1523,0581	0	-791,9374
4	1310,2699	0	1006,3841	1310,2699	0	-1006,3841
5	1079,3422	0	1188,3749	1079,3422	0	-1188,3749
6	818,9917	0	1353,3369	818,9917	0	-1353,3369
7	611,7583	0	1369,9992	611,7583	0	-1369,9992
8	428,7711	0	1281,033	428,7711	0	-1281,033
9	230,1801	0	1103,1137	230,1801	0	-1103,1137
10	-18,5647	0	785,9633	-18,5647	0	-785,9633
11	-514,1408	0	0	-514,1408	0	0

Figura 40

Diagrama de Interacción PM3 placa PD-1



$$Mn = 130 \text{ Tn.m}$$

$$Vua = 78.52 \text{ Tn}$$

$$Mua = 185.78 \text{ Tn.m}$$

Según el Comité Técnico de Norma E.060 Concreto Armado (2020), en todas las zonas de los muros o segmentos de muro donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, el cortante de diseño Vu deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro o segmento de muro mediante las ecuaciones 20 y 21.

$$Vu \geq Vua \left(\frac{Mn}{Mua} \right) \quad (20)$$

$$Vu \geq Vua \left(\frac{1370}{185,78} \right) \quad (21)$$

Como:

$$\frac{Mu}{Mua} = 7,38 > R = 4,50$$

Por norma no debe ser mayor al R entonces:

$$R = 4.50$$

$$Vu = 353,35 \text{ Tn}$$

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

$$\phi V_c = 57,939 \text{ Tn}$$

$$V_s = \frac{Vu - \phi V_c}{\phi} = 347,541 \text{ Tn}$$

Calculamos el espaciamiento

$$S = \frac{1,42 * 4200 * 284}{347,5415 * 1000} = 4,87 \text{ cm}$$

Finalmente, se colocará acero de 3/8" con un espaciamiento de 0,10 m.

4.12. Diseño de muro de sótano

Para realizar el diseño de muro se debe tener en cuenta que algunos de estos muros se extienden hasta la parte superior de toda la estructura, por lo que, además de los empujes, también reciben esfuerzos axiales, cortantes y de flexión. Para estos casos se realizaron dos tipos de diseños, uno basado en cortante y flexo-compresión, como se usa en muros de cortante.

Para realizar el diseño de muro de sótano se tomó en cuenta los datos descritos en la tabla 62.

Tabla 62

Datos para el diseño de Muros de Sótano

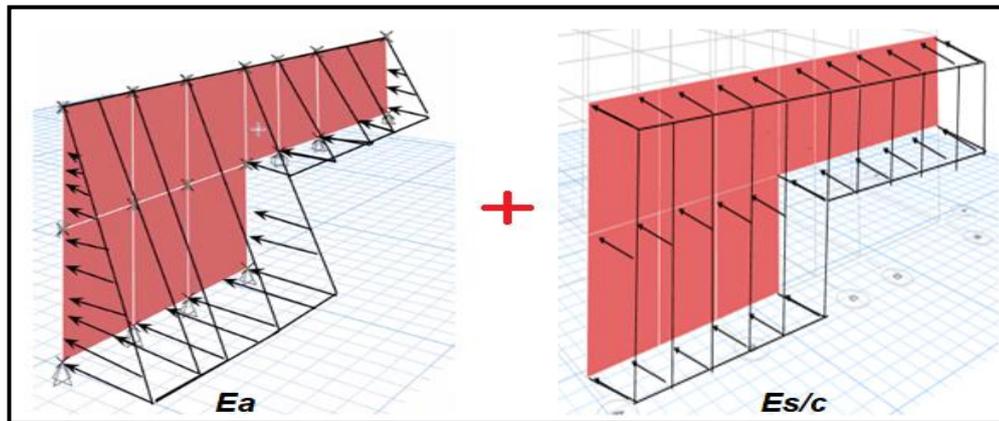
Descripción	Valor
H (muro)	6,60 m
e (muro)	0,30 m
ϕ	31,50°
γ_s	1,84 Tn/m ³
Ws/c	7,00 Tn/m ³

Nota. En la tabla se observan el ϕ es igual a 31,50° y γ_s es igual a 1,835 Tn/m³. Obtenido del Mapa de Peligros de la ciudad de Tacna-INDECI (2004).

Según la teoría de empuje del suelo, se propone el siguiente modelo para el diagrama de presiones que se presenta en un muro de sótano como lo ilustra la figura 41.

Figura 41

Empujes actuantes sobre el muro Sótano



Según el Comité Técnico de Norma E.060 Concreto Armado (2020) plantea un factor de amplificación del 1.7 para llevar las cargas del empuje del suelo a condiciones últimas de resistencia.

Teniendo en cuenta este concepto, entonces:

$$Eu = 1.7 Ea + 1.7 Es/c$$

$$Ka = \frac{1 - \text{sen}(31.5^\circ)}{1 + \text{sen}(31.5^\circ)} = 0.314$$

$$Ea = 0.65 * 0.314 * 1.835 * 6.6$$

$$Ea = 2.4689 \text{ Tn/m}^2$$

$$Es/c = 0.314 * 7 = 2.1954 \text{ Tn/m}^2$$

Para este ejemplo analizamos en un ancho de muro de 1m (100 cm) y se consideró un espesor de 30 cm.

$$Eu = 1.7(2.4689) + 1.7(2.1954)$$

$$Eu = 7.9294 \text{ Tn/m}$$

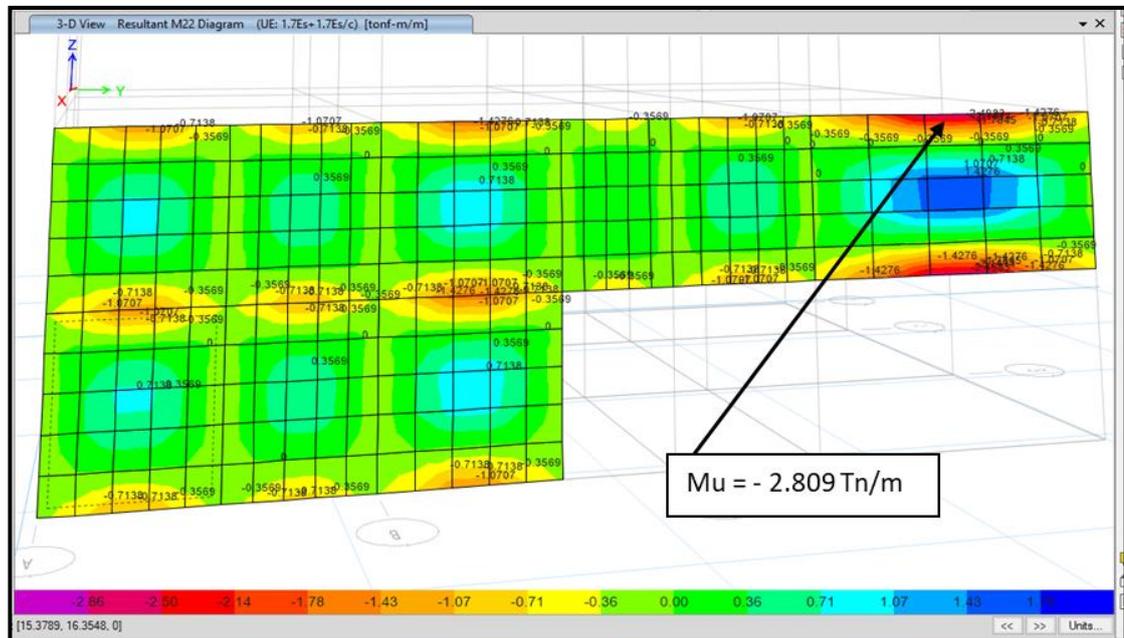
4.12.1. Diseño por flexión

De la figura 42 extraemos el momento último.

$$M_u = 2.8 \text{ Tn. m}$$

Figura 42

Diagrama de momento flector



$$A_s \geq \frac{2.8 \text{ Tn. m}}{0.85 * 2400 * 0.26}$$

$$A_s = 5.28 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espaciamiento

$$S = \frac{0.71}{6} * 2 \text{ capas} = 0.2367$$

Por lo tanto, se colocó acero de 3/8" y estará distribuido con un espaciamiento de 0.20 m.

4.12.2. Diseño por cortante

Cálculo de la ϕV_c

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * (30 - 4) = 16973.74958 \text{ kg}$$

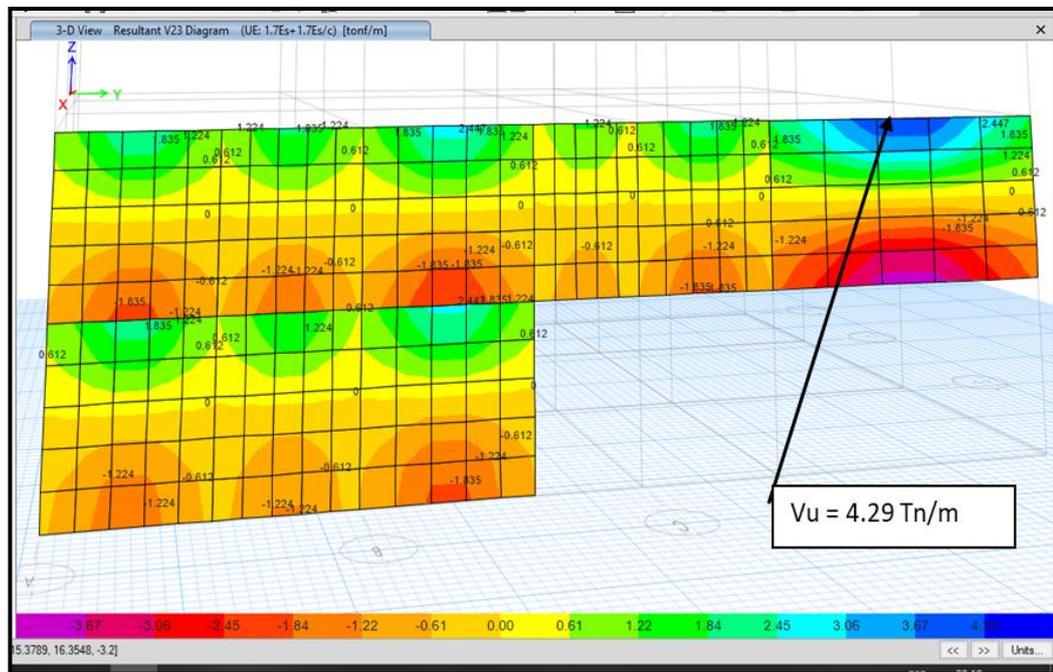
$$\phi V_c = 16.97375 \text{ Tn}$$

Cálculo del acero vertical

Para calcular el acero vertical tomamos el valor máximo de fuerzas cortantes representado en las figuras 43 y 44.

Figura 43

Diagrama de fuerzas cortantes



$$V_{u \max} < \phi V_c$$

Considerando un ancho de 1 metro obtenemos:

$$4.290 < 16.97$$

Entonces, solo se colocará refuerzo de temperatura:

$$\phi_{\min} = 0.002$$

$$A_{sv} = 0.0020 * 100 * 30 = 6 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento

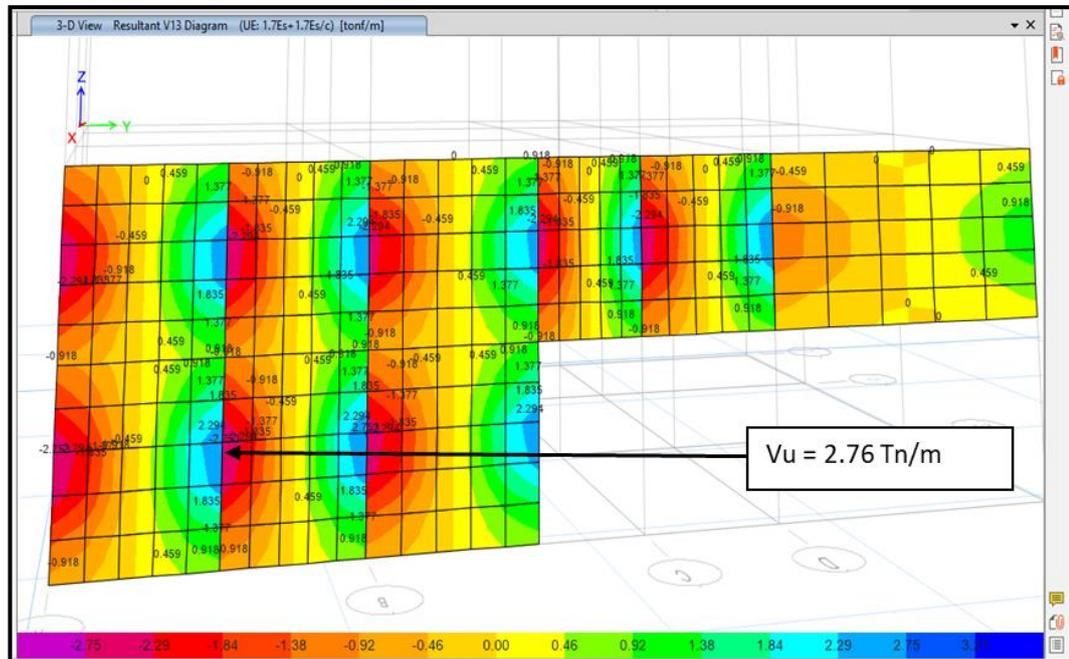
$$S = \frac{0.71}{6} * 2 \text{ capas} = 0.2367$$

Por lo tanto, se colocó acero de 3/8" y estará distribuido con un espaciamiento de 0.20 m.

Cálculo del acero horizontal

Figura 44

Diagrama de fuerzas cortantes horizontal



$$V_u \max < \phi V_c$$

Considerando un ancho de 1 metro obtenemos:

$$2.76 < 16.97$$

Entonces, solo se colocará refuerzo horizontal de temperatura

$$\rho_{min} = 0.002$$

$$A_{sh} = 0.0020 * 100 * 30 = 6 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espaciamiento

$$S = \frac{0.71}{6} * 2 \text{ capas}$$

$$S = 0.2367$$

Por lo tanto, se colocó acero de 3/8" y con un espaciamiento de 0.20 m.

4.13. Diseño de escalera

Se realizó el diseño de la escalera del tramo típico de la edificación.

$$W_{pp} = 0,65 \text{ Tn/m}^2$$

$$CV = 0.20 \text{ Tn/m}^2$$

Se consideró un metro de ancho y 50 kg/m² de piso terminado.

$$CM = 0.65 + 0.05 = 0.70 \text{ Tn/m}^2, \quad CV = 0.20 \text{ Tn/m}^2$$

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV = 1.32 \text{ Tn/m}^2$$

En el descanso

$$CM = (0.15 \times 1 \times 2.4) + (1 \times 0.05) = 0.41 \text{ Tn/m}^2, \quad CV = 0.20 \text{ Tn/m}^2$$

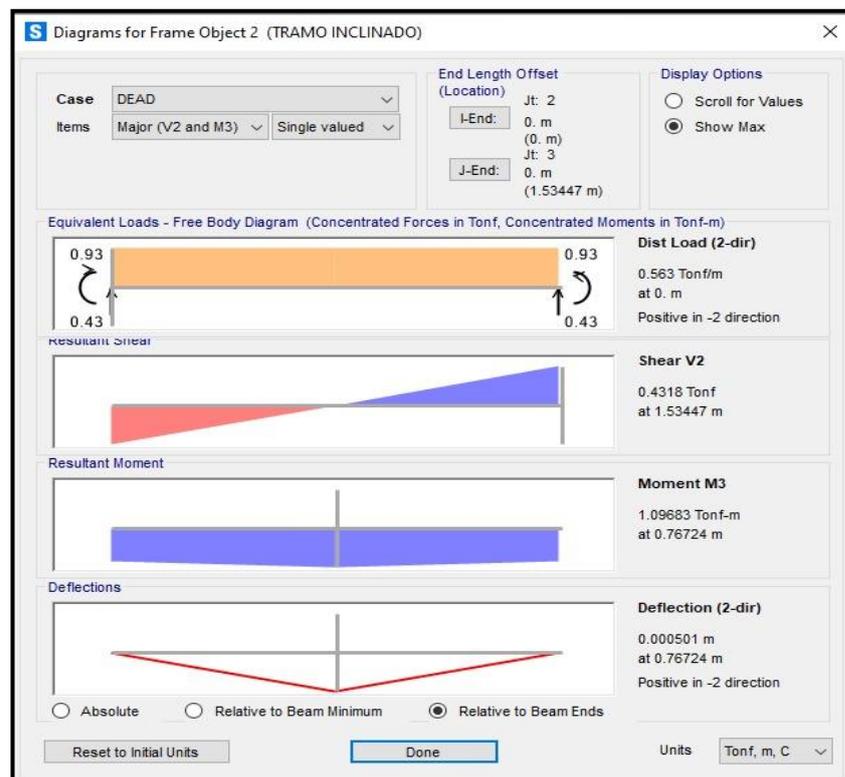
$$W_u = 1.4CM + 1.7CV = 0,914 \text{ Tn/m}^2$$

4.13.1. Diseño por flexión

Para obtener los valores de la fuerza cortante y momento cortante se recurrió al uso del programa SAP2000 ilustrados en las figuras 45 y 47.

Figura 45

Diagrama de momento flector de la escalera-tramo Inclinado

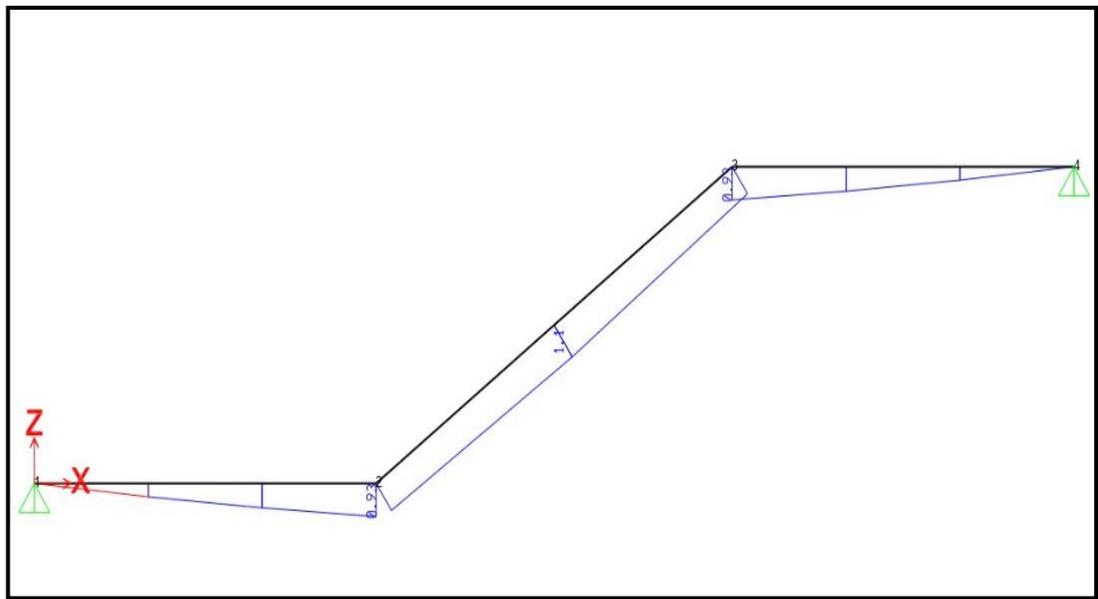


De la figura 46 obtenemos el momento flector último.

$$M_u = 1.01 \text{ Tn. m/m}$$

Figura 46

Diagrama de momento flector de la Escalera-Piso típico



Por lo tanto:

$$M_u^+ = 0.9 * 1.097 = 0.987 \text{ Tn. m/m}$$

$$M_u^- = \frac{0.987}{2} = 0.494 \text{ Tn. m/m}$$

Cálculo del acero positivo y negativo

$$A_s^+ = \frac{0.85 * 210 * 100 * (15 - 3.5)}{4200} - \sqrt{\frac{1.7 * 210 * 100}{4200^2} \left(\frac{0.85 * 210 * 100 * (15 - 3.5)^2}{2} - \frac{0.987 * 10^5}{0.9} \right)}$$

$$A_s^+ = 2.326 \text{ cm}^2$$

$$A_s^- = \frac{0.85 * 210 * 100 * (15 - 3.5)}{4200} - \sqrt{\frac{1.7 * 210 * 100}{4200^2} \left(\frac{0.85 * 210 * 100 * (15 - 3.5)^2}{2} - \frac{0.494 * 10^5}{0.9} \right)}$$

$$A_s^- = 1.149 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero mínimo

$$A_{s_{min}} = 0,0018 * 100 * 15 = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo del espaciamiento

$$S = \frac{0,71}{2,60} * 100 = 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se colocó acero de 3/8" y estará distribuido con un espaciamiento de 0,25 m.

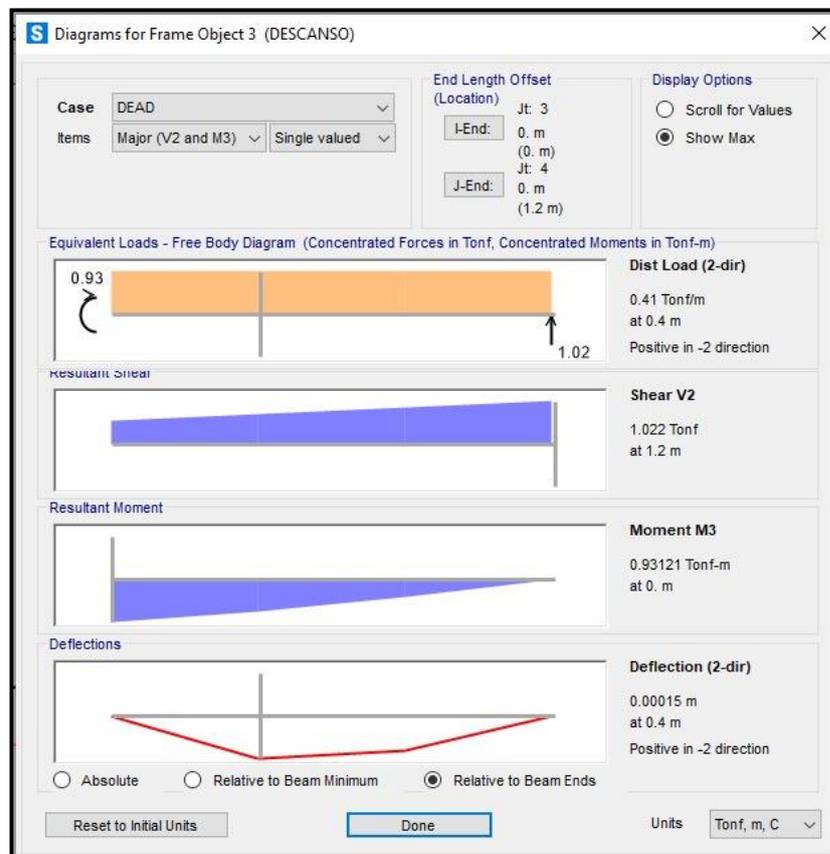
4.13.2. Diseño por cortante

Se hizo la verificación de la resistencia de la corte:

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 100 * (15 - 3,5) = 7,508 \text{ Tn}$$

Figura 47

Diagrama de fuerza cortante de la escalera-descanso

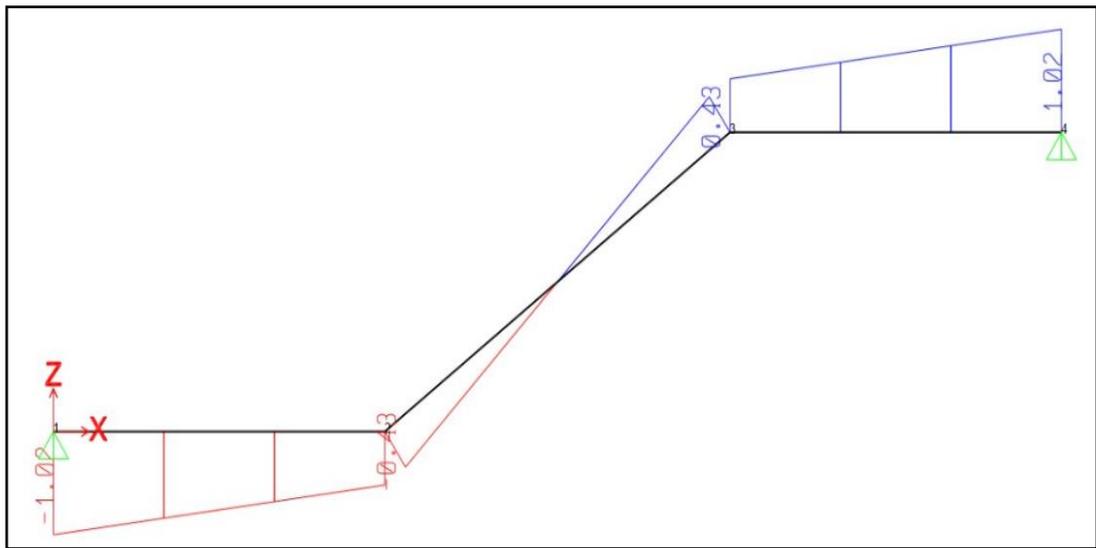


De la figura 48 obtenemos la última cortante.

$$V_u = 1,02 \text{ Tn}$$

Figura 48

Diagrama de fuerza cortante de la escalera-piso típico



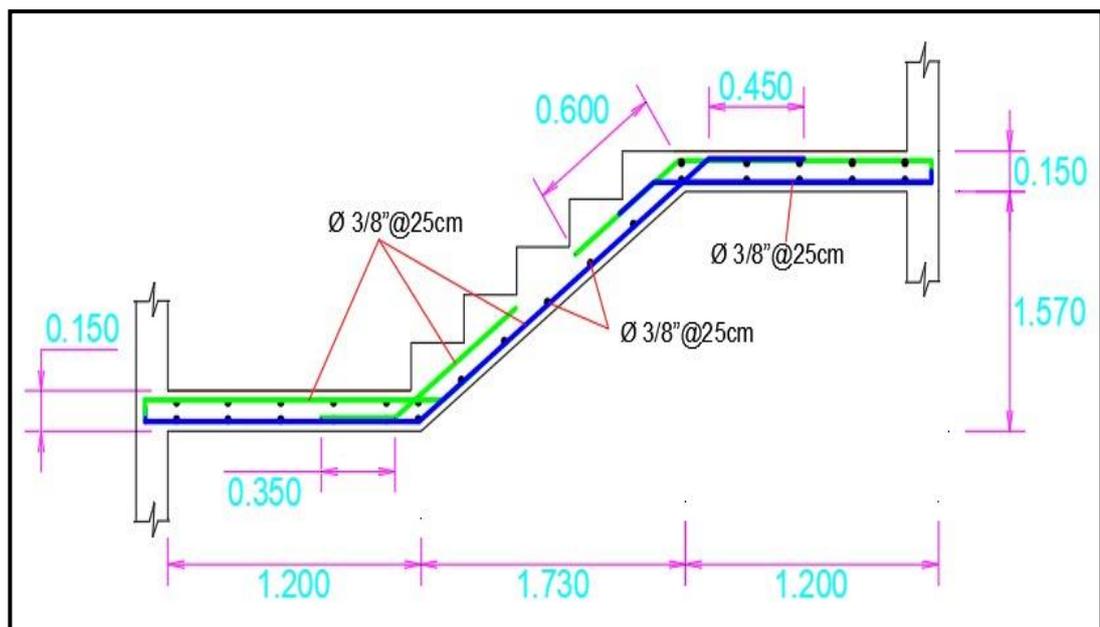
Por lo tanto

$$\phi V_c > V_u \quad \text{Cumple}$$

Finalmente, en la figura 49 se muestra la distribución del acero en la escalera.

Figura 49

Detalle de distribución de acero en la escalera



4.14. Diseño de platea de cimentación

Esta cimentación es la más utilizada en este tipo de sistema estructural debido a la conveniencia de construcción y colocación, en comparación con otros sistemas de cimentación, tiempo in situ, se tiene en cuenta la base de este tipo.

Valores para el diseño

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.50 = \text{espesor de losa}$$

Para la viga de cimentación

$$b = 0.40 \text{ m}$$

$$h = 1.20 \text{ m.}$$

En la tabla 63 se observa los valores máximos de presión, en las figuras 50, 51 y 52 se observan las presiones debido a las combinaciones.

Tabla 63

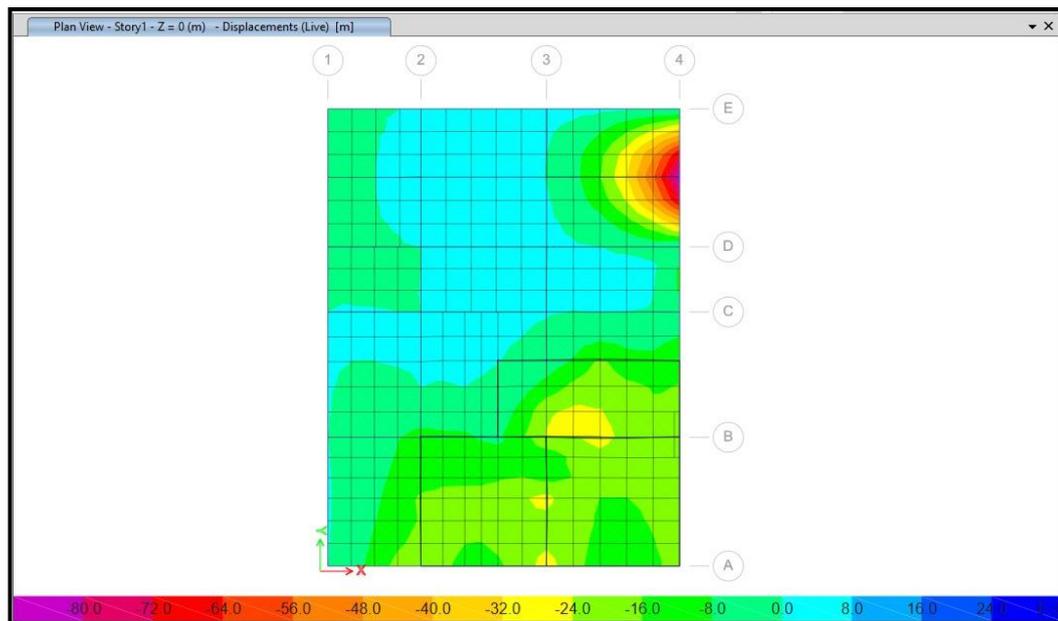
Valores máximos de presión en el suelo por combinación de carga

	Combinación	Valor máximo
Carga por gravedad	CM+CV	$Q = 1 \text{ kg/cm}^2$
Carga de sismo en X	CM+CV+0,8 Sx	$1,2 Q = 1,2 \text{ kg/cm}^2$
Carga de sismo en Y	CM+CV+0,8 Sy	$1,2 Q = 1,2 \text{ kg/cm}^2$

Se recomienda el uso del SAFE, la rigidez obedecerá a la capacidad portante del suelo y lo evaluaremos empleando el cuadro del coeficiente de balasto. Se asigna un coeficiente de balasto de $K_s = 2,00 \text{ kg/cm}^3$ para capacidad portante de $1,00 \text{ kg/cm}^2$.

Figura 50

Presiones en el suelo debido a la combinación de cargas



4.14.1. Diseño por flexión

Se diseñó la platea por metro lineal considerando 1.00 m, la distribución del acero se dio en 2 capas y se consideró un peralte de 0.23 m con un recubrimiento de 0.07 m.

$$A_{s_{min}} = 0,0018 * b * h$$

$$A_{s_{min}} = 0,0018 * 100 * 30$$

$$A_{s_{min}} = 9,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto, se colocó de acero de 3/4" ($A_s=2,87$)

Cálculo del espaciamiento

$$s = \frac{2,87}{9/2} = 0,64 \text{ m}$$

De acuerdo a la normativa se consideró un espaciamiento de 0.25 m

$$A_s = \frac{2,87}{0,25} = 11,48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Calculo de momento nominal de diseño

$$a = \frac{11,48 * 4200}{0,85 * 210 * 100} = 2,70 \text{ cm/m}$$

$$a = 2,70 \text{ cm/m}$$

$$\phi Mn = 0,9 * 11,48 * 4200 * \left(43 - \frac{2,70}{2}\right)$$

$$\phi Mn = 18,07 \text{ Tn.m/m}$$

$$\phi Mn > Mu \quad \text{Cumple}$$

4.14.2. Diseño por cortante

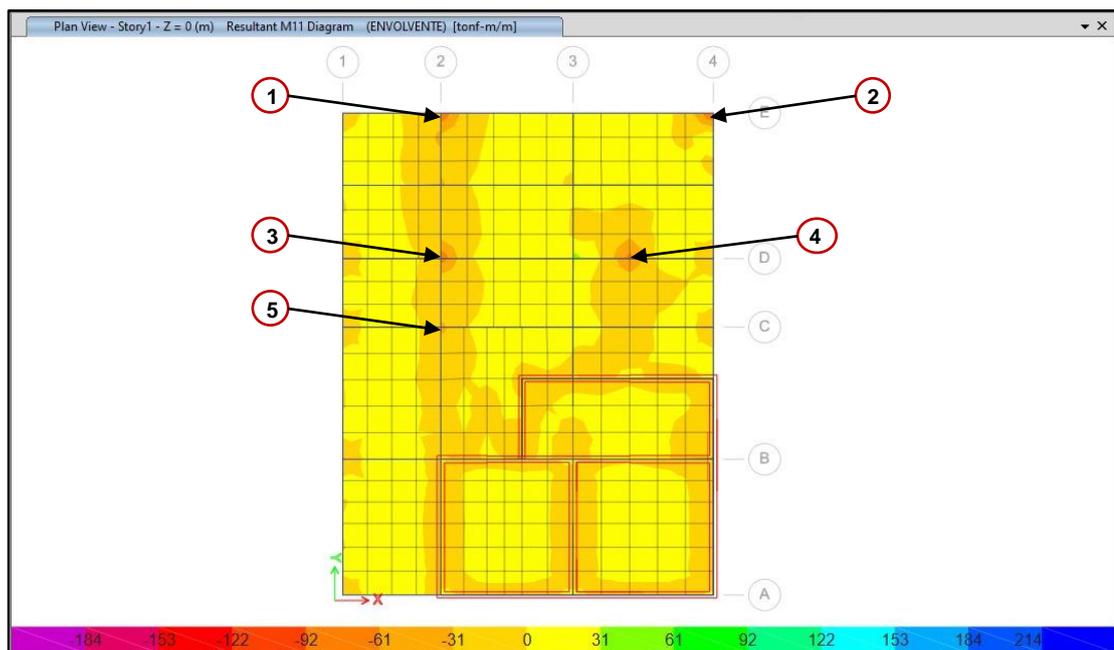
$$\phi Vc = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 43$$

$$\phi Vc = 28,07 \text{ Tn}$$

$$\phi Vn > Vu \quad \text{Cumple}$$

Figura 51

Momento flector en la dirección X-X



En las tablas 64 y 65 se obtiene el acero colocado en las direcciones X-X e Y-Y.

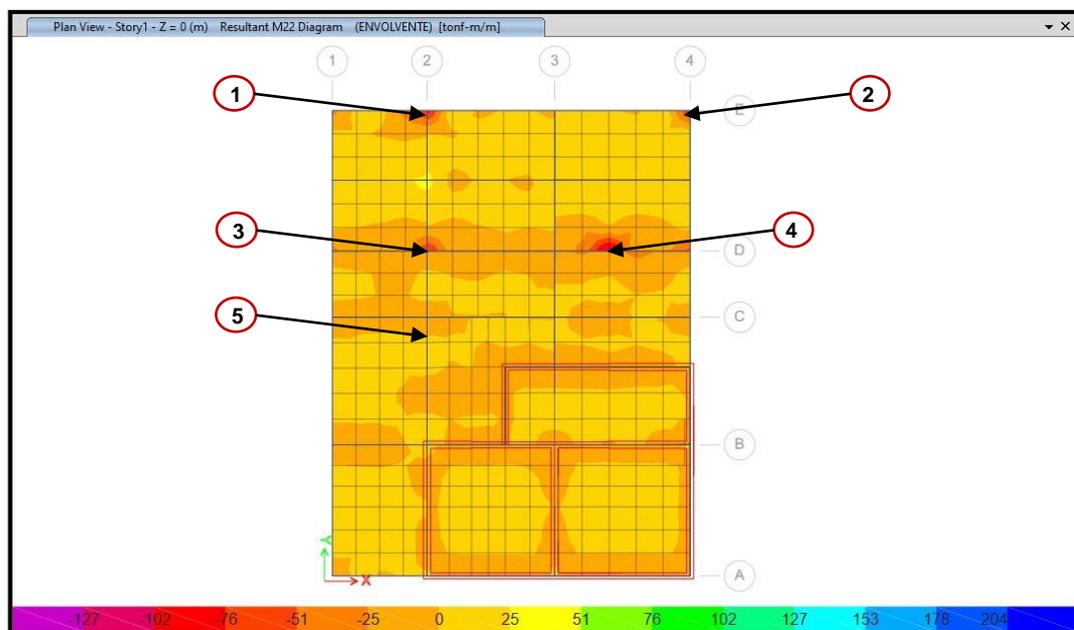
Tabla 64

Diseño por flexión y cortante en dirección X-X

	Mu (Tn.M)	∅Mu (Tn.M)	Vu (Tn)	∅Vu (Tn)	Acero colocado
1	-17,57	18,07	-25,08	28,07	∅3/4"@ 25 cm
2	-16,34	18,07	-28,00	28,07	∅3/4"@ 25 cm
3	-17,12	18,07	-22,07	28,07	∅3/4"@ 25 cm
4	-17,55	18,07	-27,90	28,07	∅3/4"@ 25 cm
5	-17,19	18,07	-19,58	28,07	∅3/4"@ 25 cm

Figura 52

Momento flector en la dirección Y-Y

**Tabla 65**

Diseño por flexión y cortante en dirección Y-Y

	Mu (Tn.M)	∅Mu (Tn.M)	Vu (Tn)	∅Vu (Tn)	Acero colocado
1	-16,21	18,07	-24,25	28,07	∅3/4"@ 25 cm
2	-17,46	18,07	-27,04	28,07	∅3/4"@ 25 cm
3	-17,98	18,07	-26,84	28,07	∅3/4"@ 25 cm
4	-17,87	18,07	-27,68	28,07	∅3/4"@ 25 cm
5	-17,99	18,07	-16,06	28,07	∅3/4"@ 25 cm

4.14.3. Diseño de la viga de cimentación

Se realizó el diseño por flexión y cortante: Viga de 0.40 m x 1.20 m

$$f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}, fy = 4200 \frac{kg}{cm^3}, b = 40 \text{ cm y } d = 113 \text{ cm}$$

$$As_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * b * d}{fy} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 40 * 113}{4200} = 10.92 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = 0.75 * \rho_b * b * h = 1.6\% * 40 * 113 = 72.32 \text{ cm}^2$$

Diseño por flexión

El momento máximo hallado es $Mu = 188.00 \text{ Tn.m}$

$$As = \frac{0.84 * f'c * b * d}{fy} - \sqrt{\frac{1.7f'c * b}{fy^2} \left(\frac{0.85 * f'c * b * d^2}{2} - \frac{Mu}{\phi} \right)} = 54.27 \text{ cm}^2$$

Se colocó en todas las vigas aceros de 3/4" en total serán 20Ø3/4".

Diseño por fuerza cortante

$$Vu = 102.55 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 40 * 113}{1000}$$

$$\phi V_c = 29.51 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c < Vu \rightarrow \text{requiere de estribos}$$

$$Vs = \frac{Vu}{0.85} - \phi V_c = \frac{102.55}{0.85} - 29.51$$

$$Vs = 91.14 \text{ Tn}$$

Se asumió estribos de 1/2"

$$Av = 2 * 1.29 = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{Av * fy * d}{Vs} = \frac{2.58 * 4200 * 113}{91.14 * 1000} = 13.44$$

Se colocaron estribos en la viga de cimentación de 1/2"@ 15cm.

4.15. Análisis comparativo

En el siguiente ítem se realizó una comparación del análisis sísmico dinámico de la edificación de siete niveles con sótano entre dos tipos de suelos, para tal efecto se consideraron los distritos de Gregorio Albarracín y Ciudad Nueva cuyos suelos según la norma E.030 pertenecen a los suelos intermedios (S2) y blandos (S3) respectivamente, para determinar las derivas máximas y el comportamiento de la edificación se utilizó el software ETABS. En las tablas 66, 67, 68 y 69 se observa los resultados de los desplazamientos y derivas máximas, en las figuras 53 y 54 los gráficos comparativos en las direcciones X-X e Y-Y.

Tabla 66

Desplazamientos y derivas máximas en X-X Ciudad Nueva

Piso	Altura (m)	Load Case	Δ_{ABS-}	Δ_{ABS-}	$\Delta_{REL-INEL.}$	Drift	Verificación
			ELAST. (m)	INEL. (m)	(m)		
7	2,80	DEX Max	0,01389	0,05314	0,00719	0,0026	Cumple
6	2,80	DEX Max	0,01201	0,04595	0,00781	0,0028	Cumple
5	2,80	DEX Max	0,00997	0,03814	0,00834	0,0030	Cumple
4	2,80	DEX Max	0,00779	0,02980	0,00855	0,0031	Cumple
3	2,80	DEX Max	0,00556	0,02125	0,00819	0,0029	Cumple
2	2,80	DEX Max	0,00342	0,01307	0,00709	0,0025	Cumple
1	3,70	DEX Max	0,00156	0,00597	0,00597	0,0016	Cumple

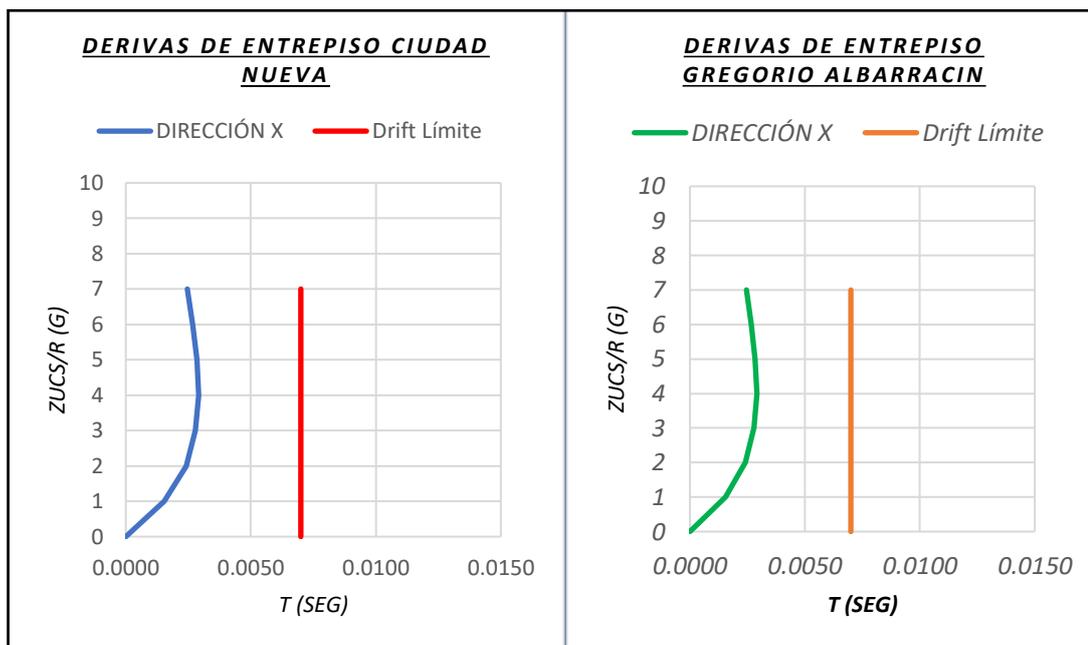
Tabla 67

Desplazamientos y derivas máximas en X-X Gregorio Albarracín

Piso	Altura (m)	Load Case	Δ_{ABS-}	Δ_{ABS-}	$\Delta_{REL-INEL.}$	Drift	Verificación
			ELAST. (m)	INEL. (m)	(m)		
7	2,80	DEX Max	0,01326	0,05073	0,00686	0,0025	Cumple
6	2,80	DEX Max	0,01147	0,04387	0,00746	0,0027	Cumple
5	2,80	DEX Max	0,00952	0,03641	0,00796	0,0028	Cumple
4	2,80	DEX Max	0,00744	0,02845	0,00816	0,0029	Cumple
3	2,80	DEX Max	0,00530	0,02028	0,00781	0,0028	Cumple
2	2,80	DEX Max	0,00326	0,01247	0,00677	0,0024	Cumple
1	3,70	DEX Max	0,00149	0,00570	0,00570	0,0015	Cumple

Figura 53

Gráfico comparativo de derivas máximas en dirección X-X



De los cuadros podemos apreciar que en la dirección X-X existe una pequeña diferencia de 0.0001 aproximadamente en los derivas y desplazamientos. En las tablas 68 y 69 se observa los resultados de los desplazamientos y derivas máximas en la dirección Y-Y.

Tabla 68

Desplazamientos y derivas máximas en Y-Y Ciudad Nueva

Piso	Altura (m)	Load Case	$\Delta_{\text{ABS-ELAST.}}$ (m)	$\Delta_{\text{ABS-INEL.}}$ (m)	$\Delta_{\text{REL-INEL.}}$ (m)	Drift	Verificación
7	2,80	DEY Max	0,01925	0,07364	0,00987	0,0035	Cumple
6	2,80	DEY Max	0,01667	0,06377	0,01084	0,0039	Cumple
5	2,80	DEY Max	0,01384	0,05293	0,01164	0,0042	Cumple
4	2,80	DEY Max	0,01079	0,04129	0,01198	0,0043	Cumple
3	2,80	DEY Max	0,00766	0,02930	0,01150	0,0041	Cumple
2	2,80	DEY Max	0,00465	0,01780	0,01001	0,0036	Cumple
1	3,70	DEY Max	0,00204	0,00779	0,00779	0,0021	Cumple

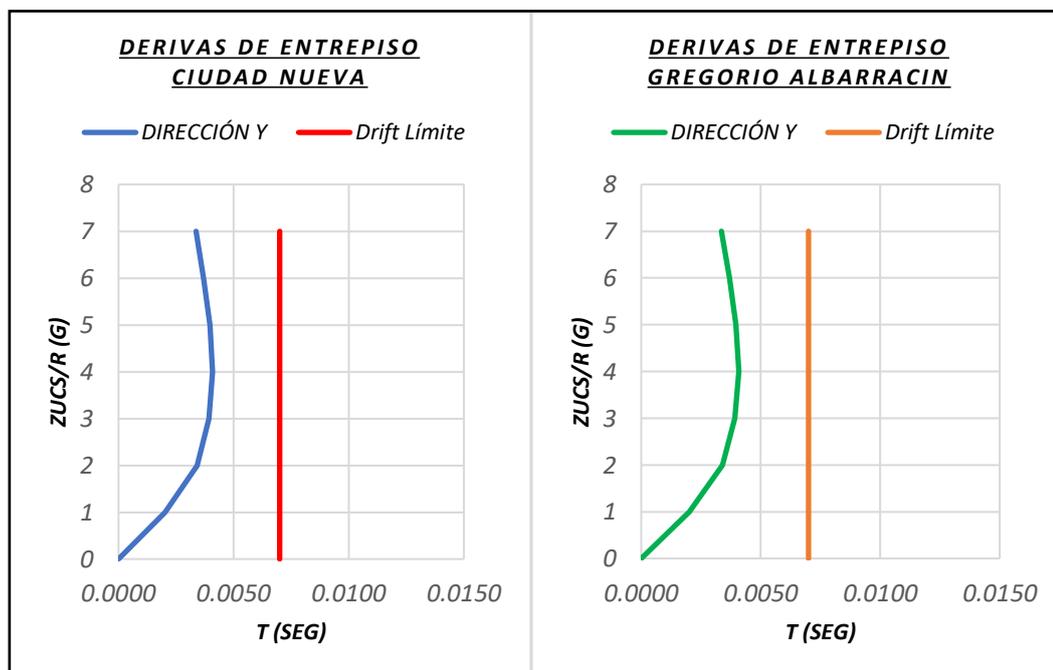
Tabla 69

Desplazamientos y derivas máximas en Y-Y Gregorio Albarracín

Piso	Altura (m)	Load Case	$\Delta_{\text{ABS-ELAST.}}$ (m)	$\Delta_{\text{ABS-INEL.}}$ (m)	$\Delta_{\text{REL-INEL.}}$ (m)	Drift	Verificación
7	2,80	DEY Max	0,01838	0,07030	0,00942	0,0034	Cumple
6	2,80	DEY Max	0,01592	0,06087	0,01035	0,0037	Cumple
5	2,80	DEY Max	0,01321	0,05052	0,01112	0,0040	Cumple
4	2,80	DEY Max	0,01030	0,03941	0,01144	0,0041	Cumple
3	2,80	DEY Max	0,00731	0,02797	0,01098	0,0039	Cumple
2	2,80	DEY Max	0,00444	0,01699	0,00955	0,0034	Cumple
1	3,70	DEY Max	0,00195	0,00744	0,00744	0,0020	Cumple

Figura 54

Gráfico comparativo de derivas máximas en dirección Y-Y



De los cuadros podemos apreciar que en la dirección Y-Y existe una pequeña diferencia de 0.0001 aproximadamente en los derivas y desplazamientos.

CAPÍTULO V: DISCUSIÓN

De acuerdo a la hipótesis general se especificó que:

Mediante el análisis y diseño estructural se establecerá las características de un Edificio multifamiliar de siete niveles con sótano en el Distrito de Ciudad Nueva.

Al respecto se debe mencionar lo siguiente:

Los resultados obtenidos se comprobaron mediante el análisis y diseño estructural, las características del edificio multifamiliar de siete niveles con sótano cumplen con lo propuesto en el reglamento nacional de edificaciones vigente.

Estos resultados guardan relación a lo que mencionan los siguientes autores según (Choquehuanca, 2017), en sus resultados obtenidos indica que es necesario considerar muros de corte para evitar desplazamientos de gran magnitud logrando dotar la estructura con suficiente rigidez, (Bernaes, 2018) indica que el predimensionamiento de los elementos estructurales deben garantizar las demandas de la edificación por ello pide validar los resultados con softwares de apoyo y (Príncipe, 2020) indica que mediante el análisis sísmico y el diseño se valida que las dimensiones cumplan los requerimientos todo ello acorde a la normativa vigente.

De acuerdo a la primera hipótesis específica:

Del análisis estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano ante solicitaciones estáticas y dinámicas, se obtiene una adecuada resistencia de acuerdo a lo especificado en la norma E.030.

Al respecto se debe mencionar lo siguiente:

Según el Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018), en el artículo 32 Tabla 11, indica que el límite de distorsión de un edificio de concreto es de 0.007, del análisis estático y dinámico realizado al edificio multifamiliar de siete niveles con sótano mediante el uso del software ETABS se obtiene que los elementos estructurales cuentan con la rigidez lateral adecuada, así mismo se obtuvo las deformaciones máximas de entrepiso en las direcciones X e Y siendo 0.0031 y 0.0043 respectivamente.

Estos resultados guardan relación a lo que mencionan los siguientes autores según Bernales (2018) en sus resultados obtenidos resalta que la edificación presenta irregularidades en planta por esquina entrante (0.90), al igual que en la presente investigación, sin embargo, su tesis presenta irregularidades por discontinuidad de diafragma (0.85) mientras que en la presente investigación se tiene irregularidad torsional moderada en planta (0.75) por otro lado (Príncipe, 2020) en sus resultados obtuvo valores inferiores al límite de distorsión, donde sus deformaciones máximas en la dirección X es igual a 0.0012 y en Y igual a 0.0061, cuya edificación también presenta irregularidades en planta por esquina entrante.

De acuerdo a la segunda hipótesis específica:

Del diseño estructural por resistencia última de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano se obtiene cuantías de acero que cumplen con lo establecido en la Norma E.060.

Al respecto se debe mencionar lo siguiente:

Según el Comité Técnico de Norma E.060 Concreto Armado (2009), en el Cap. 21 indica los parámetros para el diseño de los elementos estructurales, obteniendo de los cálculos estructurales el diseño de losas aligeradas de un espesor de 0.25 m, placas de un espesor de 0.25 m, una columna de 0.30 x 0.70 m, vigas de 0.25 x 0.60 m, vigas de 0.25 x 0.90 m y muros de sótano de un espesor de 0.30 m, estos resultados fueron comprobados en la etapa de predimensionamiento y validados en el diseño de los mismos.

Para el cálculo de las cuantías mínimas y/o máximas se tomó en cuenta las cortantes y momentos últimos para el diseño y distribución de los aceros.

Estos resultados guardan relación a lo que mencionan los siguientes autores según Choquehuanca (2017) considero elementos estructurales de acuerdo a la normativa, tomando en cuenta el recubrimiento, calidad y resistencia mínima del concreto. La distribución de los refuerzos calculados con los momentos últimos así mismo (Príncipe, 2020) considero una cuantía mínima y/o necesario de refuerzos de los diferentes elementos estructurales para dar una solución técnica y económica más factible al proyecto.

De acuerdo a la tercera hipótesis específica:

La cimentación es adecuada en el diseño de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano como tipo de sistema estructural de acuerdo a la Norma E.050.

Al respecto se debe mencionar lo siguiente:

Se consideró el diseño de una platea de cimentación tomando en cuenta el tipo de suelo en donde se proyectó la edificación, el suelo de Ciudad Nueva tiene una capacidad admisible menor a 1 kg/cm², y un coeficiente de balasto igual a 2 kg/cm². En vista que la capacidad portante del suelo es baja y de acuerdo a los cálculos realizados donde el momento último es menor al momento nominal, por lo que se tiene el diseño de la platea de cimentación de 0.50 m de espesor y vigas perimetrales de 0.40 x 1.20 m, podemos deducir que para obtener una mayor capacidad portante es recomendable que se haga un mejoramiento del suelo para alcanzar los valores requeridos y así cumplir con los parámetros establecidos por la normativa vigente.

Según (Choquehuanca, 2017), de acuerdo a su estudio de suelo realizado en la ciudad de Arequipa, indica que su capacidad portante es igual a 2.50 kg/cm² y tiene un coeficiente de balasto de 5 kg/cm², obteniendo como resultado de diseño zapatas aisladas de 5.00 x 5.30 m con un peralte de 0.85 m, (Bernales, 2018) de acuerdo a su estudio de suelo realizado en la ciudad de Arequipa, indica que su capacidad portante es igual a 2.49 kg/cm² y tiene un coeficiente de balasto de 4.98kg/cm², obteniendo como resultado zapatas aisladas de 4.20 x 4.00 m con un peralte de 0.90m y vigas de cimentación de 0.60 x 1.00 m con un peralte 0.90m y (Príncipe, 2020) de acuerdo a su estudio de suelo realizado en la ciudad de Lima en el distrito de Miraflores, indica que su capacidad portante es igual a 4.00 kg/cm² con un coeficiente de balasto de 8.00 kg/cm², obteniendo como resultado de diseño zapatas aisladas de 1.90 x 2.20 m, 5.20 x 2.00 m con un peralte de 0.90m y vigas de cimentación de 0.40 x 1.00 m con un peralte de 0.90 m.

CONCLUSIONES

A través del análisis y diseño estructural del edificio multifamiliar de siete pisos con sótano en el distrito de Ciudad Nueva, se concluye que el sistema estructural planteado cumple un adecuado desempeño ante amenazas sísmicas ya que están dentro de los requisitos estructurales y de diseño sismo resistente, exigido por el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú. Estableciendo a lo largo de la presente tesis todos los procedimientos requeridos para un correcto análisis y diseño sismorresistente.

Como resultado del análisis estático y dinámico realizado al edificio multifamiliar de siete niveles con sótano, mediante el uso del software ETABS se concluye que los elementos estructurales cuentan con una rigidez lateral adecuada. La deformación máxima encontrada en la dirección X, es igual a 0.0031, y la deformación máxima en la dirección Y, es igual a 0.0043, estos valores se encuentran dentro del límite permisible establecido en el reglamento nacional de edificaciones, Norma E.030.

A través del diseño estructural del edificio multifamiliar de siete niveles con sótano se determinaron adecuados elementos estructurales de la edificación. Estableciendo las diversas secciones y acero de refuerzo adecuado en dichos elementos, los cuales cumplen con lo establecido en el reglamento nacional de edificaciones, Norma E.060. Asimismo, todo el procedimiento para un correcto diseño de elementos estructurales se ve reflejado en el informe de la presente tesis y las diversas hojas de cálculo que acompañan a la misma.

Con un predimensionamiento previo se determinó una platea de cimentación de 0.50 m de espesor y vigas perimetrales de 0.40 x 1.20 m, con el uso software SAFE se realizó una simulación a la platea de cimentación, obteniendo como resultado que los momentos nominales son mayores a los momentos últimos; por lo que se concluye que el diseño propuesto cumple con lo establecido en el reglamento nacional de edificaciones Norma E.050, se colocaron aceros de 3/4" @ 25 cm en la platea de cimentación.

RECOMENDACIONES

Se recomienda a las instituciones públicas y/o privadas, realizar un mayor estudio sobre el diseño de edificaciones con sótano, para así lograr un mayor aprovechamiento del área y el espacio del terreno donde se realizará la construcción de la edificación, es importante mencionar que es aconsejable su aplicación en terrenos donde exista desnivel y/o cuenten con suelos blandos.

De acuerdo a los resultados obtenidos en la presente investigación teniendo derivas de deformación máximas en la dirección X igual a 0.0031 y en la dirección Y igual a 0.0043, se recomienda a los futuros profesionales, realizar un mayor estudio de edificaciones de gran altura en los tipos de suelos blandos como es el caso de Ciudad Nueva y así ver el comportamiento de las mismas y verificar que los resultados obtenidos se encuentren dentro de los parámetros exigidos por la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

Se recomienda a los futuros profesionales realizar un predimensionamiento adecuado, verificando el comportamiento de los elementos estructurales mediante el uso de los softwares de apoyo como ETABS, SAP2000 y SAFE que ayudan a mejorar la productividad del trabajo; así mismo es importante contrastar los resultados de la simulación con los cálculos manuales realizados y que estos cumplan con los parámetros establecidos por la Norma E.060 Concreto Armado (2009).

En este tipo de suelos de baja capacidad portante se recomienda el uso de plateas de cimentación, o el mejoramiento del suelo por sustitución del material para mejorar su capacidad portante y así cumplir con lo requerido por la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones (2018).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alba, J., Ortiz, C., & Soto, J. (2020). *Amplificación Sísmica en Tacna-Perú, usando datos de movimientos sísmicos y arreglos de microtemores*.
- Alva-Hurtado, J. (2012). Diseño de cimentaciones. *Instituto de la construcción y gerencia*.
- Anco, R., & Mamani, A. (2020). *Análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar con muros de ductilidad limitada en la ciudad de Tacna-2020*.
- Aroca, R. (1999). *¿ Qué es estructura?* Instituto Juan de Herrera. ETS de Arquitectura.
- Bernales, B. (2018). *Análisis y diseño de un edificio de concreto armado de dos sótanos y siete pisos ubicado en Cerro Colorado-Arequipa*.
- Blanco, A. (1994). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. *COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ/1994-1995*.
- Choquehuanca, K. (2017). *Análisis y diseño estructural de una edificación en concreto armado de 5 pisos y 1 semisótano*.
- Chura, E. (2012). *Evaluación y propuesta de un plan de gestión del riesgo de origen en el distrito de Ciudad Nueva-Tacna*.
- Chura, E. (2019). Estudio de riesgo sísmico en el distrito de ciudad nueva Tacna. *Ciencia y Desarrollo*, 0(11 SE-Artículos), 101-104. <https://doi.org/10.33326/26176033.2007.11.235>
- Comité Técnico de Norma E.020 Cargas. (2006). Norma E. 020 Cargas. *SENCICO*.
- Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente. (2018). *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*.
- Comité Técnico de Norma E.050 Suelos y Cimentaciones. (2018). *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*.
- Comité Técnico de Norma E.060 Concreto Armado. (2009). Norma E.060 Concreto Armado. *SENCICO*.
- Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones*.
- Fonseca, E. (2020). *Análisis de estructuración en planta a partir de planos de arquitectura e ingeniería para edificios con muros de hormigón armado en Chile*.
- Harmsen, T. (2002). Diseño de estructuras de concreto armado (Tercera Edición ed.). *Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú*.
- Jeong, S. Y., Kang, T. H. K., Yoon, J. K., & Klemencic, R. (2020). Evaluación del desempeño sísmico de un edificio alto: modelado práctico de estructuras de sótano circundantes. *Journal of Building Engineering*, 31, 101420. <https://doi.org/10.1016/J.JOBE.2020.101420>

- Martínez, J., & Ramírez, H. (2000). La ingeniería estructural. *Ciencia ergo-sum, Revista Científica Multidisciplinaria de Prospectiva*, 7(2).
- Muñoz, D. (1989). Conceptos básicos en riesgo sísmico. *Física de la Tierra*, 1, 199-215.
- Palacios, J., Zevallos, M., García, L., Villacreses, C., & Menéndez, E. (2019). Reforzamiento Estructural con Muros de Corte, del Edificio de la Facultad de Filosofía y Letras de la Universidad Técnica de Manabí. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24(2), 201–222. <https://doi.org/10.24133/riie.v24i2.1284>
- Paredes, O. (2004). *Mapa de peligros de la ciudad de Tacna (Distritos de Tacna, Gregorio Albarracín, Pocollay y Complemento Alto de la Alianza y Ciudad Nueva). Volumen II Anexos.*
- Pinto, F., & Ledezma, C. (2019). Interacción suelo-estructura en edificios de gran altura con subterráneos en Santiago, Chile. *Obras y proyectos*, 25, 66-75.
- Príncipe, J. (2020). *Diseño estructural de un edificio multifamiliar de 7 pisos y un semisótano en Miraflores.*
- Ramos, J., & Vicente, M. (2020). *Análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, aplicando la NTE E 070 vigente y la propuesta de modificación, en el distrito de Ciudad Nueva, Tacna, 2019.*
- Seiner-Lizárraga, L. (2017). *Historia de los sismos en el Perú. Catálogo: Siglos XV-XVII.*
- Tavera, H. (2001). *El terremoto de la región del sur del Perú del 23 de junio de 2001.*
- Tavera, H., & Bernal, Y. (2005). *Distribución espacial de áreas de ruptura y lagunas sísmicas en el borde oeste del Perú.*

ANEXOS

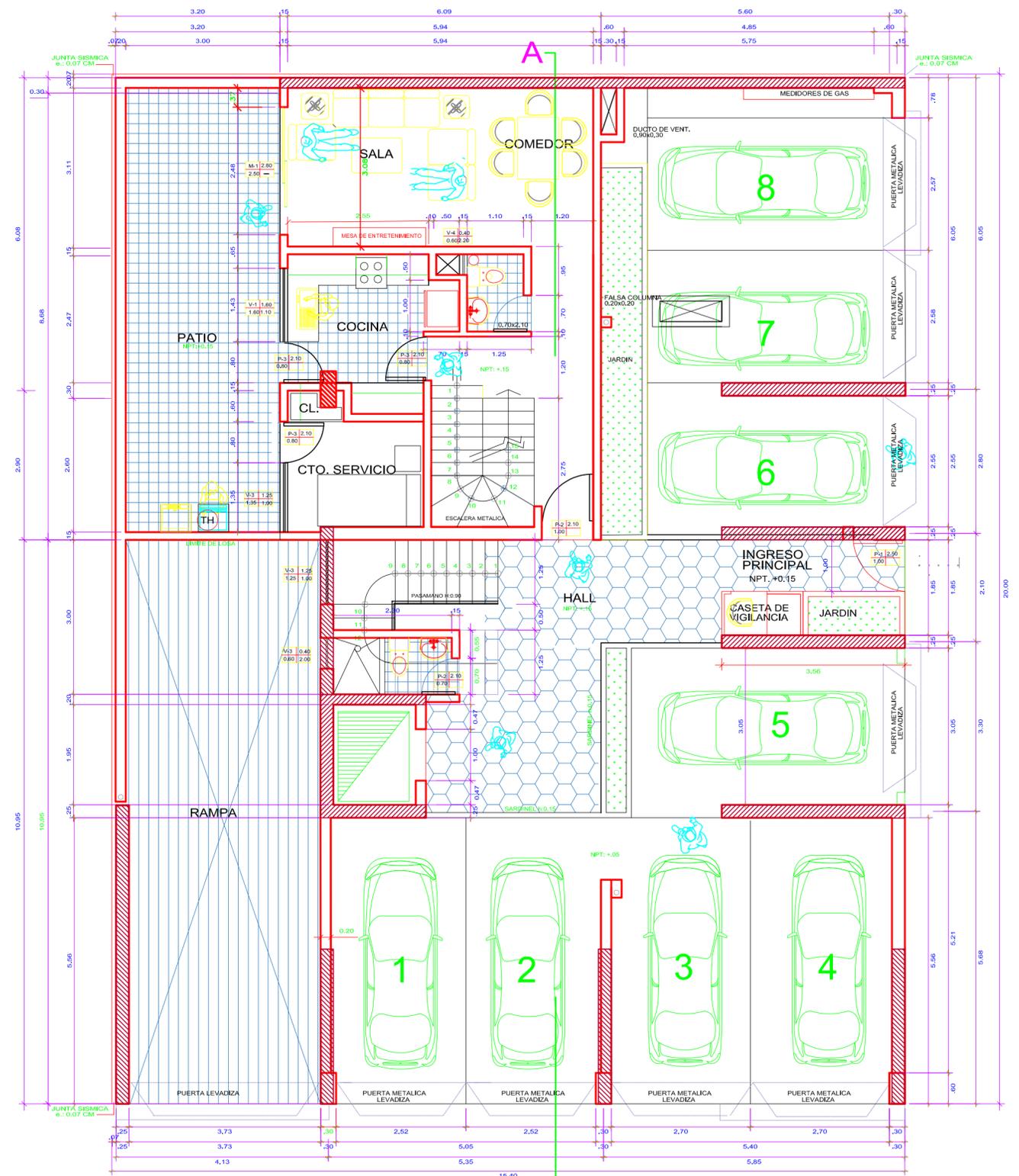
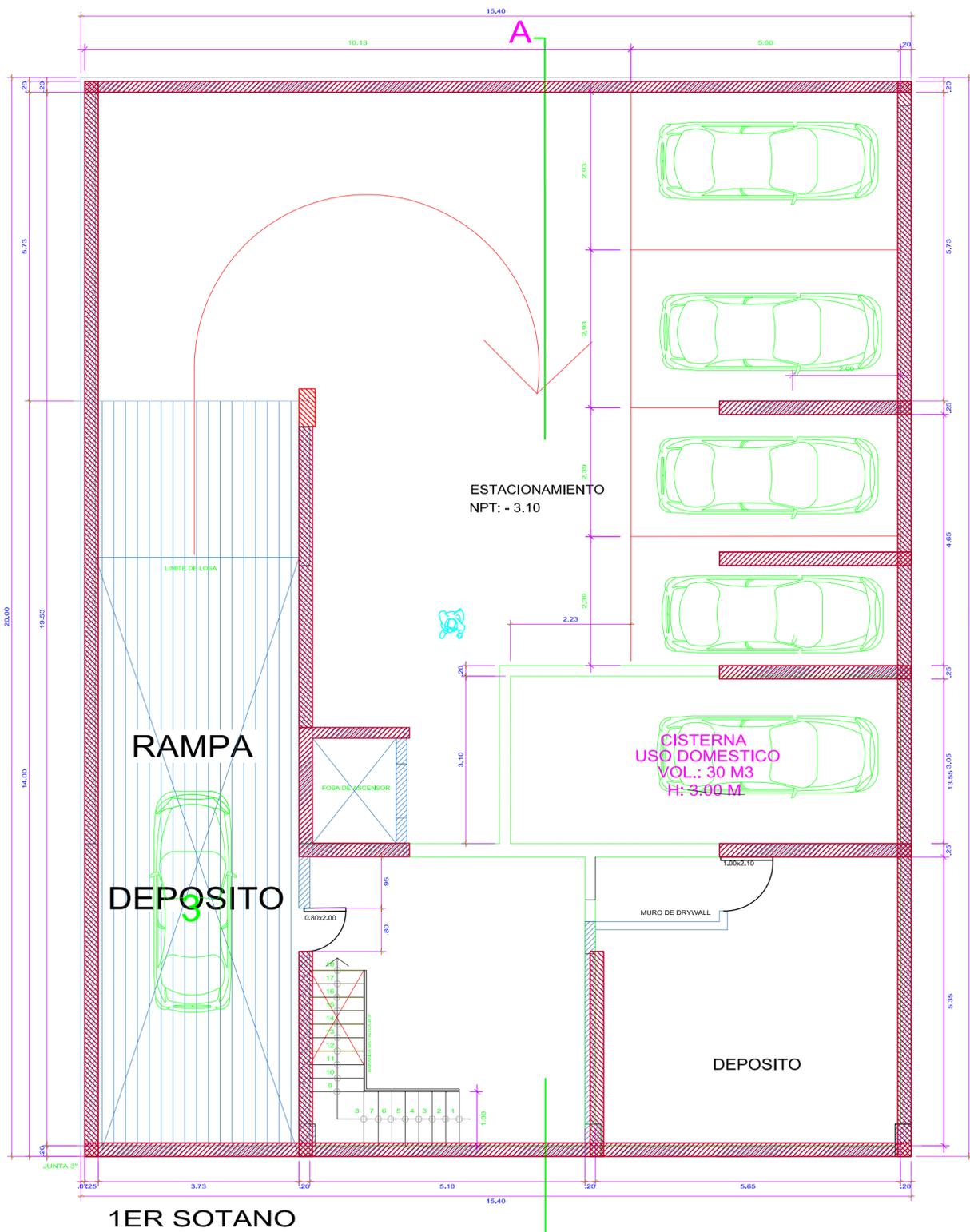
Anexo 1: Matriz de Consistencia

Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Indicadores	Dimensiones	Metodología
General:	General:	General:	V. Independiente	Indicadores de VI.		
¿Cuáles son las características del análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano en el distrito de Ciudad Nueva en base al reglamento nacional de edificaciones?	Establecer las características de análisis y diseño de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano en el distrito de Ciudad Nueva en base al reglamento nacional de edificaciones.	Mediante el análisis y diseño estructural se establecerán las características de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano en el distrito de Ciudad Nueva.	Análisis y diseño estructural	<ul style="list-style-type: none"> - Desplazamientos y distorsiones de entrepiso. - Cuanías aceptables de acero. - Sistema estructural. - Capacidad portante. 	Centímetros Adimensional Kilogramo por centímetro cuadrado.	Tipo de Investigación: Exploratorio Nivel de Investigación: Integrativo
Específicos:	Específicos:	Específicos:	V. Dependiente	Indicadores de VD.		
<p>¿Cuáles son los resultados del análisis estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano de acuerdo a los requerimientos establecidos en la norma E.030?</p> <p>¿Qué diseño estructural será adecuado para un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano en el distrito de Ciudad Nueva de acuerdo a la normativa E060?</p> <p>¿Cuál sería una cimentación adecuada en el diseño de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano de acuerdo a la norma E.050?</p>	<p>Realizar el análisis estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano de acuerdo a los requerimientos establecidos en la norma E.030.</p> <p>Realizar el diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano de acuerdo a los requerimientos establecidos según la Norma E.060.</p> <p>Determinar la cimentación adecuada en el diseño de un edificio multifamiliar de siete niveles más sótano de acuerdo a la Norma E.050.</p>	<p>Del análisis estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano ante solicitaciones estáticas y dinámicas se obtiene una adecuada resistencia acorde a lo especificado en la norma E.030.</p> <p>Del diseño estructural por resistencia última de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano se obtiene cuanías de acero que cumplen con lo establecido en la Norma E.060.</p> <p>La cimentación es adecuada en el diseño de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano como tipo de sistema estructural de acuerdo a la Norma E.050.</p>	Edificio multifamiliar de siete niveles con sótano.	<ul style="list-style-type: none"> - Periodos y modos de vibración. - Distribución en planta de elementos estructurales. - Esfuerzo de elementos estructurales. - Cantidad de elementos estructurales en planta. 	Segundos Adimensional Toneladas Adimensional	Población: Edificios multifamiliares de siete niveles con sótano en el distrito de Ciudad Nueva. Muestra: Edificio multifamiliar de siete niveles con sótano en el distrito de Ciudad Nueva.

Anexo 2:

PLANOS

- a. A-01 Plano de Arquitectura
- b. A-02 Plano de Arquitectura
- c. A-03 Elevaciones
- d. E-01 Estructuras
- e. E-02 Estructuras
- f. E-03 Estructuras-detalles



PLANO DE ARQUITECTURA
ESCALA: 1/75



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: **"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES CON SOTANO EN EL DISTRITO DE CIUDAD NUEVA, TACNA - 2022"**

BACHILLER: RIVERA MAMANI, MALU ROSI

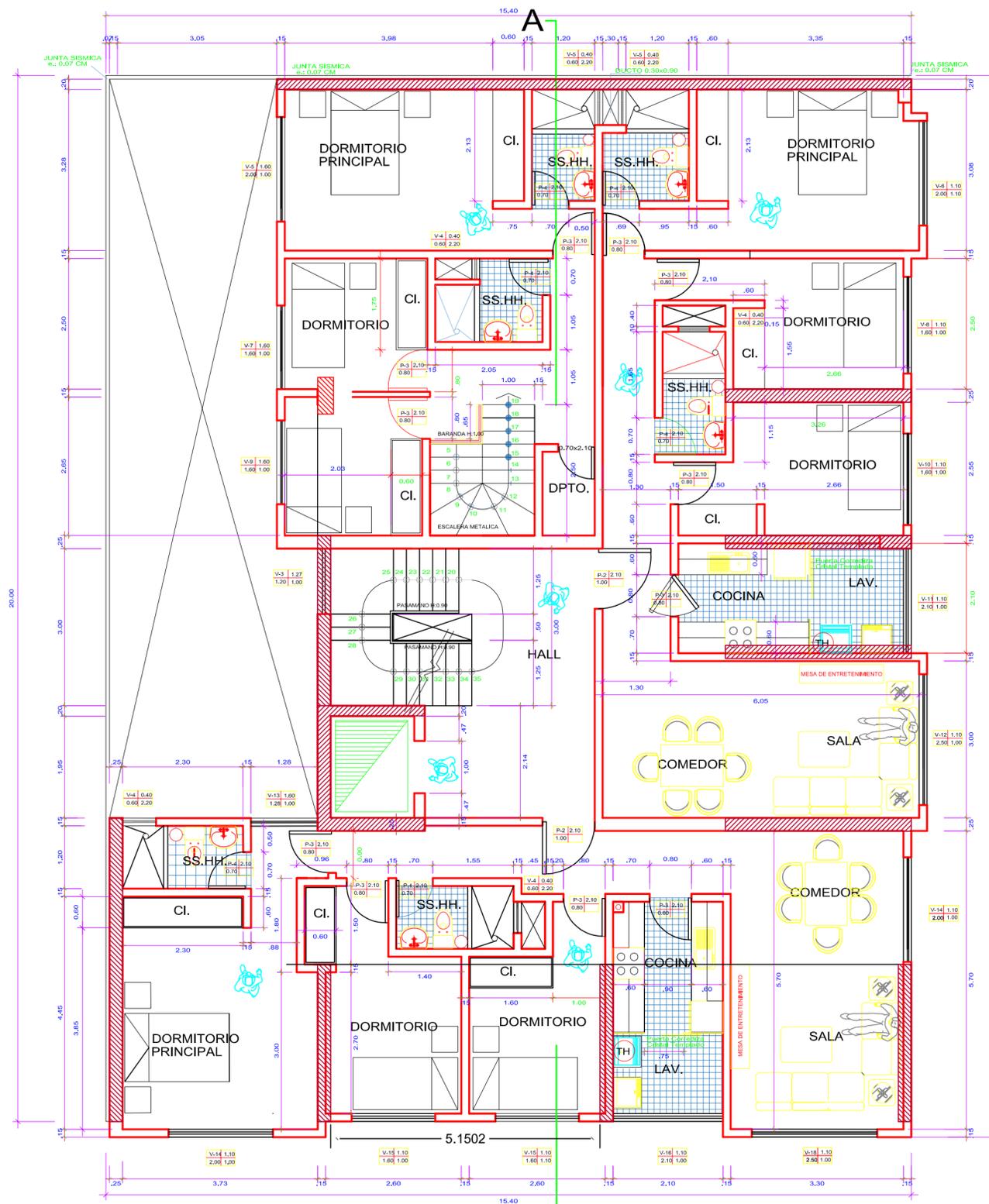
PLANO: **ARQUITECTURA**

ASESOR: Mgr Ing. JORGE ENRIQUE ALVAREZ RUFFRÁN

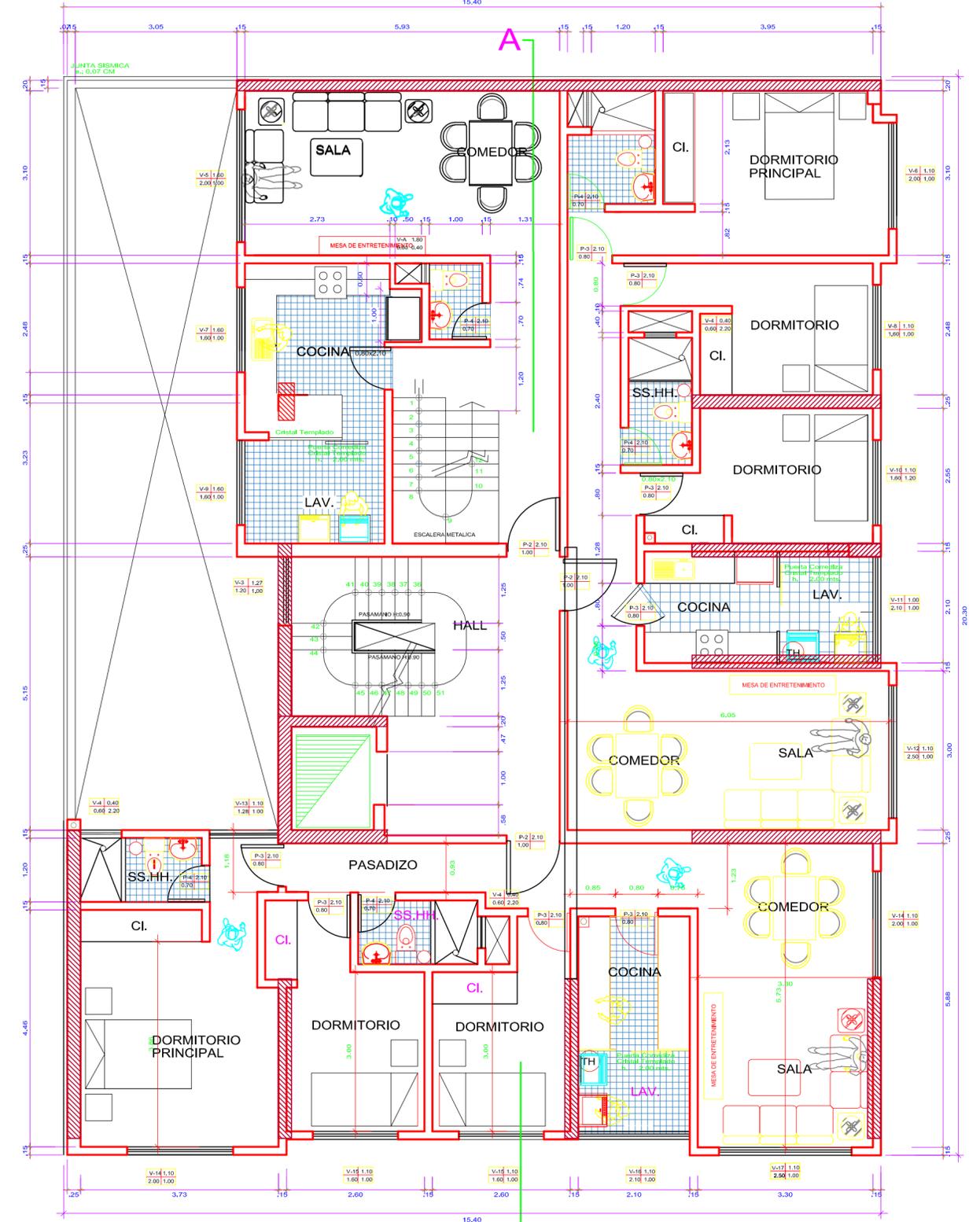
DISTRITO : CIUDAD NUEVA
PROVINCIA: TACNA
REGION : TACNA

ESCALA: INDICADA
FECHA: MAYO, 2022

LAMINA:
A-01



2DO. PISO, Y 4TO,6TO,PISOS
PLANO DE ARQUITECTURA
 ESCALA: 1/75



3RO,5TO,7MO PISOS

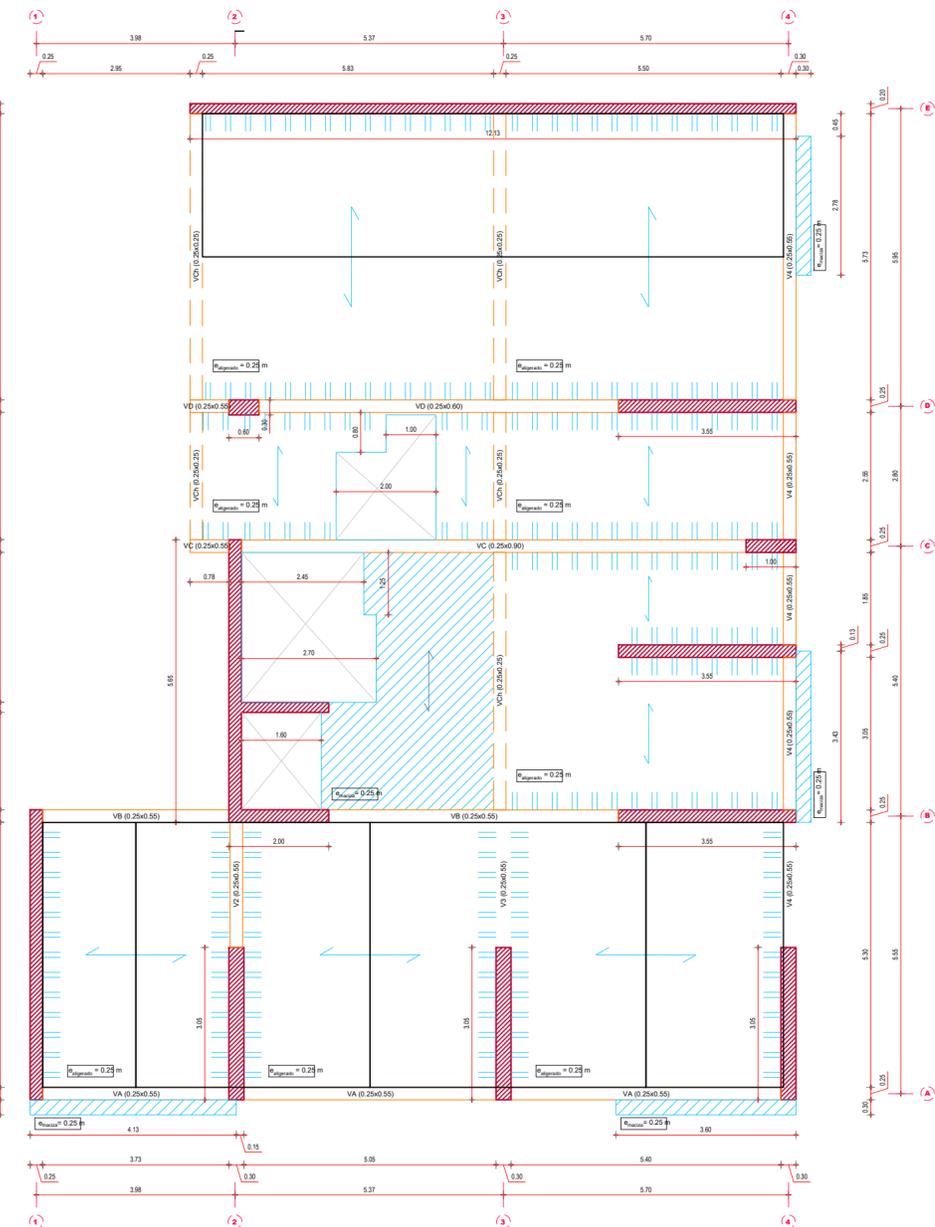
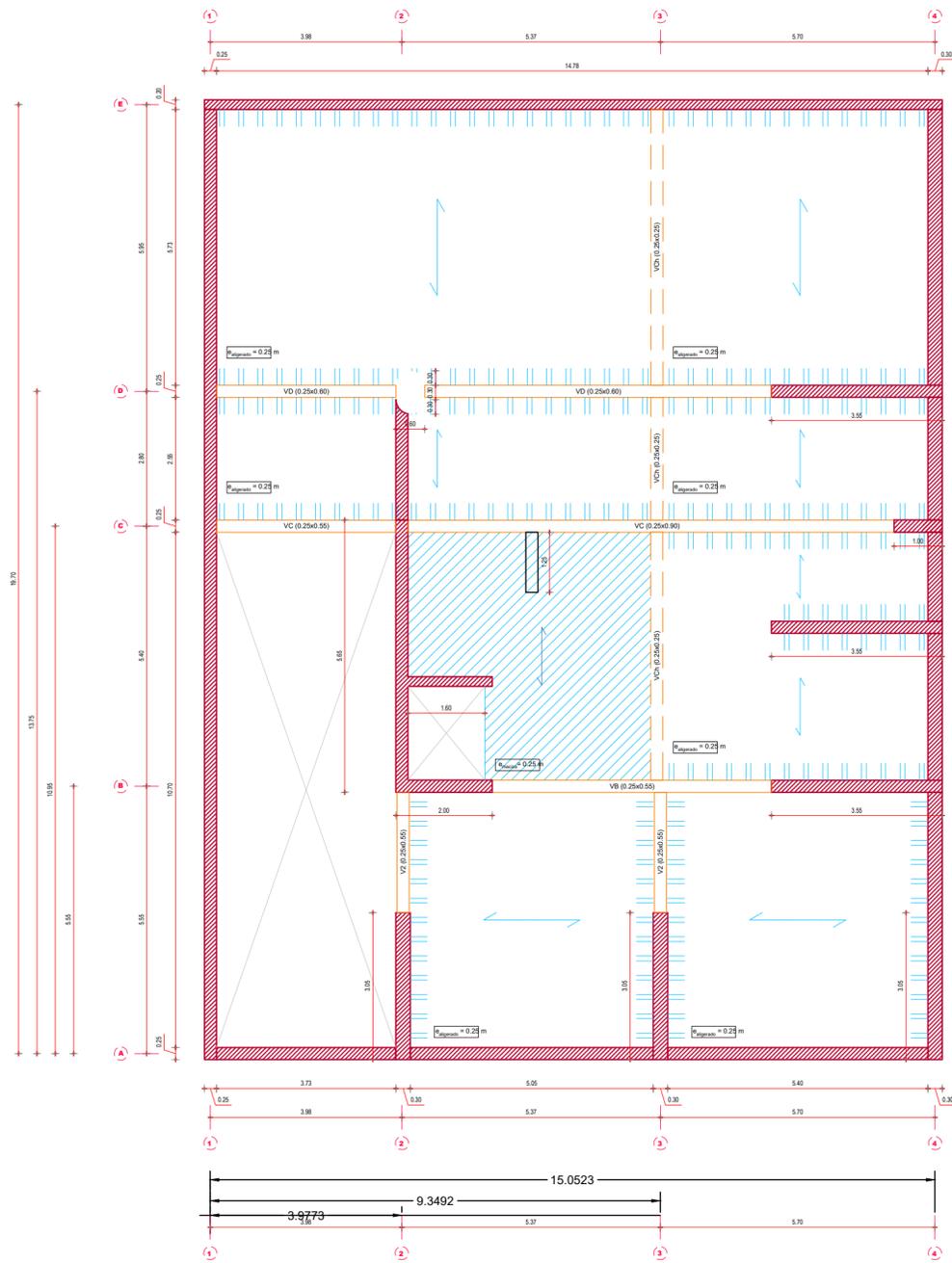


UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

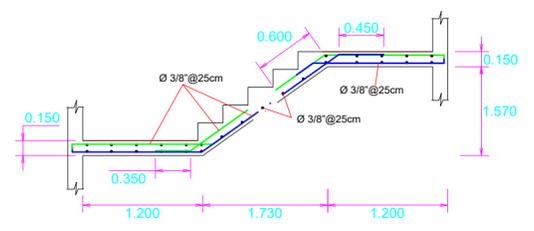
PROYECTO: **"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES CON SOTANO EN EL DISTRITO DE CIUDAD NUEVA, TACNA - 2022"**

BACHILLER: RIVERA MAMANI, MALU ROSI	PLANO: ARQUITECTURA
ASESOR: Mgr Ing. JORGE ENRIQUE ALVAREZ RUFFRÁN	DISTRITO : CIUDAD NUEVA PROVINCIA: TACNA REGION : TACNA
ESCALA: INDICADA	FECHA: MAYO, 2022

LAMINA:
A-02



TECHO 1ER PISO



DETALLE DESCALERA
ESCALA: 1/25

LOSAS, COLUM. VIGAS (cm)		LOSAS Y VIGAS		EN COLUMNAS		ESTRIBOS	
Ø	6mm	30	30	30	30	30	30
Ø	3/8"	40	30	40	30	40	30
Ø	1/2"	50	40	50	40	50	40
Ø	5/8"	60	50	60	50	60	50
Ø	3/4"	70	60	70	60	70	60

No se permitirán empalmes del refuerzo superior (negativo) en una longitud de 1/4 de luz de la losa o viga a cada lado de la columna de apoyo.

Los empalmes L se ubicarán en el tercio central. No se empalmarán más de 50% de la armadura en una misma sección.

Ø	L	Rmín.
6mm	10cm	1.5cm
3/8"	15cm	2.0cm

Piso 1, 2, 3, 4 y 5
A. verticales 3/8" @ 0.25 m
A. horizontales 3/8" @ 0.25 m

DETALLE DE ESTRIBOS
Esc: 5 / E

Ø	Le (m)
# 1/2" - 8mm	0.40
# 1/2" - 12 mm	0.40
# 5/8"	0.50

REFUERZO DE MUROS

MURO	# HORIZONTAL	# VERTICAL
M1	# 1/2" Ø 20	# 3/8" Ø 20
M2	# 8 mm Ø 20	# 8 mm Ø 20

PLANO DE ESTRUCTURA - LOSA
ESCALA: 1/100



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: **"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES CON SOTANO EN EL DISTRITO DE CIUDAD NUEVA, TACNA - 2022"**

BACHILLER: RIVERA MAMANI, MALU ROSI

PLANO: **ESTRUCTURAS**

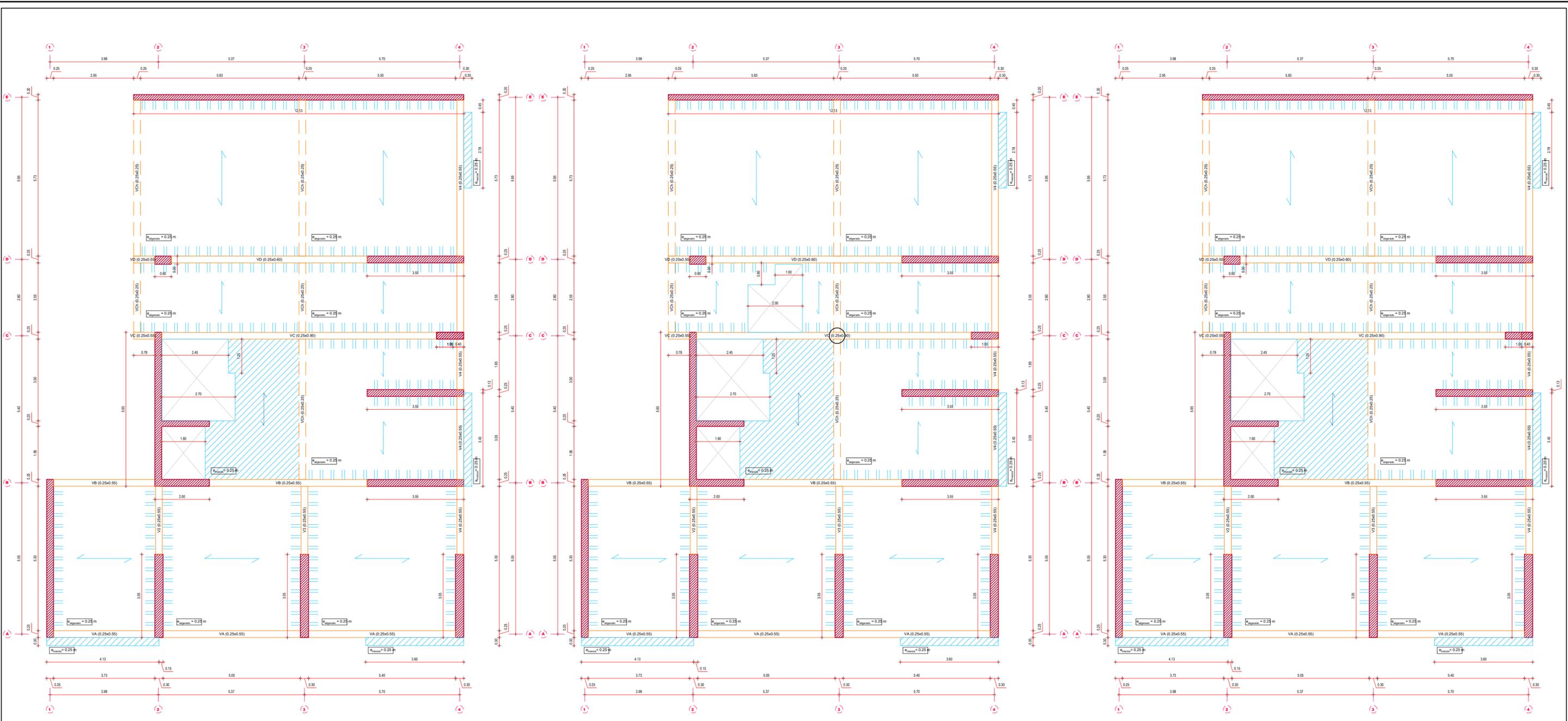
ASESOR: Mgr Ing. JORGE ENRIQUE ALVAREZ RUFFRÁN

DISTRITO : CIUDAD NUEVA
PROVINCIA: TACNA
REGIÓN : TACNA

ESCALA: INDICADA

FECHA: MAYO, 2022

LAMINA:
E-01



TECHO 2DO. PISO, 4TO, 6TO, PISOS

TECHO 3RO, 5TO, 7MO PISOS

TECHO (= AZOTEA)

PLANO DE ESTRUCTURA - LOSA
 ESCALA: 1/100



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: **"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES CON SOTANO EN EL DISTRITO DE CIUDAD NUEVA, TACNA - 2022"**

BACHILLER: RIVERA MAMANI, MALU ROSI

PLANO: **ESTRUCTURAS**

ASESOR: Mgr Ing. JORGE ENRIQUE ALVAREZ RUFFRÁN

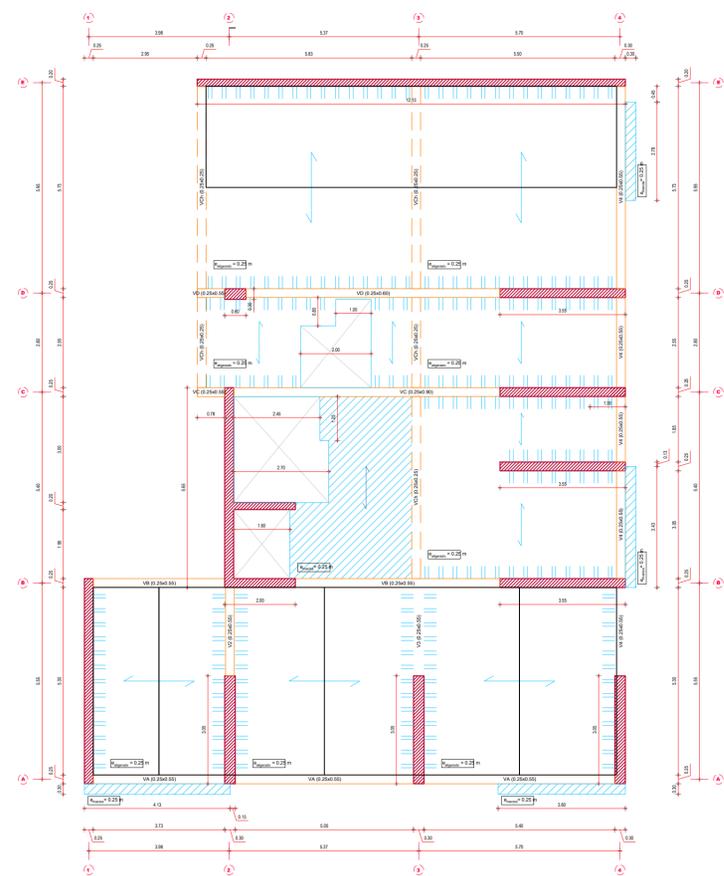
DISTRITO : CIUDAD NUEVA
 PROVINCIA: TACNA
 REGIÓN : TACNA

ESCALA: INDICADA

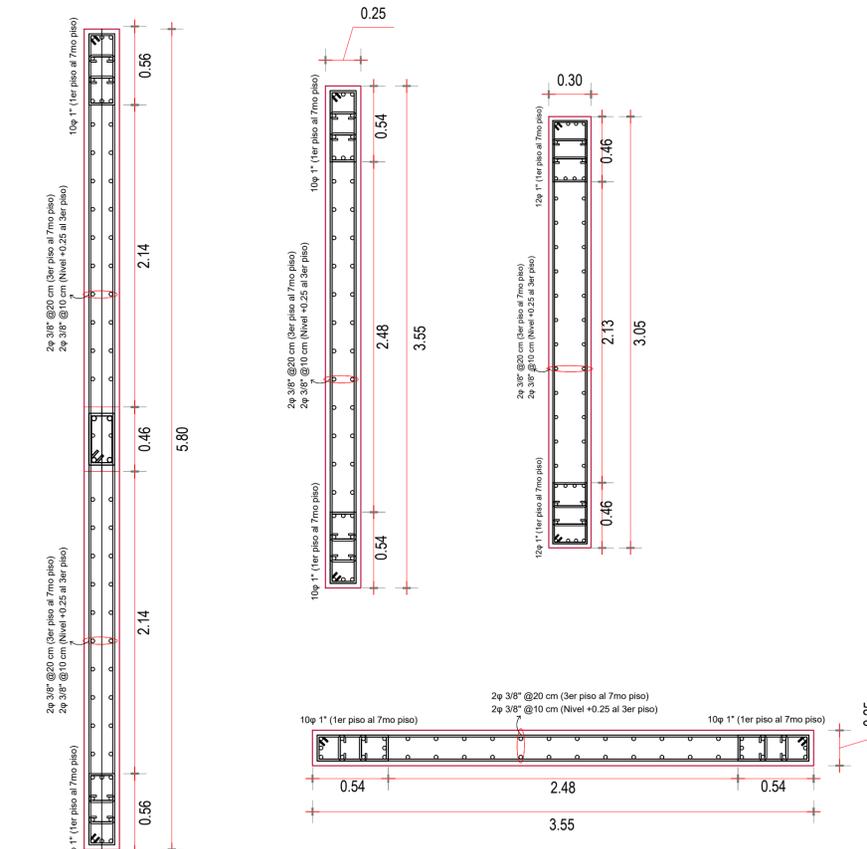
FECHA: MAYO, 2022

LAMINA:

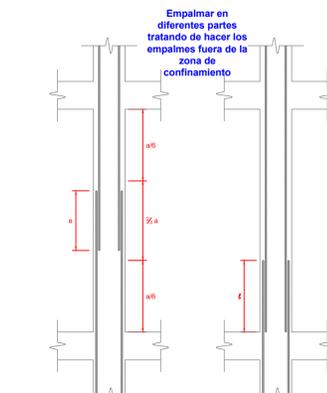
E-02



TECHO 1ER PISO
PLANO DE ESTRUCTURA - LOSA
 ESCALA: 1/100



DETALLE DE PLACAS
 ESCALA: 1/25

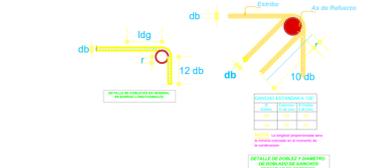


LONGITUD DE EMPALME (e)		LONGITUD DE EMPALME (f)	
Ø 3/4"	0.60 m	Ø 3/4"	0.70 m
Ø 5/8"	0.45 m	Ø 5/8"	0.60 m

CONSIDERANDO ZONA DE ESFUERZOS BAJOS
 CONSIDERANDO ZONA DE ESFUERZOS ALTOS PERO QUE SE EMPALMAN EN EL 50% DEL 50% DE LAS VARILLAS

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS

Longitud de Anclaje con Gancho (lg)			
Ø	f _c = 175 kg/cm ²	f _c = 210 kg/cm ²	f _c = 210 kg/cm ²
12"	30 cm	35 cm	35 cm
14"	35 cm	40 cm	40 cm
16"	40 cm	45 cm	45 cm
18"	45 cm	50 cm	50 cm
20"	50 cm	55 cm	55 cm

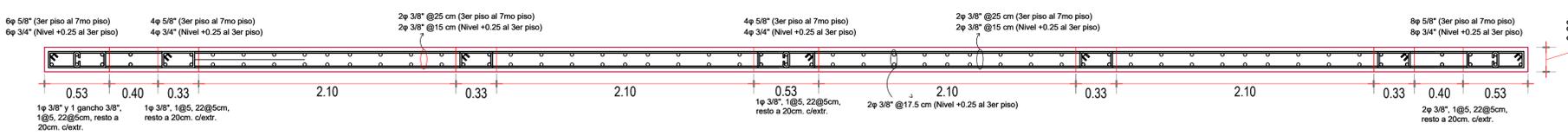


VALORES DE m		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	0.50 m	H > 0.30
1/2"	0.40 m	H > 0.30
5/8"	0.50 m	0.40 m
3/4"	0.55 m	0.50 m

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS Y LOSAS ALZERRADAS

LONGITUD DE EMPALME (L)	
1"	1.40
3/4"	.85
5/8"	.70
1/2"	.56
3/8"	.42

EMPALMES TRASLAPADOS PARA COLUMNAS Y PLACAS (sin esc)



DETALLE DE PLACA Y VIGA
 ESCALA: 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS

- 1.00.- DE LOS MATERIALES**
- 01. CONCRETO SIMPLE**
- CIMENTOS CORRIDOS f_c = 100 Kg/cm²
 (C:H=1:10+25% P.G.Ø 6"máx)
- SOBRECIMENTOS f_c = 140 Kg/cm²
 (C:H=1:8+25% P.M.Ø 4"máx)
- Solado f_c = 100 Kg/cm²
- FALSO PISO f_c = 140 Kg/cm²
- 02. CONCRETO ARMADO**
- ZAPATAS f_c = 210 Kg/cm²
- VIGAS SECUNDARIAS f_c = 210 Kg/cm²
- VIGAS PRINCIPALES f_c = 210 Kg/cm²
- COLUMNAS ESTRUCTURALES f_c = 210 Kg/cm²
- COLUMNA DE CONFINAMIENTO f_c = 210 Kg/cm²
- 03. ALBAÑILERIA**
- MORTERO : C; A = 1:4
 - JUNTA : 1.5 cm.
 - UNIDAD : LADRILLOS KING KONG DE ARCILLA
 - Compresión Albañilería : f_m = 55 kg/cm²
 - Peso Especifico Albañilería : 1,350.00 kg/m³
 - Ladrillo Macizo KK arcilla : 9 x 24 x 13
- 2.00.- DEL SUELO**
- CAPACIDAD PORTANTE : 1.00 Kg/cm² (Verificar en Obra)
 - FACTOR DE ZONA(4) : 0.45
 - PROF. DE CIMENTACION: 1.50 m. (Mínimo)
- 3.00.- DE LAS SOBRECARGAS**
- NIVEL 1° = 200 Kg/m²
- NIVEL 2°, 3° y 4°(proy) PISO = 200 Kg/m²
- 4.00.- RECUBRIMIENTOS**
- ZAPATAS = 7.0 cm.
- COLUMNAS ESTRUCTURALES = 4.00 cm.
- VIGAS ESTRUCTURALES = 4.00 cm.
- COLUMNAS DE CONFINAMIENTO = 2.50 cm.
- 5.00.- ACERO**
- ACERO CORRUGADO- Grado 60 : f_y = 4200 Kg/cm².
 - EMPALMES DE FIERRO
 - VIGAS : As (-) : Tercio Central
 - As (+) : a L/4
 - COLUMNAS : A 2L/3 (Tramo Central)
- 6.00.- NORMAS**
- R. N. E. (Normas E-020, E-030, E-050, E-060)

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUOLA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

LAMINA:
E-03

PROYECTO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE NIVELES CON SOTANO EN EL DISTRITO DE CIUDAD NUEVA, TACNA - 2022"

BACHILLER: RIVERA MAMANI, MALU ROSI

ASESOR: Mgte Ing. JORGE ENRIQUE ALVAREZ RUFFRAN

PLANO: **ESTRUCTURAS DETALLES**

DISTRITO : CIUDAD NUEVA
 PROVINCIA: TACNA
 REGION : TACNA

ESCALA: INDICADA

FECHA: MAYO, 2022

Anexo 3:

HOJAS DE CÁLCULO

DISEÑO DE VIGAS

A DISEÑO POR FLEXION

DATOS		
Es	2000000.00	kg/cm ²
ϕ	0.90	
β ₁	0.85	
f' _c	210.00	kg/cm ²
f _y	4200.00	kg/cm ²
h	0.60	m
b	0.25	m
d	0.54	m
n	1	

$d := h - 0.03m \cdot (n + 1)$

FACTOR K_u

$$K_u := \frac{M_u}{b_w \cdot d^2}$$

CUANTIA

$$\rho := \frac{0.85f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f_c}} \right)$$

CUANTIA MINIMA

$$\rho_{min} = 0.7 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

CUANTIA MAXIMA

$$\rho_{max} := 0.75 \cdot \rho_b$$

CUANTIA BALANCEADA

$$\rho_b := \frac{0.85f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{0.003 \cdot \beta_1 \cdot E_s}{0.003 \cdot E_s + f_y} \right)$$

AREA DE ACERO MINIMO

$$A_{smin} := \rho_{min} \cdot b_w \cdot d$$

AREA DE ACERO A USAR

$$A_s := \rho \cdot b_w \cdot d$$

a

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b_w}$$

MOMENTO NOMINAL

$$\phi M_n := \phi \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b_w \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

TERCIO IZQUIERDO		TERCIO CENTRAL		TERCIO DERECHO	
Mu (-) (Tn-m)	38.08	Mu (+) (Tn-m)	20.065	Mu (-) (Tn-m)	33.970
Ku	52.236	Ku	27.524	Ku	46.598
ρ	0.017	ρ	0.008	ρ	0.015
ρ _{min}	0.002	ρ _{min}	0.002	ρ _{min}	0.002
ρ _b	0.021	ρ _b	0.021	ρ _b	0.021
ρ _{max}	0.016	ρ _{max}	0.016	ρ _{max}	0.016
ρ a usar	0.017	ρ a usar	0.008	ρ a usar	0.015
As(-) CM2	23.45	As(+) CM2	10.86	As(-) CM2	20.20
ϕ	5ϕ1"	ϕ	3ϕ1"	ϕ	4ϕ1"
As colocado	25.35	As colocado	15.21	As colocado	20.28

CALCULO DEL MOMENTO NOMINAL

TERCIO IZQUIERDO		TERCIO CENTRAL		TERCIO DERECHO	
a	23.86	Mu (+)	14.32	Mu (-)	19.09
Mn (Tn-m)	40.313	Mn (Tn-m)	26.931	Mn (Tn-m)	34.080

CUMPLE

CUMPLE

CUMPLE

B DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

Calculo de la cortante Ultima.

Vu isostatico	31.11	Tn
Mn derecho	40.31	Tn-m
Mn izquierdo	34.08	Tn-m
Ln(luz Libre)	7.37	m
Vuu	21.02	Tn

Vc	10.37	Tn
Vs	12.98	Tn
Vs max	36.97	Tn

Vuu	≤	$\phi(Vc+Vs)$
21.0	≤	21.0

Calculo de estribos

usar	3/8"	2
	0.71	2
Av	1.42	cm2

zona de confinamiento 2*H 120 cm

calculo de espaciamento

$$s = \frac{Av * fy * d}{Vs}$$

S	24.81	cm
---	-------	----

$$V_{uu} = V_u + \left(\frac{M_{n.izq} + M_{n.der}}{L_n} \right)$$

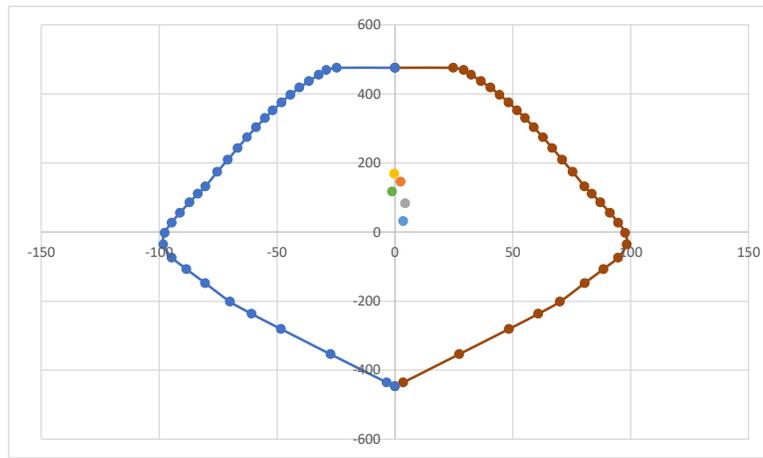
- Vu = Cortante Isostática
- Mn.izq = Momento Nominal Izquierdo de la viga
- Mn.der = Momento Nominal Derecho de la Viga
- Vuu = Cortante Última de Diseño

$$V_{uu} \leq \phi(Vc + Vs)$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$Vs = \frac{V_{uu}}{\phi} - Vc$$

$$V_{smáx} = \phi * 2.1 * \sqrt{f'c} * bw * d$$



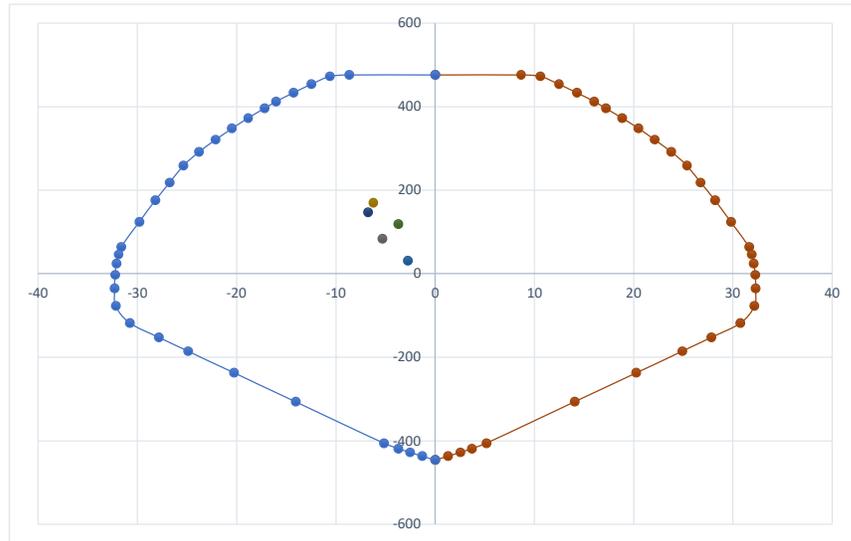
EN LA DIRECCION Y-Y

Story	Case	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Story1	DEAD	-82.8599	-0.8567	1.9997	-0.0009	-3.5954	1.332
Story1	Live	-17.9422	-0.2016	0.6302	0.0035	-1.0222	0.2878
Story1	DEx	43.6547	2.5054	0.2655	0.1226	0.4653	5.2917

U1 - 1.4 D + 1.7 L	146.51	-1.54	-6.77	2.35
U2 - 1.25 (D+L) + E	82.35	1.18	-5.31	7.32
U3 - 1.25 (D+L) - E	169.66	-3.83	-6.24	-3.27
U4 - 0.9 D + E	30.92	1.73	-2.77	6.49
U5 - 0.9 D - E	118.23	-3.28	-3.70	-4.09

DIAGRAMA DE INTERACCION Y (ACI 318-14)

	PM2 +				PM2 -		
	90°				270°		
	P	M2	M3	P	M2	M3	
1	475.599	0	0	1	475.599	0	0
2	475.599	8.6522	0	2	475.599	-8.6522	0
3	472.5762	10.6009	0	3	472.5762	-10.6009	0
4	453.2876	12.4739	0	4	453.2876	-12.4739	0
5	433.1617	14.2783	0	5	433.1617	-14.2783	0
6	412.0723	16.0231	0	6	412.0723	-16.0231	0
7	395.9805	17.1851	0	7	395.9805	-17.1851	0
8	372.4714	18.8449	0	8	372.4714	-18.8449	0
9	347.4278	20.4847	0	9	347.4278	-20.4847	0
10	320.5605	22.1248	0	10	320.5605	-22.1248	0
11	291.5025	23.7908	0	11	291.5025	-23.7908	0
12	258.1603	25.3739	0	12	258.1603	-25.3739	0
13	217.9973	26.75	0	13	217.9973	-26.75	0
14	175.3057	28.2098	0	14	175.3057	-28.2098	0
15	123.8271	29.8113	0	15	123.8271	-29.8113	0
16	64.088	31.6358	0	16	64.088	-31.6358	0
17	45.6078	31.8991	0	17	45.6078	-31.8991	0
18	23.6795	32.111	0	18	23.6795	-32.111	0
19	-2.8695	32.2516	0	19	-2.8695	-32.2516	0
20	-35.7615	32.2886	0	20	-35.7615	-32.2886	0
21	-77.6108	32.1676	0	21	-77.6108	-32.1676	0
22	-118.447	30.7492	0	22	-118.447	-30.7492	0
23	-152.4496	27.8249	0	23	-152.4496	-27.8249	0
24	-185.7492	24.8909	0	24	-185.7492	-24.8909	0
25	-237.6466	20.2619	0	25	-237.6466	-20.2619	0
26	-306.7231	14.062	0	26	-306.7231	-14.062	0
27	-405.863	5.1662	0	27	-405.863	-5.1662	0
28	-419.0075	3.7069	0	28	-419.0075	-3.7069	0
29	-427.9572	2.5425	0	29	-427.9572	-2.5425	0
30	-436.9069	1.3068	0	30	-436.9069	-1.3068	0
31	-445.8567	0	0	31	-445.8567	0	0



B DISEÑO POR CORTANTE

De la Norma E060 Caitulo 21 se empezara a diseñar los estribos, el numeral 21.4 indica las disposiciones de diseño.

EN LA DIRECCION X-X

Story	Case	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Story1	DEAD	-82.8599	-0.8567	1.9997	-0.0009	-3.5954	1.332
Story1	Live	-17.9422	-0.2016	0.6302	0.0035	-1.0222	0.2878
Story1	DEX	42.6311	2.2466	0.2757	0.0853	0.3371	2.3447

	Pu	Vu		
U1 - 1.4 D + 1.7 L	146.51	-1.54	-6.77	2.35
U2 - 1.25 (D+L) + E	83.37	0.92	-5.43	4.37
U3 - 1.25 (D+L) - E	168.63	-3.57	-6.11	-0.32
U4 - 0.9 D + E	31.94	1.48	-2.90	3.54
U5 - 0.9 D - E	117.21	-3.02	-3.57	-1.15

$$(11-3) \quad V_c = 0,53 \sqrt{f_c} b_w d$$

$$(11-4) \quad V_c = 0,53 \sqrt{f_c} \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) b_w d$$

Vc(11-3)	Vc(11-4)	Vs = (Vu - ϕV_c) / ϕ	= Av * fy * d / ' S min = d/2
12.53446123	15.8461426	0	0
12.53446123	13.5750442	0	0
12.53446123	16.6421494	0	0
12.53446123	11.7250184	0	0
12.53446123	14.7921235	0	0

Separacion espaciamento de estrinos

Longitud de Confinamiento

1/6 Hn	0.443 m
h(colum)	0.70 m
40 cm	0.40 m

Espaciamento de Confinamiento

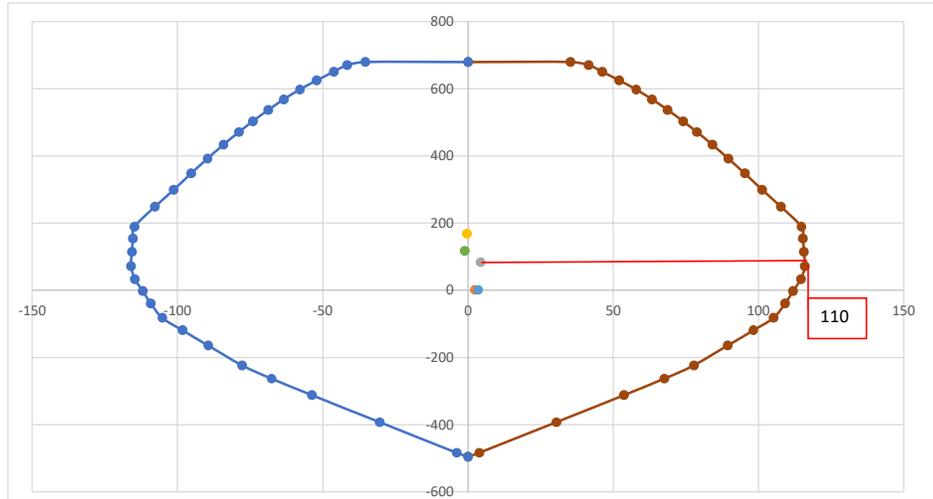
8dbl	15.28 cm
b/2	15 cm
10cm	10 cm
Resto de la columna	
30 cm	30 cm

d/2	32 cm
30 cm	30cm

Por ello calcularemos el diagrama de iteracion nominal

PM3 +	0°			PM3 -	180°		
	P	M2	M3		P	M2	M3
1	679.4271	0	0	1	679.4271	0	0
2	679.4271	0	35.3393	2	679.4271	0	-35.3393
3	670.2396	0	41.5959	3	670.2396	0	-41.5959
4	650.5074	0	46.1689	4	650.5074	0	-46.1689
5	624.5693	0	52.0903	5	624.5693	0	-52.0903
6	597.538	0	57.879	6	597.538	0	-57.879
7	568.1152	0	63.3992	7	568.1152	0	-63.3992
8	536.562	0	68.7492	8	536.562	0	-68.7492
9	503.1782	0	74.0449	9	503.1782	0	-74.0449
10	471.1634	0	78.8308	10	471.1634	0	-78.8308
11	433.1697	0	84.1674	11	433.1697	0	-84.1674
12	392.2437	0	89.6232	12	392.2437	0	-89.6232
13	347.824	0	95.2866	13	347.824	0	-95.2866
14	299.1966	0	101.2701	14	299.1966	0	-101.2701
15	248.9322	0	107.7191	15	248.9322	0	-107.7191
16	188.8289	0	114.8248	16	188.8289	0	-114.8248
17	153.5776	0	115.3017	17	153.5776	0	-115.3017
18	114.6638	0	115.6779	18	114.6638	0	-115.6779
19	71.172	0	115.9895	19	71.172	0	-115.9895
20	33.2355	0	114.6504	20	33.2355	0	-114.6504
21	-2.2907	0	111.9301	21	-2.2907	0	-111.9301
22	-39.6743	0	109.1819	22	-39.6743	0	-109.1819
23	-82.1346	0	105.2265	23	-82.1346	0	-105.2265
24	-119.1199	0	98.2379	24	-119.1199	0	-98.2379
25	-164.6185	0	89.3988	25	-164.6185	0	-89.3988
26	-223.7383	0	77.7458	26	-223.7383	0	-77.7458
27	-263.3671	0	67.576	27	-263.3671	0	-67.576
28	-312.1267	0	53.7058	28	-312.1267	0	-53.7058
29	-392.9598	0	30.3762	29	-392.9598	0	-30.3762
30	-483.9508	0	3.8836	30	-483.9508	0	-3.8836
31	-495.3963	0	0	31	-495.3963	0	0

DIAGRAMA DE INTERACCION NOMINAL X-X



del diagrama de interaccion Extraemos el momento NOMINAL (P1)

Mn	110 Tn-m	Vu	70.97 Tn	Vs	68.75 Tn
hn	3.1 m	ØVc(2)	12.53 Tn	s	4.68 cm

EN LA DIRECCION Y-Y

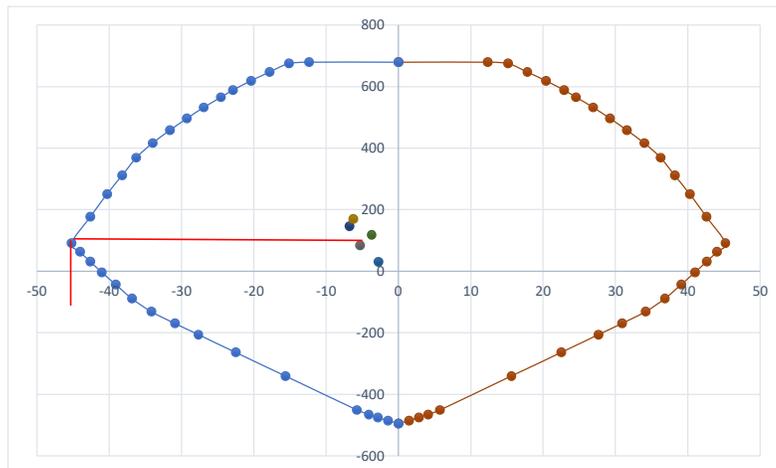
Story	Case	P	V2	V3	T	M2	M3
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	DEAD	-82.8599	-0.8567	1.9997	-0.0009	-3.5954	1.332
Story1	Live	-17.9422	-0.2016	0.6302	0.0035	-1.0222	0.2878
Story1	DEx	43.6547	2.5054	0.2655	0.1226	0.4653	5.2917

U1 - 1.4 D + 1.7 L	146.51	-1.54	-6.77	2.35
U2 - 1.25 (D+L) + E	82.35	1.18	-5.31	7.32
U3 - 1.25 (D+L) - E	169.66	-3.83	-6.24	-3.27
U4 - 0.9 D + E	30.92	1.73	-2.77	6.49
U5 - 0.9 D - E	118.23	-3.28	-3.70	-4.09

DIAGRAMA DE INTERACCION Y (ACI 318-14)

PM2 +	90°	M2	M3	PM2 -	270°	M2	M3
	P				P		
1	679.4271	0	0	1	679.4271	0	0
2	679.4271	12.3603	0	2	679.4271	-12.3603	0
3	675.1088	15.1442	0	3	675.1088	-15.1442	0
4	647.5538	17.8198	0	4	647.5538	-17.8198	0
5	618.8025	20.3976	0	5	618.8025	-20.3976	0
6	588.6747	22.8902	0	6	588.6747	-22.8902	0
7	565.6865	24.5501	0	7	565.6865	-24.5501	0
8	532.102	26.9212	0	8	532.102	-26.9212	0
9	496.3255	29.2639	0	9	496.3255	-29.2639	0
10	457.9435	31.6069	0	10	457.9435	-31.6069	0
11	416.4321	33.9869	0	11	416.4321	-33.9869	0
12	368.8004	36.2485	0	12	368.8004	-36.2485	0
13	311.4247	38.2142	0	13	311.4247	-38.2142	0
14	250.4368	40.2997	0	14	250.4368	-40.2997	0
15	176.8959	42.5876	0	15	176.8959	-42.5876	0
16	91.5543	45.194	0	16	91.5543	-45.194	0
17	62.9329	44.0167	0	17	62.9329	-44.0167	0
18	31.438	42.632	0	18	31.438	-42.632	0
19	-3.6486	41.0081	0	19	-3.6486	-41.0081	0
20	-43.3065	39.101	0	20	-43.3065	-39.101	0
21	-88.9073	36.8497	0	21	-88.9073	-36.8497	0
22	-131.6078	34.1657	0	22	-131.6078	-34.1657	0
23	-169.3884	30.9166	0	23	-169.3884	-30.9166	0
24	-206.388	27.6565	0	24	-206.388	-27.6565	0
25	-264.0518	22.5133	0	25	-264.0518	-22.5133	0
26	-340.8034	15.6245	0	26	-340.8034	-15.6245	0
27	-450.9589	5.7403	0	27	-450.9589	-5.7403	0
28	-465.5638	4.1187	0	28	-465.5638	-4.1187	0
29	-475.508	2.825	0	29	-475.508	-2.825	0
30	-485.4522	1.4521	0	30	-485.4522	-1.4521	0
31	-495.3963	0	0	31	-495.3963	0	0

DIAGRAMA DE INTERACCION NOMINAL Y-Y



del diagrama de interaccion Extraemos el momento ultimo

(P1)

Mn	45 Tn-m	Vu	29.03 Tn	Vs	19.41 Tn
hn	3.1 m	ØVc(2)	12.53 Tn	s	16.59 cm

DISEÑO DE MURO DE CORTE

A DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

PLACA DE DISEÑO PD-1

Ln	3.55 m
t	0.25 m
H	3.1 M

DETERMINAR EL ACERO DE LOS CABEZALES

EN LA DIRECCION X-X

Story	Case	P tonf	V2 tonf	M3 tonf-m
Story1	DEAD	-354.7765	40.6324	95.3277
Story1	Live	-69.6965	12.7275	30.7743
Story1	DEx	38.2793	52.6291	297.1857

AMPLIFICACION DE CARGAS

U1 - 1.4 D + 1.7 L	-615.17	78.52	185.78
U2 - 1.25 (D+L) + E	-492.31	119.33	454.81
U3 - 1.25 (D+L) - E	-568.87	14.07	-139.56
U4 - 0.9 D + E	-281.02	89.20	382.98
U5 - 0.9 D - E	-357.58	-16.06	-211.39

1 calculo de acero de cabezales

Una manera rapida y aproximada de calcular el acero en los cabezales de los muros es mediante la siguiente expresion

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot x d}$$

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot d}$$

Mu=	454.81 Tn-m
	0.9
fy=	4200 kg/cm2
d=	2.84 m
As=	42.37 cm2

Donde:

A_s = Acero en el cabezal

M_u = Momento flector último

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

d = Peralte efectivo de la placa = $0.8 \cdot l_m$

usando ϕ 1" 5.07 cm2
8.36

usaremos 10 ϕ 1"

2 refuerzo en el alma

7.3.2. CORTANTE RESISTENTE DEL CONCRETO

La cortante resistente del concreto (V_c) se calcula de la siguiente manera:

Tabla N° 212 – Cortante resistente del concreto en placas según cada normativa.

Cortante resistente del concreto en placas - V_c		
PERÚ E.060 – Art. 11.10.5	Si $h_m/l_m \leq 1.5$	Si $h_m/l_m > 2.0$
		$0.80 \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot l_m$

t	0.25
hm	20.5 m
lm	3.55 m

hm/lm 5.77464789 > 2 entonces se aplicara la siguiente formula

Vc=	68.1638134	Tnf
Vu =	119.33	Tnf

$$0.53 \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot l_m$$

7.3.3. ACERO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL

El acero mínimo longitudinal y transversal del muro debe ser:

Tabla N° 213 – Acero mínimo en placas según cada normativa.

Acero mínimo en placas			
PERÚ E.060 – Art. 11.10.7 y 11.10.10	Si $V_u \leq 0.5V_c$	Si $V_u > 0.5V_c$	Espaciamiento máximo 3t o 40cm
	$\rho_{vertical} \geq .0015$ $\rho_{horizontal} \geq .0020$	$\rho_{vertical} \geq .0025$ $\rho_{horizontal} \geq .0025$	

* como la $V_u = 119.33 \text{ Tnf}$

entonces $V_u \geq 0.5V_c$

$\rho_{vertical} = 0.0025$
 $\rho_{horizontal} = 0.0025$

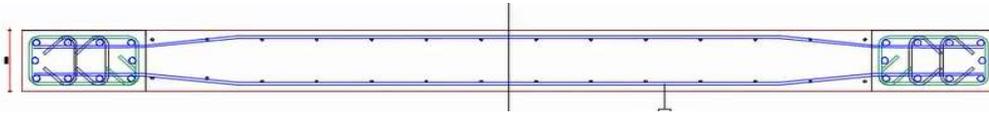
As vertical 6.25 cm² en las dos Caras
3.125 cm² para cada cara

calculo de espaciamento

100 3.125 cm²
x 0.71 cm²
x= 22.72 cm

entonces se colocara el acero a cada 20 cm

$\emptyset 3/8''$ 0.71 cm² @ 20 cm para cada cara



As horizontal 6.25 cm² en las dos Caras
3.125 cm² para cada cara

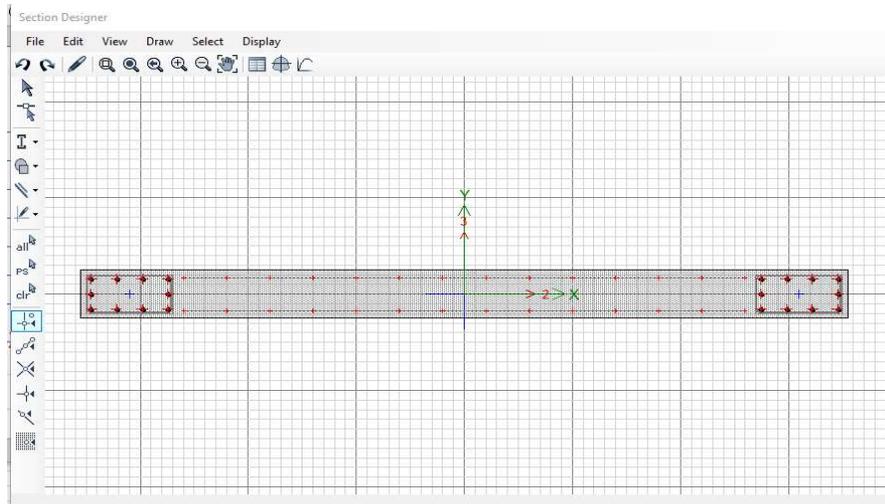
calculo de espaciamento

100 3.125 cm²
x 0.71 cm²
x= 22.72 cm

entonces se colocara el acero a cada 20 cm

$\emptyset 3/8''$ 0.71 cm² @ 20 cm para cada cara

3 DIAGRAMA DE INTERACCION



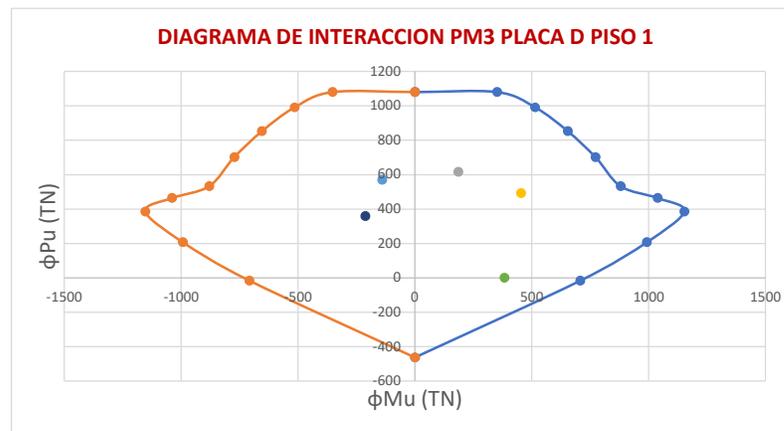
Story	Case	P	V2	M3
		tonf	tonf	tonf-m
Story1	DEAD	-354.7765	40.6324	95.3277
Story1	Live	-69.6965	12.7275	30.7743
Story1	DEx	38.2793	52.6291	297.1857

AMPLIFICACION DE CARGAS

U1 - 1.4 D + 1.7 L	615.17	78.52	185.78
U2 - 1.25 (D+L) + E	492.31	119.33	454.81
U3 - 1.25 (D+L) - E	568.87	14.07	-139.56
U4 - 0.9 D + E	281.02	89.20	382.98
U5 - 0.9 D - E	357.58	-16.06	-211.39

DIAGRAMA DE INTERACCION

PM2 +	0°	M2	M3	PM2 -	180°	M2	M3
	P				P		
1	1079.8178	0	0	1079.8178	0	0	0
2	1079.8178	0	351.6563	1079.8178	0	0	-351.6563
3	989.9878	0	514.7593	989.9878	0	0	-514.7593
4	851.6754	0	654.1497	851.6754	0	0	-654.1497
5	701.5724	0	772.4437	701.5724	0	0	-772.4437
6	532.3446	0	879.669	532.3446	0	0	-879.669
7	463.7668	0	1038.5802	463.7668	0	0	-1038.5802
8	385.894	0	1152.9297	385.894	0	0	-1152.9297
9	207.1621	0	992.8023	207.1621	0	0	-992.8023
10	-16.7083	0	707.367	-16.7083	0	0	-707.367
11	-462.7267	0	0	-462.7267	0	0	0

**B** DISEÑO POR CORTANTE

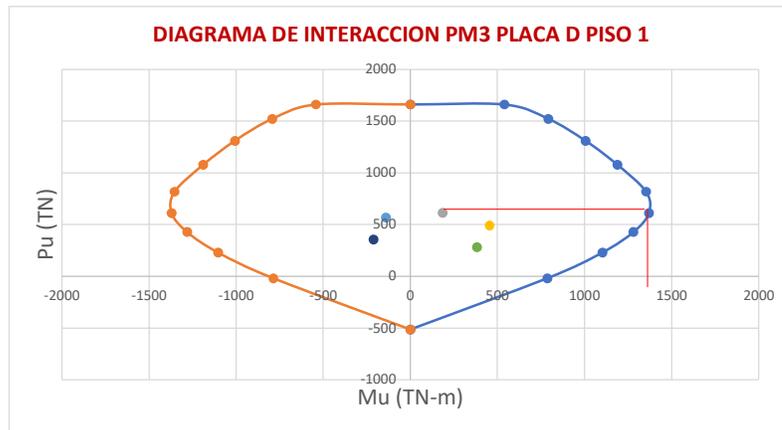
Story	Case	P	V2	M2
		tonf	tonf	tonf-m
Story1	DEAD	-354.7765	40.6324	95.3277
Story1	Live	-69.6965	12.7275	30.7743
Story1	DEx	38.2793	52.6291	297.1857

AMPLIFICACION DE CARGAS

U1 - 1.4 D + 1.7 L	615.17	78.52	185.78
U2 - 1.25 (D+L) + E	492.31	119.33	454.81
U3 - 1.25 (D+L) - E	568.87	14.07	-139.56
U4 - 0.9 D + E	281.02	89.20	382.98
U5 - 0.9 D - E	357.58	-16.06	-211.39

DIAGRAMA DE INTERACCION POR CAPACIDAD

PM2 +	0°			PM2 -	180°	
	P	M2	M3	P	M2	M3
1	1661.2581	0	0	1661.2581	0	0
2	1661.2581	0	541.0097	1661.2581	0	-541.0097
3	1523.0581	0	791.9374	1523.0581	0	-791.9374
4	1310.2699	0	1006.3841	1310.2699	0	-1006.3841
5	1079.3422	0	1188.3749	1079.3422	0	-1188.3749
6	818.9917	0	1353.3369	818.9917	0	-1353.3369
7	611.7583	0	1369.9992	611.7583	0	-1369.9992
8	428.7711	0	1281.033	428.7711	0	-1281.033
9	230.1801	0	1103.1137	230.1801	0	-1103.1137
10	-18.5647	0	785.9633	-18.5647	0	-785.9633
11	-514.1408	0	0	-514.1408	0	0



Mn	1370 Tn-m	Para P1
Vua	78.52 Tn	Para P1
Mua	185.78 Tn-m	

En todas las zonas de los muros o segmentos de muro donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, el cortante de diseño V_u deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro o segmento de muro mediante:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) \quad (21-5)$$

Mu/Mua 7.37450861 > R = 4.5 POR NORMA NO DEBE SER MAYOR AL R

R= 4.5
Vu = 353.35 TN

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

ϕV_c 57.9392414 Tn-f Necesitamos diseño por corte

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi$$

Vs= 347.541475

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$$

$$d = 0.8 L_m$$

Lm 355 cm

d 284 cm

Av(3/8") 1.42 cm

s 4.87 cm

DISEÑO DE MURO DE SOTANO

Los muros de sotano se diseñaran aplicando las siguientes expresiones para determinar los empujes que actuan sobre el muro.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\Phi)}{1 + \text{sen}(\Phi)}$$

$$E_a = K_a \gamma H$$

$$E_{s/c} = K_a W_{s/c}$$

donde :

K_a = Coeficiente de empuje activo del suelo.

Φ = Ángulo de fricción interna del suelo.

γ = Peso específico del suelo.

H = Altura de suelo que ejerce el empuje activo.

$W_{s/c}$ = Sobrecarga actuante en el terreno.

E_a = Empuje activo del suelo (triangular).

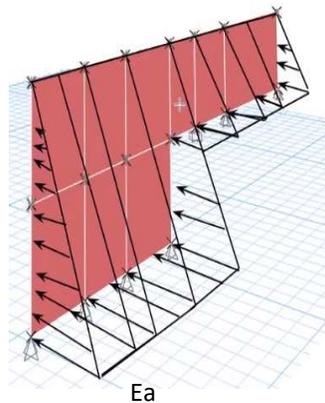
$E_{s/c}$ = Empuje producido por la sobrecarga (rectangular).

DATOS:

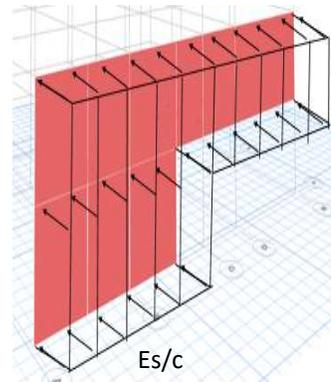
Hmuro	6.6	m
Emuro	0.3	m
ϕ	31.5	°
γ_s	1.835	Tn/m3
$W_{s/c}$	7	Tn/m3

Valor Obtenido del Mapa de Peligros de la ciudad de Tacna - INDECI 2004

Valor Obtenido del Mapa de Peligros de la ciudad de Tacna - INDECI 2004



+



La Norma E.060 plantea un factor de amplificación de 1.7 para llevar las cargas del empuje del suelo a condiciones últimas de resistencia.

entonces $E_u = 1.7E_a + 1.7E_{s/c}$

$$K_a = 0.314$$

$$E_a = 2.468943493 \text{ Tn/m}^2$$

$$E_{w/s} = 2.195410968 \text{ Tn/m}^2$$

Analizaremos en un ancho de muro de 1 m (100 cm) y un espesor de 30 cm

$$E_u = 7.929402582 \text{ Tn/m}$$

A DISEÑO POR CORTANTE

Calculo de la ϕ_{Vc}

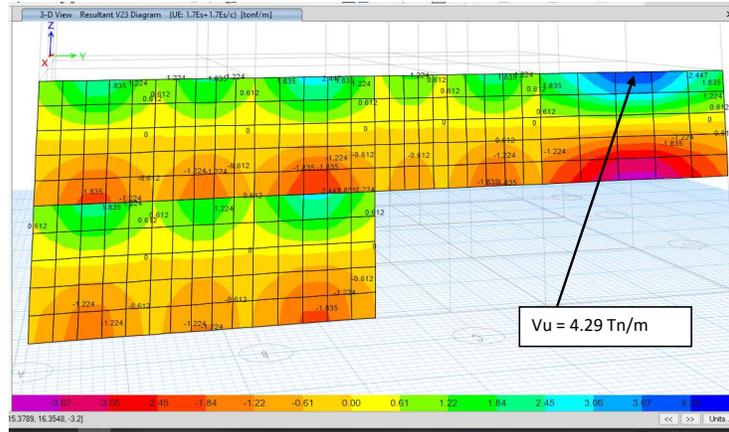
$$\phi_{Vc} = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c * b * d}$$

$$\phi_{Vc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210 * 100 * (30 - 4)}$$

$$\phi_{Vc} = 16973.7496 \text{ kg}$$

$$16.9737496 \text{ Tn}$$

Calculo del acero vertical



en ancho de un metro

$$Vu \text{ max} < \phi Vc$$

$$4.290 < 16.97$$

Por lo tanto, solo se colocara refuerzo es

$$Ph\text{-min} = 0.002$$

$$Asv = 0.0020 * 100 * 30 = 6 \text{ cm}^2$$

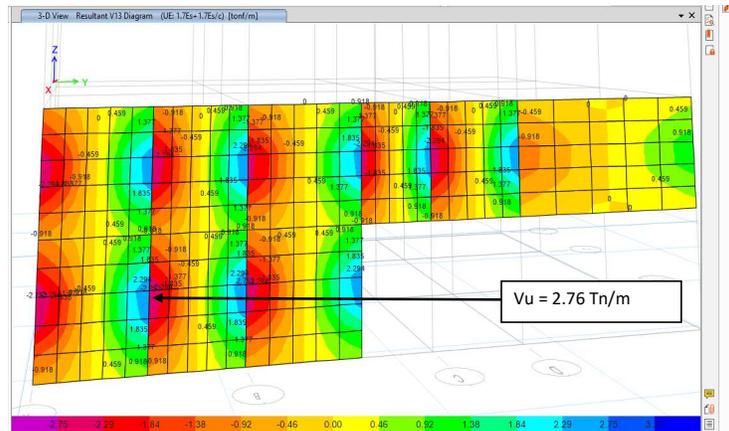
$$Asv = 6 \text{ cm}^2$$

Entonces el espaciamiento sera:

$$S(3/8") = 0.23666667$$

$$S(3/8") = 20 \text{ cm}$$

Calculo del acero Horizontal



en ancho de un metro

$$Vu \text{ max} < \phi Vc$$

$$2.760 < 16.97$$

Por lo tanto, solo se colocara refuerzo Horizontal de Temperatura

$$Ph\text{-min} = 0.002$$

$$Asv = 0.0020 * 100 * 30 = 6 \text{ cm}^2$$

$$Asv = 6 \text{ cm}^2$$

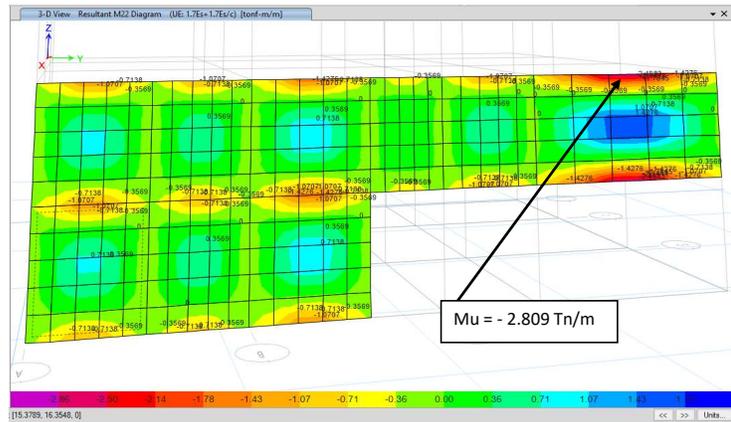
Entonces el espaciamiento sera:

$$S(3/8") = 0.23666667$$

$$S(3/8") = 20 \text{ cm}$$

B DISEÑO POR FLEXION

Mu = 2.8 Tn-m



$$A_s \geq \frac{2.8 \text{ Tn. m}}{0.85 * 2400 * 0.26}$$

$$A_s = 5.28 \text{ cm}$$

Cálculo del espaciamiento

$$S = \frac{0.71}{6} * 2 \text{ capas}$$

$$S = 0.2367$$

Por lo tanto, se colocó acero de 3/8" y estará distribuido con un espaciamiento de 0.20 m.