

UNIVERSIDAD CATÓLICA SEDES SAPIENTIAE

FACULTAD DE INGENIERÍA



Evaluación de los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada basado en la norma E.030 para reducir el riesgo de falla estructural en viviendas, Cutervo, 2023

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

AUTOR

Denis Ivan Sánchez Guevara

ASESOR

Félix German Delgado Ramírez

Rioja, Perú

2024

METADATOS COMPLEMENTARIOS**Datos del autor**

Nombres	Denis Ivan
Apellidos	Sanchez Guevara
Tipo de documento de identidad	DNI
Número del documento de identidad	71724784
Número de Orcid (opcional)	

Datos del asesor

Nombres	Felix German
Apellidos	Delgado Ramirez
Tipo de documento de identidad	DNI
Número del documento de identidad	22264222
Número de Orcid (obligatorio)	https://orcid.org/0000-0002-7188-9471

Datos del Jurado**Datos del presidente del jurado**

Nombres	Víctor
Apellidos	Garcés Díaz
Tipo de documento de identidad	DNI
Número del documento de identidad	32860015

Datos del segundo miembro

Nombres	Manuel Ismael
Apellidos	Laurencio Luna
Tipo de documento de identidad	DNI
Número del documento de identidad	42362708

Datos del tercer miembro

Nombres	Alcibiades
Apellidos	Bances Meza
Tipo de documento de identidad	DNI
Número del documento de identidad	44127737

Datos de la obra

Materia*	Muros de ductilidad limitada, albañilería confinada, análisis estructural
Campo del conocimiento OCDE Consultar el listado: enlace	https://purl.org/pe-repo/ocde/ford#2.00.00
Idioma (Normal ISO 639-3)	SPA - español
Tipo de trabajo de investigación	Tesis
País de publicación	PE - PERÚ
Recurso del cual forma parte (opcional)	
Nombre del grado	Ingeniero Civil
Grado académico o título profesional	Título Profesional
Nombre del programa	Ingeniería Civil
Código del programa Consultar el listado: enlace	732016

*Ingresar las palabras clave o términos del lenguaje natural (no controladas por un vocabulario o tesoro).



FACULTAD DE INGENIERÍA

ACTA N° 067-2024-UCSS-FI/TPICIV

**SUSTENTACION DE TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL
FILIAL RIOJA: NUEVA CAJAMARCA**

Los Olivos, 18 de julio del 2024

Siendo las 10:01 horas del 18 de julio del 2024, utilizando los recursos para la videoconferencia disponibles en la Universidad Católica Sedes Sapientiae, se dio inicio a la sustentación de la Tesis:

Evaluación de los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada basado en la norma E.030 para reducir el riesgo de falla estructural en viviendas, Cutervo, 2023

Por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil:

SANCHEZ GUEVARA, DENIS IVAN

Ante el Jurado calificador conformado por el:

Mgr. GARCÉS DÍAZ, Víctor

MSc. LAURENCIO LUNA, Manuel Ismael

Ing. BANCES MEZA, Alcibíades

Presidente

Secretario

Miembro

Siendo las 11:00 horas, habiendo sustentado y atendido las preguntas realizadas por cada uno de los miembros del jurado; y luego de la respectiva deliberación, el jurado le otorgó la calificación de:

APROBADO

En mérito a la calificación obtenida se expide la presente acta con la finalidad que el Consejo de Facultad considere se le otorgue al Bachiller SANCHEZ GUEVARA, DENIS IVAN el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

En señal de conformidad firmamos,

.....
Ing. BANCES MEZA, Alcibíades
Miembro

.....
MSc. LAURENCIO LUNA, Manuel Ismael
Secretario

.....
Mgr. GARCÉS DÍAZ, Víctor
Presidente

Anexo 2

CARTA DE CONFORMIDAD DEL ASESOR(A) DE TESIS / INFORME ACADÉMICO/ TRABAJO DE INVESTIGACIÓN/ TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL CON INFORME DE EVALUACIÓN DEL SOFTWARE ANTIPLAGIO

Lima, 20 de septiembre de 2024

Señora Dayma Sadami Carmenates Hernández
Jefe del Departamento de Investigación
Facultad de Ingeniería - UCSS

Reciba un cordial saludo.

Sirva el presente para informar que la tesis / informe académico/ trabajo de investigación/ trabajo de suficiencia profesional, bajo mi asesoría, con título: Evaluación de los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada basado en la Norma E.030 para reducir el riesgo de falla estructural en viviendas, Cutervo, 2023, presentado por SANCHEZ GUEVARA, DENIS IVAN (2017101403 y DNI 71724784) para optar el título profesional/grado académico de Ingeniero Civil ha sido revisado en su totalidad por mi persona y **CONSIDERO** que el mismo se encuentra **APTO** para su publicación.

Asimismo, para garantizar la originalidad del documento en mención, se le ha sometido a los mecanismos de control y procedimientos antiplagio previstos en la normativa interna de la Universidad, **cuyo resultado alcanzó un porcentaje de similitud de 10 %** (poner el valor del porcentaje).* Por tanto, en mi condición de asesor(a), firmo la presente carta en señal de conformidad y adjunto el informe de similitud del Sistema Antiplagio Turnitin, como evidencia de lo informado.

Sin otro particular, me despido de usted. Atentamente,



DELGADO RAMIREZ, FELIX GERMAN
DNI N°: 22264222
ORCID: 0000-0002-7188-9471
Facultad de Ingeniería - UCSS

* De conformidad con el artículo 8°, del Capítulo 3 del Reglamento de Control Antiplagio e Integridad Académica para trabajos para optar grados y títulos, aplicación del software antiplagio en la UCSS, se establece lo siguiente:

Artículo 8°. Criterios de evaluación de originalidad de los trabajos y aplicación de filtros

El porcentaje de similitud aceptado en el informe del software antiplagio para trabajos para optar grados académicos y títulos profesionales, será máximo de veinte por ciento (20%) de su contenido, siempre y cuando no implique copia o indicio de copia.

DEDICATORIA

Con mucho cariño para mis padres, su esfuerzo y apoyo brindado fue fundamental para formarme académicamente, a mis hermanos por su motivación durante todo el recorrido universitario y para alcanzar mis metas. A todos quienes fueron y son parte de mi vida diaria, familia y amigos.

Bach. Denis Ivan Sánchez Guevara

AGRADECIMIENTO

A Dios, quien forja mi vida y posibilitó formarme como profesional, por guiarme y acompañarme siempre. A mis padres por su voluntad inquebrantable, a mis hermanos y familiares por su motivación y estímulo para alcanzar mis metas y compartir mis logros.

A toda la plana docente que contribuyó en mi formación académica, a la Universidad Católica Sedes Sapientiae con su distinguida Facultad de Ingeniería Civil.

Bach. Denis Ivan Sánchez Guevara

RESUMEN

El objetivo de la investigación fue evaluar los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada para reducir el riesgo de falla estructural de viviendas en Cutervo. Se utilizó un diseño no experimental, transversal, tipo aplicada, con alcance descriptivo y enfoque cuantitativo; aplicado en una vivienda con distribución típica. Se determinaron los parámetros de diseño relacionados al peligro sísmico, caracterización y solicitaciones de cada sistema. Además, se formuló el modelado de la vivienda mediante el software Etabs v.19; donde se determinó una alta densidad de muros, con una variación de 76% y 64% del mínimo. Luego, se analizó el comportamiento estructural de acuerdo a las disposiciones sísmicas de la normativa. Finalmente, mediante la evaluación, el modelo con muros de ductilidad limitada evidenció una mayor resistencia estructural y sísmica, con reducidos periodos, desplazamientos y derivas, que variaron alrededor del 57%, 79% y 78% de la albañilería confinada; además, ambos sistemas mostraron elementos resistentes, amplio margen con la deriva límite y con los esfuerzos permisibles, los cuales influyeron en la reducción del riesgo de falla estructural.

Palabras clave: Muros de ductilidad limitada, albañilería confinada, análisis estructural.

ABSTRACT

The objective of the research was to evaluate the systems of limited ductility walls and confined masonry to reduce the risk of structural failure of houses in Cutervo. A non-experimental, cross-sectional, applied design with descriptive scope and quantitative approach was used; applied in a house with typical distribution. The design parameters related to the seismic hazard, characterization and stresses of each system were determined. In addition, the modeling of the house was formulated using Etabs v.19 software; where a high density of walls was determined, with a variation of 76% and 64% of the minimum. Then, the structural behavior was analyzed according to the seismic provisions of the regulations. Finally, through the evaluation, the model with limited ductility walls showed a higher structural and seismic resistance, with reduced periods, displacements and drifts, which varied around 57%, 79% and 78% of the confined masonry; in addition, both systems showed resistant elements, wide margin with the limit drift and with the permissible stresses, which influenced in the reduction of the risk of structural failure.

Keywords: Limited ductility walls, confined masonry, structural analysis.

ÍNDICE

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
RESUMEN	iv
ABSTRACT	v
ÍNDICE	vi
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
ÍNDICE DE TABLAS	xii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.1. Formulación del problema.....	6
1.2. Objetivos de la investigación.....	7
1.3. Justificación e importancia de la investigación	7
1.4. Delimitación del área de investigación.....	9
1.5. Limitaciones de la investigación	10
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO	11
2.1. Antecedentes nacionales e internacionales.....	11
2.2. Bases teóricas	17
2.2.1. Sistema de muros de ductilidad limitada.....	17
2.2.2. Sistema de albañilería confinada	21
2.2.3. Peligro sísmico	27
2.2.4. Regularidad estructural.....	28
2.2.5. Configuración y modelación de la estructura	30
2.2.6. Análisis estructural	32
2.2.7. Análisis estático.....	34
2.2.8. Análisis dinámico	36
2.2.9. Desplazamientos en una edificación	37
2.2.10. Diseño en concreto armado	38
2.3. Definición de términos básico	38
CAPÍTULO 3. HIPÓTESIS Y VARIABLES DE LA INVESTIGACIÓN	39
3.1. Hipótesis principal.....	39
3.2. Hipótesis secundarias	39

3.3. Variables e indicadores.....	39
3.4. Operacionalización de las variables	40
CAPÍTULO 4. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	41
4.1. Diseño de ingeniería	41
4.2. Métodos y técnicas del proyecto	42
4.3. Diseño estadístico	45
4.4. Técnicas e instrumentos de investigación	46
CAPÍTULO 5. DESARROLLO EXPERIMENTAL	47
5.1. Generalidades del proyecto	47
5.1.1. Ubicación.....	47
5.1.2. Características de la edificación	48
5.1.3. Características del terreno	50
5.2. Parámetros del sistema de muros de ductilidad limitada.....	52
5.2.1. Peligro sísmico	52
5.2.2. Caracterización de la edificación.....	54
5.2.3. Solicitaciones de los elementos	56
5.3. Parámetros del sistema de albañilería confinada.....	56
5.3.1. Caracterización del sistema	56
5.3.2. Solicitaciones de la albañilería	57
5.4. Modelado estructural del sistema de muros de ductilidad limitada	58
5.4.1. Consideraciones iniciales	58
5.4.2. Modelo estructural en Etabs	65
5.4.3. Cargas asignadas al modelo estructural.....	67
5.4.4. Estimación de peso	68
5.5. Modelado estructural del sistema de albañilería confinada.....	68
5.5.1. Consideraciones iniciales	68
5.5.2. Modelo estructural en Etabs	74
5.5.3. Cargas asignadas al modelo estructural.....	77
5.5.4. Estimación de peso	77
5.6. Análisis estructural basado en la norma E.030.....	77
5.6.1. Análisis estático.....	78
5.6.2. Análisis dinámico	79
5.6.3. Validación de la estructura	81

5.7. Consideraciones en el diseño de elementos.....	83
5.7.1. Sistema de muros de ductilidad limitada.....	84
5.7.2. Sistema de albañilería confinada	88
5.8. Análisis comparativo sísmico-estructural.....	100
5.9. Elaboración de planos.....	100
5.10. Aplicación estadística	100
CAPÍTULO 6. ANÁLISIS COSTO/BENEFICIO.....	103
6.1. Beneficios no financieros	103
6.2. Evaluación del impacto social y ambiental	104
6.3. Evaluación económica – financiera.....	105
CAPÍTULO 7. RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	108
7.1. Resultados.....	108
7.1.1. Parámetros de diseño del sistema de muros de ductilidad limitada	108
7.1.2. Parámetros de diseño con el sistema de albañilería confinada.....	109
7.1.3. Modelado estructural del análisis sísmico	111
7.1.4. Análisis estructural sismorresistente del sistema de muros de ductilidad limitada	115
7.1.5. Análisis estructural sismorresistente del sistema de albañilería confinada	141
7.1.6. Evaluación comparativa de los sistemas	188
7.2. Discusión	201
7.3. Conclusiones.....	206
7.4. Recomendaciones	208
APÉNDICES Y ANEXOS	209
Referencias	209
ii. Apéndices	216
iii. Anexos.....	217

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 <i>Mapa de amenazas sísmicas de países que utilizan mampostería confinada.</i>	2
Figura 2 <i>Autoconstrucción de edificaciones en Cutervo.</i>	4
Figura 3 <i>Edificaciones con albañilería confinada en Cutervo.</i>	5
Figura 4 <i>Ubicación del área en estudio de Cutervo – Cajamarca – Perú</i>	10
Figura 5 <i>Estructura con muros de ductilidad limitada.</i>	17
Figura 6 <i>Losa aligerada y losa maciza.</i>	19
Figura 7 <i>Fallas en muros de concreto armado.</i>	20
Figura 8 <i>Disposición del refuerzo en muros.</i>	21
Figura 9 <i>Edificación de albañilería confinada.</i>	22
Figura 10 <i>Efectos de la calidad en la albañilería.</i>	23
Figura 11 <i>Muros de concreto y de albañilería.</i>	24
Figura 12 <i>Disposición horizontal de soleras.</i>	24
Figura 13 <i>Muros de albañilería confinados.</i>	25
Figura 14 <i>Modos de falla en albañilería confinada.</i>	26
Figura 15 <i>Eventos sísmicos ocurridos desde el año 1960 hasta el 2022 en Perú.</i>	27
Figura 16 <i>Zonas sísmicas.</i>	28
Figura 17 <i>Irregularidades en altura.</i>	29
Figura 18 <i>Irregularidades en planta.</i>	30
Figura 19 <i>Modelación de un muro.</i>	32
Figura 20 <i>Parámetros a considerar en el cálculo del cortante.</i>	35
Figura 21 <i>Desplazamiento lateral que presenta una edificación.</i>	37
Figura 22 <i>Pasos para determinar los parámetros.</i>	44
Figura 23 <i>Secuencia empleada en el modelado de la vivienda.</i>	44
Figura 24 <i>Procedimiento para el análisis estructural sismorresistente.</i>	45
Figura 25 <i>Ubicación de la edificación.</i>	47
Figura 26 <i>Distribución arquitectónica típica de planta.</i>	49
Figura 27 <i>Estructuración inicial del sistema.</i>	59
Figura 28 <i>Paño con mayor dimensión de la losa.</i>	62
Figura 29 <i>Partes que conforman una escalera.</i>	63
Figura 30 <i>Propuesta de estructuración final del modelo.</i>	64
Figura 31 <i>Modelo del sistema – vista en planta.</i>	66
Figura 32 <i>Vista del diafragma rígido de entrepiso en el modelo.</i>	66

Figura 33 <i>Modelo estructural tridimensional de la vivienda.</i>	67
Figura 34 <i>Estructuración inicial del sistema de albañilería confinada.</i>	69
Figura 35 <i>Estructuración final del sistema de albañilería confinada.</i>	73
Figura 36 <i>Vista en planta del modelo.</i>	75
Figura 37 <i>Diafragma rígido de entrepiso del modelo.</i>	76
Figura 38 <i>Vista tridimensional de vivienda con albañilería confinada.</i>	76
Figura 39 <i>Junta de separación entre edificaciones adyacentes.</i>	83
Figura 40 <i>Secciones de análisis de losa maciza.</i>	85
Figura 41 <i>Diagramas con momentos en la losa maciza.</i>	85
Figura 42 <i>Diagramas de cortantes.</i>	86
Figura 43 <i>Ubicación del cortante de diseño en “d”.</i>	95
Figura 44 <i>Longitudes de desarrollo en losa aligerada unidireccional.</i>	98
Figura 45 <i>Viviendas particulares según material predominante.</i>	103
Figura 46 <i>Licencias para construcción de viviendas unifamiliares otorgadas por municipalidades en 2020.</i>	104
Figura 47 <i>Producción y despacho de cemento en Perú.</i>	105
Figura 48 <i>Costos directos de los elementos modelos en cada sistema.</i>	106
Figura 49 <i>Frecuencia de los costos directos en cada modelo.</i>	106
Figura 50 <i>Distribución de los costos directos en la edificación.</i>	107
Figura 51 <i>Fuerzas sísmicas en altura.</i>	117
Figura 52 <i>Espectro inelástico de pseudo aceleraciones.</i>	118
Figura 53 <i>Fuerzas cortantes en los entrepisos.</i>	119
Figura 54 <i>Desplazamientos laterales por sismo estático.</i>	123
Figura 55 <i>Desplazamientos laterales por sismo dinámico.</i>	124
Figura 56 <i>Derivas de entrepiso en el modelo.</i>	125
Figura 57 <i>Diagrama de interacción del muro MDY8.</i>	127
Figura 58 <i>Viga de acople VA-1.</i>	133
Figura 59 <i>Zona de la viga de acople donde no requiere estribos.</i>	135
Figura 60 <i>Esfuerzo admisible con cargas de servicio 1.</i>	138
Figura 61 <i>Esfuerzos admisibles con cargas de servicio 2 y 3.</i>	139
Figura 62 <i>Diagrama de momentos y cortantes en la cimentación.</i>	140
Figura 63 <i>Fuerzas sísmicas en altura.</i>	142
Figura 64 <i>Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones.</i>	144
Figura 65 <i>Fuerzas cortantes según casos de sismo severo.</i>	145

Figura 66	<i>Desplazamientos laterales por sismo estático.</i>	149
Figura 67	<i>Desplazamientos laterales por sismo dinámico.</i>	150
Figura 68	<i>Variación de derivas de entrepiso.</i>	151
Figura 69	<i>Distribución final de columnas y muros de albañilería reforzados.</i>	168
Figura 70	<i>Viga dintel con mayor momento flector y cortante.</i>	170
Figura 71	<i>Cortante máxima ubicada a una distancia “d”.</i>	171
Figura 72	<i>Zona de la viga dintel donde no requirió colocar estribos.</i>	172
Figura 73	<i>Detalle típico del aligerado.</i>	175
Figura 74	<i>Momentos con el método de los coeficientes.</i>	176
Figura 75	<i>Detalle de las dimensiones de la escalera.</i>	177
Figura 76	<i>Estado de cargas en el primer tramo de la escalera - piso 1.</i>	178
Figura 77	<i>Estado de cargas en el segundo tramo de la escalera - piso 1 y 2.</i>	181
Figura 78	<i>Verificación del esfuerzo admisible por cargas de servicio 1.</i>	185
Figura 79	<i>Verificación del esfuerzo admisible por cargas de servicio 2 y 3.</i>	185
Figura 80	<i>Diagrama de momentos y cortantes en la cimentación.</i>	187
Figura 81	<i>Comparación de carga total en los sistemas.</i>	190
Figura 82	<i>Relación de carga por m² de área techada.</i>	190
Figura 83	<i>Peso sísmico según sistema estructural.</i>	191
Figura 84	<i>Variación de los periodos en la edificación.</i>	192
Figura 85	<i>Fuerzas cortantes estáticas en la edificación.</i>	193
Figura 86	<i>Espectros inelásticos de pseudo-aceleraciones.</i>	194
Figura 87	<i>Fuerzas cortantes resultantes del análisis dinámico.</i>	195
Figura 88	<i>Variación del cortante mínimo.</i>	195
Figura 89	<i>Regularidad estructural de las edificaciones.</i>	196
Figura 90	<i>Desplazamientos absolutos del análisis estático.</i>	197
Figura 88	<i>Desplazamientos absolutos del análisis dinámico.</i>	198
Figura 92	<i>Derivas resultantes del análisis dinámico.</i>	199
Figura 93	<i>Variación de costo directo en elementos estructurales.</i>	201

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	<i>Coordenadas de la ubicación geográfica de Cutervo.</i>	9
Tabla 2	<i>Nivel de desempeño de una edificación según su importancia.</i>	34
Tabla 3	<i>Normativas consultadas en la investigación.</i>	46
Tabla 4	<i>Características de la edificación.</i>	48
Tabla 5	<i>Propiedades del terreno.</i>	51
Tabla 6	<i>Capacidad admisible del suelo.</i>	51
Tabla 7	<i>Valores del coeficiente de Balasto.</i>	52
Tabla 8	<i>Zona sísmica del distrito de Cutervo.</i>	53
Tabla 9	<i>Clasificación de suelos del proyecto.</i>	53
Tabla 10	<i>Densidad de muros.</i>	61
Tabla 11	<i>Espesor de losa maciza bidireccional.</i>	62
Tabla 12	<i>Verificación del predimensionamiento de la escalera.</i>	63
Tabla 13	<i>Configuración de materiales.</i>	64
Tabla 14	<i>Cargas distribuidas asignadas al modelo.</i>	67
Tabla 15	<i>Densidad de muros de albañilería.</i>	70
Tabla 16	<i>Predimensionamiento de vigas soleras.</i>	71
Tabla 17	<i>Predimensionamiento de columnas según Blanco Blasco.</i>	72
Tabla 18	<i>Predimensionamiento de columnas según Chávez.</i>	72
Tabla 19	<i>Predimensionamiento de columnas según la Norma E.070.</i>	72
Tabla 20	<i>Cargas distribuidas asignadas al modelo de albañilería confinada.</i>	77
Tabla 21	<i>Valores de periodos y pseudo aceleraciones asignadas a Etabs.</i>	80
Tabla 22	<i>Valores de periodos y pseudo aceleraciones asignadas a Etabs.</i>	80
Tabla 23	<i>Condiciones de irregularidad en altura.</i>	81
Tabla 24	<i>Condiciones de irregularidad en planta.</i>	82
Tabla 25	<i>Combinaciones de cargas aplicados en Etabs.</i>	83
Tabla 26	<i>Referencias del diseño aplicado en Etabs.</i>	84
Tabla 27	<i>Consideraciones al diseñar la losa maciza bidireccional.</i>	86
Tabla 28	<i>Consideraciones al diseñar el acople.</i>	87
Tabla 29	<i>Fuerzas internas de diseño.</i>	91
Tabla 30	<i>Criterios para diseñar vigas dintel.</i>	94
Tabla 31	<i>Consideraciones de diseño del aligerado unidireccional.</i>	98
Tabla 32	<i>Consideraciones del diseño de escalera.</i>	99

Tabla 33	<i>Variabilidad de resultados del sistema muros de ductilidad limitada.</i>	101
Tabla 34	<i>Variabilidad de resultados del sistema de albañilería confinada.</i>	101
Tabla 35	<i>Variabilidad de ratios de los sistemas evaluados.</i>	102
Tabla 36	<i>Parámetros sísmicos y del sistema.</i>	108
Tabla 37	<i>Parámetros de los elementos.</i>	109
Tabla 38	<i>Parámetros relacionados al sistema.</i>	109
Tabla 39	<i>Parámetros de resistencia en los elementos.</i>	110
Tabla 40	<i>Características de los elementos modelados.</i>	111
Tabla 41	<i>Densidad de muros del modelo.</i>	111
Tabla 42	<i>Cargas verticales aplicadas en cada nivel.</i>	112
Tabla 43	<i>Cargas del modelo.</i>	112
Tabla 44	<i>Peso sísmico del modelo.</i>	113
Tabla 45	<i>Características de los elementos de albañilería confinada.</i>	113
Tabla 46	<i>Densidad de muros del modelo.</i>	113
Tabla 47	<i>Cargas verticales aplicadas en cada nivel.</i>	114
Tabla 48	<i>Cargas en la vivienda de albañilería.</i>	114
Tabla 49	<i>Peso sísmico del modelo con albañilería confinada.</i>	115
Tabla 50	<i>Generalidades del cortante estático.</i>	115
Tabla 51	<i>Fuerzas cortantes resultantes del análisis estático en Etabs.</i>	116
Tabla 52	<i>Exponente K relacionado al periodo de la edificación.</i>	116
Tabla 53	<i>Fuerzas sísmicas en altura.</i>	116
Tabla 54	<i>Excentricidad accidental del modelo.</i>	117
Tabla 55	<i>Momento torsor accidental.</i>	117
Tabla 56	<i>Modos de vibración.</i>	118
Tabla 57	<i>Cortante mínima en el primer nivel.</i>	119
Tabla 58	<i>Cortantes resultantes del análisis dinámico.</i>	119
Tabla 59	<i>Irregularidad de rigidez.</i>	120
Tabla 60	<i>Irregularidades de resistencia - piso débil.</i>	120
Tabla 61	<i>Irregularidad de peso.</i>	120
Tabla 62	<i>Irregularidad geométrica vertical.</i>	121
Tabla 63	<i>Discontinuidad en los sistemas resistentes.</i>	121
Tabla 64	<i>Irregularidad torsional.</i>	122
Tabla 65	<i>Esquinas entrantes en el modelo.</i>	122
Tabla 66	<i>Discontinuidad del diafragma.</i>	122

Tabla 67	<i>Desplazamientos laterales de entrepiso por sismo estático.</i>	123
Tabla 68	<i>Desplazamientos laterales de entrepiso por sismo dinámico.</i>	124
Tabla 69	<i>Derivas de entrepiso del análisis.</i>	125
Tabla 70	<i>Características y detalles del muro MDY8.</i>	126
Tabla 71	<i>Refuerzo requerido en MDY8 con el diseño por flexocompresión.</i>	127
Tabla 72	<i>Verificación del diseño por corte del muro MDY8.</i>	128
Tabla 73	<i>Verificación de elementos de borde en MDY8.</i>	128
Tabla 74	<i>Diseño de muros en dirección "X".</i>	129
Tabla 75	<i>Diseño de muros de ductilidad limitada "Y".</i>	129
Tabla 76	<i>Características de los paños de la losa.</i>	130
Tabla 77	<i>Diseño por flexión en "X".</i>	131
Tabla 78	<i>Diseño por flexión en "Y".</i>	131
Tabla 79	<i>Diseño por cortante en "X".</i>	132
Tabla 80	<i>Diseño por cortante en "Y".</i>	132
Tabla 81	<i>Consideraciones al diseñar vigas de acople.</i>	133
Tabla 82	<i>Características de las vigas de acople modeladas en Etabs.</i>	135
Tabla 83	<i>Diseño del acople por flexión.</i>	136
Tabla 84	<i>Diseño del acople por cortante.</i>	136
Tabla 85	<i>Distribución de estribos en las vigas de acople.</i>	137
Tabla 86	<i>Dimensionamiento inicial de cimientos corridos.</i>	138
Tabla 87	<i>Dimensiones finales de los cimientos corridos.</i>	139
Tabla 88	<i>Diseño de la cimentación.</i>	140
Tabla 89	<i>Consideraciones del cortante estático.</i>	141
Tabla 90	<i>Fuerzas cortantes resultantes del análisis estático en Etabs.</i>	142
Tabla 91	<i>Exponente K relacionado al periodo de Etabs.</i>	142
Tabla 92	<i>Fuerzas sísmicas en altura.</i>	142
Tabla 93	<i>Excentricidad accidental normativo.</i>	143
Tabla 94	<i>Momento torsor accidental.</i>	143
Tabla 95	<i>Modos de vibración en albañilería confinada.</i>	143
Tabla 96	<i>Fuerza cortante mínima en el primer nivel.</i>	144
Tabla 97	<i>Cortantes resultantes del análisis dinámico.</i>	145
Tabla 98	<i>Irregularidad de rigidez - piso blando.</i>	145
Tabla 99	<i>Irregularidades de resistencia.</i>	146
Tabla 100	<i>Irregularidad de peso.</i>	146

Tabla 101	<i>Irregularidad geométrica vertical.</i>	146
Tabla 102	<i>Discontinuidad en los sistemas resistentes.</i>	147
Tabla 103	<i>Irregularidad torsional en la albañilería confinada.</i>	147
Tabla 104	<i>Esquinas entrantes.</i>	148
Tabla 105	<i>Discontinuidad del diafragma.</i>	148
Tabla 106	<i>Desplazamientos laterales de entrepiso por sismo estático.</i>	148
Tabla 107	<i>Desplazamientos laterales de entrepiso por sismo dinámico.</i>	149
Tabla 108	<i>Derivas de entrepiso de la albañilería confinada.</i>	150
Tabla 109	<i>Carga total y carga sísmica en muros.</i>	152
Tabla 110	<i>Esfuerzo axial en muros del piso 01.</i>	153
Tabla 111	<i>Esfuerzo axial en muros del entrepiso 02.</i>	153
Tabla 112	<i>Cortantes y momentos en muros del primer piso.</i>	154
Tabla 113	<i>Cortantes y momentos en muros del segundo piso.</i>	154
Tabla 114	<i>Verificación de la fisuración por corte en el piso 01.</i>	155
Tabla 115	<i>Verificación de la fisuración por corte en el piso 02.</i>	155
Tabla 116	<i>Resistencia al cortante global.</i>	156
Tabla 117	<i>Resistencia al cortante del modelo ante sismo severo.</i>	156
Tabla 118	<i>Refuerzo horizontal en muros del piso 01.</i>	157
Tabla 119	<i>Refuerzo horizontal en muros del piso 02.</i>	158
Tabla 120	<i>Separación del refuerzo horizontal.</i>	158
Tabla 121	<i>Verificación del agrietamiento diagonal en entrepiso superior.</i>	159
Tabla 122	<i>Consideraciones del diseño de columnas.</i>	159
Tabla 123	<i>Ubicación de las columnas en “X” y cargas por muros transversales.</i>	160
Tabla 124	<i>Ubicación de las columnas en “Y” y cargas por muros transversales.</i>	161
Tabla 125	<i>Fuerzas internas de columnas dispuestas en “X”.</i>	161
Tabla 126	<i>Fuerzas internas de columnas dispuestas en “Y”.</i>	162
Tabla 127	<i>Columnas de confinamiento en la dirección “X” diseñadas a compresión.</i>	163
Tabla 128	<i>Columnas de confinamiento en la dirección “Y” diseñadas a compresión.</i>	163
Tabla 129	<i>Columnas de confinamiento diseñadas a corte-fricción.</i>	164
Tabla 130	<i>Refuerzo vertical de columnas en eje “X”.</i>	165
Tabla 131	<i>Refuerzo vertical de columnas en eje “Y”.</i>	166
Tabla 132	<i>Distribución de estribos en columnas de confinamiento.</i>	167
Tabla 133	<i>Diseño de vigas soleras en la dirección “X”.</i>	169
Tabla 134	<i>Diseño de vigas soleras en la dirección “Y”.</i>	169

Tabla 135 <i>Características de las vigas dintel modeladas en Etabs.</i>	173
Tabla 136 <i>Diseño por flexión de las vigas dintel.</i>	173
Tabla 137 <i>Verificación del diseño por cortante en las vigas dintel.</i>	174
Tabla 138 <i>Verificación de refuerzo transversal en las vigas dintel.</i>	174
Tabla 139 <i>Cargas aplicadas a la losa aligerada unidireccional.</i>	175
Tabla 140 <i>Diseño de losa aligerada unidireccional con método de coeficientes.</i>	176
Tabla 141 <i>Metrado de cargas en la escalera.</i>	177
Tabla 142 <i>Dimensionamiento inicial de cimientos corridos en albañilería confinada.</i> ...	184
Tabla 143 <i>Dimensiones finales de cimientos corridos.</i>	186
Tabla 144 <i>Diseño de cimentación por flexión y cortante.</i>	187
Tabla 145 <i>Comparación de parámetros normativos.</i>	188
Tabla 146 <i>Comparación del modelado.</i>	189
Tabla 147 <i>Comparación de cargas.</i>	189
Tabla 148 <i>Comparación de períodos.</i>	191
Tabla 149 <i>Comparación de cortante basal estático en las direcciones.</i>	192
Tabla 150 <i>Comparación de fuerzas sísmicas en altura.</i>	193
Tabla 151 <i>Comparación del momento torsor accidental.</i>	193
Tabla 152 <i>Comparación de fuerzas cortantes del análisis dinámico.</i>	194
Tabla 153 <i>Comparación de cortantes mínimos.</i>	195
Tabla 154 <i>Comparación de rigidez en los sistemas estructurales.</i>	196
Tabla 155 <i>Comparación de desplazamientos relativos del análisis estático.</i>	197
Tabla 156 <i>Variación de desplazamientos relativos del análisis dinámico.</i>	198
Tabla 157 <i>Comparación de distorsiones de entrepiso de los sistemas.</i>	199
Tabla 158 <i>Comparación de acciones sísmicas basado en norma E.030.</i>	200
Tabla 159 <i>Comparación de costos directos.</i>	200

INTRODUCCIÓN

El incremento en la demanda de viviendas unifamiliares y la desinformación sobre sistemas estructurales genera diseños inadecuados, procesos constructivos deficientes y estructuras vulnerables; por ello, se realizó la evaluación del sistema de muros de ductilidad limitada y de albañilería confinada, que permitió reducir riesgos de falla estructural.

En el capítulo I se expuso la problemática, problema principal y secundarios, el objetivo principal, objetivos secundarios y las justificaciones que explicaron la relevancia y necesidad del estudio.

En el capítulo II se describieron los antecedentes de investigación, posterior a ello se definieron las bases teóricas y términos básicos acordes a los objetivos y variables planteadas para la viabilidad del estudio.

En el capítulo III se formularon las hipótesis en base a los problemas y objetivos para alcanzar las conclusiones; además, se identificaron las variables dependientes e independiente y con ello la operacionalización.

En el capítulo IV se formuló el diseño de ingeniería, los métodos en orden lógico, diseño estadístico con la población, muestra y muestreo; además de técnicas e instrumentos necesarios para la investigación, normativas y softwares empleados.

El capítulo V evidenció el desarrollo experimental del proyecto, generalidades, parámetros normativos, predimensionamiento, el modelado mediante Etabs v.19 y las consideraciones del análisis estructural basado en la norma E.030.

En el capítulo VI se determinaron los beneficios no financieros e impacto de la investigación; además, se realizó la evaluación económica de los sistemas.

En el capítulo VII se plasmaron los resultados con sustentación teórica, práctica y científica, las conclusiones según los objetivos, así como las recomendaciones académicas para nuevas investigaciones.

Por último, se detalló la bibliografía utilizada, como normativas, reglamentos, libros, artículos, páginas web, entre otras, además de los anexos correspondientes.

CAPÍTULO 1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Problemática internacional

En Ecuador Fernández (2018) señaló que, con el paso del tiempo y la evolución de diferentes técnicas y tecnologías de construcción, el hombre pasó de vivir en cuevas a grandes estructuras de concreto y acero; que, basado en la calidad y características de las mismas, se ha fomentado el desarrollo de construcciones con elementos estructurales resistentes como muros portantes. Esto ha permitido soportar los diferentes factores climáticos y mejorar el comportamiento sísmico, aunque diferentes estructuras han colapsado, se ha posibilitado realizar diferentes análisis para mejorar el comportamiento estructural.

En Colombia, Arroyo et al. (2021) hicieron énfasis en la falta de evidencias e información del comportamiento estructural de edificaciones con muros delgados de concreto armado frente a la ocurrencia de terremotos, ante su riesgo sísmico y que no se tiene en claro los lineamientos normativos para el diseño, además de que no existe el respaldo de investigaciones experimentales.

En Portugal, Marqués y Lourenço (2019) presentaron un mapa de los países con diferente grado de sismicidad, donde en Perú fue de moderado a muy alto. Asimismo, señalaron que las investigaciones de diseño sísmico con mampostería confinada presentan una amplia dispersión de técnicas en relación a la construcción y los materiales.

Figura 1

Mapa de amenazas sísmicas de países que utilizan mampostería confinada.



Nota. Adaptado de Marqués y Lourenço (2019)

Problemática nacional

Tenorio (2019) señaló que en el transcurso del tiempo se pudo observar cambios en la sociedad y en sus estilos de vida, conllevando a una continua transformación en la proyección de una vivienda ante las necesidades de sus ocupantes. Sin embargo, con el crecimiento inmobiliario y la continua construcción de viviendas, en lugar de progresar o mejorar en la calidad, no se aportaron innovaciones en los espacios habitacionales ya que solo se tuvieron en cuenta los mínimos requisitos exigidos, siendo necesario mejorar la manera en la que se proyecta una vivienda, su funcionalidad y calidad.

Huapalla y Fonseca (2020) especificaron que usualmente los métodos constructivos tradicionales se caracterizan por el elevado nivel de planificación y dependencia de la mano de obra, por lo que no existe una secuencialidad en la producción, lo que resulta en la pérdida de tiempo y en sobre costos; además que, el diseño inadecuado de una estructura genera dificultades a lo largo del proceso de construcción, disminuyendo así la productividad. De esta manera, precisaron que uno de los desafíos en el proceso de construcción es el rediseño y replanteo, por lo que es fundamental evitar los cambios de diseño durante la ejecución.

Además de lo descrito, CAPECO (2018) dispuso que los desafíos a enfrentar en el sector construcción está dado por la modernización de las ciudades, el cambio del modelo de gestión pública de las edificaciones e infraestructuras y la reducción de informalidad del sector construcción. Así pues, según la Sociedad Peruana de Bienes Raíces (2019) en el Perú la autoconstrucción de viviendas alcanza el 80%, las cuales son vulnerables ya que durante el proceso de construcción no se dispuso asistencia técnica ni adecuada supervisión. En este sentido, Arevalo (2020) puntualizó que la autoconstrucción se genera a partir del crecimiento acelerado de las ciudades y por la necesidad en contar de forma rápida con su propia vivienda, caracterizándose éstas por sus deficientes procesos constructivos, falta de personal calificado y que no se tuvo en cuenta el Reglamento y normas establecidas; así, la autoconstrucción se ha convertido en un procedimiento alternativo que se basa en la desinformación de la población, generando estructuras vulnerables frente a eventos sísmicos y peor aún, que estas colapsen.

A todo esto, en el Perú la probabilidad de que se produzcan sismos de magnitudes considerables es alta; aunque las normativas de diseño sísmico se modifican constantemente con la finalidad de lograr edificaciones con mejor capacidad estructural, aun así, la ocurrencia sísmica de magnitud considerable aún producen fallas estructurales en las

edificaciones diseñadas y analizadas según normativas; de este modo, al analizar una estructura se debe tener bien en cuenta las consideraciones sísmicas (Cueva y Huamanchumo, 2022). En definitiva, de producirse un evento sísmico considerable se afectará a un gran número de viviendas, lo que es un peligro potencial para la población. Por otro lado, Cayllahua y Vázquez (2020) señalaron que los sismos moderados también han generado importantes daños en edificaciones de concreto armado, incluso su colapso parcial y total, así como daños considerables en elementos estructurales.

Problemática local

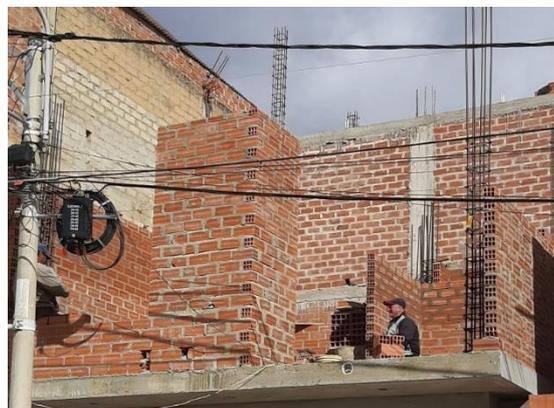
En Cajamarca, Salazar (2018) encontró que los problemas estructurales en albañilería confinada surgen por la utilización de muros sin confinar y por su inadecuada densidad, ya que los ejes paralelos a la fachada concentran la mayor cantidad de vanos; además de la falta de continuidad y uniformidad en la estructura, lo que genera un cambio brusco de rigidez durante un evento sísmico, ocasionando la vulnerabilidad y daños en las viviendas.

Por esta razón, una edificación debe analizarse teniendo en cuenta las intensidades sísmicas, puesto que en la zona 2, zona en la que se encuentra la provincia de Cutervo, un movimiento medido en la escala de Mercalli Modificada resulta en intensidades entre V y VII, lo cual hace que sea un área con daños y con efectos secundarios ante un sismo. (Yauri, 2017)

En Cutervo, la figura 1 evidenció una construcción con muros portantes donde se emplearon unidades de albañilería tubular y sin continuidad vertical hasta la cimentación; además, los extremos e intersecciones de los muros no contaron con columnas de confinamiento, esto producto de la construcción informal y desconocimiento de la población.

Figura 2

Autoconstrucción de edificaciones en Cutervo.



De lo mencionado, Cutervo no fue ajeno a la realidad actual, presentó un crecimiento acelerado en el sector construcción que fue evolucionando a partir de las necesidades y condiciones de calidad, seguridad, economía y la elevada demanda de viviendas unifamiliares, las cuales, son realizadas mediante albañilería confinada, incluyendo en algunos muros de concreto armado. La ejecución de este tipo de construcción demandó de mayor tiempo y mano de obra según Arevalo (2020), fueron llevadas a cabo por albañiles y maestros de obra con conocimientos empíricos, lo cual ocasionó que se ejecuten viviendas con materiales inadecuados, sin respetar lo señalado en los planos y realizando modificaciones injustificadas de los mismos. Asimismo, se evidenció el desconocimiento de la población sobre dicho sistema, puesto que durante el diseño y proceso de construcción no se consideraron a los muros portantes de albañilería como elementos estructurales predominantemente, sin embargo, las vigas y columnas se dimensionaron tipo elementos principales que soportan las cargas; como resultado, la distribución de columnas es inadecuada y en consecuencia son ubicadas fuera del plano del muro y no interceptan con la albañilería. Además, en el plano frontal se constató escasa densidad de muros en relación a la dirección perpendicular, paños de baja calidad que carecen de confinamiento en los extremos, discontinuidad vertical de los elementos resistentes del nivel más alto hasta la cimentación y muros con longitudes cortas que limita su contribución a la resistencia de las fuerzas horizontales (figura 3). Acorde con lo señalado, los muros de albañilería transgreden las condiciones para ser considerados portantes, sin embargo, estos son construidos para soportar cargas, generando una estructura vulnerable frente a eventos sísmicos y ante su propio peso. (Salazar, 2018)

Figura 3

Edificaciones con albañilería confinada en Cutervo



Asimismo, las constantes lluvias que se experimentan en casi toda la época del año, hacen que la construcción de viviendas se retrase constantemente al seguir un proceso secuencial, generando daños a las propiedades aledañas, peligro a los trabajadores y transeúntes, pérdidas de tiempo y sobrecostos (Huapalla y Fonseca, 2020); por otro lado, la utilización del ladrillo king kong y de arcilla artesanal en la albañilería, ocasiona daño al medio ambiente, esto debido al humo que desprende durante el proceso de elaboración.

En tal sentido, debido a la demanda de viviendas, a los peligros que genera el proceso de autoconstrucción con albañilería confinada frente a la ocurrencia de sismos, los deficientes procesos constructivos, la baja resistencia de los elementos estructurales, su inadecuada disposición y la desinformación de la población sobre otros sistemas estructurales (Arevalo, 2020); resulta importante realizar un estudio para evaluar los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada para implementarlo en la mejora del comportamiento sísmico y con ello reducir el riesgo de falla estructural en viviendas.

1.1. Formulación del problema

Problema principal

¿Cuál es la evaluación de los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada basado en la Norma E.030 para reducir el riesgo de falla estructural de viviendas en Cutervo?

Problemas secundarios

¿Cuáles son los parámetros para el diseño de la vivienda con el sistema de muros de ductilidad limitada?

¿Cuáles son los parámetros para el diseño de la vivienda con el sistema de albañilería confinada?

¿Cuál es la formulación del modelado de la vivienda para el análisis sísmico?

¿Cuál será el comportamiento estructural sismorresistente de la vivienda con el sistema de muros de ductilidad limitada?

¿Cuál será el comportamiento estructural sismorresistente de la vivienda con el sistema de albañilería confinada?

1.2. Objetivos de la investigación

Objetivo principal

Evaluar los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada basado en la Norma E.030 para reducir el riesgo de falla estructural de viviendas en Cutervo 2023.

Objetivos secundarios

Determinar los parámetros para el diseño de la vivienda con el sistema de muros de ductilidad limitada.

Determinar los parámetros para el diseño de la vivienda con el sistema de albañilería confinada.

Formular el modelado de la vivienda para el análisis sísmico.

Analizar el comportamiento estructural sismorresistente para la vivienda con el sistema de muros de ductilidad limitada.

Analizar el comportamiento estructural sismorresistente para la vivienda con el sistema de albañilería confinada.

1.3. Justificación e importancia de la investigación

Teórica

El propósito por el cual se realiza la investigación es para poner al alcance un estudio sísmico de los sistemas, evaluando sus características, limitaciones, análisis y comportamiento estructural, de manera que, con los resultados favorables, se pueda plantear una propuesta de incorporar un nuevo sistema para la construcción de viviendas en Cutervo en beneficio de la población. El desarrollo está en relación a normativas vigentes del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y el Código ACI 318-19.

Metodológica

El motivo del desarrollo de este trabajo es evaluar los dos sistemas estructurales, de modo que se pueda conocer sus diferencias y similitudes en cuanto a sus especificaciones, parámetros, proceso de diseño y comportamiento estructural.

Práctica

Incluir el sistema estructural muros de ductilidad limitada en viviendas de dos pisos, a partir de la evaluación de los dos sistemas planteados. Si bien, este aún no se emplea en la construcción de viviendas en Cutervo, resulta de trascendencia dar a conocer a la población un sistema que brinda diferentes condiciones de calidad, seguridad ante sismos y que se pueda ejecutar de manera rápida, ya que principalmente se caracteriza por su elevada densidad de muros y por la rapidez del proceso de construcción, obteniendo beneficios como la reducción de plazos. Asimismo, la evaluación realizada es un instrumento para dar a conocer el comportamiento estructural de los sistemas al sector público y privado dedicados a brindar servicios de construcción y diseño, de esta manera se pueda trabajar con un modelo adecuado para reducir el riesgo de falla estructural en viviendas.

Social

Se desarrolla con la finalidad de beneficiar a la provincia de Cutervo, para que la población pueda elegir un sistema estructural que mejore la seguridad de los ocupantes de las viviendas ante eventos sísmicos y la calidad de ejecución de eventuales construcciones. Además de innovar en los diseños de una vivienda en términos de función, estándares de sostenibilidad y de adaptabilidad; al mismo tiempo, generando beneficios en el crecimiento de la ciudad de forma ordenada y segura, en especial del sector inmobiliario. Por ello, mediante el desarrollo de la investigación, se busca beneficiar a aproximadamente 140 mil personas, incluyendo la población de toda la provincia.

Económica

La presente resulta de gran utilidad en el sector construcción de viviendas, ya que se realiza la evaluación estructural de los sistemas, además del diseño sismorresistente para reducir el riesgo de falla estructural que permita minimizar las pérdidas económicas durante un sismo y los gastos de reparación después del mismo.

Importancia

La investigación resulta novedosa porque se busca introducir, dar a conocer e innovar con la utilización de muros de ductilidad limitada en viviendas, de tal manera que ayude a mejorar el comportamiento estructural, reducir gastos, optimización de materiales con mano de obra, impacto ambiental e incrementar la productividad cumpliendo con estándares de

calidad y seguridad. Asimismo, por las características estructurales y los materiales utilizados en el diseño y construcción, las viviendas alcanzaron un mejor desempeño sísmico, además de aportar beneficios al crecimiento de la ciudad. De este modo, la incorporación del sistema muros de ductilidad limitada representa un gran beneficio en Cutervo, donde la población puede compararlo y evaluarlo para elegir el más adecuado acorde a sus intereses, teniendo en cuenta que la evaluación se aplicó a una vivienda unifamiliar con dos niveles. Además, sirva como instrumento de análisis para el sector público y privado dedicados al rubro construcción y como una guía para otros estudios relacionados a los sistemas estructurales.

1.4. Delimitación del área de investigación

Contenido

La delimitación de la investigación

Línea: Estructuras, geotecnia y recursos hídricos.

Campo: Diseño estructural sismorresistente.

Espacial

El lugar de estudio es la Urbanización Tomas Gálvez Quispe, Cutervo, Cajamarca, ubicada a 2 628 m.s.n.m. de altitud, con 3 028,46 km² de superficie terrestre.

Tabla 1

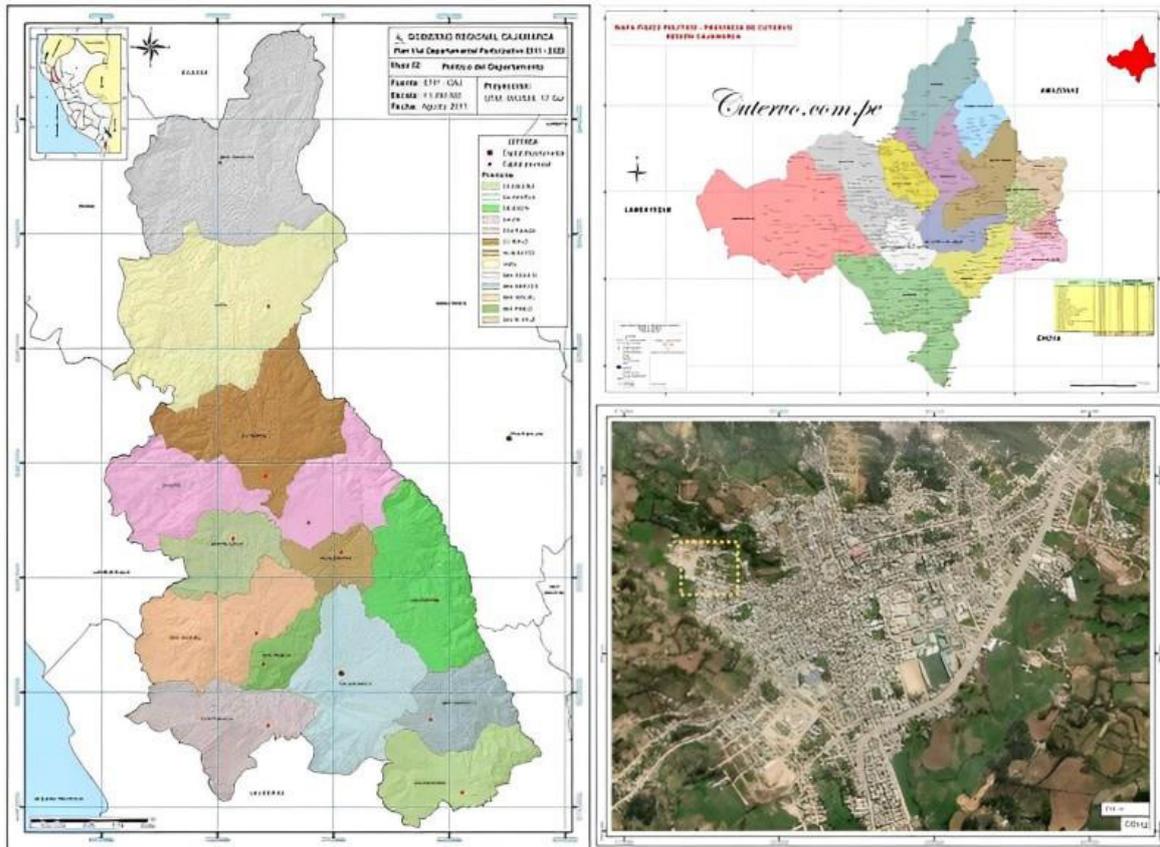
Coordenadas de la ubicación geográfica de Cutervo.

Ubicación	Datos
Urbanización	Tomas Gálvez Quispe
Distrito/Ciudad	Cutervo
Provincia	Cutervo
Departamento	Cajamarca
Región Geográfica	Sierra
Latitud Sur	06°22'46''
Latitud Oeste	78°49'14''
Altitud	2 628 msnm

Nota. Adaptado del INEI (2019)

Figura 4

Ubicación del área en estudio de Cutervo – Cajamarca – Perú



Nota. Plan Vial Cajamarca (2011), Blog Cutervo (2022) y Viamichelin (2022)

Temporal

El desarrollo de la tesis tiene una duración de 6 meses, tiempo que comprende desde la elección del tema, búsqueda y recopilación de datos, trabajo de campo y gabinete, modelación, obtención de resultados, revisión de investigación entre otros. Los datos e información necesaria se tomaron de diferentes normativas vigentes relacionadas al análisis y diseño de estructuras, ya sea normativa nacional o norma internacional como el Código ACI 318 – 2019, así como de tesis, libros y artículos de investigación relacionados al tema.

1.5. Limitaciones de la investigación

La limitación principal es la falta de planos de la vivienda, para realizar el reconocimiento de la distribución arquitectónica de los ambientes. Asimismo, establecer modificaciones en el primer nivel que permite lograr una mejor distribución de los muros; con ello, se obtiene un modelo con el cual se determina el análisis estructural.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes nacionales e internacionales

Antecedentes internacionales

Erberik et al. (2018) en el artículo titulado “Seismic performance assessment of confined masonry construction at component and structure levels”, presentaron un estudio donde compararon el desempeño sísmico de edificios de mampostería confinada y mampostería no reforzada, donde tuvieron en cuenta sus componentes y su estructura; lo realizaron por medio del estudio de diferentes parámetros para determinar las ventajas de un tipo de edificación sobre la otra. Desarrollaron un modelo idealizado con distribución aproximadamente uniforme de masa y rigidez; en la albañilería confinada consideraron columnas de 20x20cm de acuerdo al espesor del muro, ubicadas en las aberturas e intersecciones, además de vigas de 20x15cm, 2.80m de altura en ambas edificaciones, un diafragma rígido de piso, modos de vibración, registro de aceleración del suelo, parámetros como distribución de muros, su grado de resistencia y longitud. En los resultados determinaron que; en los modelos con baja aceleración del suelo, su comportamiento fue en el rango elástico, mientras que, con una alta aceleración de suelo y albañilería de baja resistencia, su estado fue de colapso; en relación al número de pisos, la influencia en la albañilería confinada fue ligera en edificaciones con muros distribuidos, resistentes y longitudes adecuadas; la longitud de los muros y su disposición en edificaciones de 3 niveles con distribución irregular y resistencia baja, no presentó influencia en la albañilería confinada y no infirió en el desempeño sísmico; la distribución irregular o regular en la albañilería confinada, no interfirió en el desempeño sísmico. Concluyeron que las estructuras con albañilería confinada de baja altura, tuvieron un buen desempeño ante intensidades sísmicas altas y, debido a las características del confinamiento, los daños sísmicos en un muro no se propagaron a otro, lo cual evitó el colapso global de la edificación; además que, los parámetros considerados en el análisis de la albañilería, tuvieron una influencia mínima en el desempeño sísmico de los modelos; así, promovieron edificaciones residenciales de baja altura en lugares propensos a eventos sísmicos. El antecedente contribuye a orientar la investigación en la medida que se buscó evaluar la albañilería confinada con los indicadores mencionados que mejoraron la resistencia estructural.

Arroyo et al. (2021) desarrollaron una investigación titulada “Seismic performance of mid-rise thin concrete wall buildings lightly reinforced with deformed bars or welded wire mesh”, publicado en *Engineering Structures*, Elsevier, realizada en Colombia. Su objetivo fue evidenciar el riesgo sísmico en estructuras diseñadas con muros delgados de hormigón armado empleando reforzamiento de dos tipos. Para el análisis utilizaron una edificación con 6 pisos, entrepiso de 2.54 m de alto y muros de 100 mm de concreto; en un modelo emplearon refuerzo de malla electrosoldada y otro de barras corrugadas, ambas conectados con losa armada con espesor de 100 mm. En los resultados, mostraron una mayor demanda de deformación para los dos tipos de edificación en los dos primeros pisos; además que, existió una alta probabilidad de falla en la edificación con refuerzo de malla electrosoldada por la limitada ductilidad, por lo que, señalaron evitar su uso en muros de poco espesor; asimismo, demostraron que una edificación de muros delgados con acero corrugado, dispuso un mejor desempeño sísmico y menor probabilidad de falla, prácticamente nula para $S_a(g)$ de 0.2 y 5% para 0.4, además de mayor ductilidad y capacidad para soportar demandas mayores de deriva. Concluyeron que la deformación en el primer piso ocasionó que el acero de la malla electrosoldada se fracture en ese nivel, en cambio, el refuerzo de barras corrugadas brindó una ductilidad adicional y contribuyó en la reducción de este tipo de falla; también señalaron que, reemplazar la malla electrosoldada por barras corrugadas mejoró considerablemente el comportamiento sísmico y recomendaron su uso en el diseño de nuevas edificaciones, además, debido a la influencia negativa de la malla electrosoldada, limitaron su uso en lugares con alto e intermedio riesgo sísmico. El antecedente contribuye a orientar la investigación, ya que en esta se determinaron parámetros de muros delgados relacionados al análisis y diseño sismorresistente.

Ahmed y Shahzada (2020) desarrollaron el artículo “Seismic vulnerability assessment of confined masonry structures by macro-modeling approach”, publicado en la revista *Structures*, Elsevier, Pakistán, cuyo objetivo fue aportar a una comprensión del comportamiento que tiene la carga lateral sobre edificaciones de albañilería confinada y poder superar las diferentes deficiencias estructurales. Para el análisis, emplearon un modelo tridimensional de elemento finito no lineal simple. En los resultados determinaron que el confinamiento proporcionó mayor estabilidad en los muros de albañilería y mejoró sus propiedades; además que, la resistencia del concreto y el área del acero aumentaron significativamente la capacidad estructural y su resistencia ante carga lateral. Finalmente, concluyeron que la influencia de la capacidad del ladrillo para resistir la compresión fue

máxima ante carga lateral, puesto que, al duplicar la resistencia, la capacidad de la edificación aumentó en un 80 % para la misma densidad de muros y con el incremento de este último, de 4.5% a 7.5%, obtuvieron un aumento de la capacidad estructural en un aproximado de 18.6%; por otro lado, el refuerzo y resistencia del concreto en columnas también influyeron considerablemente en el comportamiento lateral, además de la disminución de daños en la estructura con el incremento de la densidad de muros. Del antecedente, los parámetros tuvieron gran importancia al analizar la estructura de mampostería, sin embargo, fue necesario estudiar variables relacionadas al agrietamiento de muros y la resistencia al cortante.

Marqués y Lourenço (2019) desarrollaron un artículo titulado “Structural behaviour and design rules of confined masonry walls: Review and proposals”, publicado en Elsevier, Construction and Building Materials, Portugal. La investigación tuvo como objetivo la revisión de investigaciones de carácter experimental concernientes al comportamiento de muros confinados de albañilería para proponer criterios simples de diseño. Evaluaron los muros de albañilería, su comportamiento, antecedentes y estimaron las fuerzas de compresión vertical, flexión y cortante en muros confinados. En los resultados determinaron que la compresión vertical en los muros se da por falla de las columnas de confinamiento; en relación a la fisura diagonal, determinaron que estas se generaron por la fuerza lateral aplicada en un muro y se originaron en las unidades de albañilería, que luego se propagan hacia las columnas cuando los elementos de confinamiento fueron de secciones pequeñas y con poco refuerzo, a diferencia de los elementos fuertes, donde la resistencia al corte generado por los muros ocasionó que una fisura diagonal no se propague a la columna, sino que se desvíe a la mitad del muro, ocasionando fallas de aplastamiento en los pies, deslizamiento en las juntas y grietas diagonales. Asimismo, encontraron que la mampostería y las columnas contribuyeron en la resistencia del cortante, con columnas de sección transversal no menor a los 0.02 m^2 , peralte mínimo de 150 mm y acero de refuerzo mínimo del 0.8% el área de su plano. Concluyeron que, una posible falla vertical se pudo dar al tener muros apoyados en elementos flexibles que generaron esfuerzos de compresión elevados en sus bordes y por muros ya dañados por fuerzas laterales; precisaron que, al no considerar las características del muro y la cantidad de refuerzo en los elementos de confinamiento, las precisiones tienen una estimación limitada, puesto que influye en los mecanismos de fallas. De esta manera, el antecedente permite conocer el origen de las fallas presentes en la

albañilería confinada y las condiciones que las producen, lo cual se tuvo en cuenta en la presente evaluación en conjunto a otros indicadores a considerar.

Chingakham et al. (2022) en el artículo de investigación titulado “A Review On-Confined Masonry Construction”, publicado en la Revista SAMRIDDHI: A Journal of Physical Sciences, Engineering and Technology, India, realizaron una revisión de diferentes estudios de carácter experimental relacionados a la albañilería confinada en los que se analizó y estudió su comportamiento sísmico. Mediante los resultados de la revisión, determinaron que las edificaciones no presentaron daños importantes en el análisis de su estructura, donde la falla de colapso fue con deriva del 2.17%, agrietamiento vertical con 1.75% y diagonal con 0.34%, estos hicieron del sistema una buena alternativa para construcciones de altura baja a mediana. Concluyeron que, teniendo en cuenta los lineamientos y códigos de construcción, las edificaciones de albañilería confinada son resistentes y brindan condiciones de seguridad ante la acción de altas cargas sísmicas. El antecedente muestra la importancia que involucra evaluar la albañilería confinada aplicada en edificaciones de diferentes alturas y la resistencia que estas muestran ante eventos sísmicos, en la medida que se evite las derivas que producen fallas de agrietamiento; sin embargo, aún quedaron muchas variables que estudiar como su ubicación, densidad de muros y su configuración estructural de acuerdo al tipo de edificación.

Borah et al. (2019) desarrollaron el artículo “Sustainable housing using confined masonry buildings”, publicado en la Revista SN Applied Sciences, donde compararon la respuesta sísmica en edificaciones con mampostería no reforzada, confinada y estructura aporticada de hormigón armado, basándose en una revisión literaria y en su comportamiento ante un sismo. En los resultados mostraron que, debido al confinamiento de concreto armado dispuesto en los muros de ladrillo, las edificaciones presentaron un mejoramiento de la capacidad lateral y capacidad de deformación, además que brindaron mayor resistencia ante los diferentes sismos producidos; también determinaron que, las edificaciones altas tendieron a exponer daños a diferencia de las viviendas de baja y mediana altura, donde encontraron fallas debido a que los muros no tuvieron columnas de amarre, presencia de vigas discontinuas y una mala configuración estructural; asimismo, observaron que el agrietamiento del muro de albañilería disminuyó la capacidad de transferir las fuerzas hasta llegar a perder su resistencia, y fue donde las columnas de confinamiento resistieron los esfuerzos de tracción y compresión. Los investigadores concluyeron que las estructuras de albañilería confinada con baja altura, presentaron un mejor comportamiento sísmico, en

relación a estructuras aporticadas y de mampostería no reforzada; además, señalaron que la construcción con el sistema de albañilería no requirió equipos avanzados, lo que resultó en una alternativa favorable y sostenible para aplicarse en lugares con presencia de eventos sísmicos. El antecedente permite conocer las características y causas de las fallas que se producen en la albañilería confinada, lo cual se tuvo en cuenta al desarrollar el estudio en conjunto a los indicadores estructurales.

Antecedentes nacionales

Mauricio (2019) realizó una tesis titulada “Respuesta sísmica y evaluación económica entre el sistema estructural de albañilería confinada y muros de ductilidad limitada en edificación unifamiliar de 4 pisos atípico”, cuyo objetivo fue evaluar la respuesta sísmica de los sistemas, donde empleó la metodología aplicada y planteó una edificación de 9.8 m de altura y plantas de 2.54 m. Para albañilería consideró muro de 13 cm con predominio en “Y”, vigas de 40x25cm, aligerado unidireccional de 20cm, columnas de 25 cm con peraltes de 40cm, 45cm y 50cm. En los resultados determinó cortantes estáticas de 95.77 ton en “X” y 191.54 ton en “Y”, al igual que cortantes dinámicas tabuladas del mismo valor; en relación a derivas máximas de entrepiso, obtuvo 0.0024 en “X” del piso 4 y 0.00090 en el eje “Y” del piso 2, ampliamente por debajo de lo permisible. Para el sistema muros de ductilidad limitada, propuso muros de 12.5cm, con 20cm de losa maciza bidireccional, sin vigas ni columnas. En los resultados obtuvo cortantes estáticas de 143.65 ton en “X” y “Y”, mientras que la cortante dinámica fue 129.29 ton, que demostró una diferencia de cortantes del 75% y 68% a favor de la albañilería confinada; en derivas máximas determinó 0.00376 en “X” del nivel 2 y 0.00123 en “Y” del nivel 4, superiores a los de albañilería. Finalmente, concluyó que un cambio progresivo en las distorsiones de entrepiso generó un mejor comportamiento, a diferencia que las distorsiones aumentaron y disminuyeron en la albañilería confinada, lo cual puede provocar que la estructura se fisure o se dañe ante eventos sísmicos; además, señaló que existió relación directa entre cortante y densidad de muros, donde el aporte de los muros de concreto fue mejor ante un evento sísmico, ya que la rigidez que contuvo fue más de lo necesario. Así, el antecedente sirve para conocer la capacidad estructural de resistencia sísmica, en relación a las cortantes y distorsiones permisibles para el control de daños, lo cual se tuvo en cuenta en el presente estudio.

Reyes (2022) desarrolló la tesis titulada “Estimación de vulnerabilidad sísmica de vivienda social de 2 pisos de muros de ductilidad limitada en la costa central del Perú”, cuyo objetivo

fue contribuir en aumentar la seguridad en viviendas sociales mediante la estimación de vulnerabilidad sísmica; donde empleó la metodología analítica y diseño experimental de tipo aplicada. En la caracterización de la edificación consideró 3 viviendas unifamiliares de 2 niveles y 2.5 m de entrepiso, ancho total de 10.75 m, largo de 8 m, losas macizas de 12 cm, regular en planta y altura. En los resultados determinó que la probabilidad de colapso fue nula para sismos frecuentes con aceleración S_a (g) de 0.53 y para sismo ocasional con S_a (g) 0.66; mientras que para sismo raro con S_a (g) 1.05, la probabilidad fue de 0.5% y para sismo muy raro con S_a (g) de 1.31 fue 1.2%; además, con deriva del 1% en el entrepiso para muro rectangular, la probabilidad de sufrir daño leve fue del 48%, daño severo 34% y daño irreparable 18%. Concluyó que la caracterización de dos niveles con muros de ductilidad limitada se comportó mejor estructuralmente ante sismos raros y muy raros, puesto que su probabilidad de colapso fue solo del 1%, no presentó muros con daños o estos fueron leves, por lo que no se produjeron daños severos e irreparables. El antecedente contribuye a orientar la investigación para la caracterización de la edificación, donde se tuvo en cuenta la resistencia estructural y la deriva límite ante un movimiento sísmico.

Salazar (2018) realizó una tesis titulada “Vulnerabilidad sísmica de las viviendas de albañilería confinada en la ciudad de Jesús”, el objetivo fue determinar la vulnerabilidad sísmica en viviendas con albañilería confinada. Empleó una metodología no experimental, aplicada, alcance descriptivo y enfoque cualitativo, con muestra de 30 viviendas; realizó la medición de indicadores, variables y su influencia en la vulnerabilidad de la albañilería confinada. En los resultados encontró que los problemas estructurales estuvieron dados por la tabiquería sin arriostrar con 27%, muros portantes sin confinar en un 23% y estructuras sin uniformidad y continuidad con 33%. En relación con la densidad de muros, determinó que en “X” el 47% fue adecuada frente a un 53% inadecuado, mientras que para “Y” el 93% fue adecuado y el 7% inadecuado. El investigador concluyó que las viviendas fueron más vulnerables en “X”, que se debió a la densidad de muros, ya que los paralelos a la fachada fueron escasos y concentraron mayor cantidad de vanos; con ello, recalcó la necesidad de uniformizar la vivienda con muros dispuestos de manera simétrica en ambas direcciones, para dar resistencia a la vivienda ante eventos sísmicos. De esta manera, el antecedente aporta conocimientos en la importancia de la estructuración simétrica para soportar un evento sísmico, teniendo en cuenta la problemática estructural presente en la albañilería confinada, como la continuidad, uniformidad estructural y la densidad de muros.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Sistema de muros de ductilidad limitada

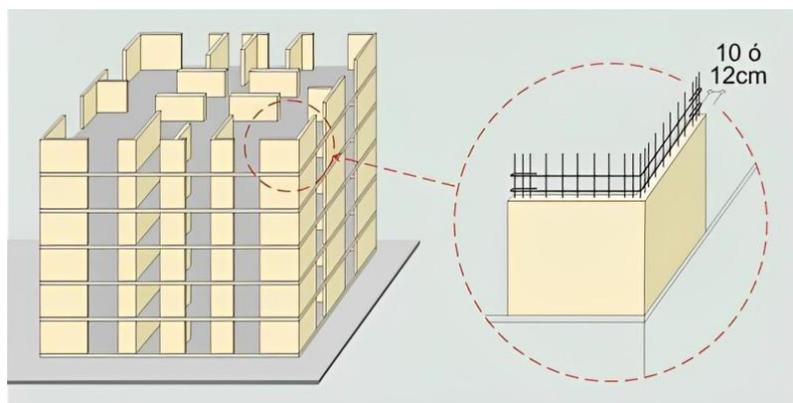
Arroyo et al. (2021) señalan que las construcciones con muros de hormigón con grosor de 10 cm y refuerzo en una capa, se deben al aumento en la demanda de edificaciones. Sin embargo, advirtieron que para el sistema existe poca evidencia del comportamiento sísmico, escasa ductilidad, lineamientos normativos de diseño y respaldo de investigaciones, limitando su uso en zonas sísmicas de riesgo alto e intermedio.

Arias y Quijada (2019) señalan que con este sistema los muros son capaces de soportar tanto cargas gravitatorias como de sismos y que pueden actuar como muros portantes y de corte; asimismo, que los muros son distribuidos con distancias cortas y se caracterizan por su espesor reducido en relación a muros estructurales típicos, variando entre 0.10 m y 0.15 m, siendo 0.10 m el espesor mínimo permitido.

Según Egoabil (2019) la propiedad de ductilidad permite que una estructura o componentes estructurales no reduzcan su resistencia o rigidez de manera considerable, aunque experimentan deformaciones pasado el límite elástico. Asimismo, señaló que los muros desplazados en las dos direcciones conforman un sistema donde los desplazamientos inelásticos no pueden desarrollarse significativamente, además que los muros están conformados por una sola capa de refuerzo horizontal y vertical, no cuentan con confinamiento en los extremos y se emplea losas macizas o aligeradas.

Figura 5

Estructura con muros de ductilidad limitada.



Nota. Tomado de Muñoz (2020)

Características del sistema

Las características y consideraciones a tener en cuenta según Barragan (2019) son:

Edificaciones conformadas por muros de 10 a 15 cm de grosor y de concreto armado, pisos con losa maciza o aligerada.

Los muros soportan fuerzas laterales generadas en un sismo y cargas de gravedad, por lo que todos son muros portantes que proporcionan una adecuada rigidez.

Construcción más rápida en relación a otros sistemas, ya que se puede adaptar el encofrado con una configuración homogénea para todos los pisos, lo que facilita realizar los acabados con trabajo básico y con bajo costo.

Las edificaciones tienen un menor costo final en relación a otros sistemas.

Se limitó la modificación o ampliación de los ambientes puesto que los muros son portantes.

Elementos estructurales

Constituyen en conjunto una estructura, donde cada uno tiene una función específica que aporta al funcionamiento de la misma. Son capaces de proporcionar resistencia a la construcción, por lo que su diseño debe ser óptimo para que pueda tolerar el peso de la edificación y las condiciones a las que está sometida, como movimientos sísmicos, el viento, entre otros. (Medina, 2021)

Muros de Corte

Son mucho más anchos que las columnas, capaces de recibir las cargas generadas en los niveles y transmitir las por las vigas y losas. Por sus características, en la dirección con dimensión más ancha proporciona gran resistencia y rigidez lateral, producto de ello, el cortante sísmico es absorbido por los muros en un mayor porcentaje. Por ende, durante la estructuración de una edificación con muros de corte, estos deben ubicarse de manera que los efectos de torsión no se presenten y se logre un buen comportamiento sísmico (Blanco, como se citó en Bullón, 2019)

Losas de techo

Blanco (como se citó en Bullón, 2019) señala que estas transmiten las cargas a otros elementos inmediatos, su funcionamiento unifica la edificación mediante un diafragma

rígido, de manera que las deformaciones generadas por las cargas sísmicas en todos los pisos sean iguales. Las más comunes son las losas macizas y losas aligeradas, esta última se comporta de acuerdo a la dirección en la que están dispuestas las viguetas.

Figura 6

Losa aligerada y losa maciza.



Nota. Adaptado de Boletín Huánuco Construye N°03, s.f.

Modos de falla en muros de concreto armado

Al desarrollarse un sismo, el momento flector, cortante y carga axial se producen simultáneamente, generando fallas en los primeros pisos de la edificación, puesto que es allí donde se presentan los máximos valores, por ello San Bartolomé et al., (2011) definieron los modos de fallas por flexión, por corte y por desplazamiento:

Falla por flexión, deriva cuando la fuerza de flexión ocasionada por el refuerzo vertical es superada por la fuerza cortante que proporciona el esfuerzo horizontal. Como resultado, el muro se balancea en relación a sus extremos y la carga vertical se transmite en gran parte por el extremo comprimido, haciendo que se desprenda el concreto. Además, la falla se concentra en la parte más débil del muro o donde la longitud se reduce significativamente, ya que la zona más larga tiene mayor capacidad de resistencia a la flexión.

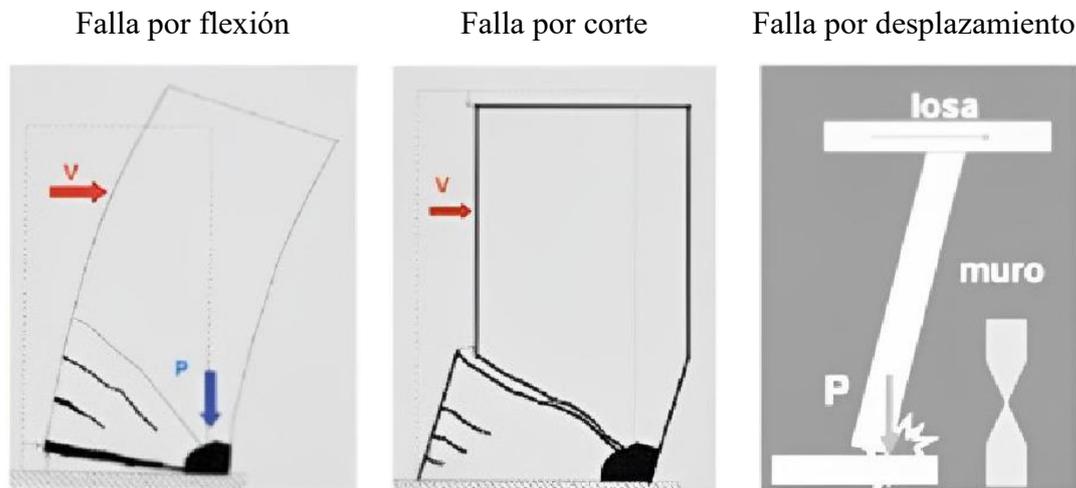
Falla por corte, se origina al tener una fuerza de flexión superior a la fuerza cortante, el hecho produce la aparición del agrietamiento diagonal del muro y en el extremo comprimido, el concreto se tritura; por lo que, si no se cuenta con estribos de confinamiento, el refuerzo vertical se pandea.

Falla por deslizamiento, deriva al juntarse en los extremos de un muro dos grietas generadas por la falla a flexión, por lo general, se da en las juntas del muro cuando estas son lisas o cuando el concreto no se ha distribuido homogéneamente. Además,

cuando ocurre la falla, la losa de entrepiso se desplaza transversalmente y arrastra al muro haciéndolo girar, lo que la convierte en una falla peligrosa. De esta manera, las cargas se concentran al borde del muro, reduciendo la sección transversal.

Figura 7

Fallas en muros de concreto armado.



Nota. Bartolomé et al., (2011)

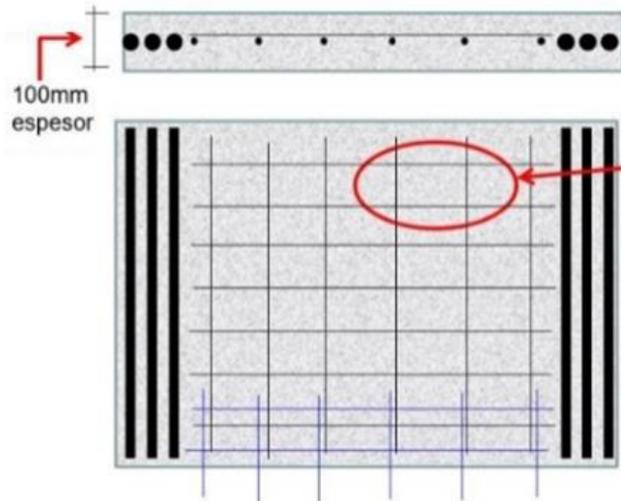
Díaz (2021) señala que, al tener una alta densidad de muros, el sistema presenta óptimas características sísmo resistentes en relación a rigidez y resistencia, haciendo que la estructura presente ductilidad limitada con capacidad de deformación baja, siendo este último, la característica a tener en cuenta para que los daños severos y colapso no se presenten en la estructura. Además, su diseño debe realizarse considerando un mecanismo de falla adecuado para garantizar la incursión al rango inelástico y que permita condiciones de seguridad a los ocupantes.

Refuerzo en muros

Los muros delgados con refuerzo están compuestos por barras de acero corrugadas o malla electrosoldada en una sola capa, los cuales tienen un efecto diferente en la edificación. El uso de malla electrosoldada aumenta la probabilidad de que la estructura falle, en cambio se logra un mejor comportamiento sísmico al emplear barras corrugadas, puesto que estas contribuyen en la reducción de los modos de falla. Por ello, no es recomendable usar refuerzo de malla electrosoldada en lugares propensos a eventos sísmicos, siendo necesario cambiar el refuerzo por barras de acero corrugado (Arroyo et al., 2021).

Figura 8

Disposición del refuerzo en muros.



Nota. Adaptado de Diaz (2021)

2.2.2. Sistema de albañilería confinada

Se aplica a estructuras de complejidad baja y de poca altura, predomina sobre otros sistemas por la disponibilidad de mano de obra y materiales, puesto que se compone con paredes de unidades de albañilería confinados mediante vigas y columnas, siendo el sistema de mayor uso en proyectos de viviendas. Sin embargo, en el Perú estas construcciones representan un riesgo frente a sismos, ya que no se tiene en cuenta los estándares de calidad, además de la autoconstrucción y desconocimiento técnico de los trabajadores (Merodio y Vásquez, 2018).

Si bien, la construcción con albañilería confinada es llevada a cabo con participación del equipo técnico e ingeniería, también se realiza sin participación técnica, ejecutándose viviendas y edificaciones de un piso hasta los seis pisos. Además, el sistema se aplica en gran medida en las zonas sísmicas y es una gran opción por la viabilidad económica y por la seguridad que representa, puesto que, en terremotos suscitados a lo largo de la historia, la respuesta sísmica en este tipo de edificaciones ha sido satisfactorio. (Borah et al., 2022)

Características del sistema

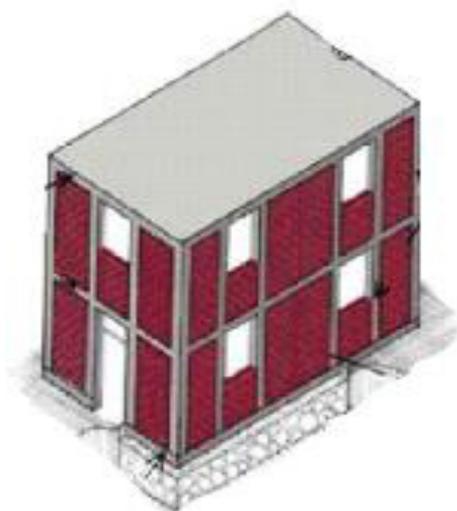
Se caracteriza principalmente por el uso de muros de ladrillo con función portante, soleras y columnas; los muros son construidos con unidades de albañilería y se les denomina confinados cuando estos son reforzados con elementos de concreto en sus bordes, actuando en conjunto como elemento principal en la albañilería confinada para soportar las cargas

axiales, donde las soleras y columnas componen un marco rígido en el que se apoyan las losas y los elementos estructurales. (Castañeda, 2020)

Asimismo, el sistema se caracteriza por la unión que existe entre los muros y elementos de confinamiento, donde se mejora el comportamiento a la deformación por la conexión de todos los muros y diafragmas. Además, los muros de albañilería brindan resistencia al cortante y ductilidad a la edificación. (Singhal y Rai, 2018)

Figura 9

Edificación de albañilería confinada.



Nota. Brzev, citado en Chingakham (2022)

Unidades de albañilería

Según la NTE.070 (2020) son el principal componente de la albañilería y se realizan con moldes empleando materiales como concreto y arcilla, formándose los ladrillos o bloques mediante compactación. Además, el peso y dimensiones de los ladrillos permiten su manejabilidad, en cambio, la manipulación de los bloques de concreto está condicionado a sus dimensiones y peso. Asimismo, su fabricación se realiza de manera industrial y artesanal, ya sea sólidas, huecas o tubulares y se elaboran teniendo en cuenta los estándares que se exigen en normativas peruanas.

Características de aceptación

Para que las unidades sean aceptables, la norma E.070 establece cumplir con lo siguiente:

Estar libre de cualquier materia extraña tanto en su interior como en la superficie.

Los que son elaborados de arcilla tienen que estar bien cocidos, con color uniforme, libre de vitrificación y deben producir sonido metálico.

No deben tener defectos que reduzcan la resistencia o durabilidad, tales como grietas, hendiduras, fracturas o similares.

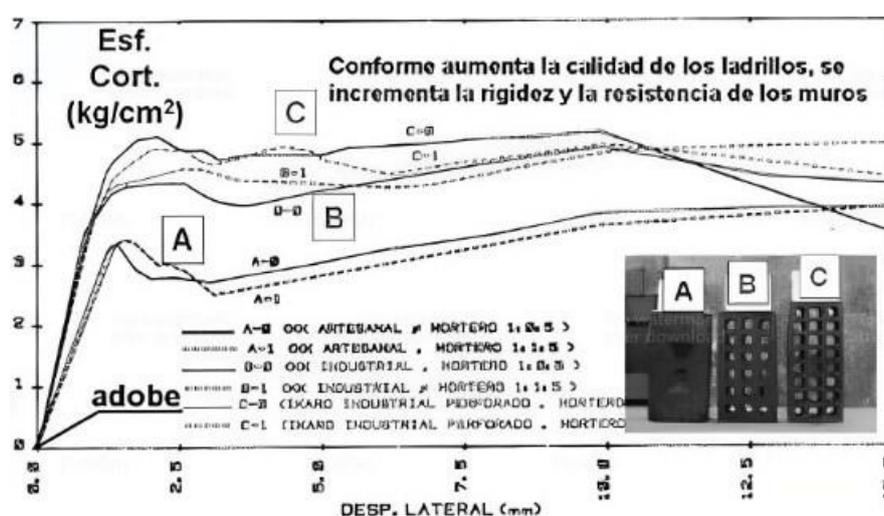
Estar libre de manchas o texturas blanquecinas que sean originados por salitre.

Unidad de albañilería sólida o maciza

Unidades sin huecos o con perforaciones en el plano de apoyo de tamaño reducido, con un área máxima del 30%; además, presentan una sección transversal de forma paralela al plano de apoyo con un área bruta mínima del 70%. (San Bartolomé et al., 2018)

Figura 10

Efectos de la calidad en la albañilería.



Nota. San Bartolomé et al. (2018)

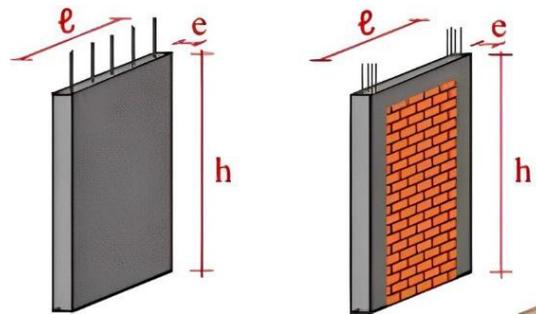
Elementos estructurales y confinamiento

Muros de albañilería

Dispuestos con capacidad de transferir cargas entre niveles y hasta la cimentación, por lo que son diseñados y construidos para que cumplan dicha función con continuidad vertical. (Velayarce, 2019). Asimismo, Chingakham et al. (2022) señalaron que los muros ayudan en la transferencia de las cargas generadas en las losas, además que se encuentran confinados por elementos verticales y horizontales en sus cuatro lados que brindan seguridad y durante un sismo previenen que los muros colapsen.

Figura 11

Muros de concreto y de albañilería.



Nota. Tomado de Huamán (2018)

Columnas de amarre o de confinamiento

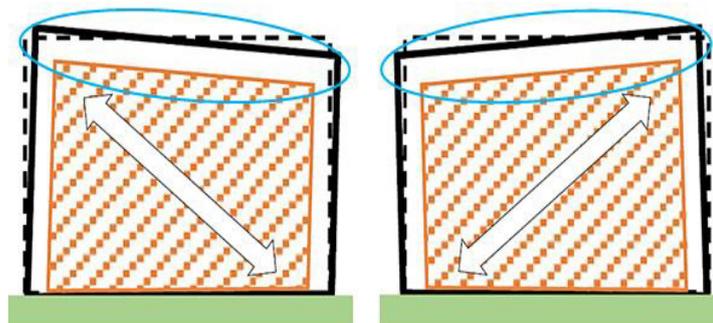
Están dispuestas en forma vertical en ambos lados de un muro, en sus intersecciones y en las aberturas de una edificación. La distribución estructural de estos elementos delimita los muros, evitando que el daño sísmico generado en una pared se propague a otra, permitiendo que la disipación de energía se mejore en la edificación (Erberik et al., 2018). Para dimensionar el grosor de la columna de confinamiento, se consideró como mínimo el ancho del muro, con un peralte de 0.15m como mínimo, en la cual se dispone al menos 4 varillas de refuerzo vertical con estribos cerrados. (NTE.070, 2020)

Vigas soleras

Es el elemento de confinamiento ubicado de forma horizontal en los extremos del muro. Contribuyen en resistir la tracción, retrasan la formación del corte diagonal en el muro y brindan resistencia a la cara lateral de la albañilería confinada (Marqués y Lourenço, 2019). Para la viga solera o de confinamiento, el espesor no se toma menor al espesor del muro, con una altura no menor al espesor del techo. (NTE.070, 2020)

Figura 12

Disposición horizontal de soleras.



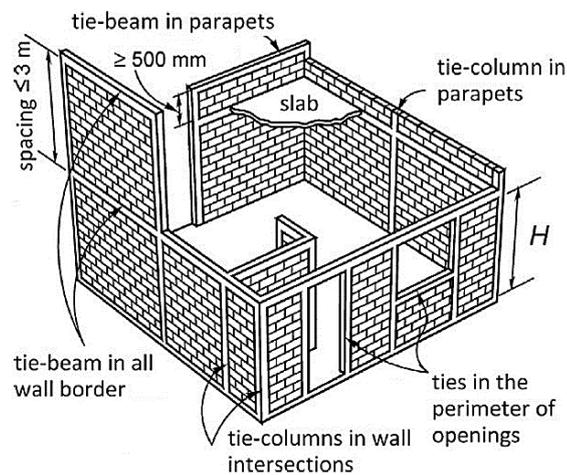
Nota. Adaptado de Borah et al. (2019)

Configuración del confinamiento

Las columnas y vigas soleras en albañilería no actúan como elementos de carga, por lo que su función es diferente a los pórticos, donde buscan unir los muros, la cimentación y las losas de piso, además del reforzamiento de las aberturas en los muros e intersecciones. Estos se vacían después de levantar los muros, permitiendo una unión resistente entre el marco y el muro (Borah et al., 2019). Asimismo, los elementos de confinamiento se conectan con el muro al adherir sus componentes e incluyen dentado para una mejor conexión. (Marques y Lourenço, 2019)

Figura 13

Muros de albañilería confinados.



Nota. Adaptado de Marqués y Lourenço (2019)

Modos de fallas en albañilería confinada

Los modos de falla mostrados en este sistema están relacionados al confinamiento y a los muros, por lo que Sáenz (2018) define los siguientes tipos:

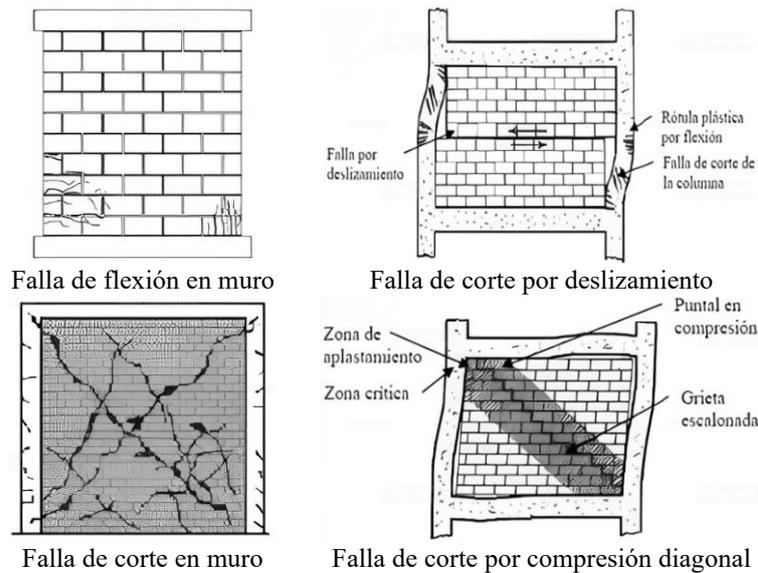
- Falla de flexión: Se generan en muros esbeltos, cuando fluyeron las armaduras a partir de la tracción en las columnas.
- Falla de corte por deslizamiento: Se generan a partir del deslizamiento en las juntas horizontales del mortero, produciendo falla por corte en la junta, ocasionando en los apoyos un efecto de columna corta.
- Falla de corte por compresión diagonal: Ocurren cuando los elementos de confinamiento se separaron del muro de albañilería, lo que generó un efecto de puntal; esto ocasiona en ambas esquinas del muro, tensiones de compresión, lo que

puede causar una falla por aplastamiento en las esquinas cuando la albañilería es de baja calidad.

- Falla de corte: Es la falla más común que se observan después de que ocurra un sismo, presentándose cuando se produjeron tensiones de tracción diagonal en los paños de albañilería, y tiene como característica principal el agrietamiento diagonal.

Figura 14

Modos de falla en albañilería confinada.



Nota. Adaptado de Sáenz (2018)

Por su parte, Marqués y Lourenço (2019) señalan que los modos de falla descritos anteriormente son posibles que ocurran, sin embargo, la falla principal que se presenta en los muros de albañilería es el agrietamiento diagonal, que se genera por cargas sísmicas; además, mencionaron que la falla por flexión en los muros no se presenta comúnmente, ya que los elementos de confinamiento impidieron que se genere. Por ello, la ocurrencia de cualquier tipo de falla se origina al combinarse diferentes factores, como la geometría de los muros, calidad de materiales, condiciones de la estructura, magnitud y tipo de carga.

Asimismo, Singal y Rai (2018) indican que otra falla recurrente es el daño que sufren los muros con aberturas sometidas a fuerzas laterales, donde las tensiones se generan en sus esquinas provocando que los muros fallen. Por su parte González (2018) menciona que una falla depende de las dimensiones de un muro, ya que al tener una relación altura/longitud alrededor de uno, la posible falla a ocurrir fue por corte, en cambio, en muros altos con mucha menor longitud, una falla posible fue por deslizamiento. Además, señala que las fallas

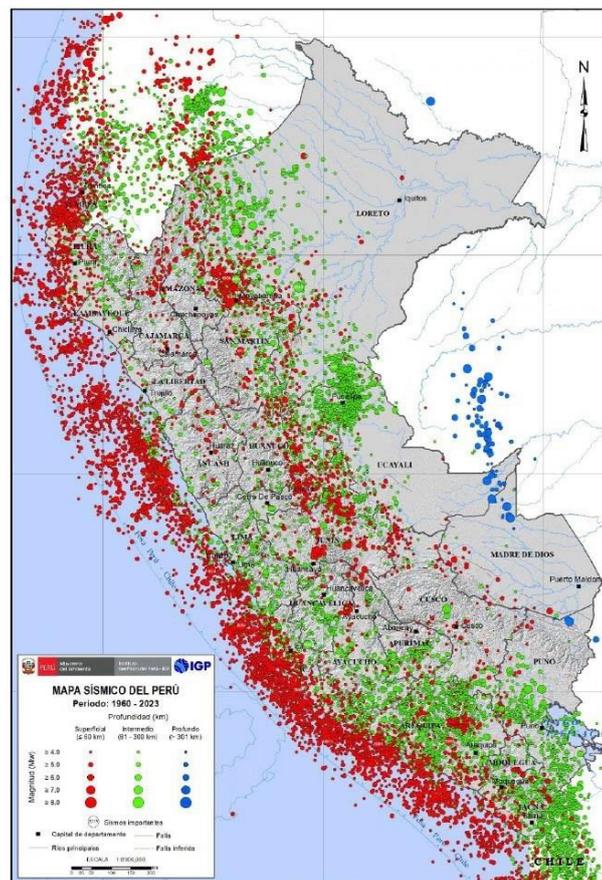
por flexión son producto de los momentos originados por sismos en los muros y por las fuerzas de tracción y compresión que causan en los elementos.

2.2.3. Peligro sísmico

Bullón (2019) señala que es el grado de exposición de un lugar determinado ante un movimiento sísmico, además de los efectos propios del lugar, como su topografía, efectos geológicos y la rigidez que pueda presentar el suelo, estos hacen que las ondas sísmicas en la superficie se alteren y se propaguen de forma diferente a las generadas en la roca base.

Figura 15

Eventos sísmicos ocurridos desde el año 1960 hasta el 2022 en Perú.



Nota. CENSIS (2023)

La norma E.030 (2020) establece algunos aspectos a considerar para determinar el peligro sísmico; donde la zonificación define el factor de zona; los perfiles de suelo, según las características del terreno; los parámetros de sitio, según el suelo con la zonificación y el factor de amplificación dado por las aceleraciones del suelo y estructura.

Figura 16

Zonas sísmicas.



Nota. Norma E.030 (2020)

Movimientos sísmicos

Los sismos son originados por perturbaciones que ocurren al interior de la tierra, puesto que las placas tectónicas se desplazan constante, este movimiento hace que se generen esfuerzos considerables, acumulando energía sísmica que es liberada a partir de una fractura, originando de esta manera un sismo. (Espínola y Pérez, 2018)

Vulnerabilidad y riesgo sísmico

Al grado de daño que llega a presentar una estructura de cualquier tipo cuando está sujeta a una determinada demanda sísmica, se conoce como vulnerabilidad sísmica (Sáenz, 2018). Del mismo modo Cayllahua y Vázquez (2020) señalan que se trata del grado de pérdida que se produce en la edificación al estar sujeta a un evento sísmico, y para que el riesgo sísmico se mitigue, la vulnerabilidad debe ser reducida a lo mínimo, así como los costos que incurren en la reparación de estructuras que resultan afectadas. Asimismo, Kuriowa (como se citó en Velayarce, 2019) cita que el riesgo sísmico está relacionado a los factores de peligro sísmico y vulnerabilidad.

2.2.4. Regularidad estructural

Muñoz (2020) refiere que para establecer un procedimiento de análisis adecuado de manera que se pueda determinar los coeficientes de reducción sísmica y definir estructuras en base a su importancia y ubicación, es necesario clasificar las edificaciones como regulares e

irregulares. Esto debe tenerse en cuenta en los procedimientos de análisis, ya que un evento sísmico puede generar daños severos a una estructura irregular, debido a su comportamiento sísmico pobre, a diferencia de las regulares que tienen mejor desempeño. Por lo que se debe comprobar la irregularidad tanto en planta como en elevación para definir qué tipo de estructura se tiene.

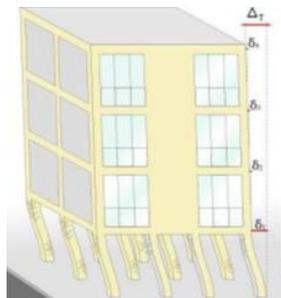
Irregularidades en altura

Para determinar los factores de la tabla 8 (Norma E.030,2020) se tiene en cuenta los siguientes puntos:

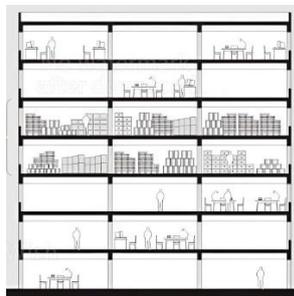
- Piso Blando, la irregularidad existe cuando la relación de rigidez de dos pisos es inferior al 70%, o al 80% del promedio de 3 pisos continuos en cualquier dirección.
- Irregularidad de masa, se da cuando dos niveles adyacentes tienen más del 50% de masa de diferencia, no es aplicable a sótanos y azoteas.
- Irregularidad geométrica vertical, se produce cuando existe un nivel con dimensiones en planta diferentes a los demás o una dimensión mayor al 130% del piso inmediato.

Figura 17

Irregularidades en altura.



Irregularidad de piso blando



Irregularidad de masa



Irregularidad de geometría vertical

Nota. Adaptado de Muñoz (2020)

Irregularidad en planta

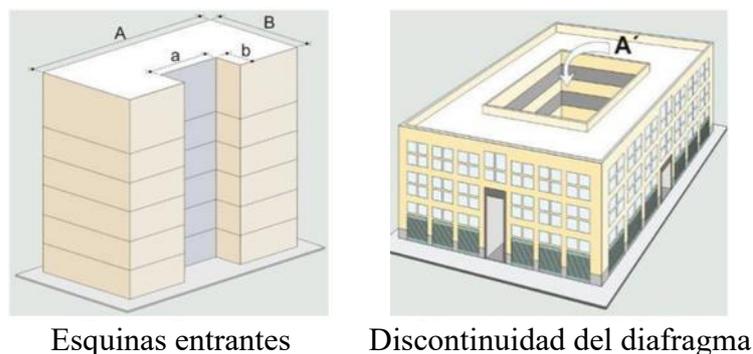
Se definen según los siguientes puntos, descritos en la tabla 9 de NTE.030 (2020).

- Irregularidad Torsional, existe en un nivel si la máxima deriva excede el 50% del valor permitido para la estructura en cualquier dirección o excede el 130% del desplazamiento promedio. Este punto se debe tener bien en cuenta, ya que una fuerte deformación torsional puede hacer que una edificación sufra grandes daños o pueda colapsar.

- Esquinas Entrantes, se considera irregular si las dimensiones de una esquina discontinua son superiores al 20% de las longitudes en planta. Además, las edificaciones en forma de “L”, “C”, “H” entre otras, pueden presentar deformaciones considerables en los elementos sismorresistentes, ocasionando la reducción de resistencia lateral y de la rigidez.
- Discontinuidad del diafragma, ocurre al tener una planta con áreas abiertas superiores al 50% del área total techada.

Figura 18

Irregularidades en planta.



Nota. Adaptado de Muñoz (2020)

2.2.5. Configuración y modelación de la estructura

Estructuración.

Según Blanco (como se citó Bullón, 2019) la estructuración para obtener una representación real del comportamiento sísmico de una estructura debe ser limpia y lo más simple posible, por lo que se planteó los criterios de estructuración:

- Simplicidad y simetría: permite una modelación fácil de la estructura, además de poder predecir el comportamiento sísmico y reducir los esfuerzos de torsión.
- Resistencia: estructura con una apropiada resistencia sísmica en sus ejes para asegurar la transferencia de las cargas.
- Rigidez lateral: estructura con capacidad para soportar fuerzas horizontales sin que tenga deformaciones o desplazamientos importantes.
- Ductilidad: donde se debe tener en cuenta la posibilidad de solicitación sísmica.
- Hiperstaticidad y monolitismo: para que la estructura obtenga una mayor resistencia.
- Continuidad estructural: continua y uniforme en altura y planta para evitar que la rigidez sea alterada bruscamente.

- Diafragma rígido: estructura idealizada en unidad para transferir de manera uniforme los desplazamientos.

Densidad de muros

Para obtener este parámetro se dividen las áreas de todos los muros y la planta techada de un determinado piso, donde la alta densidad eleva la resistencia al corte, mientras que la baja densidad genera un nefasto comportamiento o el colapso de la estructura (San Bartolomé et al., 2018). Este parámetro influye en la respuesta sísmica y ante los daños que se produzcan en la misma, ya que al tener una mejor densidad de muros la resistencia lateral es mayor en la estructura. Por lo que, considerando un valor adecuado para el parámetro, se reduciría considerablemente la posibilidad de daño en la edificación (Ahmed y Shahzadab, 2020). Asimismo, en cada dirección de la estructura, se debe tener en cuenta la proporción del muro para que pueda soportar las cargas laterales, de esa manera evitar fallas por fragilidad o excesiva ductilidad. (Mamani y Revilla, 2022)

Diafragma rígido

Las estructuras con diafragma rígido fueron aquellas donde las losas en los pisos actuaron en conjunto con los muros portantes, compatibilizando sus desplazamientos; además, para asegurar que los muros puedan contribuir a la resistencia, la conexión de los diafragmas debe ser permanente, firme y tener una adecuada rigidez, así evitar cualquier daño en los muros por asentamientos diferenciales (Velayarce, 2019). Asimismo, la propiedad de rigidez aplicada en un plano mediante los diafragmas rígidos, hace que un elemento membrana no presente deformaciones, además de permitir la concentración y aplicación de la excentricidad accidental relacionada al peso sísmico en el centro de masas. (Computers and Structures, Inc - CSI, 2022)

Modelación

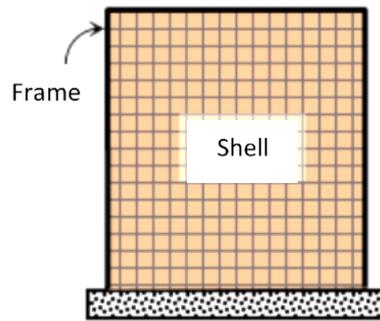
El modelo estructural de una edificación facilita la información necesaria en los diferentes elementos estructurales, sirvió como idealización del modelo físico en 3D y para lograr la evaluación con un adecuado diseño estructural, con ello brindar estabilidad estructural y seguridad; además, el modelado se realiza con diferentes elementos como sólidos, barras y superficies. (Dlubal Software, 2022)

Borah et al. (2022) señalan que al modelar en un software se puede detallar los elementos con sus características y dimensiones, además de brindar diferentes opciones de análisis; por

lo que, su uso es frecuente para simular numéricamente una estructura y conocer el comportamiento que presenta. En la albañilería confinada, la columna y la viga de amarre se modelan como elementos frame y se conectan mediante un único nodo, en cambio los muros se modelan tipo láminas con cuatro nudos.

Figura 19

Modelación de un muro



Nota. Borah (2022)

Cargas

La carga muerta son las que están fijas y permanentes en la edificación y tienen una magnitud constante. Para realizar el diseño de una estructura se debe determinar un valor aproximado de cargas muertas, puesto que a partir de ello se obtendrá el valor de las dimensiones y cargas de los elementos (Cuadros y Jiménez, 2021). En cambio, todas las cargas vivas se definen según el uso y ocupación que se le da a una estructura, además, se representan como una carga por unidad de área de la edificación; donde al realizar un diseño, el valor de las cargas vivas no debe ser menor a los dados por las normativas, por lo que deben ser iguales a las máximas esperadas. (Rivas, 2019)

2.2.6. Análisis estructural

La norma E.030 (2020) establece desarrollar el análisis en las direcciones consideradas y con las fuerzas sísmicas actuantes, teniendo en cuenta su regularidad estructural y los procedimientos empleados de análisis estático y dinámico, además de seguir un análisis con procedimiento secuencial. Alarcón et al (2023) tuvieron consideraciones básicas, como la representación estructural mediante la construcción del modelado tridimensional, consideraciones sísmicas según la ubicación y su riesgo sísmico, la aceleración pseudo espectral, períodos y cálculo de derivas máximas de acuerdo a condiciones sísmicas, que se ajusten a la demanda sísmica requerida.

Diseño sismorresistente

El diseño sismorresistente tiene tres objetivos a lograr ante un evento sísmico, estos se centran en salvaguardar las vidas, garantizar el funcionamiento de servicios básicos y reducir considerablemente los perjuicios que se puedan causar a la propiedad. Aunque no es económica ni técnicamente factible proteger a una gran cantidad de estructuras frente a los diferentes eventos sísmicos, se debe tener en cuenta que: ante movimientos producidos por los sismos severos, aunque una estructura podría presentar daños importantes, esta deberá mantenerse firme sin ocasionar daños en las personas; los movimientos generados por sismos moderados deberían ser soportados por la estructura, experimentando daños que sean reparables y estén en rangos aceptables; ante un evento sísmico severo, las condiciones de las edificaciones esenciales deberían permanecer operativas. (Norma E.030, 2020)

Comportamiento sísmico

Se refiere al estudio de los parámetros de fuerzas y desplazamientos que se generan al producirse un sismo. Para determinar cómo se comporta una estructura se tienen diferentes métodos, que al ser desarrollados con un diseño adecuado se puede controlar y mitigar los efectos de los sismos para evitar la amenaza contra la población, ya que el peligro de colapso de las edificaciones fue la causa principal de las mayores pérdidas. Por lo tanto, es imprescindible que las edificaciones sean diseñadas y construidas de manera que, durante un sismo frecuente o leve, estas no sufran daños y que no colapsen ante eventos sísmicos severos. (Oviedo y Duque, 2006 citado por Esteban y Cordova, 2020)

Desempeño de la edificación

El desempeño está relacionado a la importancia y al estado de daño que presenta la estructura dentro del rango aceptable, que dependen de los distintos niveles de peligrosidad sísmica. Para clasificar una edificación por su importancia, se tuvo: edificación común, esencial y de seguridad crítica. Los estados de daño definieron el grado de operación de una edificación, encontrando cuatro estados que representaron el daño generado de mayor a menor, tales como: cerca al colapso, siendo el daño más alto y se refiere a que la edificación puede colapsar y dejar de ser segura, resguardo de vida, funcional y operacional, que es el estado donde el edificio prácticamente no presenta daños. (Muñoz, 2020)

Tabla 2

Nivel de desempeño de una edificación según su importancia

		Nivel de desempeño				Edificación
		Completamente operativo	Operativo	Resguardo de vida	Cerca al colapso	
Sismo de diseño	Frecuente	Completamente operativo				Común
	Ocasional	Operativo	Operativo			Esencial
	Raro	Resguardo de vida	Operativo	Resguardo de vida		De seguridad crítica
	Muy raro	Resguardo de vida	Resguardo de vida	Resguardo de vida	Cerca al colapso	

Nota. Muñoz (2020)

Control de las fallas

Las fallas se producen en cualquier momento, ya que cada elemento sujeto a cargas tienden a fallar en algún momento y pueden darse de dos formas: la falla funcional, se produce en el momento que los elementos se desempeñaron correctamente logrando hacer frente a las solicitaciones de cargas, de este modo se ha cumplido con los objetivos del diseño sísmico; por otro lado, se definió la falla de colapso, se da cuando se presenta una deficiente resistencia en los elementos estructurales, haciendo que no cumplan con su función, esta falla se puede producir repentinamente sin cumplir con las solicitaciones de cargas mínimas, incumpliendo con los objetivos del diseño sísmico (Ramírez y López, 2021). Además, Muñoz (2020) refiere que existe una relación directa entre los desplazamientos y los daños en la edificación, reconocido por la ingeniería sismorresistente; por lo que, en la cuantificación de daños se emplean comúnmente los desplazamientos laterales.

2.2.7. Análisis estático

Es la simulación de aplicar fuerzas de forma horizontal en cada uno de los pisos de la edificación; además, según normativa de diseño sismorresistente, el procedimiento limita su aplicación a toda estructura que esté dentro de la zona 1; en las zonas restantes, se aplica a estructuras regulares con altura máxima de 30m e inferiores a los 15 metros en albañilería y muros de concreto. (Incahuanaco, 2021)

Peso sísmico

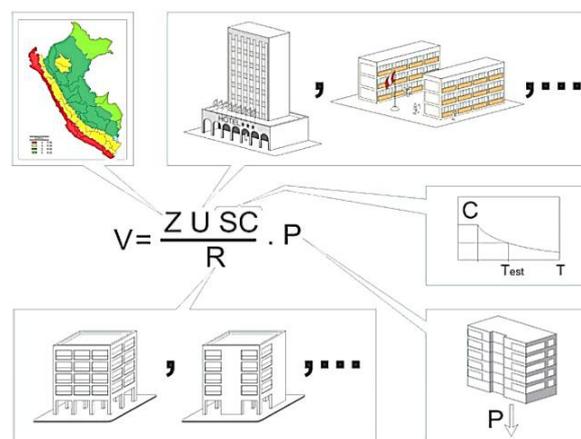
Es el peso que se utiliza para el análisis con las fuerzas sísmicas, cuyo valor posiblemente sea el peso que presenta un edificio al aplicarse el sismo asignado para el diseño. En relación a la categoría al que pertenece una edificación, el peso sísmico es obtenido con una determinada fracción de carga viva con la participación de toda carga muerta. (Muñoz, 2020)

Fuerza cortante

Denominado también cortante basal (V), se refiere a las fuerzas cortantes que están acumuladas en cada uno de los pisos de la estructura, se determina mediante diferentes parámetros del suelo y de la edificación, como la zona, parámetros del sitio, sus condiciones geotécnicas, el uso que se le dé a la edificación, su propio peso y tipo del sistema (Santos, 2019). Para albañilería confinada, el cortante producto del sismo es absorbido por los muros, la cual induce esfuerzos horizontales de compresión y tracción, que al superar su resistencia al corte se generan fisuras en el muro (González, 2018). Asimismo, Muñoz (2020) mencionó que la fuerza cortante depende del peso sísmico, factores relacionados con la ubicación y uso, tipo de sistema estructural, entre otros. Además, se definió como cortante nominal de diseño cuando se trabaja con el análisis estático, en cambio, si se sigue el método dinámico se toma como cortante de diseño mínimo.

Figura 20

Parámetros a considerar en el cálculo del cortante.



Nota. Muñoz (2020)

Período fundamental de vibración

Es la duración que tiene un edificio para que complete en dar un ciclo de vibración. Generalmente se determina para que se conozca la respuesta dinámica ante los movimientos generados por sismos; además, está condicionado por la rigidez y la masa de la estructura, sin embargo, es alterada por su altura total (Zavaleta, 2021). La norma E.030 (2020) dispuso la relación para determinar un valor aproximado, que depende del alto de la edificación (h_n) y el coeficiente relacionado al tipo de edificación (C_T).

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (2.1)$$

2.2.8. Análisis dinámico

Es la manera correcta de interpretar y realizar el análisis de la estructura en cada una de las direcciones a analizar en relación al sismo, en la que se tiene en cuenta los parámetros dados por la NTE.030. Este análisis se aplica para determinar los resultados con mayor precisión, ya que permite obtener datos de los desplazamientos; además de poder diseñar los elementos con los esfuerzos que presente la estructura (Incahuanaco, 2021). Asimismo, con la aplicación del análisis dinámico, se obtiene información precisa o exacta de la estructura, que se ajusta al comportamiento real con demandas sísmicas. (Alarcón et al., 2023)

Modos de vibración

Representan una manera de vibrar de la edificación ante los movimientos del suelo originados por un sismo (Bullón, 2019). Se consideran tres modos por cada nivel y según la NTE.030 (2020), el cálculo debe realizarse en un modelo donde la edificación presente una disposición de masa y rigidez adecuada, además de considerar como mínimo tres modos en cada dirección de análisis, cuya masa acumulada sea mayor o igual al 90% del total.

Aceleración espectral

Uno de los principales parámetros que se emplean con mucha frecuencia para realizar diseños sismo resistentes, son los espectros de respuesta de aceleración (Soto et al., 2018). Existen dos tipos de espectro de respuesta, el elástico e inelástico; el uso del elástico sirve para garantizar que el diseño resista terremotos intensos sin sufrir daños, mismo que resulta costoso y contraproducente para desarrollar proyectos; por lo que, las propuestas de las normas se centran en el espectro inelástico, cuya característica es que se reduce parte de las fuerzas que generan los sismos. (Hernández, 2018)

Cortante dinámica

Arias y Quijada (2019) señalan que la cortante dinámica se determina cuando se trabaja con el espectro de pseudo-aceleraciones, donde los resultados obtenidos son cercanos a las solicitaciones que un evento sísmico puede exigir a la edificación, como resultado, cuanto mayor sea la sollicitación, mayor serán los daño que generen. En edificaciones regulares e irregulares, el menor valor del cortante es del 80% y 90% del cortante estático en las direcciones analizadas, siendo necesario aumentar el valor si no se cumple la condición dada. (Muñoz, 2020)

2.2.9. Desplazamientos en una edificación

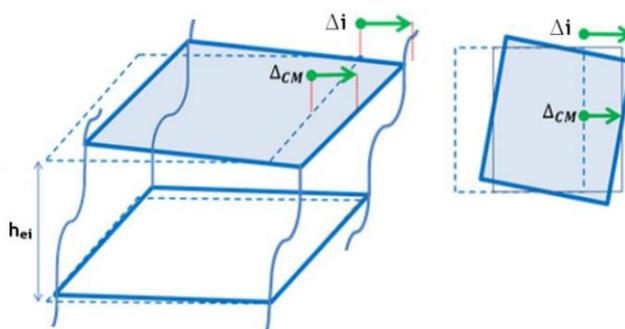
La Norma E.030 (2020) refiere que el desplazamiento depende de la regularidad estructural, donde los inelásticos se obtienen mediante el coeficiente R, multiplicado por un determinado factor. Por lo que, en una estructura regular, el desplazamiento lateral se determina al multiplicar el factor $0.75R$ con los valores del análisis realizado, mientras que por $0.85R$, en una estructura con irregularidad.

Deriva

La deriva refleja la magnitud de los desplazamientos que se generan entre los diferentes pisos, así como los daños de los elementos que pueden llegar a producirse; por lo que, se debe tener en cuenta la máxima deriva señalada en las normativas (Arias y Quijada, 2019). Por su parte, Hashemi et al. (2019) señalaron que es un parámetro utilizado para la medición del comportamiento sísmico de la estructura y sus elementos. Además, es un parámetro simplificado y empleado para evaluar la respuesta del sistema al someterse a excitaciones sísmicas. (Arroyo et al., 2021)

Figura 21

Desplazamiento lateral que presenta una edificación



Nota. Muñoz (2020)

Desplazamiento máximo

En relación a respuesta sísmica, una importante medida que se obtiene es el desplazamiento máximo, puesto que está relacionado con las fuerzas generadas por los sismos, los momentos máximos de diseño, la amplitud que tiene las vibraciones, los daños posibles en los elementos y el impacto en las edificaciones con las que colinda (Bullón, 2019). Por su parte Muñoz (2020) señaló que, para lograr restringir la ocurrencia de daños por sismos, es necesario que el desplazamiento lateral se limite a las condiciones inelásticas de la estructura y se desarrolle sin presentar daños considerables o riesgo de colapso.

2.2.10. Diseño en concreto armado

Para brindar adecuada resistencia a los elementos estructurales, considerando factores de reducción y las combinaciones de cargas de manera que los resultados satisfagan las condiciones de servicio, se dispuso el diseño por resistencia (Norma E.060, 2020). Asimismo, Barragan (2019) señaló que el diseño a flexión de los elementos, se realiza para que una estructura en conjunto satisfaga las condiciones relacionadas al equilibrio de los momentos y fuerzas, siendo necesario que en secciones de forma rectangular se evite fallas por corte y no las de flexión. Por su parte Ottazzi (como se citó en Bullón, 2019) mencionó que la falla por cortante se origina al presentarse diagonalmente esfuerzos de tracción, producidos por cargas externas actuantes sobre un determinado elemento, considerando de esta manera una falla frágil. En tal sentido, se busca la falla a flexión, puesto que es más dúctil al proporcionar un área necesaria de acero antes que se produzca la falla de corte.

2.3. Definición de términos básico

Muro de ductilidad limitada: Elemento con espesor reducido y de concreto armado con refuerzo en una capa, conforman un sistema estructural capaz de resistir los sismos y las cargas de gravedad.

EMDL: Hace referencia a edificación con muros de ductilidad limitada.

Ductilidad: Propiedad que posibilita a una estructura deformarse, de manera que no se reduzca la rigidez o resistencia.

Albañilería confinada: Albañilería con paños de ladrillos confinados por elementos de concreto en los límites, vaciados después de construirse los muros.

Muro: Paredes de diferentes espesores, donde los muros portantes disponen la capacidad de resistir y transmitir cargas entre pisos y directamente hacia la cimentación; mientras que los tabiques no soportan cargas y se utilizan en subdivisión de ambientes.

Carga de servicio: Está conformada por la carga viva más carga muerta, sin tener en cuenta los factores de amplificación.

Concreto estructural: Es el concreto que se utiliza para propósitos estructurales, puede ser el concreto simple o concreto reforzado.

CAPÍTULO 3. HIPÓTESIS Y VARIABLES DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Hipótesis principal

La evaluación de los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada basado en la Norma E.030 permitirá reducir el riesgo de falla estructural de viviendas en Cutervo.

3.2. Hipótesis secundarias

Con los parámetros del sistema de muros de ductilidad limitada se logrará un diseño adecuado de la vivienda.

Al determinar los parámetros del sistema de albañilería confinada se optimizará el diseño de la vivienda.

La formulación del modelado de la vivienda permitirá un adecuado análisis sísmico.

Al analizar estructuralmente la vivienda con el sistema de muros de ductilidad limitada se logrará mejoras en el comportamiento sismorresistente.

El análisis estructural del sistema de albañilería confinada permitirá lograr mejoras en el comportamiento sismorresistente de la vivienda.

3.3. Variables e indicadores

Variable independiente

Borja (2016) señala que una variable independiente origina un efecto, además de ser la causante en la variable dependiente.

Las variables independientes son:

Muros de ductilidad limitada.

Albañilería confinada.

Variable dependiente

Hernández y Mendoza (2018) señalan que esta es no manipulable, sin embargo, su medición se basa en determinar el efecto producido al manipular la variable independiente, la cual debe ser válida, adecuada y confiable.

La variable dependiente fue:

Reducir el riesgo de falla estructural

3.4. Operacionalización de las variables

Carrasco (2006) lo define como la descomposición de variables, las cuales se dividieron según las dimensiones que la conformaron, con sus respectivos indicadores, además de las unidades de medición y su valoración; también señaló que, con los puntos antes mencionados se procede a realizar la matriz metodológica para diseñar y elaborar cada instrumento de medición. (Anexo A1)

CAPÍTULO 4. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

4.1. Diseño de ingeniería

Método

Según Borja (2016) el método científico está conformado por un grupo metódico con estrategias y procedimientos definidos en una secuencia que permite verificar empíricamente una hipótesis y proporcionar un análisis de la realidad.

En la presente se empleó el método científico, puesto que se realizó el modelado de una vivienda y con ello se observó su respuesta sísmica ante diferentes casos de sismo, misma que experimentó distintas cargas y deformaciones que demostraron la validez estructural y corroboraron las hipótesis, además, proporcionaron los resultados que permitieron conocer el comportamiento sísmico de los sistemas. Asimismo, se realizó de manera ordenada y secuencial, se partió desde la problemática, posterior a ello se plantearon objetivos, hipótesis, la modelación, análisis estructural, obtención de resultados, diseño, conclusiones y recomendaciones.

Tipo y enfoque

Conocer, actuar, construir y modificar realidades problemáticas forma parte de la investigación aplicada, misma que se preocupa en su aplicación rápida ante un problema que por desarrollar conocimientos con importancia global. (Borja, 2016)

Según Hernández y Mendoza (2018) un enfoque cuantitativo sigue procesos de forma secuencial, con fases que se preceden continuamente siguiendo un orden para comprobar el planteamiento hecho. Asimismo, el enfoque se emplea para la estimación de magnitudes de un fenómeno para comprobar las hipótesis; además, en un estudio cuantitativo se busca describir, explicar y predecir el fenómeno investigado para buscar el vínculo causal existente entre variables en estudio.

La investigación fue aplicada con enfoque cuantitativo, aplicada puesto que la evaluación de los sistemas se desarrolló a partir de conocer los parámetros de diseño, sísmicos y análisis sismorresistente, con ello se determinaron y comprobaron los resultados requeridos de acuerdo a la normativa peruana; además, en el estudio se buscó dar solución a un problema social mediante el conocimiento científico. Se trabajó bajo un enfoque cuantitativo, puesto

que se siguió una secuencia, se analizaron y vincularon las mediciones numéricas que permitieron desarrollar el análisis estructural estático, dinámico, obtención de fuerzas, desplazamientos y con ello se estimó la ocurrencia de fallas.

Alcance

Los estudios descriptivos miden o recopilan datos, además de ofrecer el reporte de información de las variables y problemas en investigación. (Hernández y Mendoza, 2018)

La investigación fue descriptiva, puesto que se especificaron características y propiedades de dos sistemas, se realizaron mediciones, caracterización y modelación de la vivienda, con lo que se obtuvo la cuantificación de los resultados.

Diseño de investigación

Arias (2020) señaló que, al emplearse el diseño no experimental, las variables en estudio no están sujetos a condiciones experimentales, los elementos son evaluados en contextos naturales y no se altera ninguna de las situaciones dadas, además que las variables no son manipuladas. Según Hernández y Mendoza (2018) con un diseño transversal, los datos tienen una única oportunidad para ser recolectados, por lo que la incidencia de determinada variable es analizada, evaluando la situación en un periodo dado.

El diseño empleado fue no experimental, ya que se limitó a observar, medir y analizar el desempeño de manera natural de la edificación, además las variables no fueron manipuladas. Fue transversal, ya que se recolectaron datos en un mismo momento y el comportamiento de las variables fueron observadas en el instante de su desarrollo.

4.2. Métodos y técnicas del proyecto

Fueron fundamentales durante el desarrollo de la investigación y son considerados elementos para asegurar los hechos empíricos; donde las técnicas están conformadas por instrumentos en conjunto y los instrumentos contienen los recursos y medios para realizar la investigación. (Hernández y Duana, 2020)

En el proyecto, los métodos se enfocaron en el modelado, análisis estático y dinámico modal, del cual se determinaron las cargas, cortantes, esfuerzos, desplazamientos, distorsiones y la validación estructural (CSI, 2022), además del diseño sismorresistente, análisis económico y comparación de los sistemas de acuerdo a la norma E.030.

Técnicas de recolección de datos

Arias (2016) refiere como diferentes medios empleados en la recopilación de datos e información requerida durante el desarrollo de la investigación .

a) Observación directa

Con esta técnica se buscó observar un fenómeno para recopilar la información que se requirió y con ello realizar el análisis correspondiente. Esta técnica fue fundamental durante la investigación, puesto que permitió adquirir mayor cantidad de información.

Para la evaluación, se realizó la caracterización y modelado de las viviendas, donde se tuvo en cuenta los sistemas en estudio. Asimismo, del análisis sísmico se obtuvo la información necesaria que fue tomada y registrada para su análisis en base a normativas.

b) Análisis de información bibliográfica

Los parámetros e información sobre los sistemas en estudio fueron revisados y consultados en fuentes secundarias relacionadas al tema y propósito de la investigación, como documentos legales, tesis, libros, artículos científicos, informes, manuales, reglamento y normas existentes relacionadas al estudio.

Técnicas de análisis de datos

Se emplearon en la interpretación de datos obtenidos mediante el modelado.

a) Análisis numérico

La técnica consistió en la realización de un modelo estructural tridimensional y numérico del sistema mediante el software Etabs v.19, que fue definido con la ficha de evaluación, para ello se consideró el predimensionamiento de los elementos, aplicación de cargas, análisis con la aplicación de la acción sísmica sobre la estructura, del cual se logró obtener resultados de fuerzas sísmicas, periodos, derivas y desplazamientos máximos.

b) Transcripción de la información

Con esta técnica se procesaron los datos del modelamiento estructural. Con hojas de cálculo Excel, se obtuvo los espectros, el desarrolló de gráficos de derivas, cortantes, verificación

de irregularidades, análisis estructural, diseño sismorresistente de los componentes estructurales, además de los diferentes cuadros con los resultados del estudio.

c) Dibujo de planos

Se realizó a partir del procesamiento de los resultados y datos que fueron recolectados en el estudio, donde se plasmaron las dimensiones y características estructurales de los sistemas y se procedió a dibujar planos, donde se usó el software AutoCAD versión 2018.

Asimismo, de la revisión en Computers and Structures, Inc – CSI (2022) se recopiló la información necesaria para definir la secuencia a seguir en el análisis estructural sismorresistente de los sistemas. Los procedimientos se definieron a continuación:

Figura 22

Pasos para determinar los parámetros.

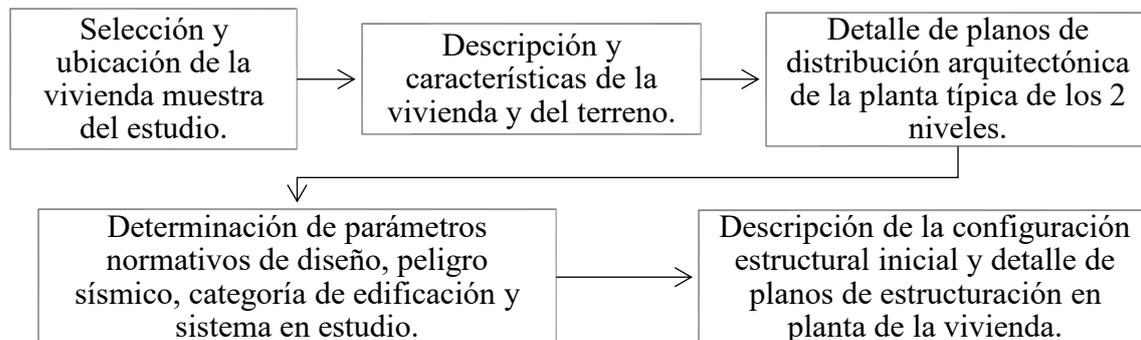


Figura 23

Secuencia empleada en el modelado de la vivienda.

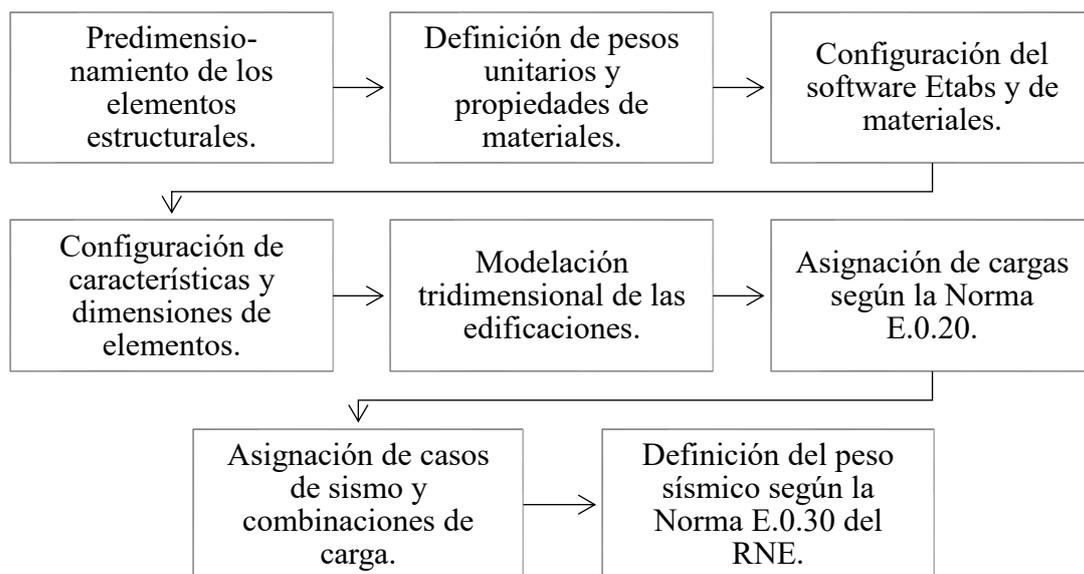
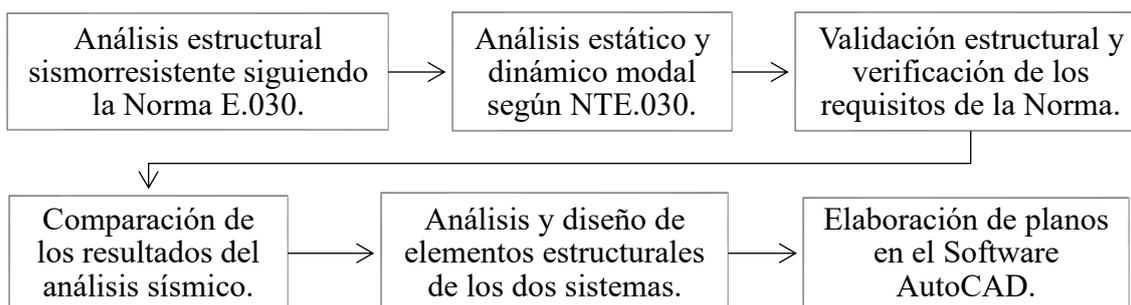


Figura 24

Procedimiento para el análisis estructural sismorresistente.



4.3. Diseño estadístico

Población

Conformado por un conjunto de sujetos que se ajustan en relación a una serie de especificaciones, mismas que al ser delimitadas, se les puede estudiar y con ello buscar que los resultados obtenidos puedan ser generalizados (Hernández 2014). Por lo tanto, se consideró como población las viviendas unifamiliares con 2 pisos y distribución típica similar, situadas en el área urbana de Cutervo.

Muestra

Se consideró como una parte de la población, del cual los datos requeridos son extraídos para su estudio. Además, la muestra seleccionada se consideró representativa, permitiendo que los resultados puedan generalizarse en la población. (Hernández y Mendoza, 2018)

En la investigación, la muestra fue una (01) vivienda unifamiliar de dos pisos con distribución típica, con terreno de 150.70 m² y 105.3 m² de área techada, ubicada en el Jr. Los Sauces-Cdra 2 en la Urbanización Tomas Gálvez Quispe – Cutervo, Cajamarca.

Muestreo

El muestreo consistió en conocer la relación que existe al tomar una variable y distribuirla en función a la muestra y a la población (Otzen y Manterola, 2017). Según Hernández y Mendoza (2018) una muestra no probabilística se basa en seleccionar elementos omitiendo la probabilidad y son tomadas de acuerdo a las características que tiene la investigación, donde la muestra es elegible obviando la estadística y la decisión depende del investigador.

Se aplicó el muestreo no probabilístico por conveniencia, la muestra no se calculó y fue tomada de manera arbitraria; donde se tuvo en cuenta la disponibilidad y accesibilidad a la información de la vivienda y del terreno.

4.4. Técnicas e instrumentos de investigación

Normativas

Las normas nacionales fueron tomadas de las publicaciones oficiales de SENCICO (2022).

Tabla 3

Normativas consultadas en la investigación.

Competencia	Especialidad	Norma Técnica	Código
Nacional	Arquitectura	A.010 Condiciones Generales de Diseño	NTA.010
		A.020 Vivienda	NTA.020
		E.020 Cargas	NTE.020
	Estructuras	E.030 Diseño Sismorresistente	NTE.030
		E.050 Suelos y cimentaciones	NTE.050
		E.060 Concreto Armado	NTE.060
		E.070 Albañilería	NTE.070
Internacional	Estructuras	Requisitos de reglamento para concreto estructural ACI 318	ACI 318-19

Softwares y herramientas informáticas

AutoCAD V.2018.

ETABS v.19 (Fue seleccionado mediante la ficha de evaluación. Valoración en anexo A4).

Herramientas estadísticas

Hoja de cálculo Excel y otras herramientas de Microsoft.

Matriz de consistencia

Según Abrigo et al. (2018) la matriz permitió evaluar la coherencia de la investigación y la relación del título con la problemática, objetivo, hipótesis planteadas, variables, las dimensiones, metodología a seguir, la población y la muestra. (Anexo A2)

CAPÍTULO 5. DESARROLLO EXPERIMENTAL

5.1. Generalidades del proyecto

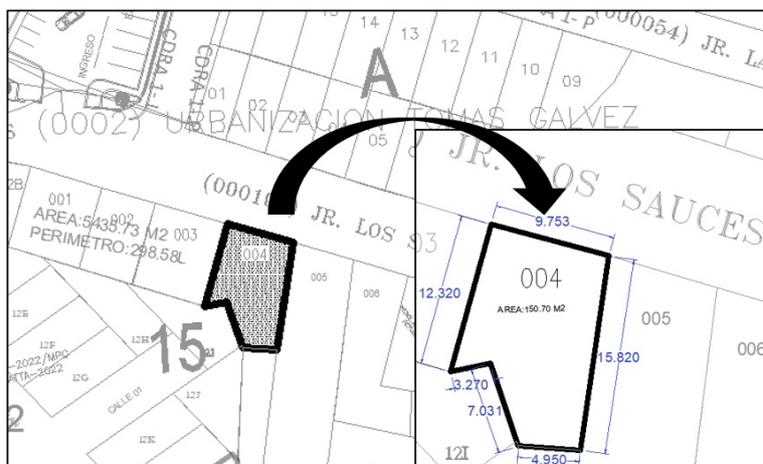
5.1.1. Ubicación

Se seleccionó y ubicó el lugar de estudio en base al acceso y disponibilidad de información relacionada a la vivienda y al terreno. En la visita a campo se constató la siguiente información:

Urbanización	: Tomás Gálvez Quispe
Jirón	: Los Sauces – Cdra 1
Lote	: 004
Manzana	: 15
Coordenadas	: 740787m E; 9294540 m N
Altitud	: 2641 msnm
Ciudad/Distrito	: Cutervo
Provincia	: Cutervo
Departamento	: Cajamarca

Figura 25

Ubicación de la edificación.



Nota. Plan de desarrollo urbano Cutervo, MPC 2022

5.1.2. Características de la edificación

Tras la visita a la vivienda, se procedió a la verificación de las características de la edificación con las dimensiones correspondientes, donde se consideraron modificaciones. Para el proyecto desarrollado se seleccionó una vivienda unifamiliar, edificación común, con 2 niveles más azotea.

Tabla 4

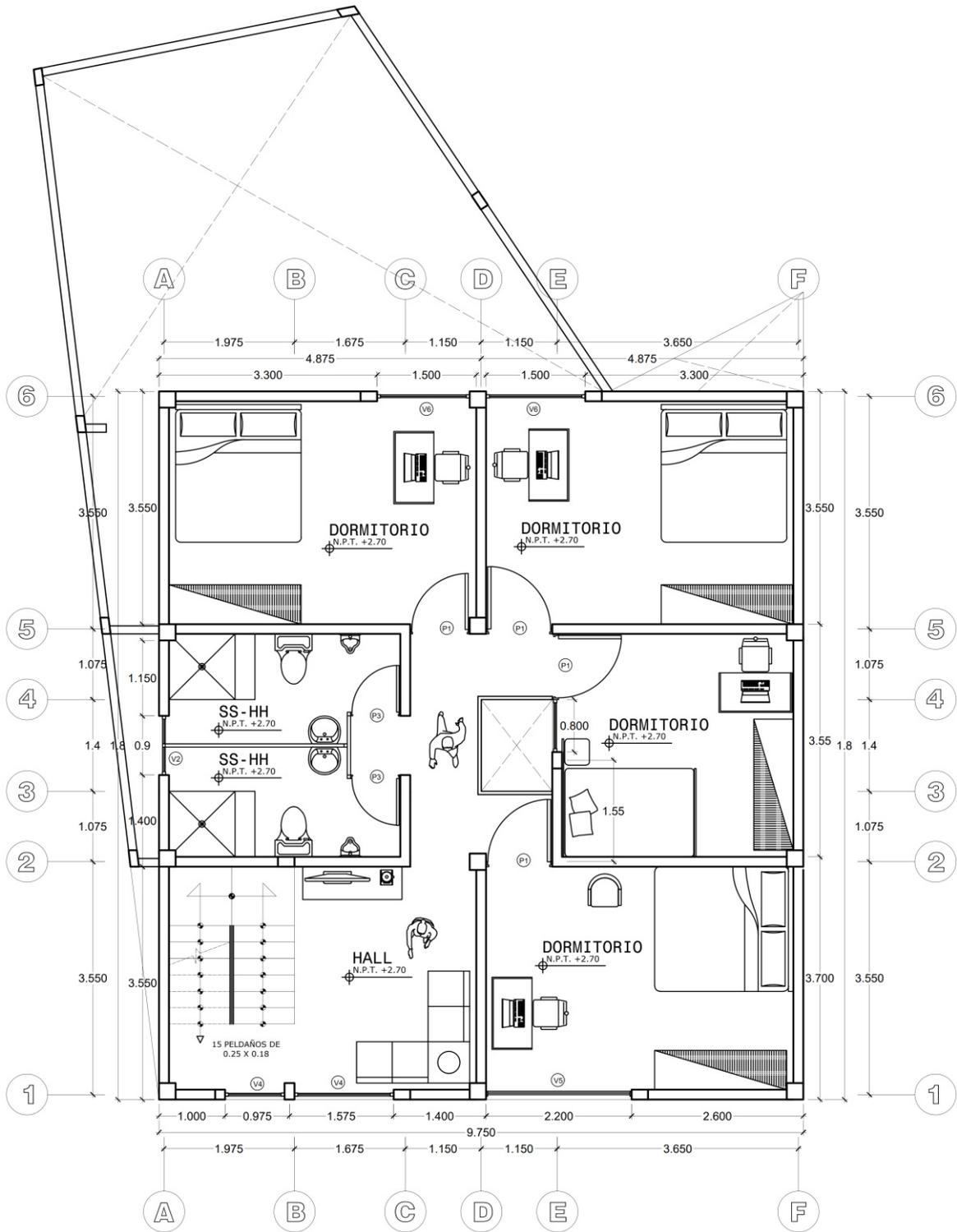
Características de la edificación.

	Descripción
Uso	: Vivienda unifamiliar
Número de pisos	: 2
Área total del terreno	: 150.70 m ²
Área techada	: 105.30 m ²
Dimensiones	: 9.75 m (frontal) : 10.80 m (fondo).
Altura del primer piso	: 2.70 m
Entrepiso	: 2.70 m
Altura total	: 5.40 m
Distribución – Piso 01	: Hall, estudio, cocina, comedor, sala, 02 baños. : Pasadizo, escalera. : Patio con área libre (área verde y recreación).
Distribución – Piso 02	: Hall, 04 dormitorios, 02 baños. : Pasadizo y escalera. : Azotea (lavandería).

Se configuró la distribución arquitectónica relacionada al primer y segundo nivel, las dimensiones en altura, del entrepiso y el área techada, además del área libre destinada a recreación y área verde.

Figura 26

Distribución arquitectónica típica de planta.



Nota. Especialidad de Arquitectura

5.1.3. Características del terreno

Se verificaron las características y dimensiones del terreno, su forma, ancho, largo y área, se determinó un área total de 150.70 m². Asimismo, se constató que esta no dispuso un área libre para realizar el estudio de suelos, ya que se encontró construida en su totalidad, por lo que, para conocer el tipo de suelo se consideró el informe de estudio de suelos de la construcción situada al frontis de la vivienda, cuyo proyecto constó en la construcción de una estructura perteneciente a la categoría de edificación esencial.

Para validar el estudio de suelos se constató el cumplimiento de las “Condiciones de Frontera” especificadas por la NTE.050 (2020), artículo 15.

Condiciones de Frontera: Para confirmar la igualdad de propiedades del suelo de terrenos adyacentes construidos y su aplicabilidad, se verificó el cumplimiento de las siguientes condiciones:

Terrenos adyacentes sin irregularidades considerables.

Edificaciones sin grietas o colapsos ocurridos por la cimentación, ubicadas alrededor de 100 metros.

La edificación a cimentar fue menos exigente.

Los niveles y cargas aplicadas a la edificación a cimentar fueron inferiores.

Cimentaciones superficiales.

Cimentación con profundidad inferior a 1.50 m en relación a las aledañas.

De acuerdo a lo descrito, el estudio de suelos fue válido, ya que cumplió con las condiciones de frontera y con el punto de exploración de acuerdo al área de la planta techada, por lo que se consideraron válidas las características del suelo aledaño, descrito en el anexo A8.

Estudio de mecánica de suelos

Con la revisión del informe del proyecto aledaño, se obtuvieron las principales propiedades relacionadas al terreno, descritas a continuación.

Tabla 5*Propiedades del terreno*

Calicata	C1				C2			
	1	2	3	4	1	2	3	4
Muestra								
Cota msnm	2644- 2642	2642- 2640	2640- 2638	2638- 2636	2644- 2642	2642- 2640	2640- 2638	2638- 2636
Coordenadas UTM E	740821				740787			
Sistema WGS N	9294564				9294558			
Humedad natural (%)	30.82	33.57	43.30	44.26	30.56	33.70	35.50	39.70
Sales (%)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Límite líquido (%)	50.6	52.3	56.1	59.1	53.0	51.0	54.5	58.0
Límite plástico (%)	29.6	30.6	26.6	29.1	30.5	30.3	26.6	28.6
Índice plástico (%)	21.0	21.7	29.5	30.0	22.5	20.7	27.9	29.4
Densidad natural (gr/cm ³)	----	----	1.628	----	----	----	1.699	----
Densidad saturada (gr/cm ³)	----	----	1.631	----	----	----	1.736	----
Capacidad de carga última o carga límite qu (kg/cm ²)	----	----	2.12	----	----	----	2.17	----
Expansión (%)	----	----	46.05	----	----	----	41.61	----
Clasificación SUCS	MH	MH	CH	CH	MH	MH	CH	CH
Nivel freático	2440.0				2640.7			

Nota. Tomado del informe de estudio de suelos**Tabla 6***Capacidad admisible del suelo.*

Calicata	Angulo de Fricción Interna (°)	Cohesión (kg/cm ²)	Profundidad del cimiento (Df)	Capacidad admisible (σ =kg/cm ²)		
				Tipo de cimentación		
				Corrida	Cuadrada	Circular
			1.00	0.68	0.88	1.14
C1-M3	10.64	0.36	1.50	0.71	0.90	1.16
			2.00	0.73	0.92	1.18
			1.00	0.67	0.86	1.17
C2-M3	10.54	0.35	1.50	0.70	0.88	1.19
			2.00	0.72	0.91	1.21

Nota. Tomado del informe de estudio de suelos

Mediante las tablas, se determinó un suelo blando, perfil tipo S3 y 0.68kg/cm² de capacidad admisible para cimientos corridos de 1.00m de profundidad. Para determinar los esfuerzos del suelo, las cimentaciones se modelaron como viga flexible, para ello se consideró el módulo de balasto.

Tabla 7

Valores del coeficiente de Balasto.

Esf. Adm (kg/cm²)	Winkler (kg/cm³)
0.65	1.57
0.70	1.66
0.75	1.75
0.80	1.84
0.95	2.11
1.00	2.20

Nota. Morrison (1993) como se citó en el estudio de suelos.

Objetivo secundario 1

5.2. Parámetros del sistema de muros de ductilidad limitada

Fueron determinados mediante revisión de libros y normas nacionales e internacionales. Lo cual permitió conocer las exigencias y requerimientos, con ello analizar y diseñar la vivienda. De las normas revisadas se tuvo:

Norma A.010: Cumplió los requisitos del diseño arquitectónico de la vivienda.

Norma A.020: Se cumplió con las condiciones mínimas de diseño en relación a vivienda unifamiliar.

Norma E.020: Se consideraron todas las cargas según uso de la edificación.

Norma E.030: Se tuvo en cuenta las disposiciones de diseño sismorresistente y se consideraron los objetivos de la misma, además de los parámetros sísmicos y estructurales.

Norma E.060 y E.070: Estuvieron acorde a lineamientos de diseño.

5.2.1. Peligro sísmico

Se tuvo en cuenta las características del lugar y del terreno sobre el cual está ubicada la edificación del proyecto, acorde a norma E.030 actualizada en 2020.

a) Factor de zona (Z)

Se determinó en función de la ubicación del lugar de estudio y se tuvo en cuenta la zonificación y el anexo II (NTE.030,2020)

Tabla 8*Zona sísmica del distrito de Cutervo.*

Región (Dpto.)	Provincia	Distrito	Zona sísmica	Ámbito
Cajamarca	Cutervo	Cutervo	2	Catorce distritos
		Querocotillo	3	Un distrito

Nota. Anexo II de NTE.030 (2020)

El proyecto se ubicó en la Urbanización Tomás Gálvez Quispe – Cutervo, el cual formó parte de la zona sísmica 2, con ello se asignó un valor de 0.25 correspondiente al factor de zona.

b) Perfil de suelo (S)

Se determinó según las propiedades del suelo de la construcción aledaña al área de trabajo y de acuerdo a sus características.

Tabla 9*Clasificación de suelos del proyecto.*

Clasificación SUCS	Suelo predominante	Perfil de suelo	Descripción
MH	Limos de alta plasticidad	Tipo S ₃	Suelos blandos
CH	Arcilla de alta plasticidad		

Nota. Expediente técnico del proyecto**c) Parámetros de sitio**

Fueron asociados con el tipo del suelo, al factor Z₂ y suelo S₃, se determinó el factor del suelo "S" según tabla 3; mientras que los parámetros T_P y T_L relacionados con el sitio, según tabla 4 del artículo 13.

d) Período fundamental de la estructura

Como referencia, fue determinado mediante la expresión (5.1), con elevación de vivienda (h_n) y coeficiente 60 relacionado al sistema estructural.

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (5.1)$$

$$T = \frac{h_n}{C_T} = \frac{5.40}{60} = 0.09$$

El valor referencial del período fue 0.09 segundos.

e) Factor de amplificación sísmica

Fue determinado mediante lo expuesto en el artículo 14 y en relación a los periodos del suelo y estructura, donde $T < T_p$ en 2 niveles, donde el valor máximo fue:

$$C = 2.5.$$

5.2.2. Caracterización de la edificación

En esta etapa se consideraron los parámetros relacionados a las características, categoría y uso de edificación, además del tipo de sistema y configuración de regularidad estructural. Lo siguiente se estableció con la NTE.030 del 2020.

a) Categoría de la edificación y factor de uso

Fue definida en base a las características, propósito y función de la misma. Con la tabla 5 del artículo 15, se clasificó como edificación común de categoría “C” y con factor 1 en función del uso correspondiente.

b) Categoría y sistema estructural

Se verificó que los sistemas estructurales en estudio puedan proyectarse para la zona de ubicación del proyecto, donde se tuvo en cuenta la tabla 6 del artículo 17. Se determinó que no se presentaron restricciones a los sistemas en evaluación y estuvieron permitidos para zona sísmica 2.

c) Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas

Fue asignado mediante el tipo de sistema evaluado, siendo: $R_o = 4$, en base a la tabla 7 del artículo 18.

d) Factores de irregularidad

Inicialmente el modelo se clasificó como regular, I_a e $I_p = 1$, se determinó de acuerdo a la configuración de la vivienda y se verificó en el análisis sísmico. La asignación de factores se realizó de acuerdo a las tablas 8 y 9 del artículo 20.

e) Restricciones a la irregularidad

La proyección de la estructura se realizó teniendo en cuenta la categoría “C” y la zona 2 de ubicación, se verificó la restricción de irregularidades dadas en el artículo 21 y tabla 10. Con ello, se definió una estructura de 2 plantas y no presentaron restricciones por irregularidad.

f) Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

Su valor fue determinado multiplicando al parámetro R_0 con las irregularidades definidas según el artículo 22: $R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p = 4$.

g) Coeficiente de corte base

Se determinó como estructura regular y mediante la relación de parámetros de sitio y estructura, con el cual se estableció el valor máximo.

$$c = Z \cdot U \cdot S \cdot \frac{C}{R} = 0.25 \times 1 \times 1.4 \times \frac{2.5}{4} = 0.21875$$

Coeficiente máximo: $C/R = 0.625$

h) Desplazamientos máximos

En relación a la deriva límite del sistema de 0.5% y el factor de amplificación α para estructura regular, se obtuvo:

$$\alpha = 0.75R = 3$$

San Bartolomé et al. (2018) dispuso verificar la deriva inelástica permisible ($\Delta i / h_{ei}$) mediante la expresión (5.2).

$$0.75R \frac{D}{h} < 0.005 \quad (5.2)$$

De (5.2) y $h_{ei} = 2.70\text{m}$, se obtuvo:

$$\alpha \cdot \frac{\delta_{ei}}{h_{ei}} < 0.005; \quad \alpha \cdot \delta_{ei} = \Delta i$$

$$\frac{\Delta i}{h_{ei}} < 0.005 \rightarrow \Delta i < 0.005 \times 2.7\text{m} = 0.0135\text{m}$$

Desplazamiento máximo para deriva inelástica: $\Delta i_{max} < 0.0135\text{m}$

$$\delta_{ei} < \frac{0.0135\text{m}}{3} = 0.0045\text{m}$$

Desplazamiento elástico permisible: $\delta_{ei} < 0.0045\text{m}$

Deriva máxima para clasificar la irregularidad torsional:

$$\Delta i_{max} < 0.5 \frac{\Delta i}{h_{ei}} = 0.0025\text{m}$$

5.2.3. Solicitaciones de los elementos

Se establecieron según norma E.060 y ACI318-19, permitió conocer los requerimientos y solicitaciones sísmicas, diseño de elementos y los planos del proyecto. Por ello, se determinaron los parámetros de espesor mínimo del muro, resistencia mínima del concreto, fluencia del acero, disposición del refuerzo según espesor del muro, peraltes, separación y cuantías de refuerzo, recubrimientos y esfuerzo límite de compresión.

a) Parámetros del muro

Los parámetros considerados en relación a los muros fueron:

Espesor mínimo permisible por la norma: $t = 10\text{cm}$, las cuantías de refuerzo se obtuvieron mediante:

$$\rho_{min} = 0.0025 \rightarrow \text{Refuerzo} = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_{max} = 0.01 \rightarrow \text{Refuerzo} = 0.01 \times 100 \times 10 = 10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se determinó la discontinuidad máxima (e) mediante:

$$e < 0.25b = 0.25 \times 10\text{cm} = 2.5\text{cm} \therefore e < 2.5\text{cm}$$

Se determinó un máximo esfuerzo de compresión para el muro, donde se obtuvo:

$$\sigma_{max} < 0.2f'c = 42 \text{ kg/cm}^2 \therefore \sigma_{max} < 42 \text{ kg/cm}^2$$

Objetivo secundario 2

5.3. Parámetros del sistema de albañilería confinada

Fueron determinados mediante una revisión exhaustiva de normativas y libros, lo cual permitió conocer los lineamientos de diseño del sistema. En relación a la norma E.030, se dispusieron los requisitos relacionados al diseño sismorresistente; además, se consideraron los parámetros de peligrosidad sísmica y caracterización de la edificación, descritos en el punto anterior.

5.3.1. Caracterización del sistema

a) Coeficiente de reducción

Al considerar estructura regular, se obtuvo: $R = R_o \cdot I_a \cdot I_p = 3$

b) Coeficiente de corte base

Mediante la relación de parámetros descritos anteriormente:

$$c = Z. U. S. \frac{C}{R} = 0.25 \times 1 \times 1.4 \times \frac{2.5}{3} = 0.29167$$

Además: $C/R = 0.833$

c) Desplazamientos máximos

Se consideró el factor de amplificación α mediante:

$$\alpha = 0.75R = 2.25$$

Se establecieron los desplazamientos máximos en relación a lo expuesto en la expresión (5.2), como la deriva límite fue de 0.5%, se obtuvo:

Desplazamiento máximo para deriva inelástica: $\Delta i_{max} < 0.0135m$

$$\delta_{ei} < \frac{0.0135m}{2.25} = 0.006m$$

Desplazamiento elástico permisible: $\delta_{ei} < 0.006m$

5.3.2. Solicitaciones de la albañilería

Se determinaron los requisitos de diseño precisados por la norma E.070, además de parámetros relacionados al confinamiento, resistencia de albañilería, relación máxima de dimensiones en planta, parámetros de configuración de elementos, espesor mínimo de los muros, resistencia mínima del concreto y fluencia del acero.

a) Espesor del muro

Se determinó el espesor efectivo (t) según la ubicación del proyecto y la ecuación que relacionó la altura libre del muro (h) con un divisor de acuerdo a la zona dada en la norma.

$$t \geq \frac{h}{20} \quad \text{Zonas sísmicas 2 y 3} \quad (5.3)$$

Con zona sísmica 2 y muros de albañilería de 2.4 m de altura libre, se obtuvo:

$$t \geq \frac{2.4 \text{ m}}{20} = 0.12 \text{ m}$$

Además, se estableció el límite de discontinuidad mediante:

$$e < 0.25b = 0.25 \times 12\text{cm} = 3.0\text{cm} \quad \therefore e < 3.0 \text{ cm}$$

b) Densidad mínima de muros

De San Bartolomé et al. (2018) y con valores de $Z = 0.25$, $U = 1$, $C = 2.5$ y $S = 1.40$, se estableció:

$$\frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56} = \frac{0.25 \times 1 \times 1.4 \times 2}{56} = 0.0125$$

$$\therefore \text{Densidad de muros} \geq 1.25\%$$

c) Calidad de la albañilería

Con unidades de albañilería King kong industrial de arcilla y en base a San Bartolomé y NTE.070, se obtuvo:

$$\text{Límite del esfuerzo axial: } \sigma_{\max} \leq 0.15f'm = 0.15 \times 65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore \sigma_{\max} \leq 9.75 \text{ kg/cm}^2$$

Control del deterioro mediante refuerzo horizontal en muros con $\rho_{\min} = 0.001$:

$$\sigma_{\max} \leq 0.05f'm$$

$$\therefore \sigma_{\max} \leq 3.25 \text{ kg/cm}^2$$

Factor para reducir la resistencia al cortante: $\alpha_{\min} = 1/3$, $\alpha_{\max} = 1$

Objetivo secundario 3

5.4. Modelado estructural del sistema de muros de ductilidad limitada

5.4.1. Consideraciones iniciales

Estructuración

En relación a las pautas descritas en el capítulo 2 y a los planos presentados, se propuso la siguiente estructuración:

Plantas simples y regulares con distribución de masas similares en cada piso para evitar restricciones por torsión.

Estructura con continuidad en planta y altura.

Pozo de luz por el centro de la edificación que proporcionó ventilación e iluminación natural.

Escalera de acuerdo a los planos, cumplió con lo señalado en el RNE.

Los elementos no estructurales no se consideraron, ya que estuvieron aislados de la estructura a evaluar.

Muros dispuestos en ambas direcciones; fueron los elementos que proporcionaron rigidez lateral, mismos que conformaron el perímetro de la edificación, además de la división de ambientes en planta.

Entrepiso con losa maciza bidireccional.

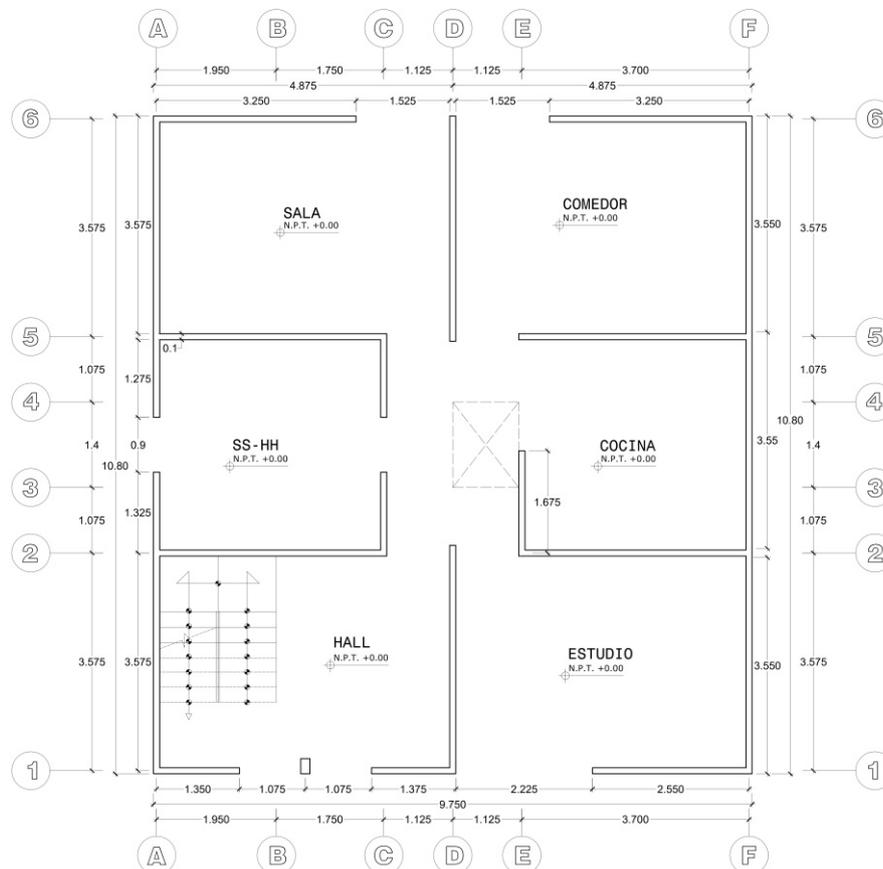
Sin alfeizar en los vanos de las ventanas.

Acople en los vanos.

Se detalló la estructuración considerada inicialmente, el cual se modificó según el dimensionamiento de los elementos.

Figura 27

Estructuración inicial del sistema.



Predimensionamiento

Se realizó previo al análisis sísmico y modelado de la vivienda, lo cual permitió identificar el dimensionamiento estructural.

a) Muros de ductilidad limitada

Inicialmente se consideró 10cm de grosor, ya que, según la revisión bibliográfica, fue la dimensión más típica y fue el espesor utilizado comúnmente en la construcción de edificaciones de dimensiones similares a las del presente proyecto. El espesor fue verificado con la densidad de los muros. Además, se asignó una denominación MDn a cada uno de los que conformaron la estructura.

Densidad de muros

Se determinó comparando la expresión de cortante basal (V) y la expresión de resistencia al cortante del concreto de los muros (V_c), además del área en planta y la longitud de los muros en ambos ejes, según lo dispuesto por Cutimbo (2016).

$$V = \phi V_c \quad (5.4)$$

$$V = \frac{ZUCS}{R} P; \quad V_c = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times A_p \quad (5.5)$$

La densidad se verificó con las ecuaciones y en relación a la siguiente condición:

$$V \leq V_{rc} \quad \rightarrow \quad \frac{ZUCS}{R} P \leq \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times A_p \quad (5.6)$$

Para la cortante basal, los parámetros fueron: $Z = 0.25$, $U = 1$, $C = 2.5$, $S = 1.40$ y $R = 4$. Considerando un peso práctico de 1.1 tn/m^2 para cada piso de la estructura:

$$V = \frac{0.25 \times 1 \times 2.5 \times 1.40}{4} \left(1.1 \text{ ton/m}^2 \times 105.30 \text{ m}^2 \times 2 \right)$$

$$V = 50.68 \text{ Tonf}$$

Para el cortante del concreto en los muros: $\phi = 0.85$, $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $A_p = 0.8L \times t$; peralte efectivo de $0.8L$ por norma E.060.

$$V_{rc} = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \times 10 \times 0.8L_{xy}t = 52.227L_{xy}t$$

De la condición $V \leq V_{rc}$:

$$50.68 \leq 52.23L_{xy}t$$

$$\frac{50.68}{52.23} \leq \sum L_{xy}t; \quad \therefore 0.97 \leq \sum L_{xy}t$$

Tabla 10

Densidad de muros.

Dir. X	Espesor "t" (m)	Lx (m)	Lx·t (m ²)	Dir. Y	Espesor "t" (m)	Ly (m)	Ly·t (m ²)
MDX1	0.10	1.350	0.135	MDY1	0.10	4.900	0.490
MDX2	0.10	1.325	0.133	MDY2	0.10	3.625	0.363
MDX3	0.10	2.550	0.255	MDY3	0.10	10.700	1.070
MDX4	0.10	3.700	0.370	MDY4	0.10	1.325	0.133
MDX5	0.10	3.700	0.370	MDY5	0.10	1.325	0.133
MDX6	0.10	3.700	0.370	MDY6	0.10	1.675	0.168
MDX7	0.10	3.700	0.370	MDY7	0.10	4.900	0.490
MDX8	0.10	3.250	0.325	MDY8	0.10	3.625	0.363
MDX9	0.10	3.250	0.325				
Σ	-	26.525	2.653	Σ	-	32.075	3.208

De la tabla:

$$\text{Eje X: } 0.97 \leq \sum L_x t = 2.653 \text{ OK}$$

$$\text{Eje Y: } 0.97 \leq \sum L_y t = 3.208 \text{ OK}$$

Con la densidad de los muros en "X" y "Y", se corroboró que el predimensionamiento hecho fue satisfactorio, por lo que el espesor del muro fue de 0.10 m.

b) Losas macizas

En el entrepiso se consideró losa maciza bidireccional y se corroboró que la luz mayor no duplicó la menor. (Morales, 2014)

$$\frac{L_{nX}}{L_{nY}} = \frac{4.925}{3.675} = 1.34 < 2 \quad (5.7)$$

El predimensionamiento se realizó de acuerdo a Blanco (1996) y su espesor se determinó de acuerdo a dos condiciones, el resultado de dividir la luz de la losa (Ln) entre cuarenta o sumando los cuatro lados del paño de la losa (perímetro) entre 180.

$$h = \frac{L_n}{40} \quad \text{ó} \quad h = \frac{\text{Perímetro}}{180} \quad (5.8)$$

Para obtener un óptimo predimensionamiento y garantizar que el espesor sea lo máximo posible, se tomó el ambiente que presentó la mayor luz y el mayor perímetro, por lo que se analizó el paño entre los ejes D-F y 1-2.

Figura 28

Paño con mayor dimensión de la losa.

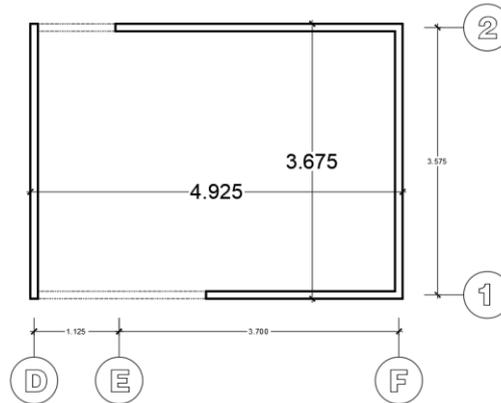


Tabla 11

Espesor de losa maciza bidireccional

Primera condición		Segunda condición		Espesor de losa maciza bidireccional
$h = \frac{Ln}{40}$	Espesor	$h = \frac{\text{Perímetro}}{180}$	Espesor	
$h = \frac{4.925}{40}$	$h = 0.123 \text{ m}$	$h = \frac{16.95}{180}$	$h = 0.10 \text{ m}$	$h = 0.125 \text{ m}$

Se dispuso un espesor de losa de 0.125 m, al paño de los baños se consideró un espesor de 0.20m para facilitar la instalación de tuberías.

c) Vigas de acople

Vigas de acople en vanos para ventanas y puertas, con espesor igual al de los muros de concreto: 10x30cm.

d) Vigas de borde

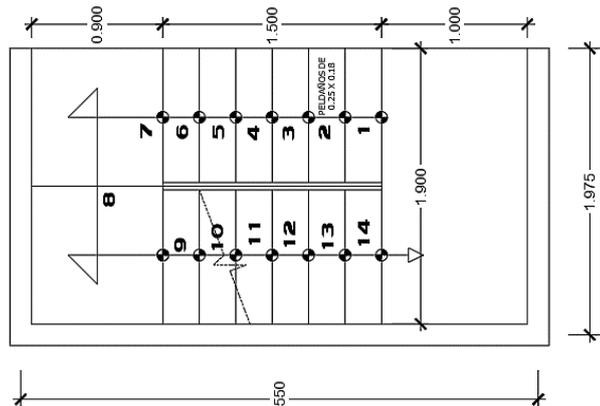
Ubicadas en el perímetro de las aberturas del techo, con altura igual a la losa: 12.5x20cm.

e) Escalera

De los planos y de acuerdo a la NTA.010:

Figura 29

Partes que conforman una escalera.



El espesor “t” se obtuvo con expresiones de Morales (2014):

$$t = \frac{L_n}{25} \approx \frac{L_n}{20} \quad (5.9)$$

$$t = \frac{3.55}{25} = 0.14 \text{ m}$$

$$t = \frac{3.75}{20} = 0.18 \text{ m}$$

Espesor de garganta: $t = 0.15\text{m}$

Según los planos de arquitectura, se estableció un ancho de paso de 25 cm. Además, se determinó el número de contrapasos (CP) al dividir la altura del entrepiso (H_n) con el número de pasos (n_P); donde se tuvo en cuenta que el contrapaso fue menor o igual 0.18 m.

$$n_{CP} = n_P + 1 = 15 \quad (5.10)$$

$$CP = \frac{H}{n_P + 1} = \frac{2.70}{15} = 0.18$$

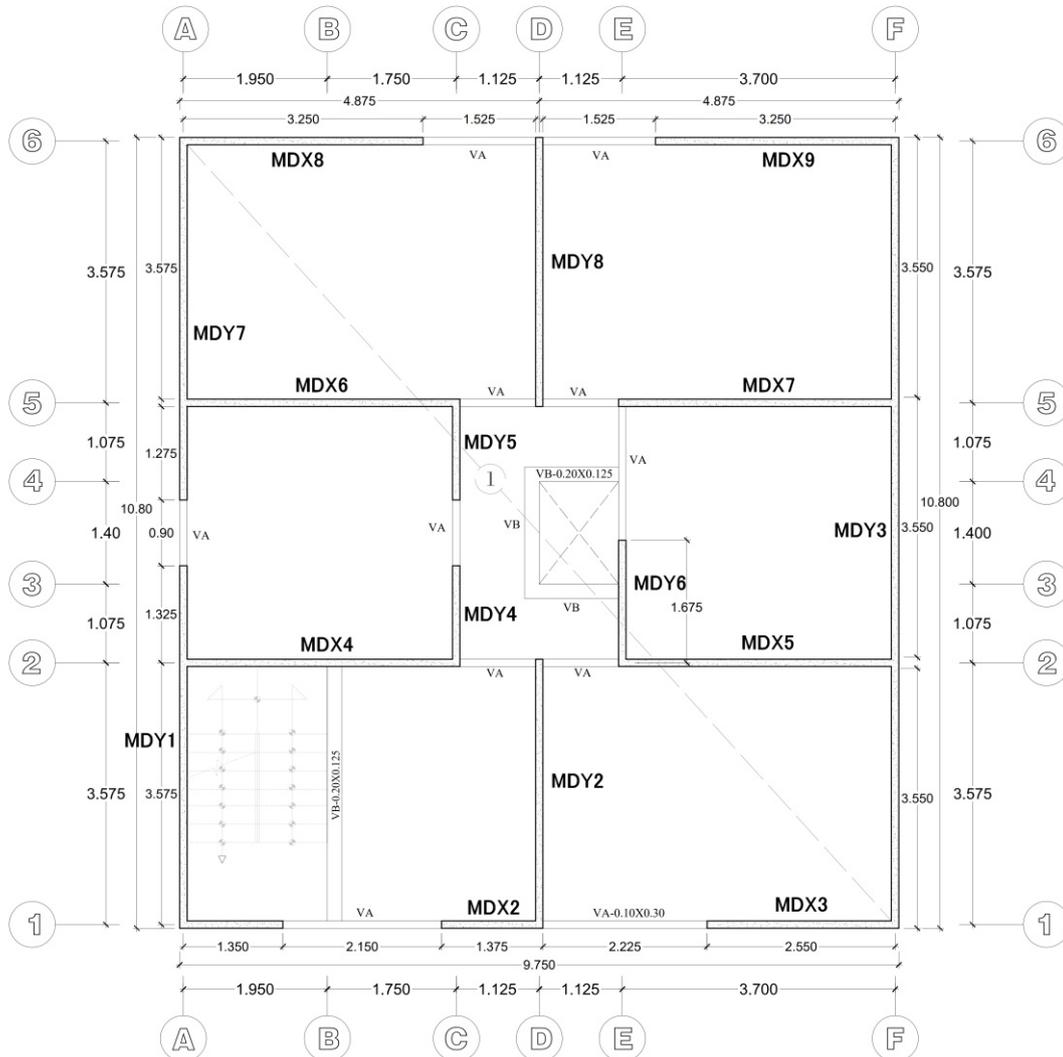
Tabla 12

Verificación del predimensionamiento de la escalera.

L_n	Garganta “t”	Paso (P)	Contrapaso (CP)	Condición $0.6 \leq 2CP + 1P$ ≤ 0.64
3.55	0.15 m	14 0.25 m	15 0.18 m	$0.6 \leq 0.6 \leq 0.64$ \therefore CUMPLE

Figura 30

Propuesta de estructuración final del modelo



Propiedades de los materiales

Fueron configurados al desarrollar la modelación estructural.

Tabla 13

Configuración de materiales

Propiedad NTE.060, 2020)	Concreto	Acero corrugado Grado 60
Peso volumétrico (kg/m ³)	2400	7.85
Módulo de elasticidad (kg/cm ²)	$15000x\sqrt{f'c}$	$2x10^6$
Deformación unitaria máxima	0.003	0.0021
Resistencia	$f'c = 210\text{kg/cm}^2$	$f_y = 4200\text{kg/cm}^2$
Poisson	0.15	
Módulo de corte	$Ec/2.3$	

5.4.2. Modelo estructural en Etabs

El modelo fue ejecutado mediante el Software ETABS v.19, se emplearon los materiales y pesos unitarios descritos anteriormente y las dimensiones de elementos obtenidos del predimensionamiento. Se siguieron los pasos detallados a continuación:

Configuración del software de acuerdo a las características y parámetros del estudio.

Dimensionamiento de la cuadrilla en relación a la estructuración final.

Fachada en el eje o dirección "X" (A-F) y fondo en el eje o dirección "Y" (1-6).

Configuración de elementos y propiedades de materiales.

Modelación de estructura con muros delgados, losas macizas y acople.

Los muros se modelaron en base a elementos wall tipo shell-thin, con espesor de 10 cm y diferentes longitudes, distribuidos de acuerdo a la estructuración realizada. Se discretizaron y analizaron según método de elementos finitos, además fueron empotrados con restricciones de movimiento en todas las direcciones.

Modelación de losas macizas bidireccionales tipo slab y shell-thin de 12.5cm y 20cm.

Vigas de acople de 0.30x0.10 m tipo frame, fueron ubicados en vanos de puertas y ventanas.

Viga de borde de 12.5x20cm tipo frame, fueron ubicadas en los bordes de la losa sin apoyo.

No se modeló la escalera, el sistema fue analizado sólo con intervención de los muros y losas; con ello se logró comparar los resultados de los sistemas.

Diafragma rígido en cada entrepiso.

Cargas uniformes distribuidas, aplicadas en la losa maciza de cada nivel.

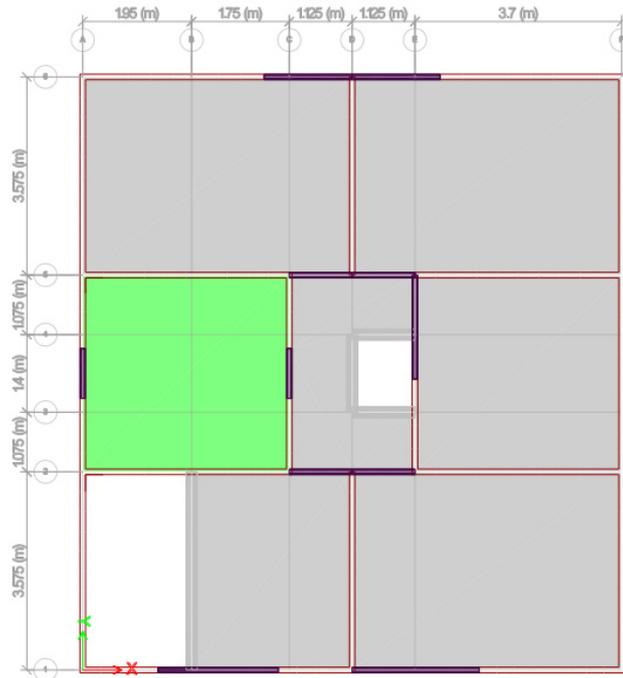
Se establecieron combinaciones de carga, peso sísmico, modos de vibración, sismo estático y condiciones de desplazamientos.

Se establecieron casos de sismo, espectro inelástico de pseudo aceleraciones, sismo dinámico, condiciones para desplazamientos y derivas.

De este modo, se ejecutó el análisis y diseño sismorresistente en el modelo estructural.

Figura 31

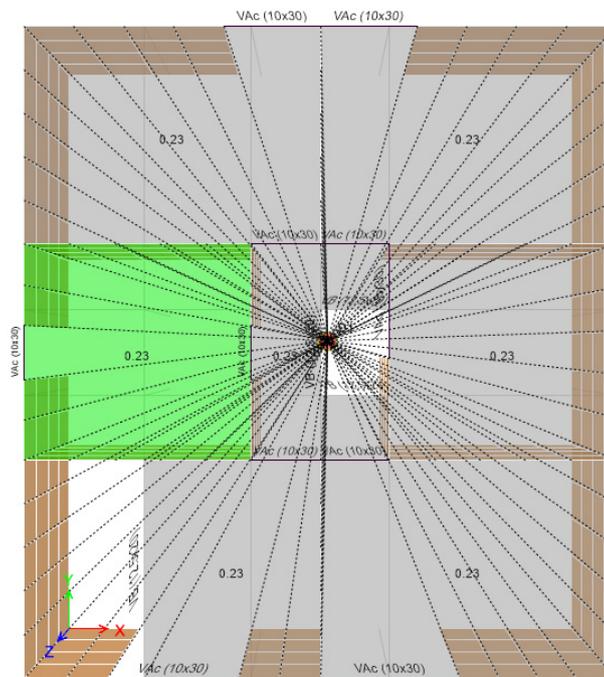
Modelo del sistema – vista en planta.



Nota. Modelo estructural Etabs v.19.

Figura 32

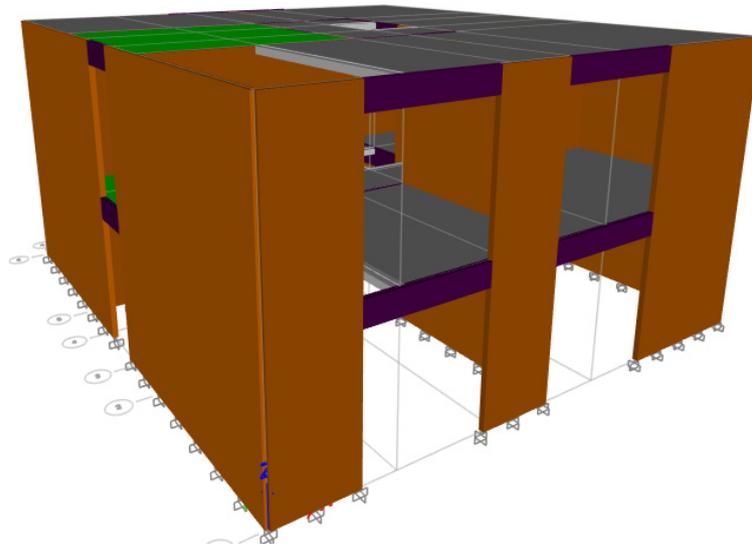
Vista del diafragma rígido de entrepiso en el modelo



Nota. Modelo estructural Etabs v.19.

Figura 33

Modelo estructural tridimensional de la vivienda.



Nota. Modelo 3D de Etabs v.19.

5.4.3. Cargas asignadas al modelo estructural

Se asignaron cargas tomadas de la norma E.0.20 (2020). Elementos como losas, muros y vigas de acople se modelaron con su peso propio, por lo que solo se ingresó cargas muertas de la tabiquería y acabados, además de las cargas vivas de vivienda que fueron distribuidas sobre las losas. Las cargas asignadas se detallaron en la siguiente tabla:

Tabla 14

Cargas distribuidas asignadas al modelo.

Cargas repartidas en losa, asignadas al primer piso					
Carga muerta	0.23	tonf/m ²	Carga viva	0.20	tonf/m ²
Peso propio	-	-	S/C vivienda unifamiliar	0.20	tonf/m ²
Peso acabado de piso	0.10	tonf/m ²			
Peso acabado cielo raso	0.03	tonf/m ²			
Peso tabiquería	0.10	tonf/m ²			
Cargas repartidas en losa, asignadas al segundo piso - Azotea					
Carga muerta	0.23	tonf/m ²	Carga viva	0.10	tonf/m ²
Peso propio	-	-	S/C Azotea	0.10	tonf/m ²
Peso acabado de piso	0.10	tonf/m ²			
Peso acabado cielo raso	0.03	tonf/m ²			
Peso tabiquería	0.10	tonf/m ²			

5.4.4. Estimación de peso

Se determinó con la carga muerta total (CM) sumado a una fracción de carga viva (CV). El proyecto consideró una carga viva del 25%, correspondiente a edificaciones de categoría C.

De esta manera, el peso sísmico (P) se estableció mediante la siguiente combinación:

$$P = 100\%CM + 25\%CV \quad (5.11)$$

5.5. Modelado estructural del sistema de albañilería confinada

5.5.1. Consideraciones iniciales

Estructuración

Se propuso la misma estructuración que la modelación anterior, sin embargo, para el presente sistema se definió:

Muros de albañilería dispuestos en “X” y “Y”, conformaron el perímetro y los ambientes en planta.

Muros con longitud mayor a los 1.20 m.

Elementos continuos verticalmente hasta la cimentación.

Elementos de confinamiento con espesor igual al muro de albañilería y con diferentes peraltes.

Entrepiso con losas aligerada unidireccional.

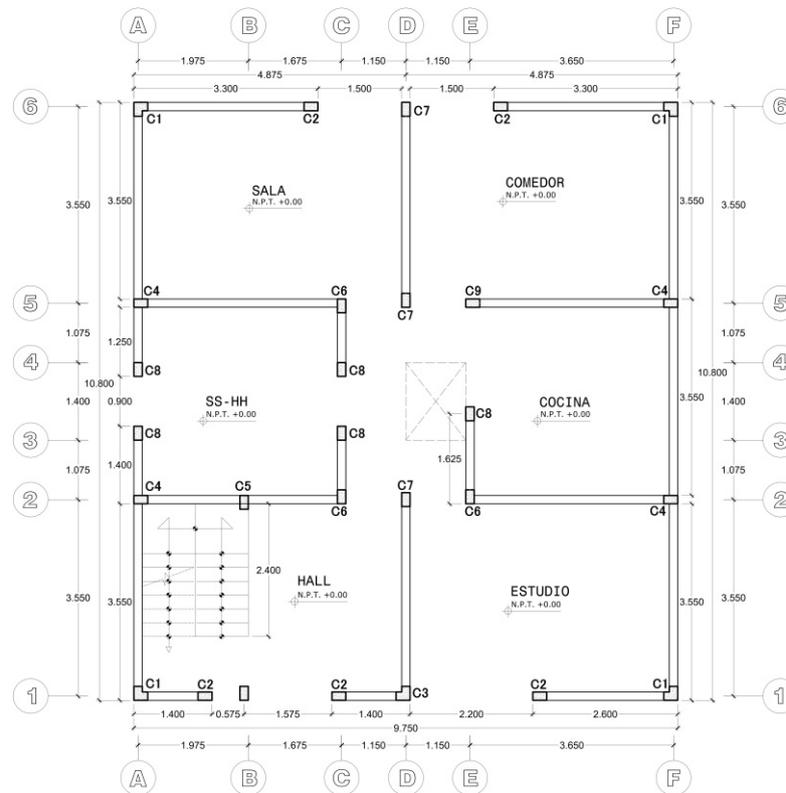
No se consideró alféizar para las ventanas.

Vigas dintel peraltadas ubicadas en vanos de ventanas y de puertas.

De acuerdo a lo señalado y al plano de distribución en planta, se definió el planteamiento inicial de la estructuración.

Figura 34

Estructuración inicial del sistema de albañilería confinada.



Predimensionamiento

a) Losas Aligeradas

Se consideró una losa unidireccional para el entrepiso, se estableció un espesor según criterio dado por Blanco (1996). De la estructuración, la luz más crítica fue de 3.55 m, desplazada entre los ejes 1-2 con D-F, lo cual dio un espesor de 17 cm. Sin embargo, se consideró una losa de 20cm de alto, ya que fue el espesor más común. Por lo tanto, el espesor fue de 20cm, con ladrillos de 0.15m de alto y 5 cm de losa armada superior.

b) Muros de albañilería

En el predimensionamiento del elemento principal que conformó el sistema, se dispuso muros con longitud superior a 1.20m, que incluyó muro y columnas de confinamiento. Además, fueron continuos verticalmente hasta los cimientos, según lo señalado en NTE.070.

Espesor del muro

Se determinó en relación al parámetro de espesor mínimo de 12 cm. Sin embargo, considerando ladrillo King kong, el espesor efectivo fue: $t = 13\text{cm}$.

Densidad de muros

Se verificó mediante la ecuación dada en la norma y en San Bartolomé, la cual definió una densidad mínima de 1.25%, requerida en ambas direcciones.

$$\frac{\sum L_x \cdot t}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56} \quad (5.12)$$

El área de corte “L.t” fue dada por la sumatoria.

Tabla 15

Densidad de muros de albañilería.

Muros en X	Espesor "t" (m)	Lx (m)	Lx·t (m ²)	Muros en Y	Espesor "t" (m)	Ly (m)	Ly·t (m ²)
MAX1	0.13	1.200	0.156	MAY1	0.13	4.750	0.618
MAX2	0.13	1.200	0.156	MAY2	0.13	3.550	0.462
MAX3	0.13	2.400	0.312	MAY3	0.13	10.65	1.385
MAX4	0.13	3.650	0.475	MAY4	0.13	1.200	0.156
MAX5	0.13	3.650	0.475	MAY5	0.13	1.200	0.156
MAX6	0.13	3.650	0.475	MAY6	0.13	1.550	0.202
MAX7	0.13	3.650	0.475	MAY7	0.13	4.750	0.618
MAX8	0.13	3.100	0.403	MAY8	0.13	3.550	0.462
MAX9	0.13	3.100	0.403				
	\sum	25.60	3.328		\sum	31.20	4.056

Con área de planta (Ap) de 105.30 m² para cada piso y área de corte “L.t”:

$$\frac{\sum L_x \cdot t}{A_p} = \frac{3.328 \text{ m}^2}{105.3 \text{ m}^2} = 0.0316 > 0.0125 \quad \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\frac{\sum L_y \cdot t}{A_p} = \frac{4.056 \text{ m}^2}{105.3 \text{ m}^2} = 0.0358 > 0.0125 \quad \therefore \text{CUMPLE}$$

Los valores definidos por el área de corte entre el área de planta fueron: 0.0316 en “X” y 0.0358 en “Y”, mayores que el mínimo requerido (0.0125), por lo que, el muro se proyectó con espesor de 13 cm, con ladrillo King Kong industrial clase IV de 13x24x9cm con el 30% de huecos, colocados en soga. El predimensionamiento se verificó en el análisis sísmico.

c) Vigas soleras o de confinamiento

Se consideraron soleras situadas en el límite superior de los muros, conformaron el confinamiento de la albañilería que soportó los movimientos sísmicos. Se tuvo en cuenta lo

señalado en las normas, por lo que no fue necesario cumplir con lo dispuesto en el capítulo 21 (NTE.060, ítem 21.2.3, 2020). Según la norma E.070 las dimensiones mínimas de la solera fueron:

$$\text{Espesor: } b \geq e_{\text{efectivo muro}}; \quad \text{Peralte: } h \geq e_{\text{losa techo}}$$

La luz más desfavorable en la dirección X-X fue 3.65 m, ubicada entre E-F en el eje 2 (MAX4), en la dirección Y-Y fue 3.55 m, entre 1-3 en el eje A (MAY2). Las dimensiones referenciales se obtuvieron mediante:

Tabla 16

Predimensionamiento de vigas soleras

Criterio	Peralte (m)			Base (m)
Blanco Blasco (1996)	$h = L_n/10$	$h = 3.65/10$	0.37	0.11
				0.18
				$0.3h \leq b \leq 0.5h$
	$h = L_n/12$	$h = 3.65/12$	0.30	0.09
			0.15	
	$h = L_n/(10 \approx 14)$			$b = b_{\text{columna}}$
				0.13
Chávez (2003)	$h = L_n/13$	$h = 3.65/13$	0.28	0.08
				$b = 0.3h \text{ ó } 0.5h$
	$h = L_n/14$	$h = 3.65/14$	0.26	0.14
				0.08
				0.13
NTE.070 (2020)		$h \geq e_{\text{losa techo}}$	0.20	$b \geq e_{\text{efectivo muro}}$
				0.13

De la tabla se obtuvo: Base: $b = 0.13$ m; peralte: $h = 0.30$ m

d) Columnas de confinamiento

Las dimensiones se determinaron a partir de las solicitaciones del análisis sísmico, sin embargo, de forma referencial se realizó el predimensionamiento con el peso y área tributaria. Con la revisión bibliográfica de estudios similares, se consideró un peso tentativo de 1100 kg/m^2 con $f'_c=210\text{kg/cm}^2$. Asimismo, se determinó un área tributaria para cada columna. Se siguieron los criterios que se señalan a continuación.

- Expresiones dadas por Blanco Blasco:

$$\text{Área de columna interior}(A_c) \geq \frac{P(\text{servicio})}{0.45f'_c} \quad (5.13)$$

$$\text{Área de columna excéntrica o esquinera}(A_c) \geq \frac{P(\text{servicio})}{0.35f'_c} \quad (5.14)$$

$$P (\text{servicio}) = P \times A \times N \quad (5.15)$$

Tabla 17

Predimensionamiento de columnas según Blanco Blasco.

Columna	Área trib. At (m ²)	P. Servicio (ton) P × A × N	Área req. Ac (cm)	Dimensiones			
				b (cm)	t (cm)	Área (cm ²)	
C1 - Interior	6.74	14.82	156.85	25	13	325	Ok
C2 - Excéntrica	4.59	10.11	106.94	25	13	325	Ok
C3 - Excéntrica	6.20	14.35	151.10	25	13	325	Ok
C4 - Esquina	3.00	6.60	69.84	25	13	325	Ok

- Criterio de Chávez (2003) expuesto en el libro de Concreto Armado:

$$b \times t = \frac{P}{nf'c} \quad (5.16)$$

Tabla 18

Predimensionamiento de columnas según Chávez

Tipo	AT (m ²)	PG (kg) At.W	P (Kg) P = cPG	Bxt (cm ²)	b (cm)	t (cm)	Ac (cm ²)	Ac > bt
C1	6.74	7411.25	8152.38	258.81	13	25	325	Cumple
C2	4.59	5053.13	6316.41	240.63	13	25	325	Cumple
C3	6.20	6817.25	8521.56	324.63	13	25	325	Cumple
C4	3.00	3300.00	4950.00	235.71	13	25	325	Cumple

Asimismo, para las columnas de confinamiento no fue necesario cumplir con lo dispuesto en el capítulo 21 (NTE.060, ítem 21.2.3, 2020), por lo que las dimensiones mínimas fueron:

$$\text{Espesor: } b \geq e_{\text{efectivo muro}}; \quad \text{Peralte: } t \geq 15 \text{ cm}$$

Tabla 19

Predimensionamiento de columnas según la Norma E.070.

Columna	Dimensión	Condición	
Espesor "b"	13 cm	$b \geq e_{\text{efectivo muro}}$	Cumple
Peralte "t"	25 cm	$t \geq 15 \text{ cm}$	Cumple

De los criterios y expresiones dadas, se obtuvo las dimensiones referenciales para columnas ubicadas en esquinas, interior, exterior longitudinal y lateral, orientadas en ambas direcciones:

Espesor: $b = 0.13$ m, peralte: $t = 0.25$ m y área de 325 cm^2

e) Viga dintel

Por proceso constructivo y para facilitar el encofrado, las vigas dintel se consideraron con dimensiones iguales a las vigas soleras: $13 \times 30 \text{ cm}$.

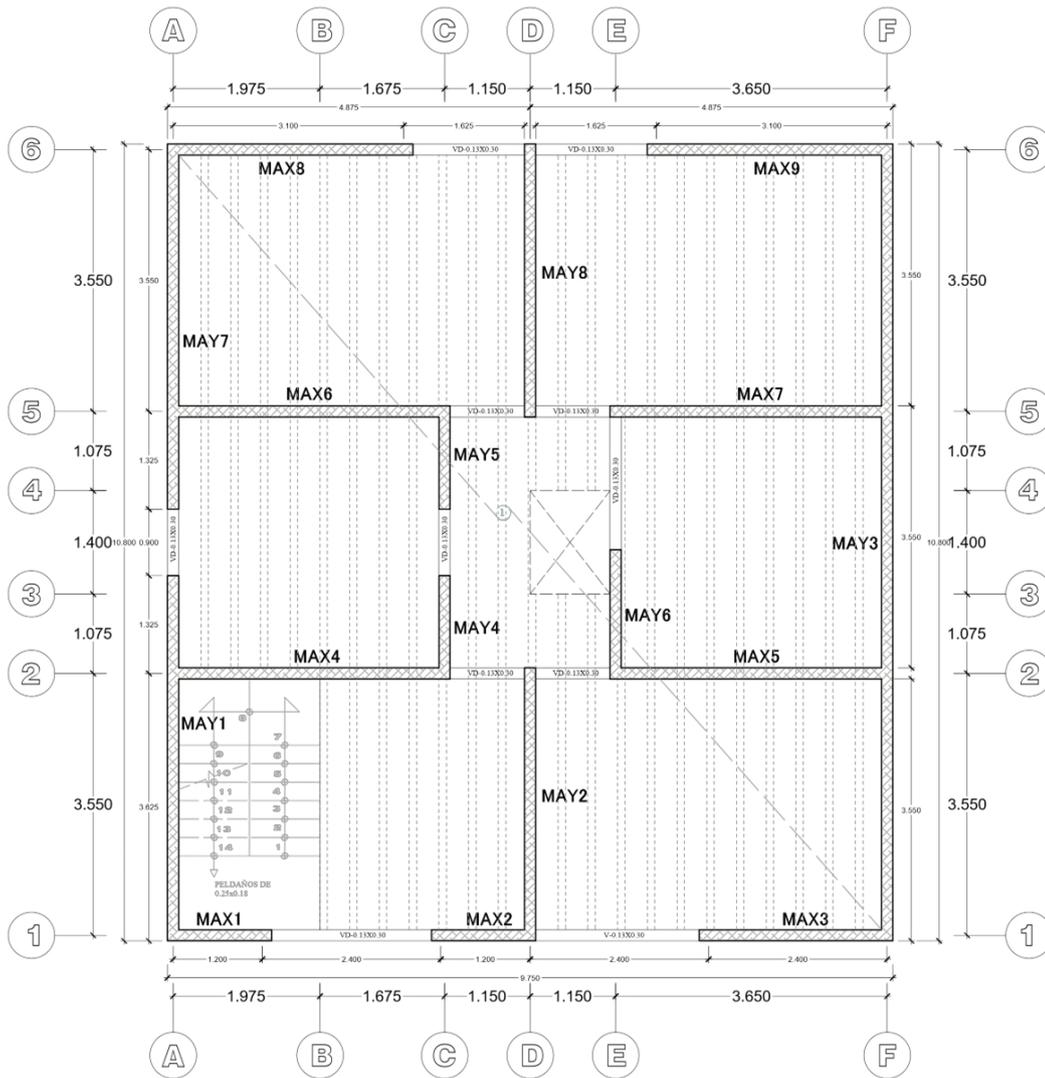
f) Escalera

Se consideraron las mismas secciones que la escalera descrita anteriormente. Por lo que se tuvo: $t = 15 \text{ cm}$, $P = 25 \text{ cm}$ y $CP = 18 \text{ cm}$.

Con ello, se definió la estructuración para el modelado con muros de albañilería, dintel y losa aligerada.

Figura 35

Estructuración final del sistema de albañilería confinada.



Propiedades de materiales

Albañilería: Ladrillo industrial king kong clase IV (NTE.020 y NTE.070, 2020)

Peso volumétrico del muro : 1800 kg/m³

Peso de muros incl. tarrajeo : 2108 kg/m³

Módulo de Poisson “ ν ” : 0.25

Módulo de elasticidad “ E_m ” : 500f^m

Módulo de corte “ G_m ” : 0.4E_m

Resistencias

Corte en muretes “ V^m ” : 81ton/m²

Compresión axial de albañilería “ f^m ”: 650ton/m²

Compresión axial de unidades “ f^b ” : 1450ton/m²

5.5.2. Modelo estructural en Etabs

El modelo se desarrolló en base a las características de la estructura, los elementos y los materiales detallados anteriormente. Se siguió el mismo procedimiento que fue planteado anteriormente, además de otros puntos detallados a continuación:

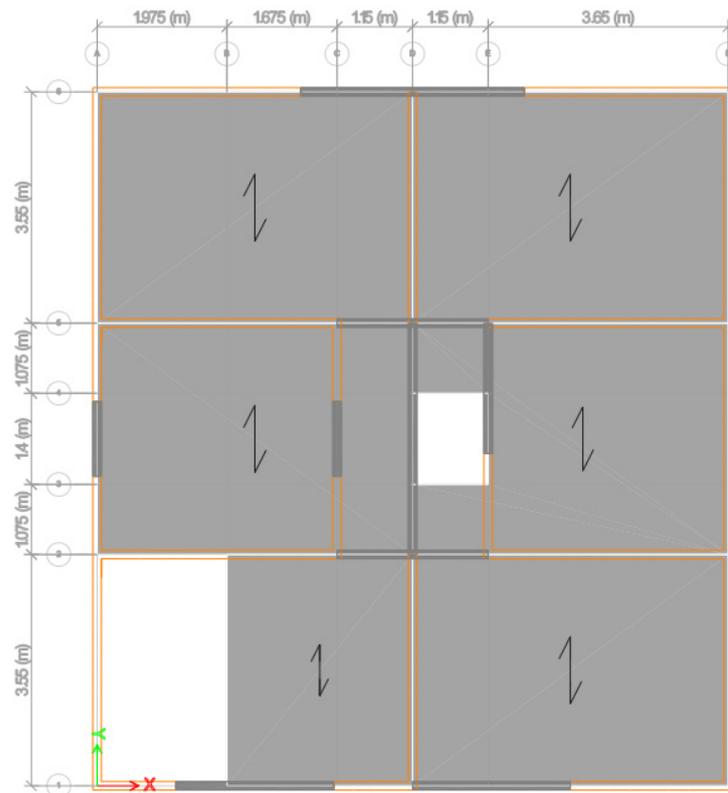
- Configuración del software y cuadrilla en planta según características del sistema.
- Configuración de elementos con dimensiones y características de materiales que lo componen, como concreto, acero y albañilería.
- Muros de albañilería caracterizados como wall tipo shell-thin, espesor de 13 cm y longitudes variables.
- Distribución de muros de acuerdo a la estructuración, fueron discretizados, continuos verticalmente y empotrados en el suelo.
- Losa aligerada unidireccional modelada como elemento ribbed tipo membrana, con espesor de 20 cm, con carga muerta de acuerdo al espesor.
- Vigas dintel de 0.30x0.13m como elementos frame, fueron modeladas en las aberturas de los vanos y unieron los muros.
- Modelo sin soleras y columnas, se obtuvieron resultados donde los muros de albañilería trabajaron al 100% de su capacidad.

- No se modeló la escalera, se definió solo con la intervención de los muros, las vigas dintel y losa.
- Diafragma rígido en cada piso de la estructura; se restringieron todos los nodos ubicados en el plano.
- Cargas vivas y cargas muertas con distribución uniforme sobre las losas.
- Combinaciones de carga, peso sísmico, modos de vibración, sismo estático.
- Condiciones de desplazamientos para el análisis estático.
- Espectro inelástico de pseudo aceleraciones, sismo dinámico severo, combinaciones de carga.
- Condiciones de desplazamientos y derivas para validar el sistema.

Mediante el modelo estructural, se realizó la validación y se verificó el comportamiento sísmico.

Figura 36

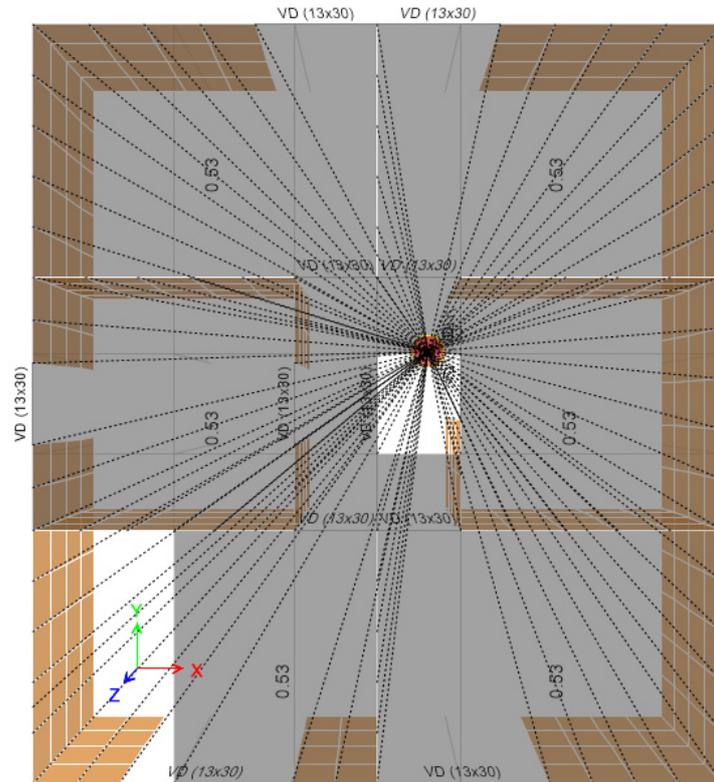
Vista en planta del modelo.



Nota. Modelo estructural Etabs v.19.

Figura 37

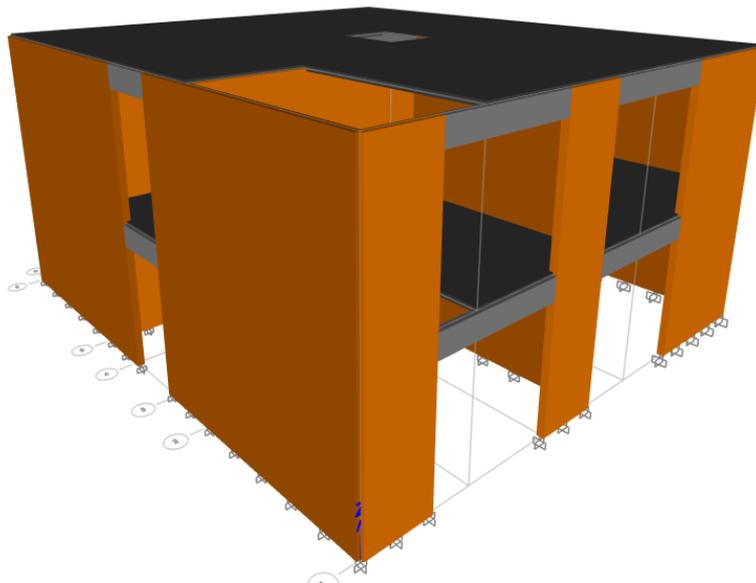
Diafragma rígido de entrepiso del modelo.



Nota. Modelo estructural Etabs v.19.

Figura 38

Vista tridimensional de vivienda con albañilería confinada.



Nota. Modelo 3D de Etabs v.19.

5.5.3. Cargas asignadas al modelo estructural

Las cargas fueron tomadas de NTE.020; las vigas dintel y muros de albañilería fueron modelados con su peso propio. Se ingresó al software sola cargas muertas del aligerado, acabados y de la tabiquería, además de las sobrecargas vivas distribuidas en las losas de entrepiso y azotea.

Tabla 20

Cargas distribuidas asignadas al modelo de albañilería confinada.

Cargas repartidas en losa, asignadas al Primer piso					
Carga muerta	0.53	tonf/m ²	Carga viva	0.20	tonf/m ²
Peso aligerado e = 20cm	0.30	tonf / m ²	S/C vivienda unifamiliar	0.20	tonf/m ²
Peso acabado de piso	0.10	tonf / m ²			
Peso acabado cielo raso	0.03	tonf / m ²			
Peso tabiquería	0.10	tonf / m ²			
Cargas repartidas en losa, asignadas al segundo piso - Azotea					
Carga muerta	0.53	tonf/m ²	Carga viva	0.10	tonf/m ²
Peso aligerado e = 20cm	0.30	tonf/m ²	Azotea	0.10	tonf/m ²
Peso acabado de piso	0.10	tonf/m ²			
Peso acabado cielo raso	0.03	tonf/m ²			
Peso tabiquería	0.10	tonf/m ²			

5.5.4. Estimación de peso

Se consideró la combinación correspondiente a edificaciones de categoría C. Fue dado por la expresión (5.10).

Objetivo secundario 4

5.6. Análisis estructural basado en la norma E.030

Se desarrolló con la modelación tridimensional en Etabs v.19 y con las cargas que fueron asignadas a la misma, así como la validación de los resultados. Para ello se tuvo en cuenta todo lo señalado en la NTE.030 (2020).

5.6.1. Análisis estático

Se realizó con los valores obtenidos de la estructura modelada con Etabs y según las disposiciones establecidas en el artículo 28. Para el análisis se siguieron los puntos que fueron detallados a continuación.

Período fundamental

Se determinó un valor predominante para cada dirección y la participación de masa en cada modo; para ello, se asignaron los modos de vibración señalados más adelante.

Fuerza cortante basal

Se determinó mediante los parámetros Z, U, C, S, R y el peso sísmico “P” correspondiente a cada sistema, mediante la aplicación de la expresión.

$$V_E = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad (5.17)$$

Asimismo, se tuvo en cuenta que el valor de la relación C/R de la NTE.030 cumplió la condición:

$$C/R \geq 0.11$$

Fuerza sísmica en altura

Para obtener los valores en el piso 1 y 2, se aplicó las expresiones del numeral 28.3:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad (5.18)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^k} \quad (5.19)$$

Para ello, el peso del nivel se expresó mediante “Pi”, el alto con “hi” y el exponente “K” mediante:

$$\text{Cuando } T \leq 0.5 \text{ segundos:} \quad k = 1.0$$

$$\text{Cuando } T > 0.5 \text{ segundos:} \quad k = (0.75 + 0,5 T) \leq 2.0$$

De las expresiones anteriores se determinaron las fuerzas horizontales en X; Y, actuantes en todos los pisos.

Excentricidad Accidental.

Se calculó en función al 5% de la extensión opuesta a F_i , como se consideró una estructura con diafragma rígido, cada fuerza actuó sobre el centro de masas, por ello, se determinó un momento torsor accidental mediante:

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i \quad (5.20)$$

5.6.2. Análisis dinámico

Se realizó en Etabs de acuerdo a lo señalado en la NTE.030, con la combinación modal espectral del artículo 29, excentricidad accidental del 5% y combinación cuadrática completa (CQC). Se determinó el desempeño sísmico, las fuerzas sísmicas, derivas y desplazamientos del modelo. Se desarrolló de acuerdo a los siguientes puntos.

Modos de vibración

Se obtuvieron del software Etabs v.19, para el cual se asignaron por cada piso 3 modos de vibración, que hicieron 6 modos en 2 pisos; con ello, se determinaron los períodos en ambas direcciones para cada modo y se abarcaron aquellos con masa acumulada no menor al 90% o los 3 primeros predominantes.

Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones

En la evaluación del comportamiento del modelo, se asignaron los espectros mediante valores de S_a con aceleración de la gravedad (g), definida mediante la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (5.21)$$

Sistema de muros de ductilidad limitada

Con parámetros descritos anteriormente, se obtuvo:

$$S_{a(X,Y)} = \frac{0.25 \times 1 \times 2.5 \times 1.4}{4} = 0.21875(g)$$

$$S_{a(X,Y)}/g = 21875$$

El valor de S_a/g fue igual en las dos direcciones, por lo que se asignó en el análisis un solo espectro. Se obtuvieron valores de aceleración S_a y la variación de los periodos de 1 a 10 segundos.

Tabla 21*Valores de periodos y pseudo aceleraciones asignadas a Etabs.*

T (seg)	S _a (m/s ²)	T (seg)	S _a (m/s ²)	T (seg)	S _a (m/s ²)
0.00	2.1452	1.50	1.4301	2.80	0.4378
0.10	2.1452	1.60	1.3408	3.00	0.3814
0.30	2.1452	1.70	1.1877	4.00	0.2145
0.50	2.1452	1.80	1.0594	5.00	0.1373
1.00	2.1452	1.90	0.9508	6.00	0.0953
1.10	1.9502	2.00	0.8581	7.00	0.0700
1.20	1.7877	2.20	0.7092	8.00	0.0536
1.30	1.6502	2.40	0.5959	9.00	0.0424
1.40	1.5323	2.60	0.5077	10.00	0.0343

En los resultados, se graficó un espectro de diseño para ambas direcciones y se procesó mediante Etabs, con el cual se analizó la estructura.

Sistema de albañilería confinada

Con los parámetros descritos anteriormente, se obtuvo:

$$S_{a(x;Y)} = \frac{0.25 \times 1 \times 2.5 \times 1.4}{3} = 0.29167(g)$$

$$S_{a(x;Y)}/g = 0.29167$$

El valor de Sa/g fue igual en las dos direcciones, por lo que se asignó un solo espectro.

Tabla 22*Valores de periodos y pseudo aceleraciones asignadas a Etabs*

T (seg)	S _a (m/s ²)	T (seg)	S _a (m/s ²)	T (seg)	S _a (m/s ²)
0.00	2.8603	1.30	2.2002	2.60	0.6770
0.02	2.8603	1.40	2.0431	2.80	0.5837
0.10	2.8603	1.50	1.9068	3.00	0.5085
0.20	2.8603	1.60	1.7877	4.00	0.2860
0.50	2.8603	1.70	1.5835	5.00	0.1831
0.70	2.8603	1.80	1.4125	6.00	0.1271
0.80	2.8603	1.90	1.2677	7.00	0.0934
0.90	2.8603	2.00	1.1441	8.00	0.0715
1.00	2.8603	2.20	0.9455	9.00	0.0565
1.20	2.3836	2.40	0.7945	10.00	0.0458

El espectro se graficó en resultados y se procesó en Etabs con periodos de 1 a 10 segundos.

Fuerza cortante mínima

Para determinar la validez del valor de la cortante dinámica (VD) en “X” y “Y” según la norma, se dispuso:

$$\text{Estructura irregular: } V_D \geq 90\%(V_E) \quad (5.22)$$

$$\text{Estructura regular: } V_D \geq 80\%(V_E) \quad (5.23)$$

5.6.3. Validación de la estructura

Se realizó la comprobación del análisis verificando regularidad estructural, desplazamientos y derivas en función a los artículos de la NTE.030.

Constatación de irregularidades

a) En altura

Fue verificado en relación a la tabla 23, además, las restricciones por irregularidades se evaluaron mediante la zona y categoría.

Tabla 23

Condiciones de irregularidad en altura.

Irregularidad	Condición	Factor Ia
Rigidez o piso blando	$K_i < 70\%K_{i+1}$	0.75
Extrema de rigidez	$K_i < 60\%K_{i+1}$	0.50
Resistencia o piso débil	$Vn_i < 80\%Vn_{i+1}$	0.75
Extrema de resistencia	$Vn_i < 65\%Vn_{i+1}$	0.50
Irregularidad de peso	$M_i > 1.5M_{i\pm 1}$	0.90
Geométrica vertical	$L_{(x,y)i} > 1.3L_{(x,y)i\pm 1}$	0.9
Discontinuidad en los sistemas resistentes	$V_{elemento} > 10\%V_{Edificación}$ $e_{vertical} > 25\%b_{elem}$	0.80
Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes	$V_{elemento} > 25\%V_{Edificación}$ $e_{vertical} > 25\%b_{elem}$	0.60

Nota. Adaptado de la NTE.030 (2020)

b) En planta

Se verificó con la tabla 24 y con valores del análisis dinámico, el cual, brindó el comportamiento estructural supuesto y los valores fueron más precisos.

Tabla 24

Condiciones de irregularidad en planta.

Irregularidad	Existe sí	Factor Ip
Torsional	$\frac{\Delta_{max}}{h_i} > 1.3 \frac{\Delta_{prom}}{h_i}$ $\frac{\Delta_{max}}{h_i} > 50\% \frac{\Delta}{h_i}$	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	$\frac{\Delta_{max}}{h_i} > 1.5 \frac{\Delta_{prom}}{h_i}$ $\frac{\Delta_{max}}{h_i} > 50\% \frac{\Delta}{h_i}$	0.60
Esquinas Entrantes	$L_{esq} > 20\%L_{planta}$	0.90
Discontinuidad del Diafragma	$A_{abertura} > 50\%A_{planta}$	0.85
Sistemas no Paralelos	Los elementos estructurales no son paralelos	0.90

Nota. Adaptado de la NTE.030 (2020)

Desplazamientos laterales

A partir del modelado, se calcularon con lo señalado en el artículo 31. Se determinó el desplazamiento lateral mediante el factor α de 75% de “R”, multiplicado con los valores del análisis elástico, aplicable para estructura regular. No se consideró el valor de C/R mínimo del análisis estático.

Distorsión de la edificación

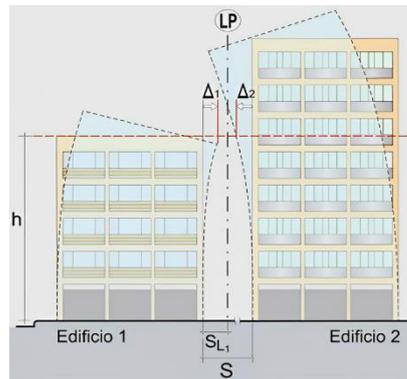
La distorsión de un nivel se obtuvo al dividir el valor del máximo desplazamiento incrementado (Δ_i) con la altura del entrepiso analizado (h_{ei}). Se verificó el cumplimiento de la deriva máxima admisible (Δ_i/h_{ei}) dispuesta en el artículo 32, tabla 11.

Separación de la edificación (S)

Se determinó la separación mínima con las edificaciones vecinas, según lo señalado en el artículo 33.

Figura 39

Junta de separación entre edificaciones adyacentes.



$$S = \frac{2}{3}(\Delta_1 + \Delta_2)$$

$$S \geq 0.006h \geq 3\text{cm}$$

$$S_{L1} = \frac{2}{3}\Delta_1$$

$$S_{L1} = \frac{S}{2}$$

Nota. Tomado de Muñoz (2020)

5.7. Consideraciones en el diseño de elementos

Se emplearon datos del análisis sísmico relacionados a los requerimientos señalados en la NTE.030, se procedió a diseñar los muros de concreto armado, de albañilería, soleras, columnas, losa maciza, aligerado, viga dintel y de acople, escalera y vigas de borde de acuerdo a la NTE.060, NTE.070 y el código ACI 318-19. Con hojas de cálculo Excel, se determinaron los cortantes, momentos, cuantías de acero, dimensiones, cantidad de acero, así como la distribución de las varillas de refuerzo para soportar los esfuerzos generados por los eventos sísmicos.

a) Requisitos generales de resistencia

Se establecieron combinaciones de cargas que permitieron calcular la resistencia solicitada de un elemento ante cargas amplificadas, dependieron de las condiciones señaladas en la norma E.060 y en relación a las ecuaciones del numeral 9.2.

Tabla 25

Combinaciones de cargas aplicados en Etabs

Combo	Combinación de cargas					
1	U =	1.4	CM	+	1.7	CV
2	U =	1.25	CM	+	1.25	CV + SD-X
3	U =	1.25	CM	+	1.25	CV - SD-X
4	U =	1.25	CM	+	1.25	CV + SD-Y
5	U =	1.25	CM	+	1.25	CV - SD-Y
6	U =	0.9	CM	+	SD-X	
7	U =	0.9	CM	-	SD-X	
8	U =	0.9	CM	+	SD-Y	
9	U =	0.9	CM	-	SD-Y	

Nota. Adaptado de la NTE.060 (2020)

b) Factor de reducción de resistencia

Los factores ϕ fueron relacionados con el tipo de carga actuante sobre un determinado elemento y se definieron de acuerdo al numeral 9.3 de la NTE.060 (2020. Pág 66).

5.7.1. Sistema de muros de ductilidad limitada

a) Muros

Su diseño fue desarrollado en Etabs; se empleó el modelo de la vivienda y mediante la extensión Shear wall desing y los piers asignados a cada muro. Las fuerzas en los muros se determinaron mediante los combos especificados en la tabla 25 y se analizaron por separado en cada dirección, según los puntos dispuestos en el capítulo 21 de la NTE.060 y el numeral 18.10 del Código ACI 318-19 para muros estructurales especiales resistentes a fuerzas sísmicas.

Tabla 26

Referencias del diseño aplicado en Etabs

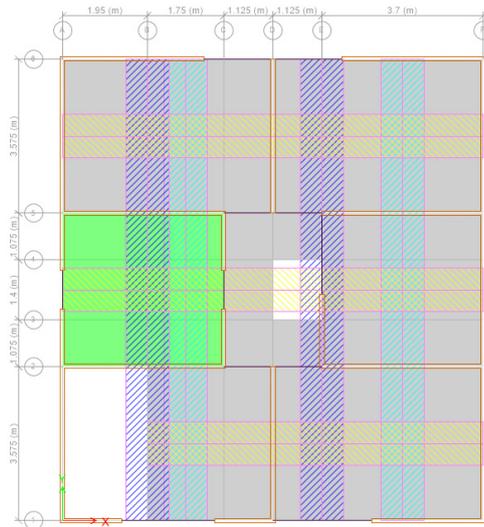
Materiales	
Acero	4200kg/cm ²
Concreto	210kg/cm ²
Factores ϕ – NTE.060	
Momento y fuerza axial	0.90
Compresión	0.70
Cortante y/o torsión	0.85
Diseño	
RNE (2020)	NTE.060
Código de diseño	ACI 318-19
Tipo de ductilidad	Muro estructural especial
Cuantías mínimas	
Horizontal (ρ_h)	0.0025
Vertical (ρ_v)	0.0025
Elementos de borde	
ACI 318-19	ACI 18.10.6.2 a ACI 18.10.6.4 21.9.7.4
NTE.060	21.9.7.5 21.10.2.8

b) Losa maciza bidireccional

Para el diseño se utilizó el modelo estructural de Etabs. Se analizó mediante el comando Desing strips, que consistió en dividir la losa maciza en secciones con ancho de un metro, tipo viga rectangular.

Figura 40

Secciones de análisis de losa maciza

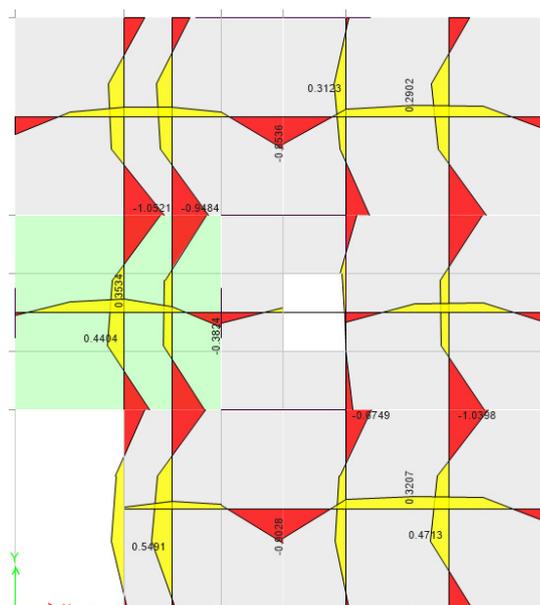


Nota. Modelo estructural de Etabs v.19.

Con la aplicación del combo 1, se obtuvieron los diagramas más influyentes de la losa.

Figura 41

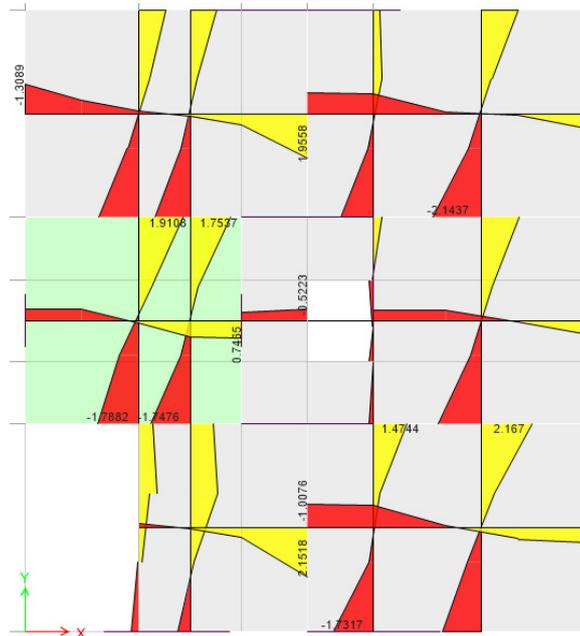
Diagramas con momentos en la losa maciza.



Nota. Modelo matemático de Etabs v.19.

Figura 42

Diagramas de cortantes.



Nota. Modelo matemático de Etabs v.19.

Se tuvo en cuenta las consideraciones y expresiones dispuestas en la NTE.060 y el Código ACI 318-19.

Tabla 27

Consideraciones al diseñar la losa maciza bidireccional.

Secciones		
Ancho (b)	100.00	cm
Espesor (h)	12.5 - 20	cm
Peralte efectivo (d)	h-2.5	cm
Recubrimiento	2.0	cm
Factores para reducción de resistencia		
Momento y fuerza axial ϕ	0.90	
Fuerza cortante ϕ	0.85	
Diseño por flexión		$\phi M_n \geq M_u$
Momento máximo (Mmax)	Etabs	tonf-m
Momento nominal (Mn)	M_u/ϕ	tonf-m
Área de acero (As)	$\rho \leq \rho_{max}$	
Acero mínimo	A_{Smin}	
Espaciamiento	S	
Diseño por cortante		$\phi V_n \geq V_u$
Cortante máxima (Vmax)	Etabs	tonf
Cortante nominal (Vn)	V_u/ϕ	
Cortante del concreto (Vc)	NTE.060	

c) Vigas de acople

Se ubicaron en los vanos y su diseño buscó asegurar que esta falle a tracción, por su comportamiento dúctil. Los momentos y cortantes resultantes en las vigas se obtuvieron del modelo realizado en Etabs, empleando la envolvente de combos de la tabla 25, con ello se determinó el refuerzo longitudinal y estribos. Se diseñó con lo dispuesto en la norma y se siguió la misma secuencia que la viga dintel.

Tabla 28

Consideraciones al diseñar el acople.

Sección		
Base (b)	10.0	cm
Peralte (h)	30.0	cm
Recubrimiento	2.0	cm
Peralte efectivo (d)	27.0	cm
Factor ϕ		
Momento y fuerza axial ϕ	0.90	
Fuerza cortante ϕ	0.85	
Diseño por flexión		$\phi M_n \geq M_u$
Momento nominal (Mn)	M_u/ϕ	tonf-m
Área de acero (As)	$\rho \leq \rho_{max}$	cm ²
Acero mínimo	A_{Smin}	cm ²
Diseño por cortante		$\phi V_n \geq V_u$
Cortante nominal	$\frac{V_{ud}}{\phi}$	tonf
Cortante del concreto	NTE.030	tonf
Requerimiento de estribos	CASO 1: $\frac{V_{ud}}{\phi} \leq 0.5V_C$	
	CASO 2: $V_C > V_{ud}/\phi$	
Refuerzo mínimo por cortante	$A_{v,min}$	cm
Espaciamiento (S)	$S_{max} = d/2 \text{ ó } 60 \text{ cm}$	cm

d) Vigas de borde

Fueron ubicadas en las aberturas de la losa y en los bordes sin muros. Se diseñaron por tracción y cortante al igual que las vigas de acople.

e) Escalera

Se consideró el mismo diseño de escalera para los dos sistemas.

f) Cimentación

En la cimentación se consideraron cimientos corridos, ya que los muros transmitieron las cargas al suelo a lo largo de su longitud mediante cargas distribuidas. Harmsen (2018) señaló que estas generan esfuerzo perpendicular al muro y se analizan en una dirección y a flexión, sin considerar el diseño de corte por punzonamiento. El ancho del cimiento (B) dependió del suelo a cimentar, su capacidad portante (σ_t), la longitud de muro (L) y la carga de servicio; se determinó mediante la expresión:

$$B = \frac{P_s}{L \cdot \sigma_t} \quad (5.24)$$

Con las dimensiones calculadas para cada uno de los muros, se modelaron los cimientos en Etabs y se verificó el esfuerzo admisible y presiones resultantes del suelo, mediante las cargas de servicio y lo señalado en la NTE.030, artículo 44. Las combinaciones de cargas analizadas fueron:

Carga de servicio 1: CM + CV + SDX

Carga de servicio 2: CM + CV + 0.8SDX

Carga de servicio 3: CM + CV + 0.8SDY

Objetivo secundario 5

5.7.2. Sistema de albañilería confinada

Los elementos fueron diseñados con resultados de Etabs, además de hojas Excel.

Muros de albañilería

En la verificación de la calidad y en el diseño de cada uno de los muros, se consideró lo señalado en la NTE.070 (2020) y en relación a San Bartolomé et al. (2018)

a) Esfuerzo axial máximo

Se consideró la carga total (P_m) y con ello se determinó el esfuerzo axial, que dependió de la longitud del muro con columnas (L) y espesor del muro (t), además estuvo condicionado por la altura del muro (h) y calidad de la albañilería (f'_m).

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq 0.2f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0.15f'_m \quad (5.25)$$

De los parámetros se obtuvo:

$f'_m = 65 \text{ kg/cm}^2$: Para albañilería con unidades de king kong industrial.

$h = 2.5 \text{ m}$: Altura del muro entre elementos de borde.

$e = 0.13 \text{ m}$: Espesor del muro.

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq 90.75 \text{ tonf/m}^2 \leq 97.50 \text{ tonf/m}^2$$

b) Control de fisuración

Se verificó mediante lo dispuesto por San Bartolomé, donde el análisis se desarrolló con cortantes generados con sismo moderado (V_e). Para controlar en los muros la fisuración por corte, se analizó el cortante en todos los entrepisos aplicando la condición (5.26).

$$V_e \leq 0.55V_m = \text{Fuerza cortante admisible} \quad (5.26)$$

Para ello, V_m fue la cortante relacionada al agrietamiento diagonal y V_e fue 1/2 de la cortante obtenida por sismo severo.

c) Resistencia al agrietamiento diagonal

Fue verificado con unidades de arcilla mediante las expresiones 5.27 y 5.28, se estableció la resistencia al corte de muretes (v_m), carga reducida (P_g) y el factor que redujo la resistencia al cortante según esbeltez (α). Además, fue calculada con fuerzas de sismo moderado.

$$V_m = 0.5v_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23P_g \quad (5.27)$$

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} \leq 1 \quad (5.28)$$

Resistencia al corte: $v_m = 81 \text{ tonf/m}^2$, tabla 9 en la NTE.070.

Carga de servicio reducida: P_g

De los muros: Espesor efectivo: $t = 0.13 \text{ m}$ y longitudes variables (L).

Factores para reducir la resistencia al cortante:

$$\alpha_{\min} = 0.33 \text{ y } \alpha_{\max} = 1; \alpha \text{ calculado con la expresión: } \alpha = V_e \cdot L / M_e.$$

d) Resistencia al corte del edificio

Se verificó con la finalidad de asegurar una edificación rígida y resistente en los diferentes entresijos y direcciones de análisis. Se comprobó que la cortante de sismo severo no superó la resistencia al cortante que brindaron los muros.

$$\sum V_{mi} \geq V_{Ei} \quad (5.29)$$

Se determinó que la edificación tuvo un comportamiento inelástico mediante:

$$\sum V_{mi} \geq 3V_{Ei} \quad (5.30)$$

e) Refuerzo horizontal en muros

Se determinó según las fuerzas V_{ui} y M_{ui} producidas por sismo severo y las fuerzas V_{ei} y M_{ei} por sismo moderado; estas relacionaron las cortantes en el primer piso, tanto V_{m1} de agrietamiento diagonal y V_{e1} , como se señalaron en las siguientes expresiones:

$$V_{ui} = V_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \quad (5.31)$$

$$M_{ui} = M_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \quad (5.32)$$

$$2 \leq V_{m1}/V_{e1} \leq 3 \quad (5.33)$$

Además, se verificó con las expresiones 5.34 y 5.35, donde fue necesario anclar el muro al cumplir cualquiera de las dos condiciones. La cuantía del refuerzo a colocar fue definida por (5.36).

$$V_u \geq V_m \quad (5.34)$$

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t_u} \geq 0.05f'_m \quad (5.35)$$

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t_u} \geq 32.5 \text{ tonf/m}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{S \cdot t} \geq 0.001 \quad (5.36)$$

f) Agrietamiento diagonal en entrepiso superior

En cada uno de los muros del entrepiso superior (piso 2), se verificó el agrietamiento diagonal de modo que se cumplió con la condición expuesta, donde se determinó que ninguno de los muros presentó agrietamiento.

$$V_{mi} > V_{ui} \tag{5.37}$$

Columnas de confinamiento

Se diseñaron con las fuerzas obtenidas de Etabs, de acuerdo a lo señalado por San Bartolomé y el numeral 8.6.3 de la NTE.070. Se utilizó una hoja Excel con las consideraciones y expresiones detalladas más adelante. El diseño obtenido fue aplicado a las columnas de los dos pisos.

Tabla 29

Fuerzas internas de diseño.

Columna	Vc (Fuerza cortante)	T (Tracción)	C (Compresión)
Interior	$\frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{m1} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c - \frac{V_{m1} \cdot h}{2L}$
Externa	$1.5 \frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

Nota. Tomado de Tabla 11 de NTE.070 (2020)

Según tabla 29, se tuvo:

F: Fuerza axial en la columna extrema, fue generado por un momento “M”, que a su vez dependió de las fuerzas y altura del primer nivel.

$$F = M/L \tag{5.38}$$

$$M = M_{u1} - \frac{1}{2} V_{m1} \cdot h \tag{5.39}$$

Nc: Columnas que presentó el muro.

Lm: Máximo valor entre el paño más largo y 1/2 de “L” total, en paños que fueron conformados por un solo muro: Lm = L.

Pc: Carga axial actuante sobre la columna (Pg/Nc) más carga por muro transversal (Pt), la cual se definió con la carga (Pgt) y la longitud (Lmt).

$$P_C = \frac{P_g}{N_C} + P_t \quad (5.40)$$

$$P_t = P_{gt} \frac{\text{Max}(L_{mt}/4 \text{ ó } 6t)}{L_{mt}} \quad (5.41)$$

a) Sección de la columna

Se determinó con la sección máxima dada por el diseño a compresión y corte fricción, se tuvo en cuenta que no sea menor a 15t (cm²).

Diseño por compresión

Para ello se aplicó la ecuación que brinda el área sin recubrimiento, con δ de 1.0 y 0.8 para columna con y sin muro transversal y ϕ de 0.7.

$$A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s f_y}{0.85 \delta f'_c} \quad (5.42)$$

Diseño por corte-fricción (Vc)

El cálculo del área se realizó para que la columna soporte las fuerzas de corte-fricción, con ϕ de 0.85.

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2 f'_c \phi} \geq 0.15t \text{ (cm}^2\text{)} \quad (5.43)$$

b) Refuerzo vertical de la columna

El refuerzo necesario colocado verticalmente en la columna (A_s) fue conformado con el refuerzo solicitado por corte-fricción y tracción, no menor a 4 varillas de 8mm.

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y \cdot \mu \cdot \phi} \quad (5.44)$$

$$A_{st} = \frac{T}{f_y \cdot \phi} \quad (5.45)$$

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0.1 f'_c \cdot A_c}{f_y} \quad (5.46)$$

c) Estribos de confinamiento

Se asignó estribos en los extremos, dentro de la longitud "L_C" el espaciamiento fue definido por el menor de S₁ a S₄ y en relación al peralte (d), núcleo (tn) y al área de los estribos (A_v).

$$L_c = \begin{cases} 45 \text{ cm} \\ 1.5d \end{cases} \quad (5.47)$$

$$\text{Espaciamiento en } L_c: \begin{cases} S_1 = \frac{A_v f_y}{0.3 t_n f'_c \left(\frac{A_c}{A_n} - 1 \right)} \\ S_2 = \frac{A_v f_y}{0.12 t_n f'_c} \\ S_3 = \frac{d}{4} \geq 5 \text{ cm} \\ S_4 = 10 \text{ cm} \end{cases} \quad (5.48)$$

Asimismo, se consideró lo mínimo permitido en columnas, dado por estribos de 6mm, que fueron ubicados mediante: 1@5, 4@10, r@25 cm, más 2 en la intersección de columna y viga.

Diseño de viga solera

San Bartolomé et al. (2018) señalaron que las soleras no sufrieron deformaciones por flexión, debido a que son vaciadas sobre los paños y actúan en relación a esta. Fueron diseñadas a tracción pura, donde se determinó el refuerzo longitudinal a utilizar (A_s), con $\phi = 0.9$ condicionada por la sección transversal (A_{cs}). Para los estribos se consideró lo mínimo permitido de las columnas.

$$T_s = V_{m1} \frac{L_m}{2L} \quad (5.49)$$

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f'_c \cdot A_{cs}}{f_y} \dots (\geq 4\emptyset 8 \text{ mm}) \quad (5.50)$$

Diseño de viga dintel

Se ubicaron en vanos y se diseñaron para resistir cargas sísmicas y evitar que los muros de albañilería fallen. En el diseño, se buscó que la viga falle a tracción, ya que su comportamiento es dúctil (Harmsen, 2018). Del modelo realizado en Etabs y con la agrupación de combos de la tabla 25, se obtuvo los momentos y cortantes, con los que se determinó el refuerzo longitudinal y los estribos. Además, fueron diseñados con las consideraciones de la NTE.060 y el ACI 318-19.

Tabla 30*Criterios para diseñar vigas dintel.*

Materiales		
Acero	4200	kg/cm ²
Concreto	210	kg/cm ²
Sección		
Base	13.0	cm
Peralte (h)	30	cm
Recubrimiento	2	cm
Peralte efectivo (d)	27	cm
Factor para reducción de resistencia		
Momento y fuerza axial ϕ	0.90	
Fuerza cortante ϕ	0.85	
Diseño por flexión	$\phi M_n \geq M_u$	Unidad
Momento nominal (Mn)	$\frac{M_u}{\phi}$	tonf-m
Área de acero (As)	(5.00)	cm ²
Acero mínimo	(5.54 o 5.55)	cm ²
Diseño por cortante	$\phi V_n \geq V_u$	Unidad
Cortante amplificada	(5.56)	tonf
Cortante del concreto	(5.57)	tonf
Requerimiento de estribos	(5.58 a 5.60)	
Refuerzo mínimo por cortante	(5.61 o 5.62)	cm
Espaciamiento (S)	(5.63 o 5.64)	cm

a) Diseño por flexión

El refuerzo requerido se determinó en base al momento máximo obtenido de Etabs, mediante las siguientes ecuaciones:

$$A_s = \frac{0.85bf'_c a}{f_y} \quad (5.51)$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85f'_c \cdot b}} \quad (5.52)$$

$$A_s = \frac{0.85f'_c \cdot b}{f_y} \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85f'_c \cdot b}} \right) \quad (5.53)$$

Se verificó el acero mínimo requerido mediante:

$$A_{S,min} = \rho_{min}bd; \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} \quad (5.54)$$

La norma ACI 318-19, numeral 9.6.1, recomendó para vigas en flexión, refuerzo mínimo dado por:

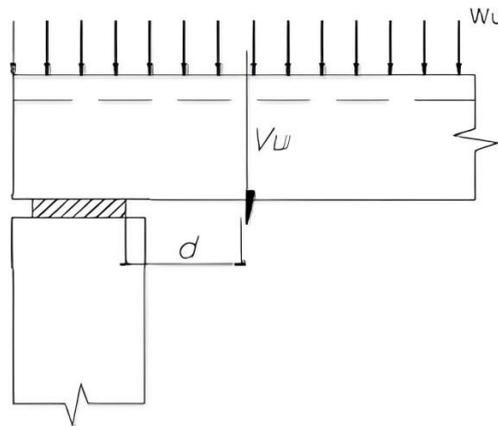
$$A_{S,min} = \frac{14}{f_y}b_wd \quad (5.55)$$

b) Diseño por cortante

Fueron diseñados por resistencia de acuerdo al artículo 11.1 y en relación al numeral 11.1.3.1 de la NTE.060, por lo que se diseñaron con cortante último diferente al del apoyo.

Figura 43

Ubicación del cortante de diseño en “d”.



Nota. Tomado de NTE.060 (2020)

Fuerza cortante amplificada:

$$V_{ud} \leq \phi V_n; \quad V_{ud} = \phi(V_c + V_s) \quad (5.56)$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}bd \quad (5.57)$$

La necesidad de estribos se verificó mediante numeral 11.5.6 de la NTE.060:

$$\text{CASO 1: } V_n = \frac{V_{ud}}{\phi} \leq 0.5V_c \rightarrow \text{No fue necesario colocar estribos} \quad (5.58)$$

$$\text{CASO 2: } \frac{V_{ud}}{\phi} \leq V_c \leq \frac{2V_{ud}}{\phi} \rightarrow \text{Refuerzo con estribos mínimos} \quad (5.59)$$

$$\text{CASO 3: } V_C \leq \frac{V_{ud}}{\phi} \rightarrow \text{Fue necesario colocar estribos} \quad (5.60)$$

El refuerzo requerido por cortante se determinó según el numeral 11.5.6 de la NTE.060 e ítem 9.6.3 de la norma ACI 318-19.

$$A_{vmin} = \begin{cases} 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w S}{f_{yt}} \\ 3.5 \frac{b_w S}{f_{yt}} \end{cases} \quad (5.61)$$

La separación se definió con el numeral 11.5.5 de la NTE.060.

$$V_S < 0.33\sqrt{f'_c} b \cdot d \rightarrow S_{max} = \begin{cases} \frac{d}{2} \\ 60 \text{ cm} \end{cases} \quad (5.62)$$

$$V_S > 0.33\sqrt{f'_c} b \cdot d \rightarrow S_{max} = \begin{cases} \frac{d}{4} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \quad (5.63)$$

Diseño de losa aligerada unidireccional

Fue diseñada mediante la metodología de los coeficientes, para lo cual se verificó el cumplimiento de las limitaciones señaladas en la NTE.060 y en el ACI 318-19.

Verificación de limitaciones:

Paños apoyados sobre vigas o muros	: Cumple
Peralte de viga de 30 cm \geq 1.5e losa.	: Cumple
Paños rectangulares con $L_x/L_y = 1.4 < 2$: Cumple
Número de tramos: 3 tramos $>$ 2 tramos	: Cumple
Cargas uniformemente distribuidas:	: Cumple

No se consideraron las cargas de sismo en el aligerado, por lo que la carga más crítica fue definida por:

$$1.4CM + 1.7CV$$

Los momentos resultantes en los apoyos y tramos definidos mediante el método de los coeficientes, se determinaron con la expresión:

$$M_u^{(\pm)} = \text{Coef} \times W_u \times L_n^2 \quad (5.64)$$

El refuerzo se determinó mediante las siguientes expresiones, con el factor ϕ de la tabla 30.

$$A_s^{(\pm)} = \frac{Mu_i^{\pm} / \phi}{f_y(d - a/2)} \quad (5.65)$$

$$\text{Momento negativo en apoyos: } a = \frac{As_i^{(-)} f_y}{0.85 f'_c b_w} \quad (5.66)$$

$$\text{Momento positivo en tramo central: } a = \frac{As_i^{(+)} f_y}{0.85 f'_c b} \quad (5.67)$$

$$A_{s,\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (5.68)$$

Para garantizar la falla dúctil ($\rho \leq \rho_{\max}$), se verificó el área de acero máximo mediante:

$A_{s,\max}^{\pm} = \rho_{\max} b d$, donde $\rho_{\max} = 0.0159$, para concreto con resistencia de 210 kg/cm^2 .

Para resistir los cambios de temperatura, el acero se determinó mediante:

$$A_{sT^{\circ}} = \rho_{\min} \times b \times h_c \quad (5.69)$$

$$S_{\max} = \begin{cases} \frac{100 A_v}{A_s} \\ 5 h_c \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \quad (5.70)$$

Para aligerado unidireccional, las cortantes se calcularon mediante la expresión (5.71), detallada en el código ACI 318-19, tabla 6.5.4.

$$V_u = \begin{cases} \frac{1.15 w_u l_n}{2}; \text{ Primer apoyo interior, en su cara exterior} \\ \frac{w_u l_n}{2}; \text{ En la cara de los apoyos restantes} \end{cases} \quad (5.71)$$

Para determinar la resistencia al corte, se aumentó un 10% al cortante proporcionado por el concreto, dispuesto en el numeral 8.11.8 de la NTE.060.

$$V_c = 1.1 \phi 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w d \quad (5.72)$$

Tabla 31

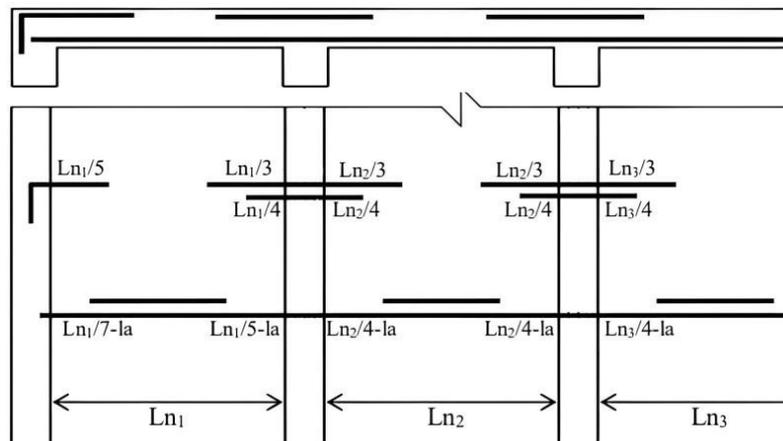
Consideraciones de diseño del aligerado unidireccional.

Materiales		
Acero	4200	kg/cm ²
Concreto	210	kg/cm ²
Secciones		
Ancho alma (bw)	10.0	cm
Ancho ala (b)	40.0	cm
Espesor de alma (e)	5.0	cm
Espesor de losa (h)	20.0	cm
Recubrimiento	2.0	cm
Peralte efectivo (d)	17.0	cm
Factores para reducción de resistencia		
Momento y fuerza axial ϕ	0.90	
Fuerza cortante ϕ	0.85	
Diseño por flexión	Expresión	
Momento (M_u)	(5.65)	
Momento nominal (M_n)	M_u/ϕ	tonf-m
Área de acero (A_s)	(5.66 a 5.68)	cm ²
Acero mínimo	(5.69)	cm ²
Acero máximo – Falla dúctil	2.70 cm ²	$\rho < \rho_{max}$
Acero de temperatura (A_{ST°)	(5.70)	cm ²
Espaciamiento máximo $A_{ST^\circ}(S_{max})$	(5.71)	cm
Diseño por cortante	Expresión	
Cortantes en los apoyos	(5.72)	tonf
Cortante del concreto	(5.73)	tonf
Longitudes de desarrollo	Figura 44	m

Las longitudes de desarrollo en vigas de apoyo se determinaron con la relación de luz libre.

Figura 44

Longitudes de desarrollo en losa aligerada unidireccional



Nota. Adaptado de Santana (2014)

Diseño de escalera

Se realizó con las secciones del predimensionamiento y la estructuración en planta. Su diseño consistió en dos tramos, aplicable al primer y segundo nivel.

Con las cargas y sobrecargas se determinó la carga última, con ello los diagramas de cortantes y momentos, además de las siguientes consideraciones:

Comportamiento de losa maciza unidireccional.

Simplemente apoyada en su entremos.

Diseño por flexión, lo cual permitió el cálculo del refuerzo positivo, negativo y de temperatura.

Verificación de resistencia por cortante.

Tabla 32

Consideraciones del diseño de escalera.

Dimensionamiento de escalera		
Paso P	0.25	m
Contrapaso CP	0.18	m
Garganta escalera t_1	0.15	m
Garganta descanso t_2	0.15	m
Ancho de escalera B	0.950	m
$\text{Cos}(\alpha)$	0.812	
Luz de tramo inclinado L_1	1.50	m
Luz de descanso medio $Ld1$	0.975	m
Luz de descanso en planta $Ld2$	1.075	m
Recubrimiento	2	cm
Cargas		
Peso de acabados	100	kg/m ²
Sobrecarga escalera S/C	200	kg/m ²

Diseño de cimentación

Se consideró cimentación corrida, ya que los muros transmitieron las cargas al suelo a lo largo de su longitud mediante cargas distribuidas. El ancho del cemento (B) se determinó mediante la expresión (5.24). Los cimientos se modelaron en Etabs y se verificó que las

presiones resultantes fueron menores al esfuerzo admisible del suelo, mediante las cargas de servicio descritas anteriormente. Se incrementaron las dimensiones hasta cumplir con la conformidad de esfuerzos.

Objetivo principal

5.8. Análisis comparativo sísmico-estructural

Concluida la evaluación sismorresistente de los sistemas, se compararon las diferencias y porcentajes de variación de resultados estructurales, donde se estableció el sistema que presentó un mejor desempeño. Además, se compararon los costos directos definidos por partidas de estructuras y albañilería del esqueleto, no se consideró los acabados, instalaciones eléctricas y sanitarias, ya que no difieren en los dos sistemas.

La variación porcentual de los indicadores se determinó mediante:

$$\text{Variación (\%)} = \frac{\text{Valor mayor} - \text{valor menor}}{\text{Valor mayor}} \quad (5.73)$$

5.9. Elaboración de planos

Por último, se dibujaron los planos estructurales de acuerdo a las características y valores obtenidos mediante el diseño de los elementos que conformaron los sistemas en estudio.

5.10. Aplicación estadística

Mendenhall et al. (2023) señalaron que la estadística descriptiva se conforma de técnicas aplicadas a la descripción, resumen e interpretación de las principales propiedades de las mediciones realizadas, ya sea presentaciones numéricas o mediante gráficas, las cuales pueden ser circulares, de barras o lineales.

En la presente se aplicó la estadística descriptiva, puesto que se desarrollaron diferentes tablas con sus respectivos gráficos, donde se empearon hojas Excel, las cuales permitieron evaluar los sistemas y comparar los resultados. Asimismo, con la aplicación de la estadística señalada, se determinaron las variaciones, la validación y confiabilidad de los resultados obtenidos, donde se consideró la revisión de otros estudios.

Tabla 33*Variabilidad de resultados del sistema muros de ductilidad limitada.*

Solicitaciones	Tesis	Contreras y Pérez (2021)	Quispe y Huisa (2021)	Mauricio (2019)	Promedio	Mediana	Rango	Varianza	Desviación Estándar
Elevación (m)	5.40	14.00	12.00	9.80	10.30	10.90	8.60	13.613	3.690
Área planta(m ²)	105.30	160.000	254.8	96.00	154.02	132.65	158.77	5308.761	72.861
Factor R	4.00	4.00	4.00	2.70	3.68	4.00	1.30	0.423	0.650
Coefficiente de corte	0.219	0.281	0.295	0.417	0.30	0.29	0.20	0.007	0.083
Desplazamiento límite (mm)	13.50	14.00	15.00	12.25	13.69	13.75	2.75	1.307	1.143
Densidad (%)	5.57%	7.71%	6.10%	2.91%	5.57%	5.84%	4.80%	0.0004	0.020
Periodos (s)	0.046	0.230	0.103	0.220	0.15	0.16	0.18	0.008	0.090
Peso sísmico (tonf)	171.35	670.396	783.951	344.77	492.62	507.58	612.60	80517.364	283.756
Cortante (tonf)	37.48	188.55	257.23	143.65	156.73	166.10	219.75	8501.449	92.203
Desplazamiento máximo (mm)	0.492	15.920	5.44	30.33	13.05	10.68	29.84	174.150	13.197
Despl. Máx entrepiso (mm)	0.2640	3.8700	1.70	9.21	3.76	2.79	8.95	15.401	3.924
Derivas	0.0001	0.001389	0.000512	0.00376	0.00144	0.000951	0.0037	0.000003	0.002

La variación de los resultados máximos se debió a que cada uno de los investigadores modelaron con diferente distribución de muros, densidad, número de plantas y alturas, lo cual varió el periodo, cortantes y derivas; esta última, estuvo por debajo del promedio, presentó una desviación estándar de 0.002 y demostró una moderada variabilidad de los resultados.

Tabla 34*Variabilidad de resultados del sistema de albañilería confinada.*

Solicitaciones	Tesis	Contreras y Pérez (2021)	Quispe y Huisa (2021)	Mauricio (2019)	Promedio	Mediana	Rango	Varianza	Desviación Estándar
Elevación (m)	5.40	14.00	12.00	9.80	10.30	10.90	8.60	13.613	3.690
Área planta (m ²)	105.30	160.00	254.77	96.00	154.02	132.65	158.77	5308.76	72.861
Factor R	3.00	2.25	3.00	2.025	2.57	2.63	0.98	0.256	0.506
Coefficiente de corte	0.292	0.500	0.394	0.556	0.44	0.45	0.26	0.014	0.117
Desplazamiento límite (mm)	13.50	14.00	15.00	12.25	13.69	13.75	2.75	1.307	1.143
Densidad (%)	7.71%	12.69%	7.70%	8.44%	0.09	0.08	4.99%	0.001	0.024
Periodos (s)	0.107	0.269	0.154	0.240	0.19	0.20	0.16	0.006	0.075
Peso sísmico (tonf)	173.16	948.508	478.332	344.770	486.19	411.55	775.35	110595.69	332.559
Cortante (tonf)	50.51	474.25	209.27	191.54	231.39	200.41	423.74	31259.31	176.803
Desplazamiento máximo (mm)	2.372	33.637	10.80	18.87	16.42	14.84	31.27	177.120	13.309
Despl. Máx entrepiso (mm)	1.2440	7.977	4.37	5.88	4.87	5.12	6.73	8.025	2.833
Derivas (%)	0.00046	0.002904	0.00100	0.00240	0.00169	0.00170	0.00244	0.000001	0.0010

De igual manera, los resultados variaron debido a las diferencias de los modelos. Se presentaron desplazamientos por debajo del promedio con un amplio margen, además de una moderada variabilidad de los resultados, con 0.001 de desviación estándar.

Tabla 35

Variabilidad de ratios de los sistemas evaluados.

Ratio (MDL/AC)	Tesis	Contreras y Pérez (2021)	Quispe y Huisa (2021)	Mauricio (2019)	Promedio	Mediana	Rango	Varianza	Desviación Estándar
Elevación	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
Área en planta	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
Factor R	1.33	1.78	1.33	1.33	1.44	1.33	0.44	0.05	0.22
Coefficiente de corte	0.75	0.56	0.75	0.75	0.70	0.75	0.19	0.01	0.09
Desplazamiento límite	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
Densidad de muros	0.72	0.61	0.79	0.34	0.62	0.67	0.45	0.04	0.20
Peso sísmico	0.99	0.71	1.64	1.00	1.08	0.99	0.93	0.16	0.39
Periodos	0.43	0.86	0.67	0.92	0.72	0.76	0.49	0.05	0.22
Cortante	0.74	0.40	1.23	0.75	0.78	0.75	0.83	0.12	0.34
Desplazamiento máximo	0.21	0.47	0.50	1.61	0.70	0.49	1.40	0.39	0.62
Despl. Máx entrepiso	0.21	0.49	0.39	1.57	0.66	0.44	1.35	0.38	0.61
Derivas	0.22	0.48	0.51	1.57	0.69	0.50	1.35	0.36	0.60
Costo	1.38	1.31		0.87	1.19	1.31	0.51	0.08	0.28

Los ratios se determinaron en relación a los resultados de los indicadores de ambos sistemas y representaron una mayor variación a medida que el valor se alejó de 1; además, los resultados en albañilería confinada fueron mayores al obtener una ratio por debajo de 1 e inferiores al superar el mismo valor. El parámetro del coeficiente “R” (1.33) representó la regularidad de los modelos, con una ratio de coeficiente de corte “c” (0.75) similar a otros estudios y superior al promedio. Del modelado, la densidad de muros representó una mejor simetría en los sistemas, fue mayor al promedio del conjunto de resultados y con una baja desviación estándar. En relación al comportamiento estructural, desde periodos hasta derivas, se obtuvieron ratios inferiores al promedio que demostraron una menor variación de los resultados en relación a los otros estudios planteados. Finalmente, la desviación estándar representó una moderada variabilidad de los resultados, debido a que cada investigador consideró diferentes factores de estudio.

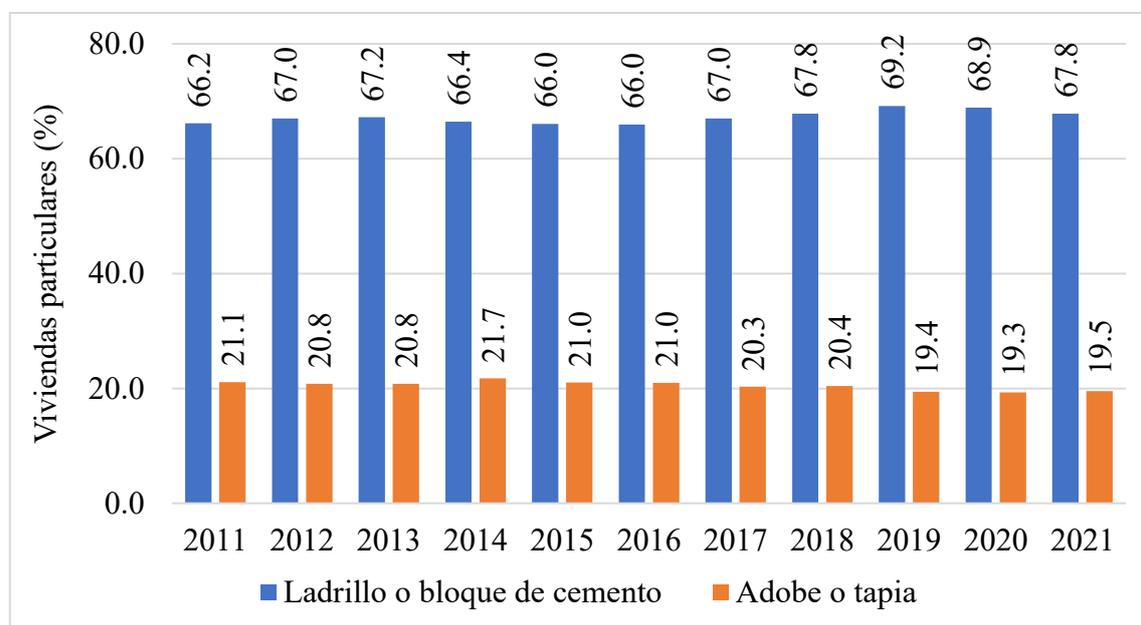
CAPÍTULO 6. ANÁLISIS COSTO/BENEFICIO

6.1. Beneficios no financieros

La mayor parte de viviendas son ejecutadas mediante la autoconstrucción, sin asistencia técnica y con ausencia de supervisión, lo cual genera diseños inadecuados, procesos constructivos deficientes y estructuras vulnerables. En vista de ello, la presente investigación facilitó al público la evaluación de dos sistemas aplicados a una vivienda unifamiliar, lo cual permitió verificar los procedimientos de diseño, especificaciones de materiales, características de componentes estructurales, su disposición, dimensiones y orientación para soportar mayores acciones de sismos y cargas de gravedad. Asimismo, se dio a conocer el diseño empleando parámetros normativos y distribuciones de espacios apropiados, con densidad de muros que mejoraron su comportamiento estructural y así evitar que las edificaciones fallen durante un evento sísmico. Además, se buscó ampliar el conocimiento sobre los diferentes sistemas constructivos, facilitando las actividades en pequeñas empresas de la provincia que ofrecen servicios de diseño y construcción.

Figura 45

Viviendas particulares según material predominante



Nota. Adaptado con datos del INEI, recuperado de estadísticas (2023)

Se observó que, gran parte de las edificaciones en el Perú fueron ejecutadas empleando materiales como ladrillos y concreto, puesto que el porcentaje de participación fue alrededor

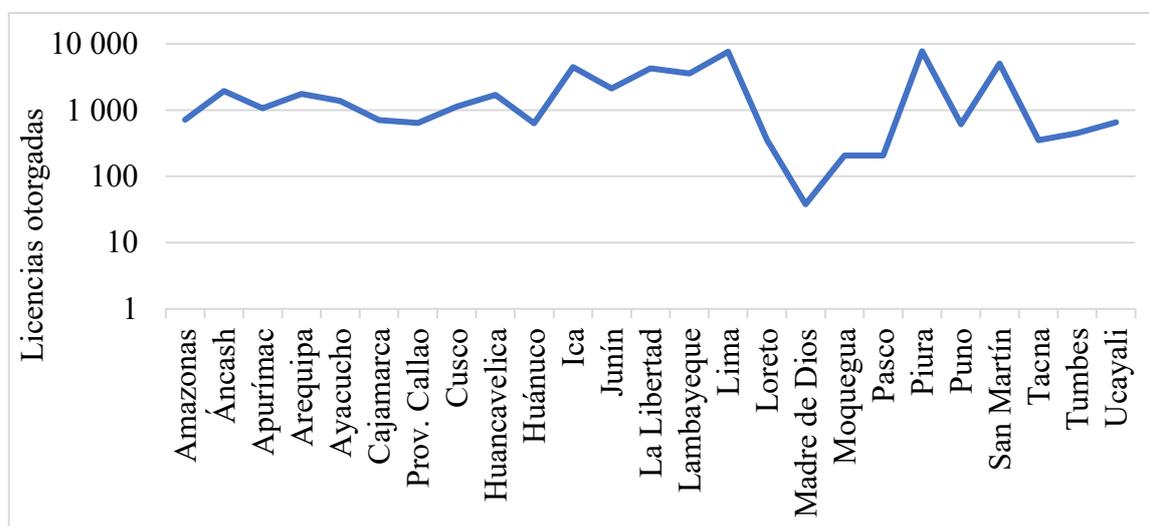
del 70%, lo cual demostró la importancia y el beneficio dado mediante el estudio de este tipo de edificaciones con resistencia sísmica adecuada. (INEI, 2023)

6.2. Evaluación del impacto social y ambiental

El impacto social de la presente investigación estuvo dado por la evaluación realizada a los sistemas, ya que en base a los resultados se verificaron las características que debe tener una edificación para mejorar el comportamiento estructural bajo acciones sísmicas y de gravedad, con ello reducir los riesgos de falla en una vivienda unifamiliar. Asimismo, el impacto en la población se logró al proporcionar un diseño resistente, donde se dispuso los parámetros sísmicos, brindaron seguridad a los ocupantes de las viviendas e influyeron en su bienestar. Además, se buscó influir en la disminución de la desinformación sobre los sistemas estructurales, recortando la brecha de autoconstrucciones e innovando mediante la construcción de viviendas sostenibles, generando beneficios de ordenamiento y seguridad en la ciudad.

Figura 46

Licencias para construcción de viviendas unifamiliares otorgadas por municipalidades en 2020



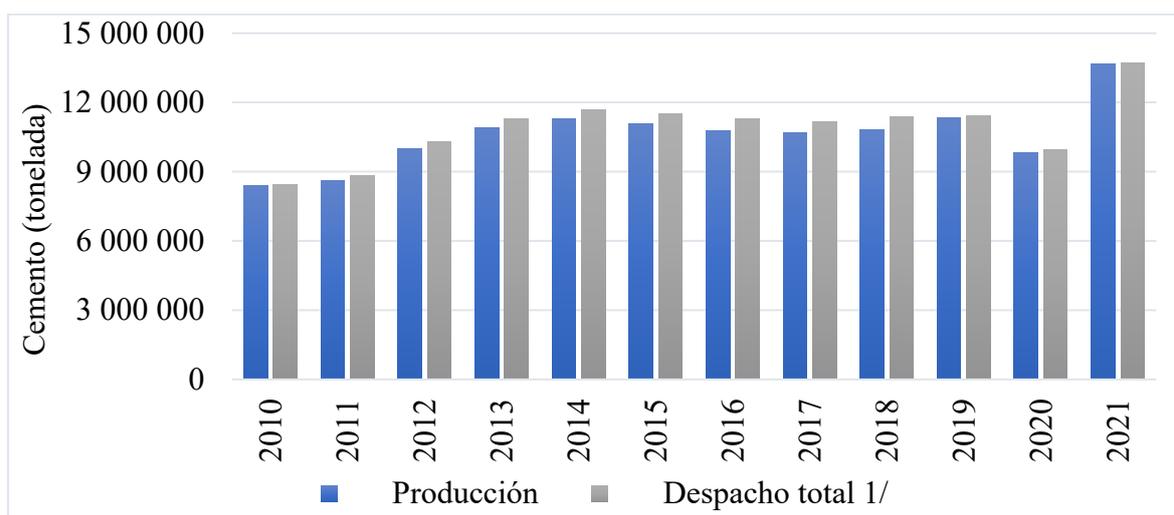
Nota. Adaptado con datos del INEI, recuperado de estadísticas (2023)

De la figura 46, el número de licencias otorgadas fue un indicador relacionado con la disminución de la autoconstrucción y la innovación en la ejecución de viviendas; en 2020 se observó que, en varias regiones del país estuvo alrededor de las 1000 licencias, mismas que consideraron estructuras con las características necesarias para mejorar el comportamiento estructural en viviendas unifamiliares.

Asimismo, el impacto ambiental se dio mediante el ahorro de diversos recursos naturales y disminución de la extracción de los agregados a lo largo del tiempo, ya que con un correcto diseño sismorresistente se podrá alargar la vida útil de una estructura, disminuyendo así la utilización de materiales de construcción.

Figura 47

Producción y despacho de cemento en Perú



Nota. Adaptado con datos del INEI, recuperado de estadísticas (2023)

Con los datos extraídos del INEI (2023) se observó que en el sector construcción, uno de los principales indicadores fue la producción del cemento, que representó alrededor de las 10 mil toneladas, mismo que estuvo relacionado con la extracción de agregados naturales.

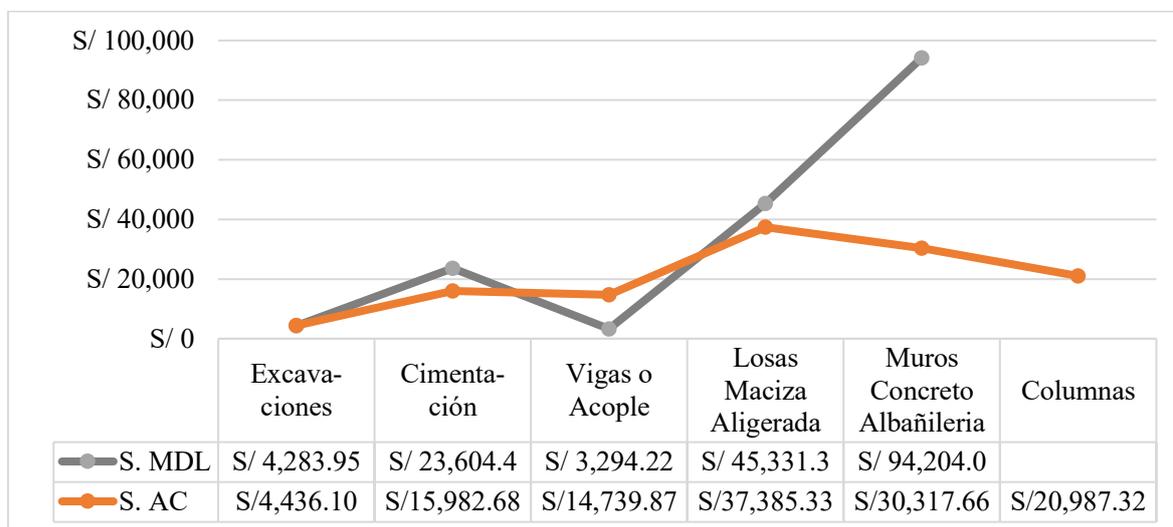
6.3. Evaluación económica – financiera

La evaluación económica se basó en los costos directos de los dos sistemas a nivel de estructura. De acuerdo a los metrados de las partidas y los costos unitarios, el costo directo del esqueleto modelado con muros de ductilidad limitada fue superior; los costos en limpieza del terreno y movimientos de tierras, resumido en excavaciones, fueron similares en los dos sistemas debido a la similitud de las dimensiones de las cimentaciones; además, los costos en la cimentación variaron por los metrados en la viga de cimentación, ya que se obtuvo 11.66 m³ de concreto, 116.64 m² de encofrado con desencofrado y 648.17 kg de acero, mientras que en albañilería confinada fueron 5.48 m³, 73.00 m² y 340.58 kg de acero. El costo en los elementos de planta fue similar, se tuvieron las losas macizas y vigas de acople con S/. 48,625.55 versus las losas aligeradas, vigas soleras y dinteles con S/. 52,125.20. La diferencia más considerable de los costos se presentó en los elementos verticales, con una

diferencia de S/. 42,899.07, esto se debió a que en el primer sistema se utilizó mayor metrado de concreto, acero, encofrado y desencofrado, además de la diferencia en los costos unitarios de partidas valoradas.

Figura 48

Costos directos de los elementos modelos en cada sistema.

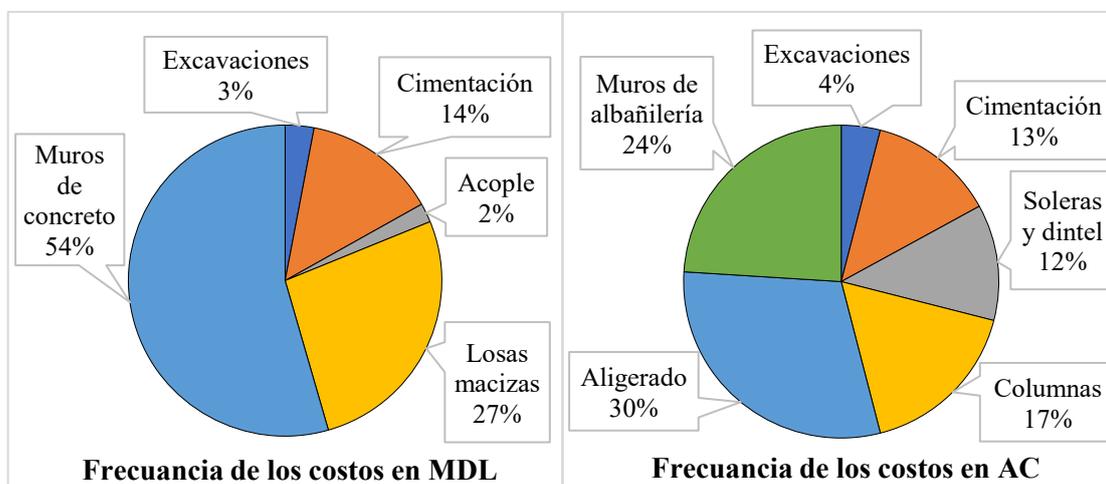


Según lo señalado, el costo directo en el esqueleto de la vivienda con sistema MDL fue S/.170,717.95, mientras que el de albañilería confinada fue S/. 123,848.97, con una diferencia de S/. 46,868.98, por lo tanto, su costo directo en el esqueleto resultó más económico en un 27%.

Aplicando la frecuencia de estadística descriptiva, se determinó el porcentaje de influencia del costo directo de cada elemento que conformó el total del modelo.

Figura 49

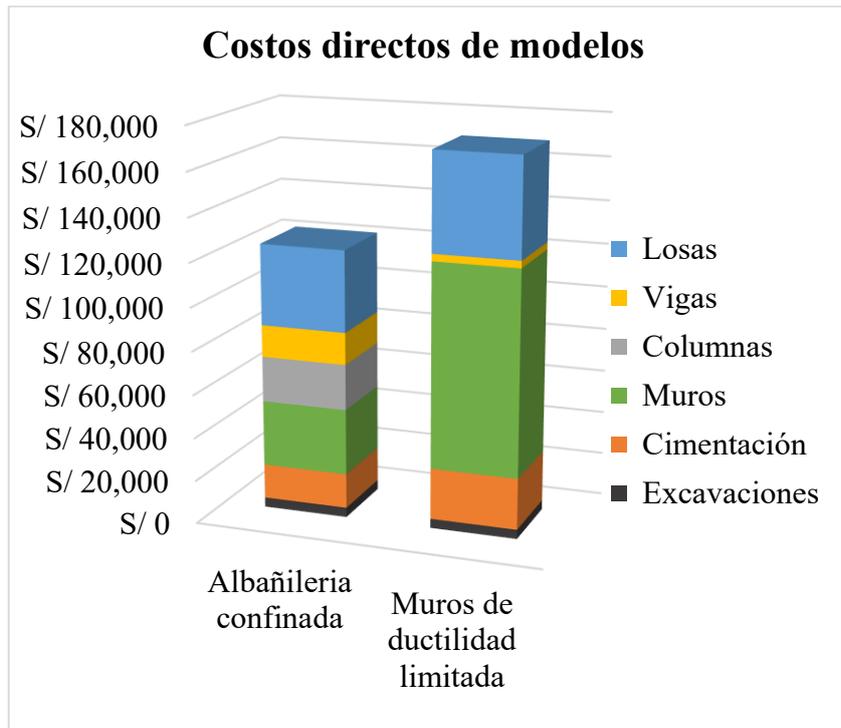
Frecuencia de los costos directos en cada modelo.



Se observó que los costos más influyentes en el modelo con MDL fueron dados por los muros con 54% y la losa maciza con 27%, mientras que en albañilería confinada fueron el aligerado con 30% y los muros con 24%.

Figura 50

Distribución de los costos directos en la edificación.



CAPÍTULO 7. RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Resultados

Objetivo secundario 1

7.1.1. Parámetros de diseño del sistema de muros de ductilidad limitada

Fueron establecidos según limitaciones normativas, que permitieron determinar los diferentes parámetros relacionados al diseño, al sitio y tipo de sistema estructural.

Tabla 36

Parámetros sísmicos y del sistema.

Relacionados al peligro sísmico (NTE.030)	
Zona	2
Factor (Z)	0.25
Perfil de suelo	S ₃
Factor de suelo (S)	1.40
Periodo de plataforma (T _P)	1.0seg
Periodo de inicio de zona (T _L)	1.6seg
Período fundamental (T)	0.09seg
Factor de amplificación sísmica (C)	2.5
Relacionados con la caracterización de vivienda (NTE.030 y San Bartolomé)	
Categoría	C
Factor de uso (U)	1
Coefficiente básico de reducción (R ₀)	4
Irregularidades en planta (I _p)	1
Irregularidades en altura (I _a)	1
Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R)	4
Coefficiente de corte base (c)	0.21875
Deriva límite (Δ_i/h_{ei})	0.5%
Desplazamiento elástico permisible (δ_{ei})	0.0045m
Factor de amplificación (α)	3
Desplazamiento máximo para deriva inelástica ($\Delta_{i_{max}}$)	0.0135m
Altura máxima de edificación	8 pisos
Separación mínima de edificaciones	0.6%h ó 3cm
Cortante dinámica mínima con R=4	80%V _e

Los parámetros correspondieron a la zona y tipo de edificación, donde “c” de 0.219 dispuso el corte en la base según la zona 2. El desplazamiento se limitó al rango elástico con 4.5mm y al rango inelástico con 13.5mm, mediante una amplificación de 3 por estructura regular.

Tabla 37*Parámetros de los elementos.*

Relacionados a los elementos del sistema (NTE.060 y ACI 318-19)	
Resistencia mínima del concreto " $f'_{c_{min}}$ "	17MPa
Muros con refuerzo en dos capas	$e > 20$ cm
Espesor mínimo de muro " e_{min} "	100 mm
Discontinuidad máxima	2.5cm
Cuantía vertical máxima sin confinar con estribos	0.01
Refuerzo vertical mínimo	$2.5\text{cm}^2/\text{m}$
Cuantías mínimas del refuerzo ρ_h y ρ_v	0.0025
Refuerzo máximo	$10\text{cm}^2/\text{m}$
Separación máxima del refuerzo con " e_{min} "	30cm
Cuantía máxima a lo largo del muro	1%
Densidad mínima de muros por eje	0.68%
Esfuerzo de compresión máximo en muros sin elementos de borde, f'_c $210\text{kg}/\text{cm}^2$ " σ_{max} "	$42\text{kg}/\text{cm}^2$

El espesor mínimo de muro se limitó a 10cm, con densidad total no menor de 1.36%, refuerzo mínimo de $2.5\text{cm}^2/\text{m}$ y no mayor a $10\text{cm}^2/\text{m}$, espaciados a 30cm como máximo y en una sola capa, ya que no se superó los 20cm de espesor.

Objetivo secundario 2

7.1.2. Parámetros de diseño con el sistema de albañilería confinada

Se determinaron en relación al tipo de análisis y permitieron definir un adecuado diseño estructural. Además, influyeron en la caracterización, resistencia y rigidez del modelo.

Tabla 38*Parámetros relacionados al sistema.*

Relacionados a la caracterización de vivienda (NTE.030 y San Bartolomé)	
Categoría	C
Factor de uso (U)	1
Coefficiente básico de reducción (R_o)	3
Irregularidades en planta (I_p)	1
Irregularidades en altura (I_a)	1
Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R)	3
Coefficiente de corte base (c)	0.29167
Deriva límite (Δ_i/h_{ei})	0.5%
Desplazamiento elástico permisible (δ_{ei})	0.006m
Factor de amplificación (α)	2.25
Desplazamiento máximo para deriva inelástica ($\Delta_{i_{max}}$)	0.0135m

Con los parámetros de peligrosidad sísmica el factor de corte “c” fue 0.292, el cual estableció el cortante con el producto del peso sísmico. Además, el desplazamiento límite del rango elástico fue 6.0 mm y 13.5mm en el rango inelástico, lo cual se amplió con el factor 2.25 por estructura regular y mediante 0.005 de deriva.

Tabla 39

Parámetros de resistencia en los elementos.

Relacionados a las solicitaciones de la albañilería (NTE.070)	
Reducción de fuerzas por sismo moderado (R)	6
Resistencia mínima del concreto para confinamiento	175kg/cm ²
Muros sin mechas de refuerzo con dentado máximo	5cm
Resistencias con ladrillo King Kong industrial	
Compresión axial del ladrillo “f’b”	145kg/cm ²
Corte del muro comprimido diagonalmente “v’m”	8.1kg/cm ²
Compresión axial de la albañilería “f’m”	65kg/cm ²
Límite del esfuerzo axial “σ _{max} ”	9.75kg/cm ²
Control del deterioro con refuerzo horizontal “σ _{max} ”	3.25kg/cm ²
Cuantía mínima en muros con refuerzo horizontal	0.001
Factor de reducción de la resistencia al cortante	α _{min} = 1/3 α _{max} = 1
Altura máxima de dintel	60 cm
Longitud mínima de muro portante	1.20 m
Separación máxima de columnas	2h o 5m
Espesor mínimo de columnas	e _{muro}
Peralte mínimo de solera	e _{muro}
Peralte mínimo de columna	15cm
Espesor mínimo de muro con h=2.40m en Z2	12.0cm
Límite de discontinuidad	3.0cm
Densidad mínima de muros	1.25%
Altura máxima de edificación	5 pisos o 15m

De la tabla se determinó muros con ancho mínimo de 12cm para zona 2, con densidad mínima de 1.25% por eje y 2.50% en total, para ello se tuvo en cuenta el aporte de los muros con longitud mínima de 1.20m. Además, se determinaron las resistencias con ladrillo King Kong industrial, donde el límite del esfuerzo axial fue 9.75kg/cm², asimismo, el control del deterioro de muros con refuerzo horizontal fue a partir de los 3.25kg/cm².

Objetivo secundario 3

7.1.3. Modelado estructural del análisis sísmico

Modelado del sistema de muros de ductilidad limitada.

Se realizó en Etabs v.19, para ello se planteó un diafragma en cada entrepiso, carga uniformemente distribuida, combinaciones de carga, modos de vibración, casos de sismo estático, dinámico y condiciones de desplazamientos y derivas.

Tabla 40

Características de los elementos modelados

Elemento	Dimensiones (m)	Propiedad	Tipo	Componente
Muro	0.10	Wall	Shell - thin	$f'c=210\text{kg/cm}^2$
Losa maciza BD	0.125 0.20	Slab	Shell - thin	
Viga acople	0.10 0.30	Frame	-	$f_y=4\ 200\text{kg/cm}^2$
Viga borde	0.20 0.125	Frame	-	

El modelo resistente estuvo conformado por muros de 10cm de ancho, unidas mediante acople con altura de 30cm, ubicadas en los vanos; losa maciza bidireccional de 12.5cm y un paño de 20cm para baños. A partir del modelo, se determinó la relación entre la superficie ocupada por los muros y el total de área techada, con ello se obtuvo la siguiente densidad.

Tabla 41

Densidad de muros del modelo.

Dirección	X-X	Y-Y
Longitud (ml)	26.525	32.075
Área planta (m^2)	105.30	105.30
Densidad (ml/m^2)	0.25	0.30
Densidad (%)	2.52%	3.05%

La densidad de muros fue de 2.52% para “X” y 3.05% para “Y”, superior al mínimo; donde, con la cortante máxima fue 0.68% por eje. Por ello, la variación con la densidad mínima mediante (5.73) fue:

$$D_m(x): 73.02\%; D_m(y): 77.70\%; D_m \text{ total}: 76\%$$

$$\text{Variación (\%)} = \frac{5.57 - 1.36}{5.57} = 76\%$$

Por lo tanto, la densidad total de muros del modelado con la mínima varió en un 76%.

Estimación de peso

El peso total se obtuvo del modelo realizado en Etabs y fue determinado mediante la sumatoria de cargas verticales aplicadas en cada nivel y a lo largo de los muros.

Tabla 42

Cargas verticales aplicadas en cada nivel.

Muro	CM tonf	CV tonf	CM+CV tonf	Piso 1		
				CM tonf	CV tonf	CM+CV tonf
Nivel	Piso 1			Piso 2		
MDX1	1.25	0.12	1.37	1.10	0.01	1.11
MDX2	2.20	0.47	2.67	2.56	0.35	2.92
MDX3	3.79	0.80	4.59	3.70	0.37	4.07
MDX4	6.44	1.34	7.78	5.75	0.43	6.18
MDX5	6.68	1.66	8.34	5.88	0.54	6.42
MDX6	7.37	1.72	9.08	6.38	0.49	6.87
MDX7	7.21	1.88	9.08	6.46	0.63	7.09
MDX8	4.65	0.93	5.58	4.60	0.45	5.05
MDX9	4.52	0.89	5.41	4.42	0.43	4.84
MDY1	5.21	0.54	5.76	6.10	0.59	6.68
MDY2	6.87	1.67	8.54	6.53	0.72	7.24
MDY3	13.31	2.20	15.51	14.77	1.69	16.47
MDY4	2.51	0.53	3.04	2.47	0.25	2.71
MDY5	2.61	0.56	3.17	2.68	0.30	2.98
MDY6	3.20	0.79	3.98	3.37	0.44	3.81
MDY7	6.62	1.08	7.71	7.59	0.89	8.48
MDY8	7.17	1.77	8.94	7.27	0.89	8.16
Σ	91.60	18.94	110.54	91.60	9.47	101.07

Las cargas resultantes en los dos pisos fueron similares debido a la equivalencia de cargas asignadas, 110.54 tonf y 101.07 tonf respectivamente, con ello se definió la carga distribuida en la superficie de la planta.

Tabla 43

Cargas del modelo.

Nivel	Carga muerta (CM) (tonf)	Carga viva (CV) (tonf)	Peso total (tonf)	Área (m ²)	Carga tonf/m ²
Piso 2	91.60	9.47	101.07	105.30	0.96
Piso 1	91.60	18.94	110.54	105.30	1.05
Σ	183.20	28.41	211.61		

El peso total en el primer piso fue de 110.54 tonf con 1.05 tonf por cada metro cuadrado de planta, en el segundo piso fue de 0.96 tonf/m², fue menor debido a la diferencia de carga viva aplicada al techo y al entrepiso. Para el peso sísmico, se consideró la combinación de carga correspondiente a la edificación de categoría “C” y gravedad de 9.807m/s² de Etabs.

Tabla 44

Peso sísmico del modelo.

Piso	Masa (tonf.s ² /m)	Peso (tonf)
Piso 2	7.649	75.01
Piso 1	9.824	96.34
Σ	17.473	171.35

De la tabla, el peso sísmico fue de 171.35 tonf.

Modelado del sistema de albañilería confinada

Fue conformado con paños de albañilería, losas aligeradas unidireccionales y vigas dintel; además, diafragma en cada entrepiso, cargas distribuidas uniformemente, combinaciones de carga, casos de sismo estático, dinámico, modos de vibración y condiciones de desplazamientos y derivas.

Tabla 45

Características de los elementos de albañilería confinada.

Elemento	Dimensiones (m)	Propiedad	Tipo	Componentes
Muro de albañilería	0.13	Wall	Shell Thin	f ^m =65kg/cm ²
Losa aligerada UD	0.20	Ribbed	Membrana	f _y =4 200kg/cm ²
Viga dintel	0.13 0.30	Frame	-	f ^c =210kg/cm ²

Se determinó un modelo resistente mediante muros de albañilería con espesor de 13cm, unidos por vigas dintel de 13x30cm en vanos; además, se dispuso de losa aligerada de 20cm.

Tabla 46

Densidad de muros del modelo.

Dirección	X-X	Y-Y
Longitud (ml)	25.60	31.20
Área planta (m ²)	105.30	105.30
Densidad (ml/m ²)	0.24	0.30
Densidad (%)	3.16%	3.85%

Del modelo estructural, se determinó una alta densidad de muros en relación con la superficie que ocuparon en planta y fueron superiores al mínimo establecido de 1.25%. La variación del mínimo fue 60.44% en “X”, 67.53% en “Y” y 64% del total.

Estimación de peso

Las cargas fueron obtenidas del modelo en Etabs. El total se determinó sumando las cargas verticales aplicadas en cada nivel.

Tabla 47

Cargas verticales aplicadas en cada nivel.

Muro	CM tonf	CV tonf	CM+CV tonf	CM tonf	CV tonf	CM+CV tonf
Nivel	Piso 1			Piso 2		
MAX1	1.03	0.00	1.03	1.26	0.13	1.39
MAX2	2.28	0.17	2.45	2.75	0.70	3.45
MAX3	4.00	0.33	4.33	4.52	1.06	5.58
MAX4	5.41	0.32	5.73	6.58	1.52	8.10
MAX5	5.82	0.33	6.15	7.55	1.91	9.46
MAX6	5.94	0.35	6.29	7.72	1.98	9.71
MAX7	7.08	0.60	7.68	8.46	2.25	10.71
MAX8	4.85	0.41	5.25	5.35	1.17	6.53
MAX9	4.73	0.37	5.11	5.29	1.15	6.44
MAY1	6.34	0.68	7.02	5.10	0.45	5.55
MAY2	6.98	0.83	7.81	6.57	1.33	7.90
MAY3	16.11	2.03	18.14	12.57	1.46	14.03
MAY4	2.22	0.27	2.49	2.03	0.42	2.45
MAY5	2.50	0.35	2.84	2.10	0.43	2.54
MAY6	3.38	0.50	3.88	2.71	0.52	3.23
MAY7	7.89	1.06	8.95	6.01	0.76	6.77
MAY8	7.02	0.77	7.79	7.00	1.49	8.49
Σ	93.58	9.36	102.94	93.58	18.72	112.30

Las cargas resultantes en cada nivel variaron del total en 9.36 tonf: las cargas por cada metro cuadrado de área techada, se resumieron a continuación:

Tabla 48

Cargas en la vivienda de albañilería.

Piso	Carga muerta (tonf)	Carga viva (tonf)	Peso (tonf)	Área m ²	Carga tonf/m ²
Piso 2	93.58	9.36	102.94	105.30	0.98
Piso 1	93.58	18.72	112.30	105.30	1.07
Σ	187.16	28.08	215.24		

De la tabla, el peso total en el primer piso fue de 112.30 tonf con 1.07 tonf/m², mientras que en el segundo piso fue de 0.98 tonf/m², la variación se debió a la diferencia de cargas asignadas al techo y al entrepiso. El peso sísmico se determinó con la combinación (5.10) y la gravedad considerada de Etabs.

Tabla 49

Peso sísmico del modelo con albañilería confinada.

Piso	Masa (tonf-s ² /m)	Peso sísmico (tonf)
Piso 2	7.638	74.90
Piso 1	10.020	98.26
Σ	17.658	173.16

El peso sísmico del modelo fue de 173.16 tonf.

Objetivo secundario 4

7.1.4. Análisis estructural sismorresistente del sistema de muros de ductilidad limitada

Análisis estático

Se realizó con los valores del análisis en Etabs y en relación a lo señalado en el capítulo 5.

a) Fuerza cortante estática

De acuerdo a los parámetros y la carga, se tuvo:

Tabla 50

Generalidades del cortante estático.

Dir.	Factor					Coef.	Condición \geq 0.11	Coeficiente (c)	Peso sísmico (tonf)
	Z	U	C	S	R				
X	0.25	1	2.5	1.4	4	0.63	Cumple	0.21875	171.35
Y	0.25	1	2.5	1.4	4	0.63	Cumple	0.21875	171.35

Los factores de la tabla correspondieron a los parámetros del sistema, mediante la ecuación de cortante estática, se determinó:

$$V_{E(x;y)} = \frac{0.25 \times 1 \times 2.5 \times 1.4}{4} \times 171.35 = 37.48 \text{ tonf}$$

Tabla 51*Fuerzas cortantes resultantes del análisis estático en Etabs*

Nivel	Caso	VX tonf	Caso	VY tonf
Piso 2	SE-X	22.83	SE-Y	22.83
Piso 1	SE-X	37.48	SE-Y	37.48

El cortante estático calculado en ambos ejes fue de 37.48 tonf. Con la cortante máxima se verificó la densidad de muros supuesta:

$$V_{E(x,y)} \leq 52.23L_{xy}t \quad \therefore 0.72 \leq 2.653 (X) \text{ y } 0.72 \leq 3.208 (Y) \dots \text{OK}$$

$$\frac{L_{xy}t}{Ap} = \frac{0.72}{105.3} = 0.68\% \text{ (Densidad mínima)}$$

b) Fuerza sísmica en altura

Exponente K en función al periodo fundamental.

Tabla 52*Exponente K relacionado al periodo de la edificación.*

Dirección	Periodos (seg)	Condición	Exponente "k"	
X-X	T _x	0.046 < 0.5seg	k _x	1
Y-Y	T _y	0.037 < 0.5seg	k _y	1

La altura del entrepiso fue de 2.70 m con exponente K de 1, ya que los periodos fueron menores a 0.5 segundos.

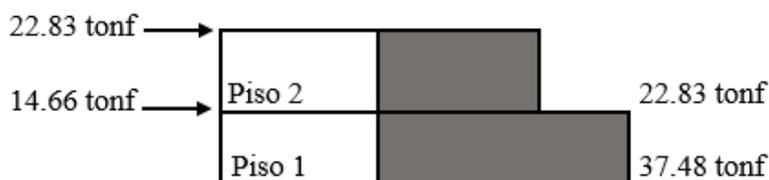
Tabla 53*Fuerzas sísmicas en altura.*

Piso	P _i (tonf)	h _i (m)	P _i (h _i) ^k	α _i	F _i (tonf)
2	75.016	5.40	405.08	0.61	22.83
1	96.337	2.70	260.11	0.39	14.66
Σ	171.35		665.20	1.00	37.48

Las fuerzas sísmicas aplicadas horizontalmente en los pisos 1 y 2 en "X" y "Y" fueron 14.66tonf y 22.83 tonf respectivamente.

Figura 51

Fuerzas sísmicas en altura.



c) Momento torsor accidental

La excentricidad accidental (ei) se obtuvo en ambos ejes.

Tabla 54

Excentricidad accidental del modelo.

Nivel	Excentricidad accidental	
	e_{ix} (m) ($0.05l_x$)	e_{iy} (m) ($0.05l_y$)
Piso 1	0.49	0.54
Piso 2	0.49	0.54

Con los valores obtenidos de 49 cm en “X” y 54 cm en “Y”, se determinó un momento torsor accidental con la ecuación (5.20) en cada dirección.

Tabla 55

Momento torsor accidental.

Nivel	Fi (tonf)	Dirección X		Dirección Y	
		e_{ix} (m)	Mt (tonf-m)	e_{iy}	Mt (tonf-m)
Piso 1	22.83	0.49	11.13	0.54	12.33
Piso 2	14.66	0.49	7.15	0.54	7.91

Los máximos valores fueron 11.13tonf-m en “X” y 12.33tonf-m en “Y”.

Análisis dinámico

Del análisis en Etabs, mediante la combinación cuadrática completa (CQC) y el caso dinámico, se tuvo:

a) Modos de vibración

Se estableció considerar modos predominantes a partir del caso modal asignado en Etabs, del cual se obtuvo:

Tabla 56*Modos de vibración.*

Piso	Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	Acumulado		
						UX(%)	UY(%)	RZ(%)
	1	0.046	0.862	0.004	0.006	86.15	0.38	0.58
1	2	0.037	0.007	0.802	0.084	86.87	80.61	8.98
	3	0.028	0.003	0.097	0.820	87.17	90.32	91.00
	4	0.015	0.127	0.000	0.001	99.89	90.37	91.07
2	5	0.013	0.001	0.094	0.010	99.94	99.76	92.08
	6	0.011	0.001	0.002	0.079	100.00	100.00	100.00

Los periodos predominantes de la estructura con su respectiva masa participativa fueron:

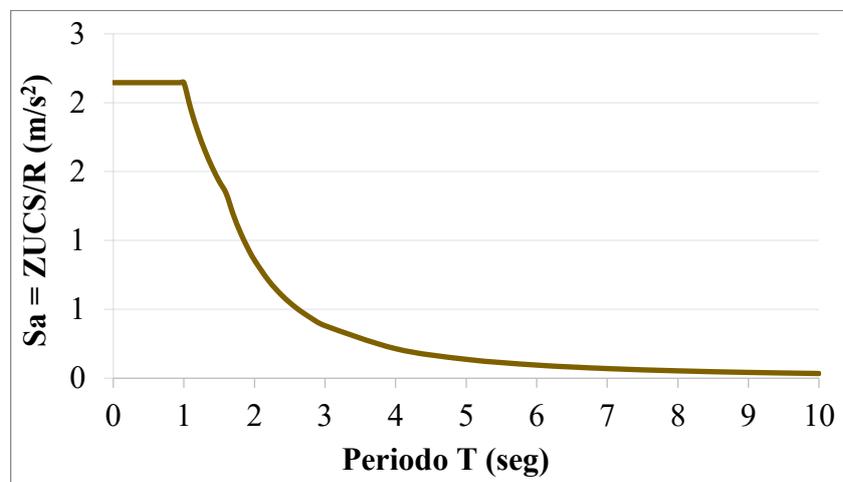
Modo 1: Traslación en eje X, masa participativa de 86.15% y T_x de 0.046 segundos.

Modo 2: Traslación en eje Y, 80.20% de participación y T_y de 0.037 segundos.

Modo 3: Rotación en Z, masa participativa de 82.0% y T_z de 0.028 segundos.

b) Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones

Se asignó de acuerdo a los valores determinados en la tabla 21 y se graficó con periodos de 0 a 10 segundos, mismos que se consideraron en Etabs. Se alcanzaron aceleraciones máximas de 2.1452 m/s^2 , las cuales fueron constantes hasta llegar al periodo T_p de 1.0 segundo.

Figura 52*Espectro inelástico de pseudo aceleraciones.*

c) Fuerza cortante dinámica

Inicialmente, el valor mínimo se determinó mediante la verificación en la base.

Tabla 57

Cortante mínima en el primer nivel.

Dirección	Cortante Estática (tonf)	Cortante Dinámica (tonf)	Porcentaje	Condición E. Regular
X-X	37.48	32.74	87%	Cumple
Y-Y	37.48	30.95	83%	Cumple

Las fuerzas cortantes dinámicas del primer entrepiso cumplieron con la cortante mínima, ya que fueron superiores al 80% del cortante estático en modelo sin irregularidades.

Tabla 58

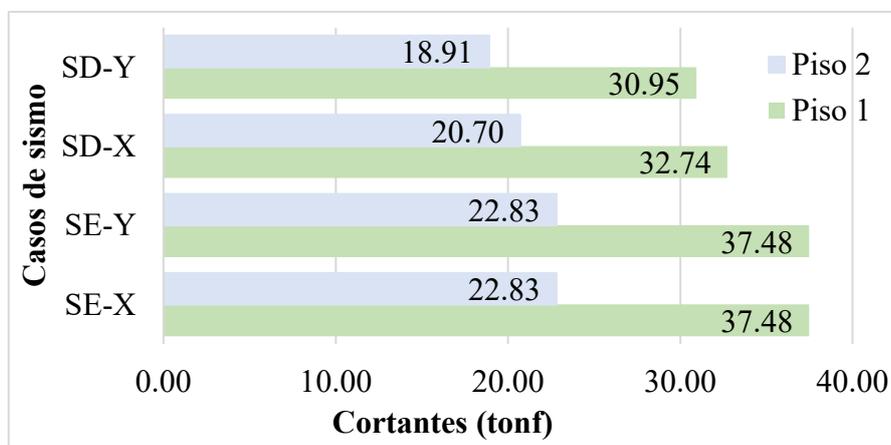
Cortantes resultantes del análisis dinámico.

Nivel	Caso	VX tonf	VY tonf
2	SD-X	20.70	2.00
1		32.74	3.24
2	SD-Y	2.01	18.91
1		3.24	30.95

De la tabla, la cortante dinámica en el primer entrepiso fue de 32.74 tonf en “X” y 30.95 tonf en “Y”; del análisis estático, la cortante fue 50.51 tonf para las dos direcciones de análisis.

Figura 53

Fuerzas cortantes en los entrepisos.



Validación estructural

Para validar la estructura, se verificó la regularidad estructural, desplazamientos y derivas.

a) Verificación de la regularidad en altura

Se realizó con los resultados del modelado en Etabs, en relación con la tabla 23.

Tabla 59

Irregularidad de rigidez.

Piso	Dir.	Sismo estático		Sismo dinámico		Condición > 70%
		Rigidez (tonf/m)	Ratio	Rigidez (tonf/m)	Ratio	
2	X	297163.23		280916.89		Regular
1		509161.30	171%	471353.01	168%	
2	Y	447912.98		392444.39		Regular
1		736434.33	164%	638729.51	163%	

No existió irregularidad, la relación de rigideces en los entrepisos y en las direcciones de análisis fueron superiores al 70%.

Tabla 60

Irregularidades de resistencia - piso débil.

Piso	Dir.	Sismo estático		Sismo dinámico		Condición > 80%
		Cortante (tonf)	Ratio	Cortante (tonf)	Ratio	
2	X	22.83		20.70		Regular
1		37.48	164%	32.74	158%	
2	Y	22.83		18.91		Regular
1		37.48	164%	30.95	164%	

A partir de los casos de sismo, no existió irregularidad en el sistema. Se verificó que la relación de fuerzas cortantes fue superior al 80%.

Tabla 61

Irregularidad de peso.

Nivel	Altura hi (m)	Peso (tonf)	Ratio-nivel inferior	Ratio-nivel superior	Condición
Piso 2	5.40	75.016	0.78		Regular
Piso 1	2.70	96.337		1.28	Regular

La irregularidad de masa no se presentó en el modelo, ya que la relación del peso de un nivel en relación al adyacente superior e inferior fue menor a 1.5 veces.

Tabla 62

Irregularidad geométrica vertical.

Dirección	Nivel	Dimensión planta (m)	Ratio	Condición
X	Piso 2	9.75	1.00	Regular
	Piso 1	9.75		
Y	Piso 2	10.80	1.00	Regular
	Piso 1	10.80		

No se determinó irregularidad por geometría vertical, ya que las dimensiones de las plantas del primer y segundo piso de la estructura fueron iguales.

Tabla 63

Discontinuidad en los sistemas resistentes.

Muro	Cortante (tonf)	Vel/VD _(x,y)	Desp. Vertical "e"	Condición
MAX4	5.85	0.18	0	Regular
MAX5	6.12	0.19	0	
MAX6	5.54	0.17	0	
MAX7	4.64	0.14	0	
MAX8	3.38	0.10	0	
MAX9	3.48	0.11	0	
MAY1	7.04	0.23	0	
MAY7	7.43	0.24	0	

Los muros que resistieron cortantes superiores al 10% del cortante total, fueron continuos en los dos niveles y no presentaron desplazamientos de sus ejes, por lo que no existió irregularidad.

Por lo tanto, los factores $I_a=1$ considerados inicialmente fueron correctos.

b) Verificación de la regularidad en planta

Con los valores obtenidos de Etabs y según condiciones de irregularidades proporcionadas en la tabla 24, se determinó:

Tabla 64*Irregularidad torsional.*

Nivel	hi (m)	Dir.	$\delta_{i_{max}}$ (mm)	$\delta_{i_{min}}$ (mm)	$\delta_{i_{prom}}$ (mm)	$\frac{\delta_{i_{max}}}{\Delta_{prom}}$ (*)	$\frac{\delta_{max}}{\Delta_{perm}}$ (**)	Condición (*) (**)
Piso 2	2.70	X	0.088	0.071	0.0795	1.11	1.5%	Regular
Piso 1	2.70		0.076	0.063	0.0695	1.09	1.3%	Regular
Piso 2	2.70	Y	0.061	0.034	0.0475	1.28	1.0%	Regular
Piso 1	2.70		0.061	0.036	0.0485	1.26	1.0%	Regular

El modelo no presentó irregularidad torsional, dado que la relación del máximo desplazamiento y el promedio de sus extremos fue inferior a 1.3*. Además, el relativo máximo fue menor al 50%** del desplazamiento límite de 6mm.

Tabla 65*Esquinas entrantes en el modelo.*

Dirección	Nivel	Lt (m)	Le (m)	Le/Lt	Condición
X	2	9.75	0	0	Regular
	1	9.75	0	0	
Y	2	10.80	0	0	Regular
	1	10.80	0	0	

No existió irregularidad de esquinas entrantes, puesto que el modelo presentó longitudes iguales en los dos niveles.

Tabla 66*Discontinuidad del diafragma.*

Nivel	Abertura (m ²)	Aab' (m ²)	At/Ab'	Condición (< 50%)
Piso 2	105.30	1.58	1.50%	Regular
Piso 1	105.30	1.58	1.50%	Regular

No existió irregularidad, puesto que la abertura de la estructura ocupó un área inferior al 50% del área en planta.

Sistemas no paralelos:

El modelo estuvo conformado por elementos verticales paralelos en los dos ejes, por lo que no existió irregularidad.

Por lo tanto, los factores $I_p=1$ considerados inicialmente fueron correctos.

c) Desplazamientos laterales

Para el sismo estático y dinámico, los desplazamientos laterales ($\Delta_{abs_{max}}$ y $\Delta_{i_{max}}$) se obtuvieron en base a los desplazamientos elásticos de Etabs y el factor α de 0.75R por estructura regular.

Tabla 67

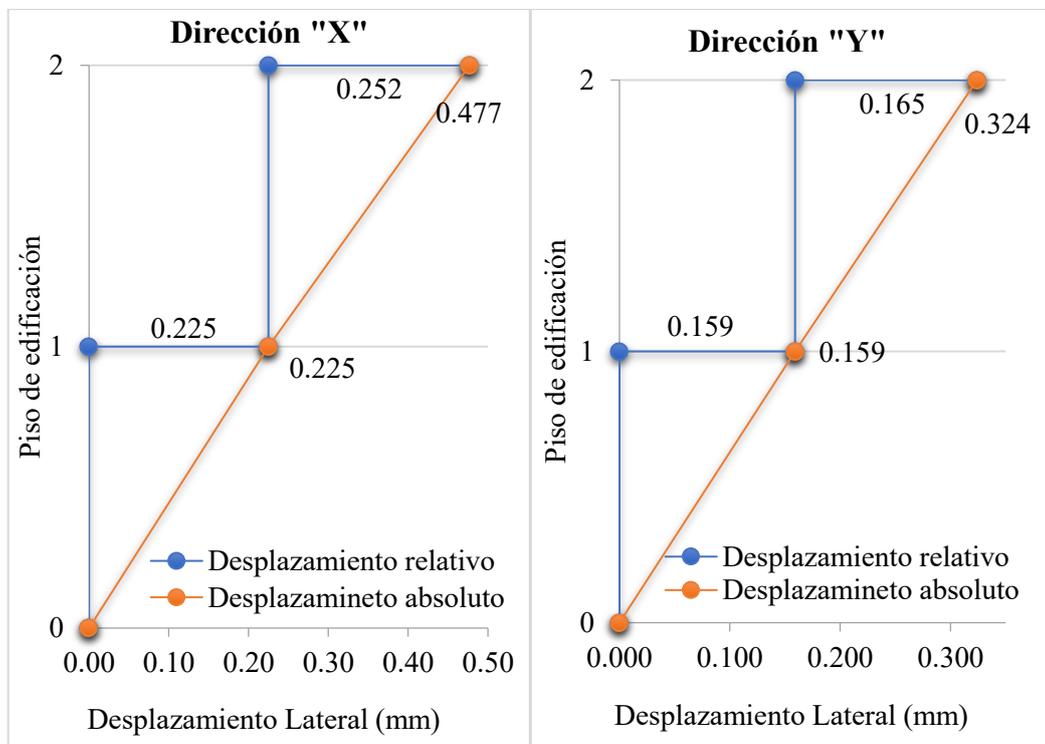
Desplazamientos laterales de entrepiso por sismo estático.

Dirección	Nivel	hi (m)	δ_{iabs} (m)	δ_i (m)	E. Regular 0.75R	$\Delta_{abs_{max}}$ (mm)	$\Delta_{i_{max}}$ (mm)
X	Piso 2	2.70	0.00016	0.00008	3	0.477	0.252
	Piso 1	2.70	0.00008	0.00008	3	0.225	0.225
Y	Piso 2	2.70	0.00011	0.00006	3	0.324	0.165
	Piso 1	2.70	0.00005	0.00005	3	0.159	0.159

Los desplazamientos relativos inelásticos máximos fueron en el piso 2: $\Delta_i(X) = 0.252$ mm y $\Delta_i(Y) = 0.165$ mm; mientras que los desplazamientos absolutos inelásticos máximos fueron: $\Delta_{abs}(X) = 0.477$ mm y $\Delta_{abs}(Y) = 0.324$ mm.

Figura 54

Desplazamientos laterales por sismo estático.



Los desplazamientos fueron inferiores a los permisibles determinados en los parámetros.

Tabla 68

Desplazamientos laterales de entrepiso por sismo dinámico.

Dirección	Nivel	hi (m)	δ_{iabs} (m)	δ_i (m)	E. Regular 0.75R	$\Delta_{abs_{max}}$ (mm)	$\Delta_{i_{max}}$ (mm)
X	Piso 2	2.70	0.00016	0.000088	3	0.492	0.264
	Piso 1	2.70	0.00008	0.000076	3	0.228	0.228
Y	Piso 2	2.70	0.00012	0.000063	3	0.372	0.189
	Piso 1	2.70	0.00006	0.000061	3	0.183	0.183

Los desplazamientos laterales por sismo dinámico fueron mayores a los obtenidos con sismo estático, donde, los desplazamientos inelásticos máximos fueron:

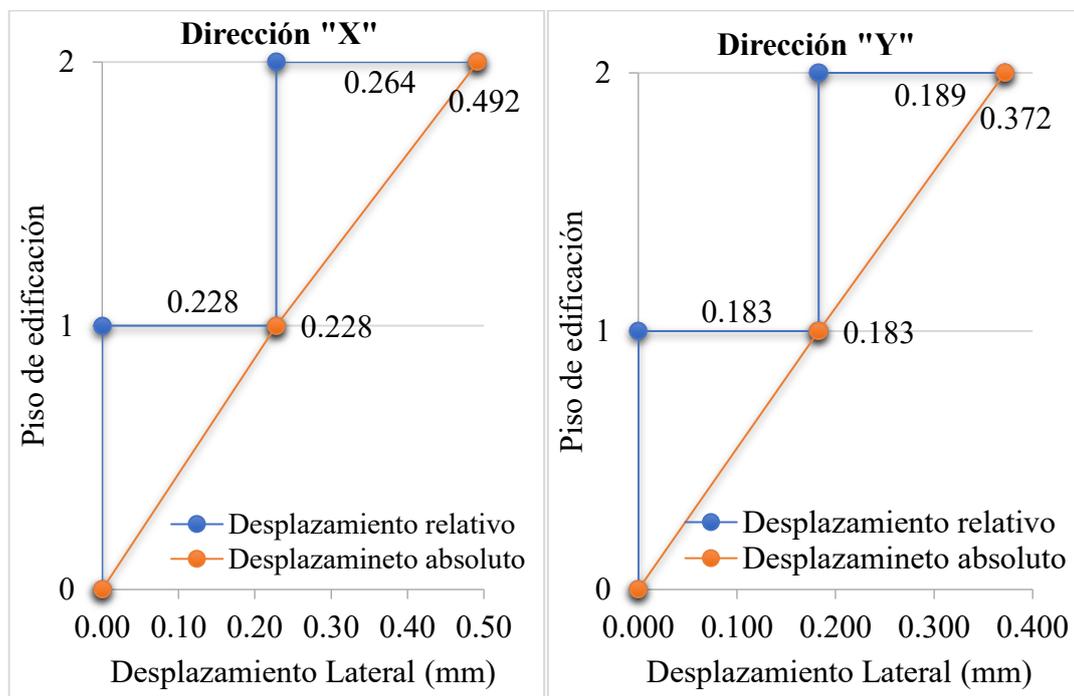
$$\Delta_i(X) = 0.264 \text{ mm} - \text{Piso 2}$$

$$\Delta_i(Y) = 0.189 \text{ mm} - \text{Piso 2}$$

$$\Delta_{abs}(X) = 0.492 \text{ mm}; \Delta_{abs}(Y) = 0.372 \text{ mm}$$

Figura 55

Desplazamientos laterales por sismo dinámico.



Los desplazamientos fueron ampliamente inferiores a los permisibles.

d) Distorsión admisible

Fueron verificados con los casos de sismo estático, dinámico y elevación.

Tabla 69

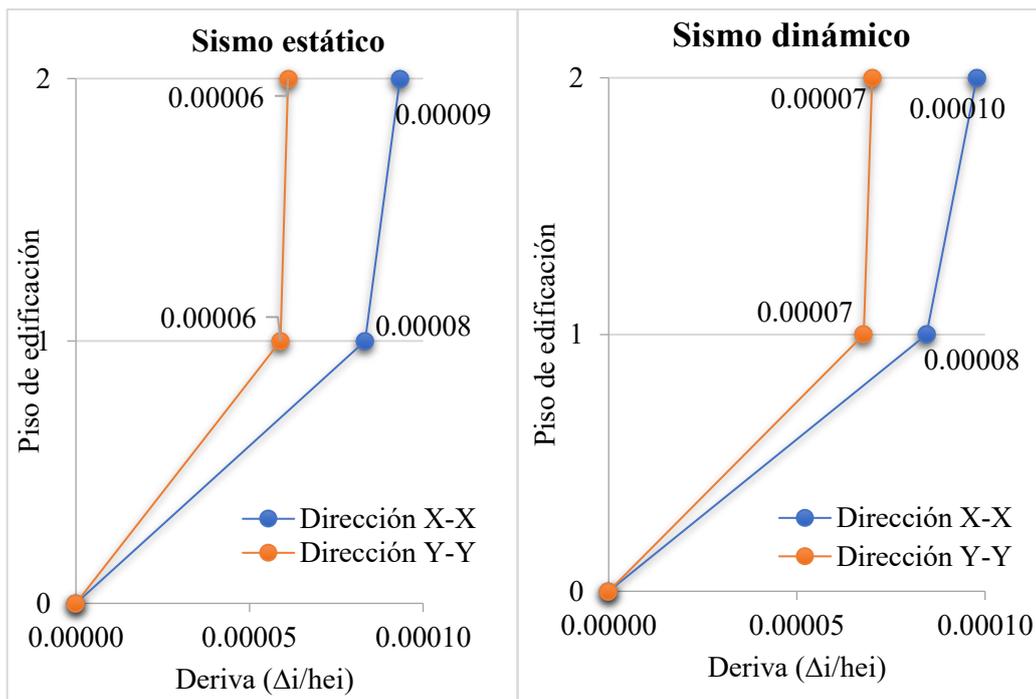
Derivas de entrepiso del análisis.

Dirección	Piso	hi (m)	Sismo estático		Sismo dinámico	
			Δi_{max} (mm)	$\Delta i/hei < 0.005$	Δi_{max} (mm)	$\Delta i/hei < 0.005$
X	2	2.70	0.25200	0.00009	0.26400	0.00010
	1	2.70	0.22500	0.00008	0.22800	0.00008
Y	2	2.70	0.16500	0.00006	0.18900	0.00007
	1	2.70	0.15900	0.00006	0.18300	0.00007

Las derivas máximas con sismo estático ($\Delta i/hei$) fueron 0.00009 en “X” y 0.00006 en “Y”; para el sismo dinámico, la deriva máxima fue 0.00010 en “X” y 0.00007 en “Y”, las cuales estuvieron por debajo de la distorsión admisible 0.005.

Figura 56

Derivas de entrepiso en el modelo.



Las derivas fueron ampliamente inferiores al límite permisible, de esta manera, se cumplió con la resistencia, rigidez y ductilidad requerida en el sistema.

e) Separación de la edificación (S)

El modelo fue separado a una distancia “S” de las aledañas, como se desconocieron los desplazamientos de las edificaciones vecinas, se calculó la separación para satisfacer los movimientos de las dos estructuras, de acuerdo a lo señalado en el capítulo 5.

La edificación presentó desplazamientos mínimos, por lo que la máxima separación se obtuvo mediante la expresión: $S = 0.006h = 0.006 \times 5.4m = 3.24 \text{ cm}$.

Por lo tanto, la separación de las estructuras adyacentes fue de 5 cm.

Diseño de elementos del sistema

Se diseñaron de acuerdo a los requisitos generales de resistencia, combinación de cargas y lineamientos descritos en el capítulo 5, además de lo dispuesto en Etabs.

a) Diseño de muros

El área de refuerzo requerido en cada muro se determinó con el modelo estructural que fue realizado en Etabs, mediante la extensión Shear wall desing y los piers asignados a cada muro. Además, las combinaciones de carga de la tabla 25 se analizaron por separado para cada muro en ambas direcciones. Con los lineamientos y parámetros del capítulo 5, se realizó la verificación del análisis y se diseñó como ejemplo el muro MDY8.

Tabla 70

Características y detalles del muro MDY8.

ACI 318-19 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (cm)	Centroid Y (cm)	Length (cm)	Thickness (cm)	LLRF
Piso 1	MDY8	482.5	891.25	357.5	10	1

Material Properties

E_c (kgf/cm ²)	f'_c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm ²)	f_{ys} (kgf/cm ²)
217370.65	210	1	4200	4200

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_C	Φ_v	Φ_v (Seismic)	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
0.9	0.7	0.85	0.85	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X ₁ cm	Left Y ₁ cm	Right X ₂ cm	Right Y ₂ cm	Length cm	Thickness cm
Top	Leg 1	482.5	712.5	482.5	1070	357.5	10
Bottom	Leg 1	482.5	712.5	482.5	1070	357.5	10

Nota. Modelo estructural, Pier desing Etabs v.19.

El muro estuvo ubicado en “Y” a lo largo del eje D entre 5 y 6. Se diseñó con 10cm de espesor, lo cual cumplió con el parámetro de espesor mínimo.

Diseño por flexocompresión

Se desarrolló con la finalidad de obtener el refuerzo vertical para que cada muro resista las acciones de la carga axial y de momentos, determinados con los combos de la tabla 25 y de acuerdo a la dirección del muro, lo cual se verificó mediante la curva de interacción y solicitaciones sísmicas.

Tabla 71

Refuerzo requerido en MDY8 con el diseño por flexocompresión.

Flexural Design for P_u , M_{u2} and M_{u3}

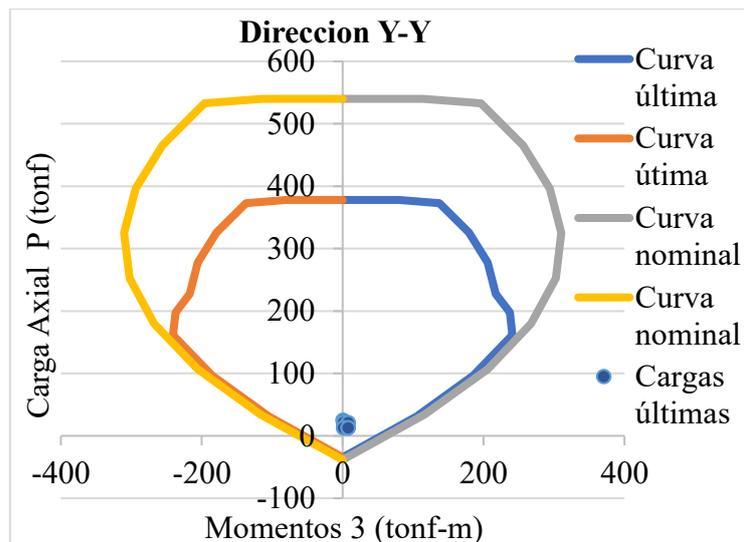
Station Location	Required Rebar Area (cm ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m	Pier A_g cm ²
Top	8.94	0.0025	0.0023	Comb9	11.293	-0.009	-1.124	3575
Bottom	8.94	0.0025	0.0023	Comb9	13.3779	-0.015	-7.336	3575

Nota. Modelo estructural, Pier desing Etabs v.19

El refuerzo calculado para el muro MDY8 fue de 8.94 cm², tanto en la parte superior e inferior, con cuantía de 0.0025. De este modo, la distribución vertical del acero obtenido de Etabs fue dado por barras de Ø8mm espaciadas a 20cm (Malla Ø8mm@20cm) menor al espaciamiento máximo de 300mm, con ello se graficó el diagrama del muro.

Figura 57

Diagrama de interacción del muro MDY8.



En relación a la gráfica, las cargas últimas actuantes se encontraron dentro de las curvas nominales y últimas, de este modo, el refuerzo cumplió satisfactoriamente con el diseño a flexocompresión. El refuerzo se calculó para todos los muros en las tablas 74 y 75.

Diseño por cortante

Se determinó la contribución del concreto y el cumplimiento del cortante nominal máximo, donde se consideró el parámetro de cuantía mínima de 0.0025 para evitar la falla por corte.

Tabla 72

Verificación del diseño por corte del muro MDY8.

Shear Design

Station Location	ID	Rebar cm ² /cm	Shear Combo	P _u tonf	M _u tonf-m	V _u tonf	ΦV _c tonf	ΦV _n tonf
Top	Leg 1	0.025	Comb5	18.098	0.457	2.7696	35.0288	66.9357
Bottom	Leg 1	0.025	Comb5	20.9938	7.533	2.7696	35.0288	66.9357

Nota. Modelo estructural, Pier desing Etabs v.19

En el diseño por cortante del muro MDY8, se determinó que la cortante última tuvo un amplio margen con la contribución del concreto, con ello, la distribución inicial del refuerzo no se varió. Además, la resistencia $V_{n_{max}} = 2.6\sqrt{f'c} \times Acw = 134.70$ tonf fue mayor al cortante nominal de 66.94tonf, por lo que, el diseño por corte fue adecuado. El análisis se repitió en todos los muros en las tablas 74 y 75.

Confinamiento del muro

Como los desplazamientos calculados fueron mínimos, se empleó el esfuerzo límite de compresión, el cual definió los requisitos de confinar los extremos del muro al superar la condición $0.2f'c$.

Tabla 73

Verificación de elementos de borde en MDY8.

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P _u tonf	M _u tonf-m	Stress Comp tonf/m ²	Stress Limit tonf/m ²
Top-Left	Leg 1	Not Required	Comb4	18.8586	0.457	50.604	420
Top-Right	Leg 1	Not Required	Comb4	18.8586	0.457	54.899	420
Bottom-Left	Leg 1	Not Required	Comb4	21.7544	7.533	25.486	420
Bottom-Right	Leg 1	Not Required	Comb4	21.7544	7.533	96.217	420

Nota. Modelo estructural, Pier desing Etabs v.19

Se determinó que el muro MDY8 no requirió elementos de borde, ya que presentó un esfuerzo máximo de 96.217 tonf/m², inferior al esfuerzo límite de 420 tonf/m². El análisis se repitió para todos los muros en las tablas 74 y 75.

Con los resultados de Etabs, se determinó lo siguiente:

Tabla 74

Diseño de muros en dirección "X"

Muro	L (m)	Refuerzo requerido vertical y transversal			Verificación del diseño por corte			Verificación para elementos de borde	
		As (cm ²)	Distribució n Ø8mm	Cuantía ρh y ρv	Vu (tonf)	φVc (tonf)	Vn (tonf)	σ _c (tonf/m ²)	Req.
MDX1	1.350	3.38	8@20cm	0.0030	1.24	8.82	20.87	77.04	No
MDX2	1.325	3.31	8@20cm	0.0030	1.00	8.66	20.48	110.95	No
MDX3	2.550	6.38	14@20cm	0.0027	3.54	24.99	47.74	103.99	No
MDX4	3.700	9.25	20@20cm	0.0027	7.27	36.25	69.28	97.17	No
MDX5	3.700	9.25	20@20cm	0.0027	6.88	36.25	69.28	82.49	No
MDX6	3.700	9.25	20@20cm	0.0027	7.29	36.25	68.28	39.79	No
MDX7	3.700	9.25	20@20cm	0.0027	6.02	36.25	69.28	98.90	No
MDX8	3.250	8.13	18@20cm	0.0028	2.80	31.84	60.85	27.44	No
MDX9	3.250	8.13	18@20cm	0.0028	4.03	31.84	60.85	90.57	No

Se determinó refuerzo con Ø8mm espaciados a 20cm, además las cortantes cumplieron con el diseño por resistencia y los esfuerzos de compresión fueron inferiores al esfuerzo límite.

Tabla 75

Diseño de muros de ductilidad limitada "Y"

Muro	L (m)	Refuerzo requerido vertical y horizontal			Verificación del diseño por corte			Verificación de elementos de borde	
		As (cm ²)	Distribució n Ø8mm	Cuantía ρh y ρv	Vu (tonf)	φVc (tonf)	Vn (tonf)	σ _{max} (tonf/m ²)	Req.
MDY1	4.900	12.25	26@20cm	0.0027	7.66	48.01	91.74	81.89	No
MDY2	3.575	8.94	19@20cm	0.0027	3.11	35.23	66.94	92.41	No
MDY3	10.70	26.75	55@20cm	0.0026	11.70	104.84	200.34	53.73	No
MDY4	1.325	3.31	8@20cm	0.0030	0.92	8.66	20.48	90.11	No
MDY5	1.325	3.31	8@20cm	0.0030	0.86	8.66	20.48	97.24	No
MDY6	1.675	4.19	10@20cm	0.0030	1.09	15.19	30.14	92.81	No
MDY7	4.900	12.25	26@20cm	0.0027	8.21	48.01	91.74	80.86	No
MDY8	3.575	8.94	19@20cm	0.0027	2.77	35.03	66.94	96.22	No

Se verificó que las cortantes últimas y la contribución del concreto cumplieron con el diseño por resistencia. Además, no se consideró muros con elementos de borde, puesto que los esfuerzos de compresión en sus extremos no sobrepasaron el esfuerzo límite de 420 tonf/m², por lo que, el diseño cumplió con el control de falla a corte y flexocompresión. Asimismo,

la distribución y densidad de muros permitió que las cargas se distribuyeran a lo largo de todos los muros sin generar sobrecargas; por lo que, la cantidad del refuerzo fue dado por las cuantías mínimas, donde se determinó acero de $\varnothing 8\text{mm}$ separados a 20cm, que formaron una malla dispuesta en una sola capa en todos los muros.

b) Diseño de losa maciza bidireccional

Se diseñó mediante una hoja Excel empleando las fuerzas resultantes del análisis en Etabs, las expresiones y consideraciones descritas en el capítulo 5. Además, se verificó que todas las secciones de la losa cumplieron satisfactoriamente con la resistencia de diseño, por medio de: $\phi M_n \geq M_u$ y $\phi V_n \geq V_u$.

Paños de la losa maciza

En los dos niveles del modelo se dispuso una losa conformada con seis paños, donde cinco fueron de 12.5cm de alto y uno con 20cm ubicado en los baños.

Tabla 76

Características de los paños de la losa.

Paño	h (cm)	b (cm)	d (cm)	Carga	Dirección X		Dirección Y	
					M _{max} (tonf-m)	V _{max} (tonf)	M _{max} (tonf-m)	V _{max} (tonf)
B-D/1-2	12.5	100	10	M ⁽⁻⁾	0.90	2.15	0.85	1.20
				M ⁽⁺⁾	0.20		0.55	
D-F/1-2	12.5	100	10	M ⁽⁻⁾	0.90	1.01	1.04	2.17
				M ⁽⁺⁾	0.32		0.47	
A-C/2-5	20	100	17.5	M ⁽⁻⁾	0.38	0.75	1.05	1.91
				M ⁽⁺⁾	0.35		0.44	
C-E y E-F/2-5	12.5	100	10	M ⁽⁻⁾	0.31	0.62	1.04	2.17
				M ⁽⁺⁾	0.23		0.23	
A-D/5-6	12.5	100	10	M ⁽⁻⁾	0.85	1.96	1.05	1.91
				M ⁽⁺⁾	0.24		0.40	
D-F/5-6	12.5	100	10	M ⁽⁻⁾	0.85	0.92	0.97	2.14
				M ⁽⁺⁾	0.29		0.46	

Se determinaron momentos en apoyos y en tramos centrales de la losa, los valores más altos estuvieron en “Y” debido a la mayor longitud, con ello se estableció el refuerzo requerido.

Diseño por flexión

Permitió determinar la cantidad de refuerzo a partir de los momentos obtenidos en Etabs, además de la resistencia de diseño mediante: $\phi M_n \geq M_u$.

Tabla 77*Diseño por flexión en "X".*

Paño	Mu	Mu/φ (tonf-m)	AS _{scal} (cm ²)	AS _{min} (cm ²)	AS _{req} (cm ²)	As Ø	Scal (cm)	S _{max} (cm)	S (cm)	Usar Distribución
B-D/ 1-2	M ⁽⁻⁾ M ⁽⁺⁾	1.00 0.22	2.46 0.54	2.25	2.46 2.25	Ø3/8" Ø3/8"	28.9 31.6	40.0 40.0	25.0 30.0	Ø3/8" @0.25 Ø3/8" @0.30
D-F/ 1-2	M ⁽⁻⁾ M ⁽⁺⁾	1.00 0.36	2.46 0.86	2.25	2.46 2.25	Ø3/8" Ø3/8"	28.9 31.6	40.0 40.0	25.0 30.0	Ø3/8" @0.25 Ø3/8" @0.30
A-C/ 2-5	M ⁽⁻⁾ M ⁽⁺⁾	0.42 0.39	0.58 0.54	3.60	3.60 3.60	Ø3/8" Ø3/8"	19.7 19.7	40.0 40.0	15.0 15.0	Ø3/8" @0.15 Ø3/8" @0.15
C-E y E-F/ 2-5	M ⁽⁻⁾ M ⁽⁺⁾	0.34 0.25	0.82 0.60	2.25	2.25 2.25	Ø3/8" Ø3/8"	31.6 31.6	40.0 40.0	30.0 30.0	Ø3/8" @0.30 Ø3/8" @0.30
A-D/ 5-6	M ⁽⁻⁾ M ⁽⁺⁾	0.95 0.27	2.32 0.65	2.25	2.32 2.25	Ø3/8" Ø3/8"	30.6 31.6	40.0 40.0	30.0 30.0	Ø3/8" @0.30 Ø3/8" @0.30
D-F/ 5-6	M ⁽⁻⁾ M ⁽⁺⁾	0.95 0.32	2.32 0.77	2.25	2.32 2.25	Ø3/8" Ø3/8"	30.6 31.6	40.0 40.0	30.0 30.0	Ø3/8" @0.30 Ø3/8" @0.30

Se determinó un refuerzo conformado por 1Ø3/8" tanto en la parte superior e inferior, donde formaron una malla en las dos direcciones con espaciamentos entre 15 cm, 25 cm y 30 cm.

Tabla 78*Diseño por flexión en "Y".*

Paño	Mu	Mu/φ (tonf-m)	AS _{scal} (cm ²)	AS _{min} (cm ²)	AS _{req} (cm ²)	As Ø	Scal (cm)	S _{max} (cm)	S (cm)	Usar Distribución
B-D/ 1-2	M ⁽⁻⁾ M ⁽⁺⁾	1.19 0.77	2.30 1.48	2.25	2.30 2.25	Ø3/8" Ø3/8"	30.9 31.6	37.5 37.5	30 30	Ø3/8" @0.30 Ø3/8" @0.30
D-F/ 1-2	M ⁽⁻⁾ M ⁽⁺⁾	1.46 0.66	2.85 1.27	2.25	2.85 2.25	Ø3/8" Ø3/8"	24.9 31.6	37.5 37.5	22.5 30	Ø3/8" @0.225 Ø3/8" @0.30
A-C/ 2-5	M ⁽⁻⁾ M ⁽⁺⁾	1.48 0.62	1.61 0.67	3.60	3.60 3.60	Ø3/8" Ø3/8"	19.7 19.7	37.5 37.5	15 15	Ø3/8" @0.15 Ø3/8" @0.15
C-E y E-F/ 2-5	M ⁽⁻⁾ M ⁽⁺⁾	1.46 0.32	2.85 0.60	2.25	2.85 2.25	Ø3/8" Ø3/8"	24.9 31.6	37.5 37.5	22.5 30	Ø3/8" @0.225 Ø3/8" @0.30
A-D/ 5-6	M ⁽⁻⁾ M ⁽⁺⁾	1.48 0.57	2.88 1.08	2.25	2.88 2.25	Ø3/8" Ø3/8"	24.6 31.6	37.5 37.5	20 30	Ø3/8" @0.20 Ø3/8" @0.30
D-F/ 5-6	M ⁽⁻⁾ M ⁽⁺⁾	1.36 0.65	2.64 1.23	2.25	2.64 2.25	Ø3/8" Ø3/8"	26.9 31.6	37.5 37.5	22.5 30	Ø3/8" @0.225 Ø3/8" @0.30

En los tramos centrales y en los apoyos se determinó 1Ø3/8" con un área de acero de 0.71cm², asegurando que $\rho \leq \rho_{max}$, que garantizó la falla dúctil en la losa. La distribución del acero se determinó en base al refuerzo requerido para un metro de losa.

Diseño por cortante

Con los valores de las cortantes máximas obtenidos de Etabs, se verificó que el cortante total fue tomado por el concreto, con resistencia de diseño mediante:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Tabla 79

Diseño por cortante en "X".

Paño	V_{max} (tonf)	$V_n = V_u/\phi$ (tonf)	V_c (tonf)	$V_c > \phi V_n$
B-D/1-2	2.15	2.53	7.68	Cumple
D-F/1-2	1.01	1.19	7.68	
A-C/2-5	0.75	0.88	13.44	
C-E y E-F/2-5	0.62	0.73	7.68	
A-D/5-6	1.96	2.30	7.68	
D-F/5-6	0.92	1.08	7.68	

En la dirección "X" la cortante del concreto fue mayor a las cortantes de la losa; donde, el máximo fue 2.53 tonf; por lo que evidenció una adecuada resistencia por cortante.

Tabla 80

Diseño por cortante en "Y".

Paño	$V_{ud,max}$ (tonf)	$V_n = V_{ud}/\phi$ (tonf)	V_c (tonf)	$V_c > \phi V_n$
B-D/1-2	1.20	1.41	7.68	Cumple
D-F/1-2	2.17	2.55	7.68	
A-C/2-5	1.91	2.25	13.44	
C-E y E-F/2-5	2.17	2.55	7.68	
A-D/5-6	1.91	2.25	7.68	
D-F/5-6	2.14	2.52	7.68	

Se verificó que la cortante del concreto ($V_c = 7.68$ tonf) fue mayor a las cortantes de la losa; el máximo fue 2.55 tonf; de este modo, cumplió la resistencia por cortante. La distribución del refuerzo se detalló en el plano de losa maciza bidireccional para los dos pisos.

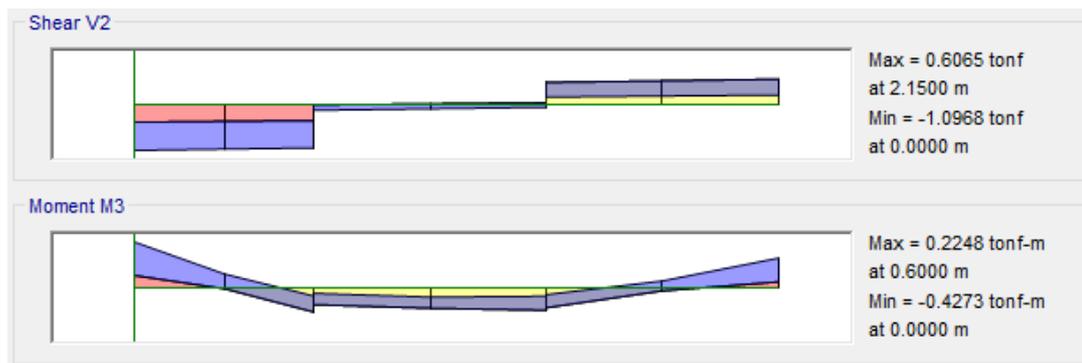
c) Diseño de vigas de acople

Fueron diseñadas para evitar que los muros de concreto fallen, por lo que su diseño se basó en falla dúctil por flexión.

Tabla 81*Consideraciones al diseñar vigas de acople*

Sección	
Base (b)	10cm
Peralte (h)	30cm
Recubrimiento	2cm
Peralte efectivo (d)	27cm
Factor para reducción de resistencia	
Momento y fuerza axial ϕ	0.90
Fuerza cortante ϕ	0.85

Se desarrolló el diseño del acople 1 (VA-1) dispuesto entre los muros MDX1 y MDX2 del piso uno, el cual presentó el mayor momento y cortante.

Figura 58*Viga de acople VA-1.*

Nota. Modelo estructural de Etabs v.19

Diseño por flexión

Con el momento $M_u = 0.4273 \text{ tonf} \cdot \text{m}$, obtenido del análisis en Etabs, se determinó:

Cálculo del área del acero:

$$A_s = \frac{0.85f'_c \cdot b}{f_y} \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85f'_c \cdot b}} \right)$$

$$A_s = \frac{0.85 \times 210 \times 10}{4200} \left(27 - \sqrt{27^2 - \frac{2 \times 0.4273 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 10}} \right)$$

$$A_s = 0.43 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero mínimo:

$$A_{Smin} = \frac{14}{f_y} bd = \frac{14}{4200} \times 10 \times 27 = 0.9 \text{ cm}^2 > A_s$$

El acero requerido para el acople fue dado por el refuerzo mínimo, de esta manera el acero en el tramo central y en los apoyos fue:

$$\text{Acero inferior: } A_{S,req} = 1.29 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{ Usar } 1\emptyset 1/2''$$

$$\text{Acero superior: } A_{S,req} = 1.29 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{ Usar } 1\emptyset 1/2''$$

Diseño por cortante

Con la cortante máxima en la cara del muro: $V_u = 1.0968$ tonf, que fue obtenido del análisis en Etabs, se determinó la cortante amplificada:

$$V_n = \frac{V_{ud}}{\phi} = \frac{1.0968}{0.85} = 1.29 \text{ tonf}$$

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

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} \times 10 \times 27 = 2.07 \text{ tonf}$$

Verificación para la disposición de estribos según lo señalado en el capítulo 5:

CASO 2: $V_c > V_{ud}/\phi \rightarrow$ Requirió refuerzo mínimo:

$$V_c = 2.07 \text{ tonf} > \frac{V_{ud}}{\phi} = 1.29 \text{ tonf}$$

Luego, el refuerzo mínimo basado en las ecuaciones (5.61) y (5.62) con estribos $\emptyset 8$ mm fue:

$$\frac{A_{v,min}}{S} = 3.5 \frac{b_w}{f_{yt}} = 3.5 \frac{10}{4200} = 0.008 \quad \therefore S = \frac{0.5}{0.008} = 60 \text{ cm}$$

Como la cortante fue asumido por el concreto, el espaciamiento máximo fue dado por:

$$S_{max} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{2} = \frac{27}{2} = 13.5 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \therefore S_{max} = 13.5 \text{ cm}$$

En el tramo que se requirió refuerzo transversal mínimo, la distribución de estribos fue:

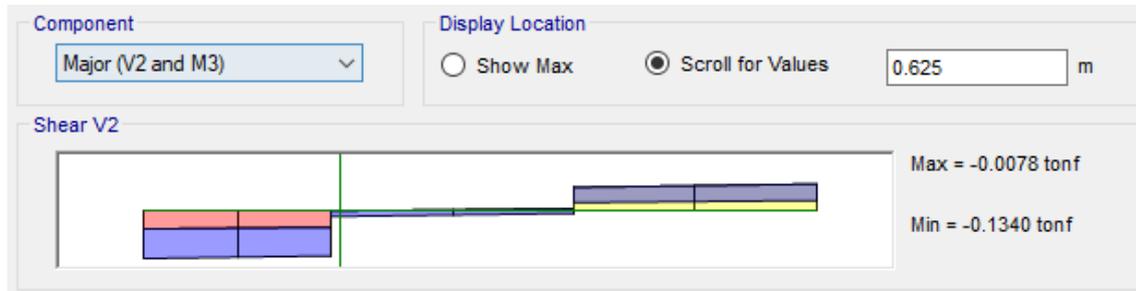
$$\therefore \text{ Usar } \emptyset 8 \text{ mm} @ 12.5 \text{ cm}$$

CASO 1: $\frac{V_{ud}}{\phi} \leq 0.5V_C \rightarrow$ No fue necesario colocar estribos cuando se cumplió:

$$V_{ud} \leq 0.88 \text{ tonf}$$

Figura 59

Zona de la viga de acople donde no requiere estribos



Nota. Modelo estructural de Etabs v.19

La sección sometida a cortante inferior a 0.88 tonf se ubicó a partir de 0.625 m de la cara del muro, por lo que en adelante no necesitó refuerzo transversal hasta que la cortante superó los $\phi 0.5 V_C$, sin embargo, se distribuyó refuerzo transversal a cada 25 cm, como se muestra en los planos adjuntos. De esta manera, la disposición de estribos en el acople fue:

$$\int \emptyset 8\text{mm}, 1@5\text{cm}, 5@12.5\text{cm}, R@25\text{cm C/Ext}$$

Asimismo, en las tablas 82 a 85 se realizó el diseño del acople para los muros de los dos niveles, con las fuerzas resultantes del análisis en Etabs.

Tabla 82

Características de las vigas de acople modeladas en Etabs.

Viga	Ubicación	L (m)	h (cm)	b (cm)	d (cm)	Mmax (tonf-m)	Vumax (tonf)
VA-1	AC-1	2.15	30.0	10.0	27.0	0.43	1.10
VA-2	DF-1	2.275	30.0	10.0	27.0	0.21	0.38
VA-3	CD-2	1.125	30.0	10.0	27.0	0.07	0.15
VA-4	DE-2	1.125	30.0	10.0	27.0	0.06	0.14
VA-5	CD-5	1.125	30.0	10.0	27.0	0.06	0.13
VA-6	DE-5	1.125	30.0	10.0	27.0	0.09	0.17
VA-7	BD-6	1.575	30.0	10.0	27.0	0.13	0.28
VA-8	DF-6	1.575	30.0	10.0	27.0	0.08	0.16
VA-9	34-A	0.90	30.0	10.0	27.0	0.11	0.29
VA-10	34-C	0.90	30.0	10.0	27.0	0.07	0.18
VA-11	35-E	1.875	30.0	10.0	27.0	0.24	0.57
VB-1	24-B	3.575	12.5	20.0	27.0	0.23	0.27

El acople VA-1 presentó el mayor momento y cortante perteneciente al primer nivel, de esta manera, los acoples restantes fueron menos exigentes.

Tabla 83

Diseño del acople por flexión

Viga	Ubic.	Mmax (tonf-m)	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	As-	As (cm ²)	As+
VA-1	AC-1	0.43	0.43	0.9	1Ø1/2"	1.29	1Ø1/2"
VA-2	DF-1	0.21	0.21	0.9	1Ø1/2"	1.29	1Ø1/2"
VA-3	CD-2	0.07	0.07	0.9	1Ø1/2"	1.29	1Ø1/2"
VA-4	DE-2	0.06	0.06	0.9	1Ø1/2"	1.29	1Ø1/2"
VA-5	CD-5	0.06	0.06	0.9	1Ø1/2"	1.29	1Ø1/2"
VA-6	DE-5	0.09	0.09	0.9	1Ø1/2"	1.29	1Ø1/2"
VA-7	BD-6	0.13	0.13	0.9	1Ø1/2"	1.29	1Ø1/2"
VA-8	DF-6	0.08	0.08	0.9	1Ø1/2"	1.29	1Ø1/2"
VA-9	34-A	0.11	0.11	0.9	1Ø1/2"	1.29	1Ø1/2"
VA-10	34-C	0.07	0.07	0.9	1Ø1/2"	1.29	1Ø1/2"
VA-11	35-E	0.24	0.23	0.9	1Ø1/2"	1.29	1Ø1/2"
VB-1	24-B	0.23	0.23	0.9	1Ø1/2"	1.29	1Ø1/2"

Los momentos resultantes de Etabs fueron mínimos debido a la alta rigidez de los muros. Por ello, se determinó un refuerzo de 2Ø1/2" para los acoples de los dos niveles.

Tabla 84

Diseño del acople por cortante.

Viga	Ubicación	Vud,max (tonf)	Vn = Vud/Φ (tonf)	Vc (tonf)	Caso
VA-1	AC-1	1.10	1.29	2.07	2
VA-2	DF-1	0.38	0.45	2.07	1
VA-3	CD-2	0.15	0.17	2.07	1
VA-4	DE-2	0.14	0.16	2.07	1
VA-5	CD-5	0.13	0.16	2.07	1
VA-6	DE-5	0.17	0.20	2.07	1
VA-7	BD-6	0.28	0.33	2.07	1
VA-8	DF-6	0.16	0.18	2.07	1
VA-9	34-A	0.29	0.35	2.07	1
VA-10	34-C	0.18	0.21	2.07	1
VA-11	35-E	0.57	0.67	2.07	1
VB-1	24-B	0.27	0.32	2.07	1

Las fuerzas cortantes en las vigas de acople fueron tomadas por el concreto; en el caso 1 no fue necesario colocar estribos, sin embargo, se dispuso de estribos con acero mínimo.

Tabla 85

Distribución de estribos en las vigas de acople

Viga	Loc.	L (m)	Av (cm ²) 1Ø8mm	Usar en sección	Descrip.
VA-1	AC-1	2.15	0.5	f Ø8mm, 1@5, 5@12.5, R@25 c/ext	VA-101
VA-2	DF-1	2.275	0.5	f Ø8mm, 1@5, 5@12.5, R@25 c/ext	VA-101
VA-3	CD-2	1.125	0.5	f Ø8mm, 1@5, 2 @12.5, R@25 c/ext	VA-102
VA-4	DE-2	1.125	0.5	f Ø8mm, 1@5, 2 @12.5, R@25 c/ext	VA-102
VA-5	CD-5	1.125	0.5	f Ø8mm, 1@5, 2 @12.5, R@25 c/ext	VA-102
VA-6	DE-5	1.125	0.5	f Ø8mm, 1@5, 2 @12.5, R@25 c/ext	VA-102
VA-7	BD-6	1.575	0.5	f Ø8mm, 1@5, 2 @12.5, R@25 c/ext	VA-102
VA-8	DF-6	1.575	0.5	f Ø8mm, 1@5, 2 @12.5, R@25 c/ext	VA-102
VA-9	34-A	0.90	0.5	f Ø8mm, 1@5, 2 @12.5, R@25 c/ext	VA-102
VA-10	34-C	0.90	0.5	f Ø8mm, 1@5, 2 @12.5, R@25 c/ext	VA-102
VA-11	35-E	1.875	0.5	f Ø8mm, 1@5, 2 @12.5, R@25 c/ext	VA-102
VB-1	24-B	3.575	0.5	f Ø8mm, 1@5, 2 @12.5, R@25 c/ext	VB-103

En los acoples se determinaron estribos de: f Ø8mm, 1@5, 5@12.5, R@25 c/extremo

La distribución del acople de muros y su diseño fueron detallados en los planos adjuntos.

d) Diseño de vigas de borde

Los esfuerzos en vigas de borde fueron mínimas, por lo que en su diseño se consideró:

Acero longitudinal: 2Ø3/8"

Distribución de estribos: Ø8mm @0.25 m.

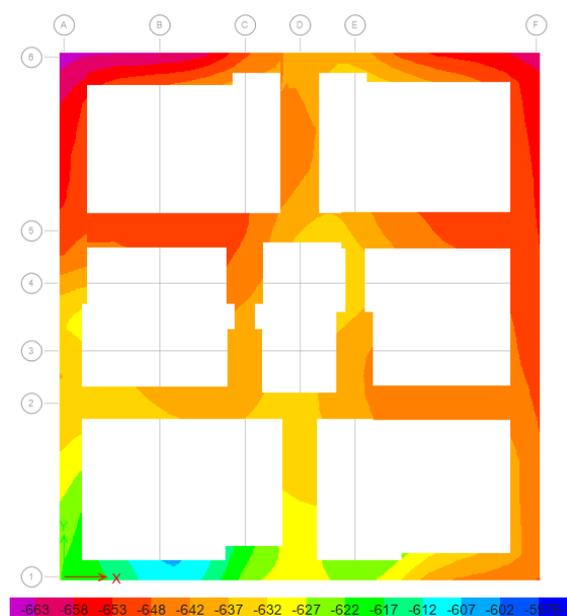
e) Diseño de cimentación

Los cimientos corridos fueron diseñados con el modelo de Etabs, donde se consideraron las características del suelo; se tuvo 0.86kg/cm² de capacidad portante, 1.63kg/cm³ de módulo de Winkler y una profundidad de 1.00m. Las dimensiones aproximadas a las requeridas se determinaron con las cargas de servicio mediante la expresión (5.24).

Tabla 86*Dimensionamiento inicial de cimientos corridos.*

Muro	L (m)	CM (tonf)	CV (tonf)	Ps (tonf)	B _{cal} (cm)	B _{asum} (cm)
MDX1	1.35	2.34	0.13	2.47	26.9	40.0
MDX2	1.33	4.77	0.82	5.58	62.0	65.0
MDX3	2.55	7.48	1.17	8.66	49.9	50.0
MDX4	3.70	12.19	1.77	13.95	55.5	55.0
MDX5	3.70	12.56	2.19	14.76	58.6	60.0
MDX6	3.70	13.74	2.21	15.95	63.4	65.0
MDX7	3.70	13.67	2.50	16.17	64.3	65.0
MDX8	3.25	9.25	1.38	10.64	48.1	50.0
MDX9	3.25	8.93	1.32	10.26	46.4	50.0
MDY1	4.90	11.31	1.13	12.44	37.3	40.0
MDY2	3.58	13.39	2.39	15.78	64.9	65.0
MDY3	10.70	28.08	3.89	31.98	43.9	45.0
MDY4	1.33	4.98	0.78	5.75	63.9	65.0
MDY5	1.33	5.29	0.86	6.15	68.3	70.0
MDY6	1.68	6.57	1.23	7.80	68.5	70.0
MDY7	4.90	14.21	1.97	16.18	48.6	50.0
MDY8	3.58	14.44	2.66	17.10	70.3	70.0

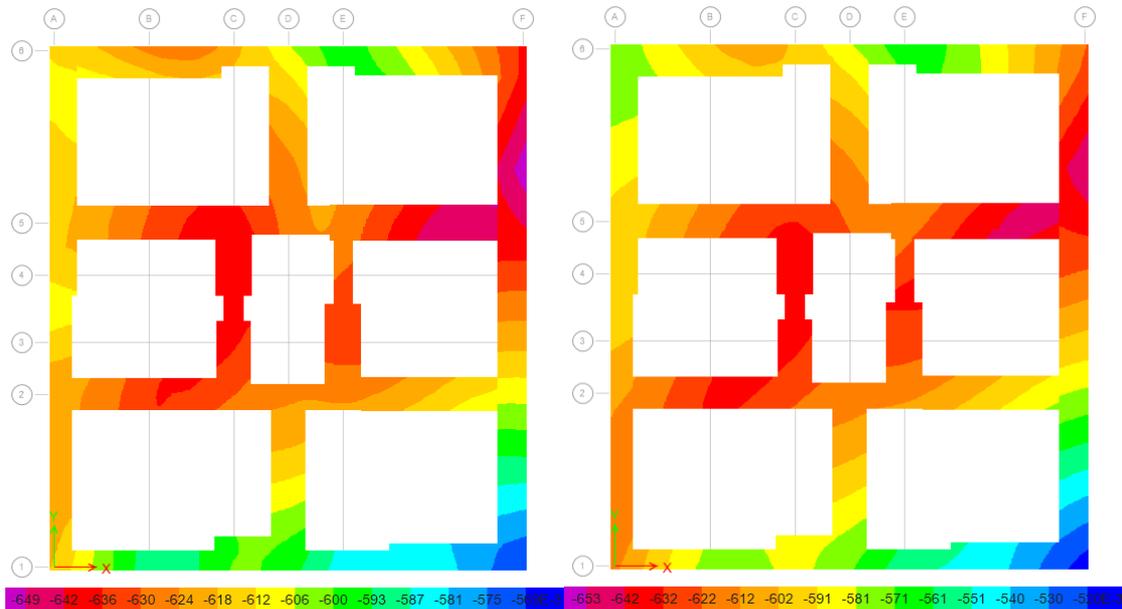
Las dimensiones correspondieron al predimensionamiento, el ancho mínimo fue de 40 cm. Se incrementó el ancho de los cimientos considerados inicialmente hasta determinar un adecuado esfuerzo admisible, donde se obtuvo:

Figura 60*Esfuerzo admisible con cargas de servicio 1.*

Nota. Modelamiento estructural de Etabs v.19

Figura 61

Esfuerzos admisibles con cargas de servicio 2 y 3.



Nota. Modelamiento estructural de Etabs v.19

De las figuras, el esfuerzo máximo generado por las cargas de servicio 1 fue de 0.665 kgf/cm², por la carga 2 fue 0.653 kgf/cm² al igual que para la carga 3, los cuales fueron menores al esfuerzo admisible del suelo.

Tabla 87

Dimensiones finales de los cimientos corridos.

Muro	L (m)	H (cm)	t (cm)	B inicial (cm)	B final (cm)
MDX1	1.35	50.0	30.0	40.0	40.0
MDX2	1.33	50.0	30.0	65.0	70.0
MDX3	2.55	50.0	30.0	50.0	55.0
MDX4	3.70	50.0	30.0	55.0	65.0
MDX5	3.70	50.0	30.0	60.0	70.0
MDX6	3.70	50.0	30.0	65.0	70.0
MDX7	3.70	50.0	30.0	65.0	75.0
MDX8	3.25	50.0	30.0	50.0	65.0
MDX9	3.25	50.0	30.0	50.0	60.0
MDY1	4.90	50.0	30.0	40.0	45.0
MDY2	3.58	50.0	30.0	65.0	70.0
MDY3	10.70	50.0	30.0	45.0	60.0
MDY4	1.33	50.0	30.0	65.0	70.0
MDY5	1.33	50.0	30.0	70.0	75.0
MDY6	1.68	50.0	30.0	70.0	75.0
MDY7	4.90	50.0	30.0	50.0	55.0
MDY8	3.58	50.0	30.0	70.0	80.0

Las dimensiones finales de los cimientos, entre 40cm para MDX1 y 80cm para el muro MDY8, cumplieron con el esfuerzo admisible del suelo, de esta manera se finalizó el análisis.

Diseño por flexión y cortante

Se obtuvo el momento y cortante máximo actuante en la cimentación, con los cuales se determinó el refuerzo requerido y la distribución de estribos para todos los cimientos.

Figura 62

Diagrama de momentos y cortantes en la cimentación.

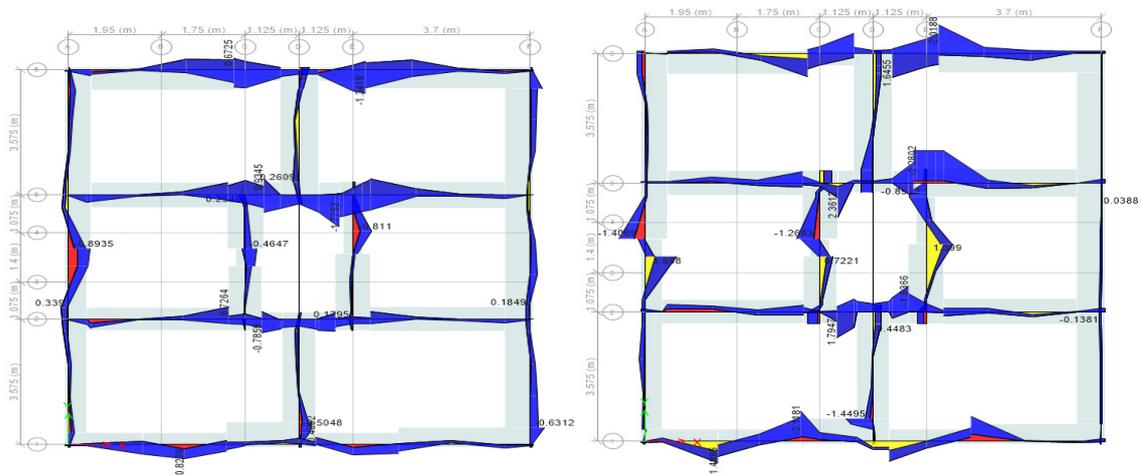


Tabla 88

Diseño de la cimentación.

Dimensiones		Por flexión		Por cortante	
H _c (cm)	50.0	As (cm ²)	1.05	V _{umax} (tonf)	2.36
h (cm)	50.0	As _{min} (cm ²)	2.70	V _n (tonf)	2.78
t (cm)	30.0	As ⁻	2Ø1/2"+ 1Ø3/8"	V _c (tonf)	9.55
d (cm)	45.4	As (cm ²)	3.29	V _n /V _c < 1	0.29
M _{max} (tonf-m)	7.18	As ⁺ (cm ²)	2Ø1/2"+ 1Ø3/8"	Estribos Ø8mm	1@5, 4@10, R@25 c/ext

Para el diseño por flexión el momento máximo fue 7.18 tonf-m, con lo cual se obtuvo el refuerzo de 2Ø1/2" más 1Ø3/8". Además, se determinaron cortantes mínimas, las cuales fueron asumidas por el concreto, por lo que se dispuso estribos mínimos con Ø8mm. En los planos adjuntos se detallaron las características de cimentación.

Costo directo del modelo

La evaluación económica fue desarrollada con los costos directos de cada partida de estructuras del esqueleto. Para ello, se determinó el metrado de partidas consideradas en el diseño y los precios unitarios se tomaron del Boletín Técnico Edición Abril (CAPECO, 2023). En el presupuesto no se consideró los acabados, instalaciones eléctricas y sanitarias, ya que no difirieron en los dos sistemas. De acuerdo a lo señalado, el costo directo del esqueleto analizado y modelado fue de 170,717.95 soles, lo cual se detalló en el anexo A6.

Objetivo secundario 5

7.1.5. Análisis estructural sismorresistente del sistema de albañilería confinada

Análisis estático

Se desarrolló con los datos extraídos del modelo estructural de Etabs y de acuerdo a lo señalado en el capítulo 5.

a) Fuerza cortante estática

En relación en lo dispuesto en los parámetros del sistema, se tuvo:

Tabla 89

Consideraciones del cortante estático.

Dir.	Factor				Coef. R	Condición C/R ≥ 0.11	Coeficiente (c) ZUCS/R	Peso sísmico (tonf)
	Z	U	C	S				
X	0.25	1	2.50	1.40	3	0.83 Cumple	0.29167	173.16
Y	0.25	1	2.50	1.40	3	0.83 Cumple	0.29167	173.16

Con los factores de la tabla correspondientes a los parámetros del sistema se obtuvo “c” de 0.29167 que estableció la cortante al multiplicar por el peso; también, mediante la expresión de la cortante estática, se determinó:

$$V_s = \frac{0.25 \times 1 \times 2.5 \times 1.4}{3} \times 173.16 = 50.51 \text{ tonf}$$

$$V_e = \frac{0.25 \times 1 \times 2.5 \times 1.4}{6} \times 173.16 = 25.25 \text{ tonf}$$

Tabla 90*Fuerzas cortantes resultantes del análisis estático en Etabs.*

Nivel	Caso	VX tonf	Caso	VY tonf	Ve(x,y) tonf
Piso 2	SE-X	30.50	SE-Y	30.50	15.25
Piso 1	SE-X	50.51	SE-Y	50.51	25.25

La cortante estática para sismo severo (R=3) fue 50.51 tonf, mientras que la cortante por sismo moderado (R=6) en las dos direcciones fue 25.25 tonf.

b) Fuerza sísmica en altura

De acuerdo al periodo fundamental del análisis:

Tabla 91*Exponente K relacionado al periodo de Etabs.*

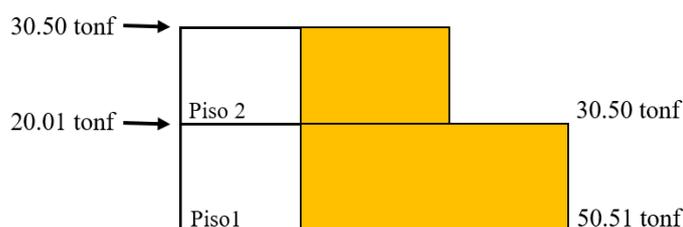
Dirección	Periodos (seg)	Condición	Exponente "k"
X-X	T _x 0.107	< 0.5seg	k _x 1
Y-Y	T _y 0.087	< 0.5seg	k _y 1

El exponente K fue de 1, ya que los periodos fueron inferiores a 0.5 segundos.

Tabla 92*Fuerzas sísmicas en altura.*

Nivel	P _i (tonf)	h _i (m)	P _i (h _i) ^k	α _i	F _i (tonf)
2	74.90	5.40	404.485	0.604	30.50
1	98.26	2.70	265.298	0.396	20.01
Σ	173.16		669.78	1.00	50.51

Se determinó las fuerzas aplicadas horizontalmente en "X" y "Y" en cada nivel con el caso de sismo severo, que en conjunto sumaron la cortante 50.51 tonf.

Figura 63*Fuerzas sísmicas en altura.*

c) Momento torsor accidental

La excentricidad (ei) del 5% fue calculada mediante:

Tabla 93

Excentricidad accidental normativo

Nivel	Excentricidad accidental	
	eix (m) (0.05lx)	eiy (m) (0.05ly)
Piso 1	0.49	0.54
Piso 2	0.49	0.54

Con la excentricidad establecida de 49cm en “X” y 54cm en “Y”, se determinó el momento torsor accidental.

Tabla 94

Momento torsor accidental

Nivel	Fi (tonf)	Dirección X		Dirección Y	
		eix (m)	Mti (tonf.m)	eiy (m)	Mti (tonf.m)
1	30.50	0.49	14.87	0.54	16.47
2	20.01	0.49	9.75	0.54	10.80

Los momentos máximos del primer piso fueron 14.87 tonf-m en “X” y 16.47 tonf-m en “Y”.

Análisis dinámico

Del análisis realizado en Etabs, con ei del 5% y combinación cuadrática completa (CQC).

a) Modos de vibración

La NTE.030 en el numeral 29.1 estableció considerar los modos en las direcciones de análisis que fueron predominantes; del caso modal, se tuvo:

Tabla 95

Modos de vibración en albañilería confinada.

Piso	Modo	Periodos (s)	UX	UY	RZ	Acumulado		
						UX(%)	UY(%)	RZ(%)
1	1	0.107	0.876	0.000	0.001	87.56	0.01	0.10
	2	0.087	0.000	0.819	0.071	87.56	81.91	7.19
	3	0.075	0.000	0.088	0.837	87.59	90.66	90.91
	4	0.037	0.124	0.000	0.000	99.96	90.66	90.92
2	5	0.031	0.000	0.093	0.001	99.96	99.96	91.06
	6	0.028	0.000	0.000	0.089	100.00	100.00	100.00

Los modos más predominantes de la estructura con su masa participativa y periodos fueron:

Modo 1: Traslación en X, masa participativa de 87.56% y T_x de 0.107 segundos.

Modo 2: Traslación en Y, 81.90% de masa participativa con T_y de 0.087 segundos.

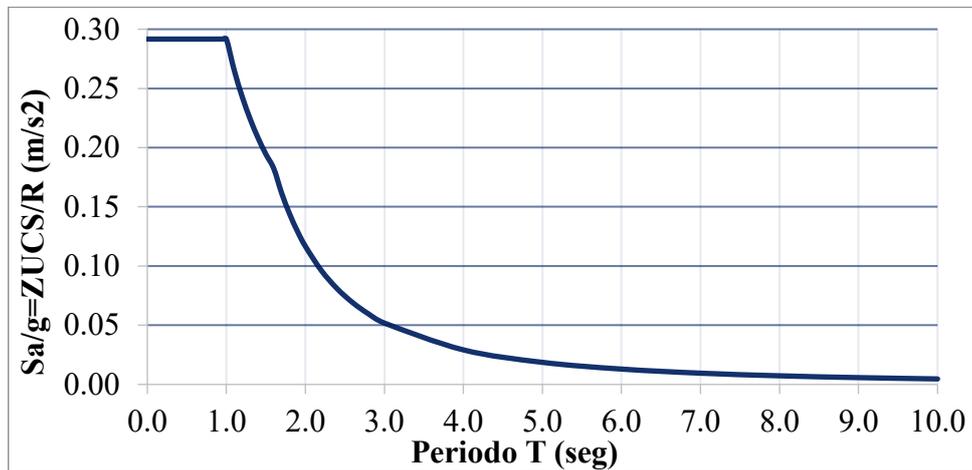
Modo 3: Rotación en Z, 83.70% de masa participativa y T_z de 0.075 segundos.

b) Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones

Se asignó un solo espectro con los valores de la tabla 22 del capítulo 5, el cual fue graficado con periodos de 0 a 10 segundos.

Figura 64

Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones.



Se alcanzaron aceleraciones de 2.8603 m/s^2 y fue constante hasta alcanzar el periodo T_p de 1.0 segundos, donde la variación del factor “C” ocasionó la disminución de aceleración.

c) Fuerza cortante mínima

Para el primer nivel, la condición fue evaluada como estructura regular.

Tabla 96

Fuerza cortante mínima en el primer nivel.

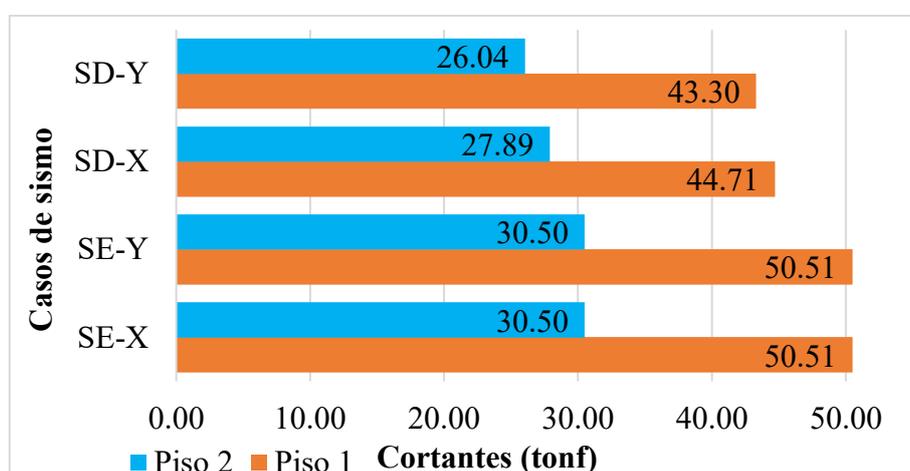
Dirección	Cortante Estática (tonf)	Cortante Dinámica (tonf)	Porcentaje	Condición E. Regular
X-X	50.51	44.71	89%	Cumple
Y-Y	50.51	43.30	86%	Cumple

Los valores superaron el 80%, por lo que se cumplió con la cortante mínima permisible.

Tabla 97*Cortantes resultantes del análisis dinámico.*

Nivel	Caso	S. Severo		S. Moderado	
		VX tonf	VY tonf	VXe tonf	VYe tonf
Piso 2	SD-X	27.89	0.38	13.95	0.19
Piso 1	SD-X	44.71	0.63	22.36	0.32
Piso 2	SD-Y	0.40	26.04	0.20	13.02
Piso 1	SD-Y	0.63	43.30	0.32	21.65

Para albañilería confinada, se estableció un cortante por sismo moderado (VXe y VYe) correspondiente a 1/2 del cortante producido por sismo severo.

Figura 65*Fuerzas cortantes según casos de sismo severo.***Validación de la estructura con albañilería confinada**

Se verificó la regularidad estructural, desplazamientos laterales y derivas.

a) Verificación de irregularidad en altura

Con los valores de los casos de sismo y las condiciones de la tabla 23, se tuvo:

Tabla 98*Irregularidad de rigidez - piso blando.*

Nivel	Dir.	Sismo estático		Sismo dinámico		Condición > 70%
		Rigidez (tonf/m)	Ratio	Rigidez (tonf/m)	Ratio	
Piso 2	X	49515.18		51724.34		Regular
Piso 1		92039.28	186%	91649.84	177%	
Piso 2	Y	78679.30		76140.18		Regular
Piso 1		133783.66	170%	125318.95	165%	

Del análisis, se determinó que la relación de rigideces de los entrepisos fue superior al 70%, por lo tanto, se corroboró que no existe la irregularidad.

Tabla 99

Irregularidades de resistencia.

Nivel	Dir.	Sismo estático		Sismo dinámico		Condición > 80%
		Cortante (tonf)	Ratio	Cortante (tonf)	Ratio	
Piso 2	X	30.50		27.89		Regular
Piso 1		50.51	166%	44.71	160%	
Piso 2	Y	30.50		26.04		Regular
Piso 1		50.51	166%	43.30	166%	

No existió irregularidad por análisis estático y dinámico, ya que en ambas direcciones la relación de fuerzas cortantes de los entrepisos fue 166%, superior al 80%.

Tabla 100

Irregularidad de peso.

Nivel	Altura hi (m)	Peso (tonf)	Ratio-nivel inferior	Ratio-nivel superior	Condición < 1.5
Piso 2	5.4	74.90	0.76		Regular
Piso 1	2.7	98.26		1.31	Regular

No existió irregularidad, ya que la relación de pesos de un nivel en relación al adyacente fue 0.76 y 1.31, menor a 1.5 veces.

Tabla 101

Irregularidad geométrica vertical.

Dirección	Nivel	Dimensión planta (m)	Ratio	Condición
X	Piso 2	9.75		Regular
	Piso 1	9.75	1.00	
Y	Piso 2	10.8		Regular
	Piso 1	10.8	1.00	

No presentó irregularidad, ya que el dimensionamiento de las plantas del primer y segundo piso fueron iguales.

Tabla 102*Discontinuidad en los sistemas resistentes.*

Muro	Cortante (tonf)	Vel/VD _{x;y}	e (cm)	Condición
MAX4	7.48	0.17	0	Regular
MAX5	7.64	0.17	0	Regular
MAX6	7.55	0.17	0	Regular
MAX7	6.58	0.15	0	Regular
MAX8	4.87	0.11	0	Regular
MAX9	4.91	0.11	0	Regular
MAY1	7.93	0.18	0	Regular
MAY3	16.89	0.39	0	Regular
MAY7	8.33	0.19	0	Regular

No hubo irregularidad, ya que los elementos con cortantes superiores al 10% del cortante total fueron continuos en los dos niveles y no presentaron desplazamientos de sus ejes.

Por lo tanto, se corroboró que el modelado fue regular y con ello la validez de los factores ($I_a=1$) considerados inicialmente.

b) Verificación de irregularidades estructurales en planta

Con resultados del sismo dinámico y las condiciones de irregularidad en planta de la tabla 24 del capítulo 5, se obtuvo:

Tabla 103*Irregularidad torsional en la albañilería confinada.*

Nivel	h _i (m)	Dir.	$\delta_{i_{max}}$ (m)	$\delta_{i_{min}}$ (m)	$\delta_{i_{prom}}$ (m)	$\delta_{max}/\delta_{prom}$ (*)	$\delta_{max}/\Delta_{per}$ m (**)	Condición (*) (**)
Piso 2	2.70	X	0.550	0.540	0.545	1.01	9.2%	Regular
Piso 1	2.70		0.500	0.480	0.490	1.02	8.4%	Regular
Piso 2	2.70	Y	0.410	0.230	0.320	1.28	6.9%	Regular
Piso 1	2.70		0.400	0.290	0.345	1.16	6.7%	Regular

La relación del desplazamiento elástico relativo ($\delta_{i_{max}}$) en el extremo de la dirección de análisis y el promedio en sus extremos (δ_{prom}) fue menor a 1.3*, por lo que no hubo irregularidad. Además, fue menor al 50%** del desplazamiento máximo.

Tabla 104*Esquinas entrantes.*

Dirección	Nivel	Lt (m)	Le (m)	Le/Lt	Condición
X	Piso 2	9.75	0	0	Regular
	Piso 1	9.75	0	0	Regular
Y	Piso 2	10.80	0	0	Regular
	Piso 1	10.80	0	0	Regular

El modelo no presentó irregularidad, ya que la dimensión Le fue 0, correspondiente a longitud entrante.

Tabla 105*Discontinuidad del diafragma.*

Nivel	Abertura (m ²)	Aab' (m ²)	At/Ab'	Condición
Piso 2	105.30	1.61	1.5%	Regular
Piso 1	105.30	1.61	1.5%	Regular

Sin irregularidad, puesto que la relación del área de la abertura que presentó la estructura y el área total fue 1.5%, inferior al 50%.

Por lo tanto, los factores ($I_p=1$) considerados inicialmente fueron correctos.

c) Desplazamientos laterales

Los valores de $\Delta_{abs_{max}}$ y $\Delta_{i_{max}}$ fueron calculados al multiplicar los desplazamientos δ_{ei} con el factor α de $0.75R$, puesto que fue estructura regular.

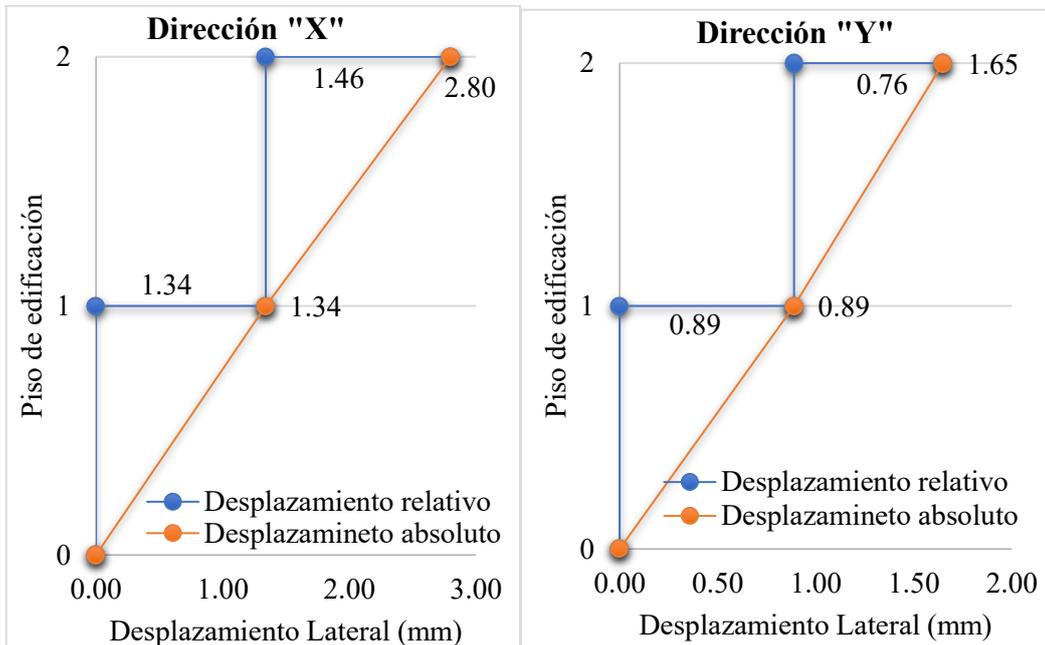
Tabla 106*Desplazamientos laterales de entrepiso por sismo estático.*

Dirección	Nivel	hi (m)	δ_{iabs} (m)	δ_i (m)	E. Regular 0.75R	$\Delta_{abs_{max}}$ (mm)	$\Delta_{i_{max}}$ (mm)
X	Piso 2	2.70	0.00125	0.00065	2.25	2.801	1.460
	Piso 1	2.70	0.00060	0.00060	2.25	1.341	1.341
Y	Piso 2	2.70	0.00073	0.00034	2.25	1.649	0.761
	Piso 1	2.70	0.00040	0.00040	2.25	0.889	0.889

Los desplazamientos inelásticos máximos fueron: $\Delta_i(X) = 1.46$ mm y $\Delta_i(Y) = 0.89$ mm; ampliamente inferiores a los límites permisibles.

Figura 66

Desplazamientos laterales por sismo estático



Los desplazamientos inelásticos absolutos fueron:

$$\Delta_{abs}(X) = 2.80 \text{ mm}$$

$$\Delta_{abs}(Y) = 1.65 \text{ mm}$$

Tabla 107

Desplazamientos laterales de entrepiso por sismo dinámico.

Dirección	Nivel	h _i (m)	δ _{iabs} (m)	δ _i (m)	E. Regular 0.75R	Δ _{abs} _{max} (mm)	Δ _i _{max} (mm)
X	Piso 2	2.70	0.00105	0.00055	2.25	2.372	1.244
	Piso 1	2.70	0.00050	0.00050	2.25	1.127	1.127
Y	Piso 2	2.70	0.00082	0.00041	2.25	1.836	0.932
	Piso 1	2.70	0.00040	0.00040	2.25	0.905	0.905

Los desplazamientos laterales elásticos por sismo dinámico fueron 0.55 mm en “X” y 0.41mm en “Y”, que estuvieron por debajo del límite; además, los inelásticos fueron:

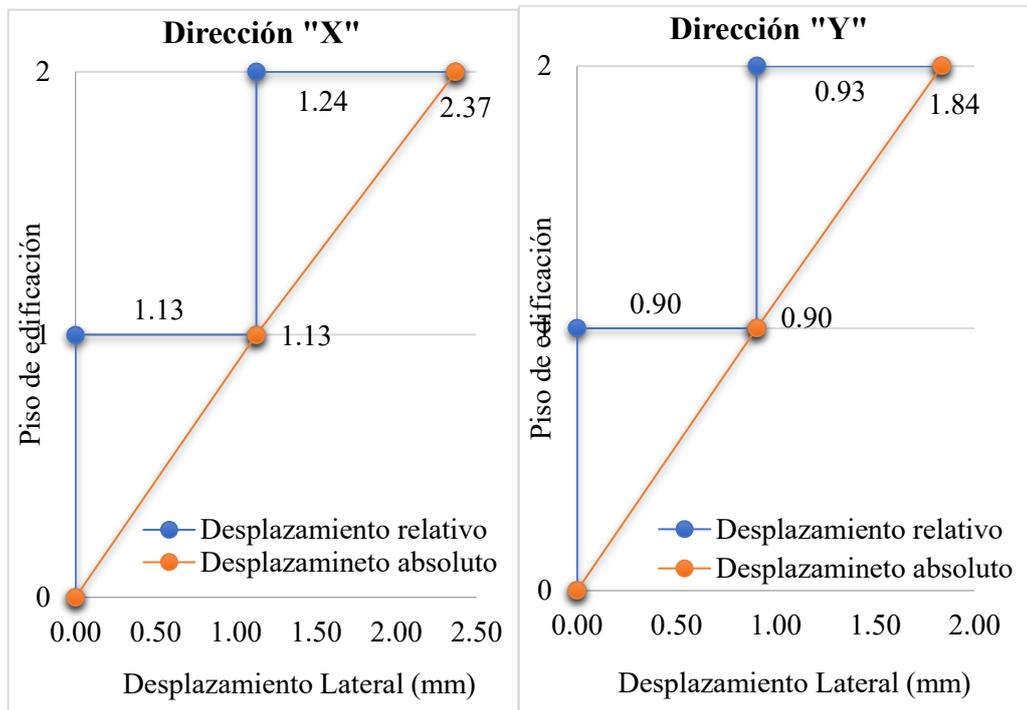
$$\Delta_i(X) = 1.24 \text{ mm} - \text{Piso 2}$$

$$\Delta_i(Y) = 0.93 \text{ mm} - \text{Piso 2}$$

$$\Delta_{abs}(X) = 2.37 \text{ mm}; \Delta_{abs}(Y) = 1.84 \text{ mm}$$

Figura 67

Desplazamientos laterales por sismo dinámico.



d) Distorsión admisible de la edificación

De acuerdo a los parámetros dispuestos y lo señalado en el capítulo 5, se obtuvo:

Tabla 108

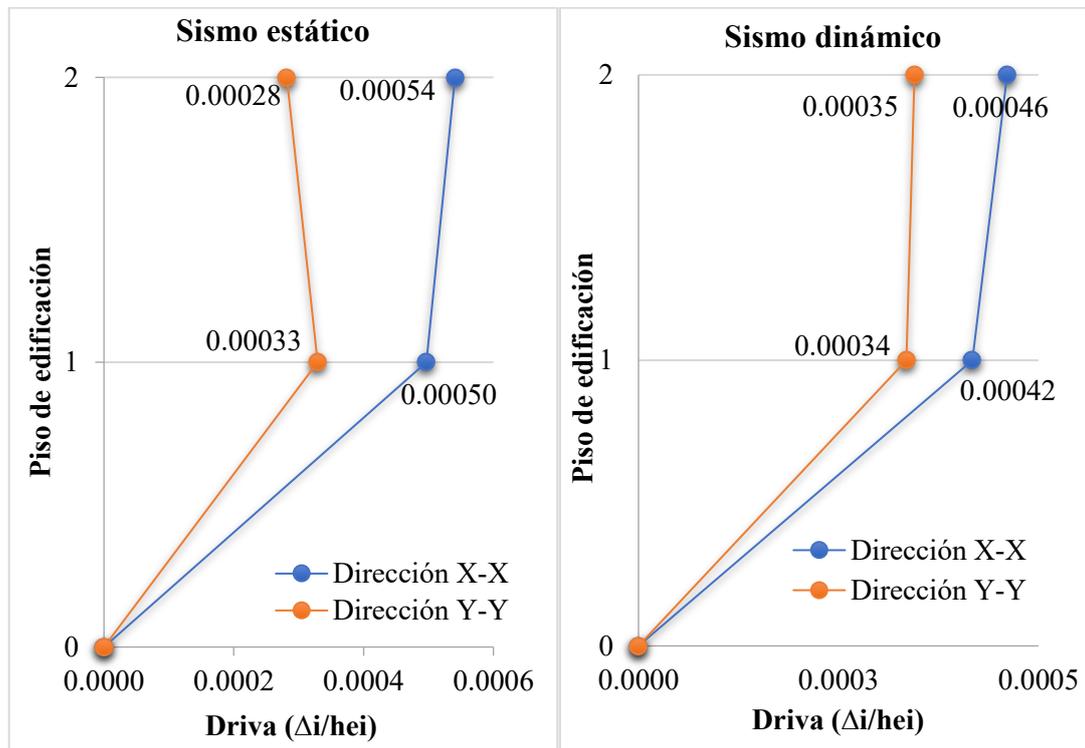
Derivas de entrepiso de la albañilería confinada.

Dirección	Piso	hi (m)	Sismo estático		Sismo dinámico		Condición < 0.005
			Δi_{max} (mm)	$\Delta i/hei$	Δi_{max} (mm)	$\Delta i/hei$	
X	2	2.70	1.460	0.00054	1.244	0.00046	Cumple
	1	2.70	1.341	0.00050	1.127	0.00042	
Y	2	2.70	0.761	0.00028	0.932	0.00035	
	1	2.70	0.889	0.00033	0.905	0.00034	

La mayor deriva $\Delta i/hei$ del sismo estático fue 0.00054 en "X" y 0.00033 en "Y", mientras que, con el caso dinámico la deriva máxima en "X" fue 0.00046 y 0.00035 en "Y". Los valores estuvieron por debajo de los límites de distorsión de la albañilería confinada (0.005).

Figura 68

Variación de derivas de entrepiso.



Las derivas en ambos casos de sismo fueron ampliamente inferiores al límite permisible de 0.005, lo cual evidenció una adecuada rigidez y una óptima resistencia lateral requerida en el sistema.

e) Separación de la edificación (S)

La edificación se separó una distancia “S” y se calculó para satisfacer los movimientos de las dos estructuras, de acuerdo a lo señalado en el capítulo 5. Al tener una estructura con desplazamientos mínimos, la máxima separación se obtuvo mediante la expresión:

$$S = 0.006h = 0.006 \times 5.4m$$

$$S = 3.24 \text{ cm,}$$

Por lo tanto, la separación de las estructuras adyacentes fue de 5 cm.

Diseño de los componentes del sistema

Fueron diseñados con los combos asignados y condicionados con los requisitos generales de resistencia.

a) Diseño de muros de albañilería

Se desarrolló con valores extraídos del modelo en Etabs y lo dispuesto en los parámetros.

Esfuerzo axial máximo

Se analizó con la expresión (5.25) y la carga total de servicio (P_m) de la tabla 109.

Tabla 109

Carga total y carga sísmica en muros.

Dirección X-X	Carga total de servicio P_m (tonf)		Carga sísmica P_g (tonf)	
	Piso 01	Piso 02	Piso 01	Piso 02
MAX1	2.421	1.030	2.325	1.031
MAX2	5.903	2.454	5.249	2.324
MAX3	9.915	4.332	8.872	4.085
MAX4	13.826	5.729	12.446	5.486
MAX5	15.612	6.149	13.928	5.898
MAX6	15.997	6.292	14.247	6.028
MAX7	18.383	7.676	16.248	7.226
MAX8	11.779	5.254	10.597	4.950
MAX9	11.547	5.107	10.404	4.827
Dirección Y-Y				
MAY1	12.563	7.017	11.719	6.510
MAY2	15.707	7.809	14.090	7.188
MAY3	40.208	18.141	29.553	16.620
MAY4	4.934	2.486	4.420	2.285
MAY5	5.382	2.844	4.796	2.584
MAY6	7.105	3.879	6.346	3.508
MAY7	15.725	8.952	14.354	8.154
MAY8	16.276	7.789	14.582	7.214

Las cargas correspondieron a las de servicio y sísmicas, donde la carga mínima fue 2.325tonf en MAX1 y la máxima del piso 1 fue 29.553 tonf en MAY3, las variaciones estuvieron condicionadas por las longitudes de cada muro.

Las condiciones para el esfuerzo axial (σ_m) fueron:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq 90.75 \text{ tonf/m}^2 \leq 97.50 \text{ tonf/m}^2$$

Tabla 110*Esfuerzo axial en muros del piso 01.*

Dirección X-X	L (m)	t (m)	Pm (tonf)	Esfuerzo axial σ_m(tonf/m²)	Observación σ_m
MAX1	1.20	0.13	2.421	15.519	
MAX2	1.20	0.13	5.903	37.841	
MAX3	2.40	0.13	9.915	31.778	
MAX4	3.65	0.13	13.826	29.139	
MAX5	3.65	0.13	15.612	32.901	Cumple
MAX6	3.65	0.13	15.997	33.713	
MAX7	3.65	0.13	18.383	38.741	
MAX8	3.10	0.13	11.779	29.229	
MAX9	3.10	0.13	11.547	28.653	
Dirección Y-Y					
MAY1	4.75	0.13	12.563	20.344	
MAY2	3.55	0.13	15.707	34.034	
MAY3	10.65	0.13	32.166	29.042	
MAY4	1.20	0.13	4.934	31.629	Cumple
MAY5	1.20	0.13	5.382	34.501	
MAY6	1.55	0.13	7.105	35.258	
MAY7	4.75	0.13	15.725	25.466	
MAY8	3.55	0.13	16.276	35.268	

El esfuerzo axial máximo fue 37.841tonf/m² inferior al esfuerzo límite de 97.50 tonf/m².

Tabla 111*Esfuerzo axial en muros del entrepiso 02.*

Dirección X-X	L (m)	t (m)	Pm (tonf)	Esfuerzo axial (tonf/m²)	Observación
MAX1	1.20	0.13	1.030	6.604	
MAX2	1.20	0.13	2.454	15.731	
MAX3	2.40	0.13	4.332	13.886	
MAX4	3.65	0.13	5.729	12.074	
MAX5	3.65	0.13	6.149	12.958	Cumple
MAX6	3.65	0.13	6.292	13.260	
MAX7	3.65	0.13	7.676	16.176	
MAX8	3.10	0.13	5.254	13.037	
MAX9	3.10	0.13	5.107	12.672	
Dirección Y-Y					
MAY1	4.75	0.13	7.017	11.363	
MAY2	3.55	0.13	7.809	16.921	
MAY3	10.65	0.13	18.141	16.379	
MAY4	1.20	0.13	2.486	15.935	Cumple
MAY5	1.20	0.13	2.844	18.229	
MAY6	1.55	0.13	3.879	19.251	
MAY7	4.75	0.13	8.952	14.497	
MAY8	3.55	0.13	7.789	16.878	

El esfuerzo axial en los dos pisos y en las direcciones fue inferior al esfuerzo axial máximo de 90.75 tonf/m², por lo que, los muros fueron capaces de soportar las cargas de servicio.

Control de fisuración y de agrietamiento diagonal

Se estableció para soportar las cortantes del sismo moderado y con ello evitar la fisuración por corte en los muros de entrepiso ante sismos frecuentes.

Tabla 112

Cortantes y momentos en muros del primer piso.

Muros	S. Severo		S. Moderado		Muros	S. Severo		S. Moderado	
	Vs	Ms	Ve	Me		Vs	Ms	Ve	Me
MAX1	0.84	1.19	0.42	0.60	MAY1	7.93	18.23	3.96	9.12
MAX2	0.94	1.22	0.47	0.61	MAY2	4.30	9.09	2.15	4.54
MAX3	2.96	5.82	1.48	2.91	MAY3	21.11	51.63	10.56	25.81
MAX4	7.48	10.88	3.74	5.44	MAY4	0.80	0.96	0.40	0.48
MAX5	7.64	10.68	3.82	5.34	MAY5	0.82	0.96	0.41	0.48
MAX6	7.55	11.27	3.77	5.63	MAY6	1.14	1.53	0.57	0.76
MAX7	6.58	13.62	3.29	6.81	MAY7	8.33	16.84	4.17	8.42
MAX8	4.87	10.56	2.44	5.28	MAY8	3.75	10.27	1.88	5.14
MAX9	4.91	10.51	2.46	5.25					

El muro 3 en la dirección Y se diseñó considerando el 125% de las fuerzas obtenidas, ya que soportó más del 30% del cortante total del entrepiso. Además, las cortantes y momentos por sismo moderado (Ve y Me) fueron 1/2 del sismo severo.

Tabla 113

Cortantes y momentos en muros del segundo piso.

Muros	S. Severo		S. Moderado		Muros	S. Severo		S. Moderado	
	Vs	Ms	Ve	Me		Vs	Ms	Ve	Me
MAX1	0.20	0.23	0.10	0.12	MAY1	5.15	6.89	2.57	3.45
MAX2	0.40	0.35	0.20	0.17	MAY2	1.90	2.58	0.95	1.29
MAX3	1.13	1.39	0.57	0.70	MAY3	14.21	21.53	7.11	10.77
MAX4	5.73	4.80	2.87	2.40	MAY4	0.36	0.37	0.18	0.18
MAX5	6.07	4.80	3.03	2.40	MAY5	0.39	0.35	0.19	0.18
MAX6	5.56	4.85	2.78	2.43	MAY6	0.30	0.24	0.15	0.12
MAX7	4.12	5.02	2.06	2.51	MAY7	6.11	6.42	3.05	3.21
MAX8	2.21	2.93	1.10	1.46	MAY8	1.27	2.24	0.64	1.12
MAX9	2.29	2.92	1.15	1.46					

Con lo descrito en el capítulo 5, se verificó que las acciones de sismo moderado no agrietaron la albañilería confinada, mediante $V_e < 0.55V_m$. San Bartolomé dispuso un 5% de error.

Tabla 114*Verificación de la fisuración por corte en el piso 01.*

Muros	L (m)	Pg (tonf)	Ve (tonf)	Me (tonf-m)	α final	0.55Vm	Condición Ve\leq0.55Vm
MAX1	1.20	2.33	0.42	0.60	0.8	3.24	
MAX2	1.20	5.25	0.47	0.61	0.9	3.88	
MAX3	2.40	8.87	1.48	2.91	1.0	8.07	
MAX4	3.65	12.45	3.74	5.44	1.0	12.14	
MAX5	3.65	13.93	3.82	5.34	1.0	12.33	Cumple
MAX6	3.65	14.25	3.77	5.63	1.0	12.37	
MAX7	3.65	16.25	3.29	6.81	1.0	12.62	
MAX8	3.10	10.60	2.44	5.28	1.0	10.32	
MAX9	3.10	10.40	2.46	5.25	1.0	10.29	
MAY1	4.75	11.72	3.96	9.12	1.0	15.24	
MAY2	3.55	14.09	2.15	4.54	1.0	12.06	
MAY3	10.65	29.55	10.56	25.81	1.0	34.58	
MAY4	1.20	4.42	0.40	0.48	1.0	4.03	Cumple
MAY5	1.20	4.80	0.41	0.48	1.0	4.08	
MAY6	1.55	6.35	0.57	0.76	1.0	5.29	
MAY7	4.75	14.35	4.17	8.42	1.0	15.57	
MAY8	3.55	14.58	1.88	5.14	1.0	12.12	

No presentó falla por fisuración, debido que la cortante por sismo moderado fue inferior al 55% del corte resistente al agrietamiento diagonal ante sismos frecuentes.

Tabla 115*Verificación de la fisuración por corte en el piso 02.*

Muros	L (m)	Pg (tonf)	Ve (tonf)	Me (ton-m)	α final	0.55Vm	Condición Ve\leq0.55Vm
MAX1	1.20	1.03	0.10	0.12	1.0	3.61	
MAX2	1.20	2.32	0.20	0.17	1.0	3.77	
MAX3	2.40	4.08	0.57	0.70	1.0	7.47	
MAX4	3.65	5.49	2.87	2.40	1.0	11.26	
MAX5	3.65	5.90	3.03	2.40	1.0	11.32	Cumple
MAX6	3.65	6.03	2.78	2.43	1.0	11.33	
MAX7	3.65	7.23	2.06	2.51	1.0	11.48	
MAX8	3.10	4.95	1.10	1.46	1.0	9.60	
MAX9	3.10	4.83	1.15	1.46	1.0	9.59	
MAY1	4.75	6.51	2.57	3.45	1.0	14.58	
MAY2	3.55	7.19	0.95	1.29	1.0	11.19	
MAY3	10.65	16.62	7.11	10.77	1.0	32.94	
MAY4	1.20	2.28	0.18	0.18	1.0	3.76	Cumple
MAY5	1.20	2.58	0.19	0.18	1.0	3.80	
MAY6	1.55	3.51	0.15	0.12	1.0	4.93	
MAY7	4.75	8.15	3.05	3.21	1.0	14.79	
MAY8	3.55	7.21	0.64	1.12	1.0	11.19	

No presentó falla por fisuración en los muros de los dos pisos y en las dos direcciones de análisis, donde la cortante generada por sismo moderado (V_e) fue ampliamente inferior al 55% del corte (V_m) resistente al agrietamiento diagonal, por lo que, los muros no se agrietaron ante sismos frecuentes.

Verificación de la resistencia al corte

Se determinó la resistencia al cortante con todos los muros ($\sum V_{mi}$) y en ambas direcciones, que resultó mayor al cortante actuante por nivel, obtenidas por medio del sismo severo en (V_{Ei}). Mediante muros confinados dispuestos en los ejes “X” y “Y”, se obtuvo:

Tabla 116

Resistencia al cortante global.

Muros en Dirección X	Nivel 01 V_{m1} (tonf)	Nivel 02 V_{m2} (tonf)	Muros en Dirección Y	Nivel 01 V_{m1} (tonf)	Nivel 02 V_{m2} (tonf)
MAX1	5.89	6.56	MAY1	27.70	26.51
MAX2	7.05	6.85	MAY2	21.93	20.34
MAX3	14.68	13.58	MAY3	62.87	59.89
MAX4	22.08	20.48	MAY4	7.33	6.84
MAX5	22.42	20.57	MAY5	7.42	6.91
MAX6	22.49	20.60	MAY6	9.62	8.97
MAX7	22.95	20.88	MAY7	28.31	26.88
MAX8	18.76	17.46	MAY8	22.04	20.35
MAX9	18.71	17.43			
$\sum V_{mi}$	155.04	144.41	$\sum V_{mi}$	187.24	176.70

La cortante global de los muros confinados fue de 155.04 tonf en “X” y 187.24tonf en “Y”, ambas producidas por sismo severo, lo cual evidenció una adecuada resistencia al cortante.

Mediante las expresiones: $\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$ y $\sum V_{mi} \geq 3V_{Ei}$, se determinó la resistencia de la estructura.

Tabla 117

Resistencia al cortante del modelo ante sismo severo.

Nivel	Dir.	$\sum V_{mi}$ (tonf)	V_{Ei} (tonf)	$\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$	$3V_{Ei}$ (tonf)	$\sum V_{mi} \geq 3V_{Ei}$
Piso 2	X	144.41	27.89	Cumple	83.68	Ok
Piso 1		155.04	44.71	Cumple	134.13	Ok
Piso 2	Y	176.70	26.04	Cumple	78.13	Ok
Piso 1		187.24	43.30	Cumple	129.90	Ok

Se verificó que la edificación dispuso una adecuada resistencia y rigidez, ya que la cortante global de los muros fue mayor a las cortantes producidas por sismo severo en los dos pisos y en las dos direcciones, además fue 3 veces mayor a dicha cortante; por lo que, el comportamiento de la edificación fue elástico, es decir, se deformó de acuerdo a las cargas aplicadas y las fallas o deformaciones no fueron permanentes.

Verificación del refuerzo horizontal en muros

De acuerdo a los parámetros, se requirió refuerzo horizontal cuando el corte producto del sismo severo excedió el corte de albañilería ($V_u \geq V_m$) o el esfuerzo axial fue: $\sigma_m \geq 0.05f'm$. Con ladrillo industrial de arcilla king kong, se verificó que:

$$0.05f'm = 32.50 \text{ tonf/m}^2$$

Tabla 118

Refuerzo horizontal en muros del piso 01.

Muros Dirección n X-X	V _e tonf	V _{m1} (tonf)	Factor de amplificación V _{m1} /V _{e1}		V _{ui} (tonf)	Necesidad de refuerzo (V _u ≥V _m)	Esf. Axial σ _m (tonf/m ²)	Necesidad de refuerzo σ _m ≥ 0.05f'm
			Calc.	Final				
MAX1	0.42	5.89	13.96	3	1.27	No	15.52	No
MAX2	0.47	7.05	14.98	3	1.41	No	37.84	Sí
MAX3	1.48	14.68	9.92	3	4.44	No	31.78	No
MAX4	3.74	22.08	5.90	3	11.22	No	29.14	No
MAX5	3.82	22.42	5.87	3	11.46	No	32.90	Sí
MAX6	3.77	22.49	5.96	3	11.32	No	33.71	Sí
MAX7	3.29	22.95	6.98	3	9.87	No	38.74	Sí
MAX8	2.44	18.76	7.70	3	7.31	No	29.23	No
MAX9	2.46	18.71	7.62	3	7.37	No	28.65	No
MAY1	3.96	27.70	6.99	3	11.89	No	20.34	No
MAY2	2.15	21.93	10.20	3	6.45	No	34.03	Sí
MAY3	10.56	62.87	5.96	3	31.67	No	29.04	No
MAY4	0.40	7.33	18.30	3	1.20	No	31.63	No
MAY5	0.41	7.42	18.17	3	1.23	No	34.50	Sí
MAY6	0.57	9.62	16.95	3	1.70	No	35.26	Sí
MAY7	4.17	28.31	6.79	3	12.50	No	25.47	No
MAY8	1.88	22.04	11.75	3	5.63	No	35.27	Sí

Se determinó que los muros del piso 1 fueron resistentes a las cortantes, sin embargo, algunos superaron el esfuerzo de 32.50 tonf/m², los cuales fueron reforzados horizontalmente.

Tabla 119*Refuerzo horizontal en muros del piso 02.*

Muros Dirección X-X	V_e (tonf)	V_{m2} (tonf)	Factor de amplif. V_{m1}/V_{e1}	V_u (tonf)	Necesidad de refuerzo (V_u≥V_m)	Esf. Axial σ_m (tonf/m²)	Necesidad de refuerzo σ_m ≥ 0.05f'm
MAX1	0.10	6.56	3	0.30	No	6.60	No
MAX2	0.20	6.85	3	0.60	No	15.73	No
MAX3	0.57	13.58	3	1.70	No	13.89	No
MAX4	2.87	20.48	3	8.60	No	12.07	No
MAX5	3.03	20.57	3	9.10	No	12.96	No
MAX6	2.78	20.60	3	8.33	No	13.26	No
MAX7	2.06	20.88	3	6.18	No	16.18	No
MAX8	1.10	17.46	3	3.31	No	13.04	No
MAX9	1.15	17.43	3	3.44	No	12.67	No
MAY1	2.57	26.51	3	7.72	No	11.36	No
MAY2	0.95	20.34	3	2.84	No	16.92	No
MAY3	7.11	59.89	3	21.32	No	16.38	No
MAY4	0.18	6.84	3	0.54	No	15.94	No
MAY5	0.19	6.91	3	0.58	No	18.23	No
MAY6	0.15	8.97	3	0.45	No	19.25	No
MAY7	3.05	26.88	3	9.16	No	14.50	No
MAY8	0.64	20.35	3	1.91	No	16.88	No

Los muros del piso 2 fueron resistentes a las cortantes y no superaron el esfuerzo de 32.50 tonf/m², por lo que no fueron reforzados horizontalmente.

Tabla 120*Separación del refuerzo horizontal.*

Muros	Refuerzo horizontal	Espesor "t" (cm)	As 2Ø6mm (cm²)	S (cm) ρ = 0.001	Separación de varillas
MAX2	Sí necesita	13.00	0.56	43.1	4 hiladas
MAX5	Sí necesita	13.00	0.56	43.1	4 hiladas
MAX6	Sí necesita	13.00	0.56	43.1	4 hiladas
MAX7	Sí necesita	13.00	0.56	43.1	4 hiladas
MAY2	Sí necesita	13.00	0.56	43.1	4 hiladas
MAY5	Sí necesita	13.00	0.56	43.1	4 hiladas
MAY6	Sí necesita	13.00	0.56	43.1	4 hiladas
MAY8	Sí necesita	13.00	0.56	43.1	4 hiladas

Para los muros que requirieron la colocación de refuerzo horizontal se consideró ρ_{min} de 0.001; se conformó con 2Ø6mm espaciados a cada 4 hiladas. La separación (S) de las varillas se determinó con la expresión (5.36).

Verificación del agrietamiento diagonal en entrepiso superior

Tabla 121

Verificación del agrietamiento diagonal en entrepiso superior.

Muros en dirección X-X	V _{m2} (tonf)	V _{u2} (tonf)	Condición V _{m2} > V _{u2}	Muros en dirección Y-Y	V _{m2} (tonf)	V _{u2} (tonf)	Condición V _{m2} > V _{u2}
MAX1	6.56	0.30	No agrietado	MAY1	26.51	7.72	No agrietado
MAX2	6.85	0.60		MAY2	20.34	2.84	
MAX3	13.58	1.70		MAY3	59.89	21.32	
MAX4	20.48	8.60		MAY4	6.84	0.54	
MAX5	20.57	9.10		MAY5	6.91	0.58	
MAX6	20.60	8.33		MAY6	8.97	0.45	
MAX7	20.88	6.18		MAY7	26.88	9.16	
MAX8	17.46	3.31		MAY8	20.35	1.91	
MAX9	17.43	3.44					

La resistencia al cortante de los paños del segundo piso fue superior al cortante generado por sismo moderado, el menos resistente fue de 6.56tonf en MAX1, ampliamente superior a los 0.30 tonf, de este modo, los muros no presentaron fallas de agrietamiento.

b) Diseño de columnas de confinamiento

Tabla 122

Consideraciones del diseño de columnas.

Muro	Pg tonf	Vm tonf	Mu tonf-m	L (m)	Lm (m)	Nc	h (m)	M tonf-m	F tonf
MAX1	2.33	5.89	1.79	1.20	1.20	2	2.70	-6.16	-5.13
MAX2	5.25	7.05	1.83	1.20	1.20	2	2.70	-7.69	-6.41
MAX3	8.87	14.68	8.72	2.40	2.40	2	2.70	-11.09	-4.62
MAX4	12.45	22.08	16.33	3.65	3.65	3	2.70	-13.48	-3.69
MAX5	13.93	22.42	16.01	3.65	3.65	2	2.70	-14.25	-3.91
MAX6	14.25	22.49	16.90	3.65	3.65	2	2.70	-13.47	-3.69
MAX7	16.25	22.95	20.44	3.65	3.65	2	2.70	-10.55	-2.89
MAX8	10.60	18.76	15.85	3.10	3.10	2	2.70	-9.48	-3.06
MAX9	10.40	18.71	15.76	3.10	3.10	2	2.70	-9.51	-3.07
MAY1	11.72	27.70	27.35	4.75	3.55	3	2.70	-10.05	-2.12
MAY2	14.09	21.93	13.63	3.55	3.55	2	2.70	-15.98	-4.50
MAY3	29.55	62.87	77.44	10.65	5.33	4	2.70	-7.43	-0.70
MAY4	4.42	7.33	1.44	1.20	1.20	2	2.70	-8.46	-7.05
MAY5	4.80	7.42	1.43	1.20	1.20	2	2.70	-8.58	-7.15
MAY6	6.35	9.62	2.29	1.55	1.55	2	2.70	-10.69	-6.90
MAY7	14.35	28.31	25.26	4.75	3.55	3	2.70	-12.96	-2.73
MAY8	14.58	22.04	15.41	3.55	3.55	2	2.70	-14.35	-4.04

Las consideraciones iniciales del diseño de columnas estuvieron dadas por las cargas, cortantes, momentos, las longitudes, las columnas en cada paño, altura y fuerzas axiales; los valores más críticos fueron en MAY3, ya que su longitud fue mayor, por lo que el aporte a la resistencia fue mayor. Se obtuvieron valores negativos ya que el producto de la altura y cortantes del piso 1 fueron superiores al momento del mismo nivel.

De la estructuración inicial y final, se dispuso la ubicación de columnas y muros transversales a las mismas; con ello, se determinó las cargas gravitacionales sobre las columnas en las direcciones “X” y “Y”, calculada con las expresiones (5.40) y (5.41).

Tabla 123

Ubicación de las columnas en “X” y cargas por muros transversales.

Muro	Columna	Muro transv.	Lmt (m)	Máx. (Lmt/4 ó 6t)	Pgt (tonf)	Pt (tonf)	Pc (tonf)	
MAX1	C1	Extrema	MAY1	4.75	1.19	11.72	2.93	4.09
	C2	Extrema	NO	-				1.16
MAX2	C2	Extrema	NO	-				2.62
	C3	Extrema	MAY2	3.55	0.89	14.09	3.52	6.15
MAX3	C2	Extrema	NO	-				4.44
	C1	Extrema	MAY3	3.55	0.89	29.55	7.39	11.82
MAX4	C4	Interior	MAY1	4.75	1.19	11.72	2.93	7.08
	C6	Extrema	MAY4	1.20	0.78	4.42	2.87	7.02
MAX5	C6	Extrema	MAY6	1.55	0.78	6.35	3.19	10.16
	C4	Interior	MAY3	7.10	1.78	29.55	7.39	14.35
MAX6	C4	Interior	MAY7	4.75	1.19	14.35	3.59	10.71
	C6	Extrema	MAY5	1.20	0.78	4.80	3.12	10.24
MAX7	C9	Extrema	NO	-				8.12
	C4	Interior	MAY3	7.10	1.78	29.55	7.39	15.51
MAX8	C1	Extrema	MAY7	4.75	1.19	14.35	3.59	8.89
	C2	Extrema	NO	-				5.30
MAX9	C2	Extrema	NO	-				5.20
	C1	Extrema	MAY3	3.55	0.89	29.55	7.39	12.59

La carga “PC” se conformó mediante la carga axial sobre la columna (Pg/Nc) más carga por muro transversal (Pt), esta última se determinó con la carga de servicio del muro transversal (Pgt) y la longitud mayor entre Lmt y 6t. La carga más alta en “X” fue 15.51 tonf y se obtuvo en C4 del muro MAX5, ya que el muro transversal MAY3 dispuso mayor longitud.

Tabla 124*Ubicación de las columnas en “Y” y cargas por muros transversales.*

Muro	Columna	Muro transv.	Lmt (m)	Máx. (Lmt/4 ó 6t)	Pgt (tonf)	Pt (tonf)	Pc (tonf)
MAY1	C1	Extrema	MAX1	1.20	0.78	2.33	5.42
	C8	Extrema	NO	-			3.91
MAY2	C3	Extrema	MAX2	1.20	0.78	5.25	10.46
	C7	Extrema	NO	-			7.04
MAY3	C1	Extrema	MAX3	2.40	0.78	8.87	10.27
	C1'	Extrema	MAX9	3.10	0.78	10.40	10.01
MAY4	C6	Extrema	MAX4	3.65	0.91	12.45	5.32
	C8	Extrema	NO	-			2.21
MAY5	C8	Extrema	NO	-			2.40
	C6	Extrema	MAX6	3.65	0.91	14.25	5.96
MAY6	C6	Extrema	MAX5	3.65	0.91	13.93	6.66
	C8	Extrema	NO	-			3.17
MAY7	C8	Extrema	NO	-			4.78
	C1	Extrema	MAX8	3.10	0.78	10.60	7.45
MAY8	C7	Extrema	NO	-			7.29
	C7'	Extrema	NO	-			7.29

La carga más elevada en “Y” fue 10.46 tonf y se obtuvo en C3 del muro MAY2. Con las expresiones del capítulo 5, se determinó la fuerza cortante, tracción y compresión.

Tabla 125*Fuerzas internas de columnas dispuestas en “X”*

Muro	Columna	Ubicación	Vc (tonf)	T (tonf)	C (tonf)
MAX1	C1	Extrema	2.95	-9.23	-1.04
	C2	Extrema	2.95	-6.30	-3.97
MAX2	C2	Extrema	3.53	-9.03	-3.78
	C3	Extrema	3.53	-12.55	-0.26
MAX3	C2	Extrema	7.34	-9.06	-0.19
	C1	Extrema	7.34	-16.45	7.20
MAX4	C4	Interior	5.52	9.25	-1.09
	C6	Extrema	8.28	-10.72	3.33
MAX5	C6	Extrema	11.21	-14.06	6.25
	C4	Interior	7.47	2.23	6.06
MAX6	C4	Interior	7.50	5.93	2.39
	C6	Extrema	11.25	-13.93	6.55
MAX7	C9	Extrema	11.48	-11.01	5.23
	C4	Interior	7.65	1.47	7.02
MAX8	C1	Extrema	9.38	-11.94	5.83
	C2	Extrema	9.38	-8.36	2.24
MAX9	C2	Extrema	9.36	-8.27	2.14
	C1	Extrema	9.36	-15.66	9.52

Las fuerzas de tracción positivas en columnas interiores evidenciaron que las cargas “Pc” fueron inferiores al cortante con una fracción de altura y longitud; mientras que en extremas fueron negativas debido a la fuerza axial en la columna extrema. Por ejemplo:

$$\text{Columna interior C4 - MAX4: } T = V_{m1} h/L - P_c = (22.08) 2.70/3.65 - 7.08 = 9.25\text{tonf}$$

$$\text{Columna extrema C9 - MAX7, mayor cortante: } T = F - P_c = -2.89 - 8.12 = -11.01\text{tonf}$$

Tabla 126

Fuerzas internas de columnas dispuestas en “Y”

Muro	Columna	Ubicación	Vc (tonf)	T (tonf)	C (tonf)
MAY1	C1	Extrema	7.76	-7.53	3.30
	C8	Extrema	7.76	-6.02	1.79
MAY2	C3	Extrema	10.97	-14.96	5.96
	C7	Extrema	10.97	-11.55	2.54
MAY3	C1	Extrema	9.43	-10.97	9.57
	C1'	Extrema	9.43	-10.70	9.31
MAY4	C6	Extrema	3.67	-12.37	-1.73
	C8	Extrema	3.67	-9.26	-4.84
MAY5	C8	Extrema	3.71	-9.55	-4.76
	C6	Extrema	3.71	-13.11	-1.19
MAY6	C6	Extrema	4.81	-13.55	-0.24
	C8	Extrema	4.81	-10.07	-3.73
MAY7	C8	Extrema	7.93	-7.51	2.06
	C1	Extrema	7.93	-10.18	4.72
MAY8	C7	Extrema	11.02	-11.33	3.25
	C7'	Extrema	11.02	-11.33	3.25

Las fuerzas de compresión negativas en columnas interiores evidenciaron que la cortante con una fracción de altura y longitud fueron superiores a las cargas “Pc”; mientras que en extremas se debió a que la fuerza axial fue negativa. Por ejemplo:

En columna interior C4 de MAX4:

$$C = P_c - V_{m1} \cdot h/2L = 7.08 - (22.08 \times 2.70)/(2 \times 3.65) = -1.09 \text{ tonf}$$

En columna extrema C8 de MAY4: $C = P_c + F = 2.21 + (-7.05) = -4.84 \text{ onf}$

En columna extrema C1 de MAY3: $C = P_c + F = 10.27 + (-0.70) = 9.57 \text{ tonf}$

Diseño por compresión

Con las expresiones del capítulo 5, f'_c de 210kg/cm^2 y con f_y de 4200kg/cm^2 , se obtuvo:

Tabla 127*Columnas de confinamiento en la dirección "X" diseñadas a compresión.*

Muro	Columna	C (tonf)	4Ø8mm As(cm ²)	δ	An (cm ²)	t (cm)	b (cm)
MAX1	C1	-1.04	2.00	1	-53.39	13	5
	C2	-3.97	2.00	0.8	-96.54	13	8
MAX2	C2	-3.78	2.00	0.8	-94.68	13	8
	C3	-0.26	2.00	1	-47.15	13	4
MAX3	C2	-0.19	2.00	0.8	-58.68	13	5
	C1	7.20	2.00	1	12.59	13	1
MAX4	C4	-1.09	2.00	1	-53.77	13	5
	C6	3.33	2.00	1	-18.42	13	2
MAX5	C6	6.25	2.00	1	4.98	13	1
	C4	6.06	2.00	1	3.44	13	1
MAX6	C4	2.39	2.00	1	-25.91	13	2
	C6	6.55	2.00	1	7.37	13	1
MAX7	C9	5.23	2.00	0.8	-4.47	13	1
	C4	7.02	2.00	1	11.14	13	1
MAX8	C1	5.83	2.00	1	1.60	13	1
	C2	2.24	2.00	0.8	-34.40	13	3
MAX9	C2	2.14	2.00	0.8	-35.46	13	3
	C1	9.52	2.00	1	31.16	13	3

En "X" la sección máxima con recubrimiento fue 15x10cm, inferior al área mínima de 15t.

Tabla 128*Columnas de confinamiento en la dirección "Y" diseñadas a compresión.*

Muro	Columna	C (tonf)	4Ø8mm As(cm ²)	δ	An (cm ²)	t (cm)	b (cm)
MAY1	C1	3.30	2.00	1	-18.64	13	2
	C8	1.79	2.00	0.8	-38.92	13	3
MAY2	C3	5.96	2.00	1	2.61	13	1
	C7	2.54	2.00	0.8	-31.37	13	3
MAY3	C1	9.57	2.00	1	31.56	13	3
	C1'	9.31	2.00	1	29.44	13	3
MAY4	C6	-1.73	2.00	1	-58.89	13	5
	C8	-4.84	2.00	0.8	-105.24	13	9
MAY5	C8	-4.76	2.00	0.8	-104.40	13	9
	C6	-1.19	2.00	1	-54.61	13	5
MAY6	C6	-0.24	2.00	1	-47.01	13	4
	C8	-3.73	2.00	0.8	-94.10	13	8
MAY7	C8	2.06	2.00	0.8	-36.24	13	3
	C1	4.72	2.00	1	-7.26	13	1
MAY8	C7/ C7'	3.25	2.00	0.8	-24.33	13	2

Del diseño por compresión con acero mínimo, se determinaron columnas con sección de 13x9cm, con recubrimiento fue de 15x11cm, inferior al área mínima requerida de 15t, lo cual demostró que las columnas no presentaron grandes esfuerzos por compresión.

Diseño por corte-fricción

Con lo dispuesto en capítulo 5, se determinó las áreas de las columnas mediante:

Tabla 129

Columnas de confinamiento diseñadas a corte-fricción.

Muro	Col.	Ubicación	Vc (tonf)	Acf (cm ²)	t (cm)	Mín. 15t (cm ²)	d (cm)	Área Col. (cm ²)	An final (cm ²)
MAX1	C1	Extrema	2.95	82.50	13	195	25	325	189
	C2	Extrema	2.95	82.50	13	195	25	325	189
MAX2	C2	Extrema	3.53	98.78	13	195	25	325	189
	C3	Extrema	3.53	98.78	13	195	25	325	189
MAX3	C2	Extrema	7.34	205.55	13	195	25	325	189
	C1	Extrema	7.34	205.55	13	195	25	325	189
MAX4	C4	Interior	5.52	154.62	13	195	25	325	189
	C6	Extrema	8.28	231.93	13	195	25	325	189
MAX5	C6	Extrema	11.21	314.01	13	195	25	325	189
	C4	Interior	7.47	209.34	13	195	25	325	189
MAX6	C4	Interior	7.50	210.03	13	195	25	325	189
	C6	Extrema	11.25	315.04	13	195	25	325	189
MAX7	C9	Extrema	11.48	321.49	13	195	25	325	189
	C4	Interior	7.65	214.33	13	195	25	325	189
MAX8	C1	Extrema	9.38	262.73	13	195	25	325	189
	C2	Extrema	9.38	262.73	13	195	25	325	189
MAX9	C2	Extrema	9.36	262.11	13	195	25	325	189
	C1	Extrema	9.36	262.11	13	195	25	325	189
MAY1	C1	Extrema	7.76	217.49	13	195	25	325	189
	C8	Extrema	7.76	217.49	13	195	20	260	144
MAY2	C3	Extrema	10.97	307.16	13	195	25	325	189
	C7	Extrema	10.97	307.16	13	195	25	325	189
MAY3	C1	Extrema	9.43	264.16	13	195	25	325	189
	C1'	Extrema	9.43	264.16	13	195	25	325	189
MAY4	C6	Extrema	3.67	102.73	13	195	25	325	189
	C8	Extrema	3.67	102.73	13	195	20	260	144
MAY5	C8	Extrema	3.71	103.94	13	195	20	260	144
	C6	Extrema	3.71	103.94	13	195	25	325	189
MAY6	C6	Extrema	4.81	134.74	13	195	25	325	189
	C8	Extrema	4.81	134.74	13	195	20	260	144
MAY7	C8	Extrema	7.93	222.25	13	195	20	260	144
	C1	Extrema	7.93	222.25	13	195	25	325	189
MAY8	C7	Extrema	11.02	308.75	13	195	25	325	189
	C7'	Extrema	11.02	308.75	13	195	25	325	189

Del diseño por corte-fricción, se determinaron las áreas de las columnas de confinamiento en las direcciones “X” y “Y”, donde se obtuvieron secciones de concreto de 325cm² y 260cm², con dimensiones de 13x25cm y 13x20cm en los dos pisos de la edificación, ambos casos superiores al mínimo.

Refuerzo vertical en las columnas

Se determinó con las expresiones (5.44 a 5.46) y el desarrollo se realizó mediante las tablas 130 y 131.

Tabla 130

Refuerzo vertical de columnas en eje “X”.

Muro	Col.	Vc (tonf)	T (tonf)	Asf (cm ²)	Ast (cm ²)	∑As (cm ²)	As _{mín} (cm ²)	Área del refuerzo a utilizar (cm ²)	
MAX1	C1	2.95	-9.23	1.03	-2.58	1.03	2.0	4Ø8mm	2.00
	C2	2.95	-6.30	1.03	-1.76	1.03	2.0	4Ø3/8"	2.84
MAX2	C2	3.53	-9.03	1.23	-2.53	1.23	2.0	4Ø3/8"	2.84
	C3	3.53	-12.55	1.23	-3.52	1.23	2.0	4Ø8mm	2.00
MAX3	C2	7.34	-9.06	2.57	-2.54	2.57	2.0	4Ø3/8"	2.84
	C1	7.34	-16.45	2.57	-4.61	2.57	2.0	4Ø3/8"	2.84
MAX4	C4	5.52	9.25	1.93	2.59	4.53	2.0	4Ø1/2"	5.16
	C6	8.28	-10.72	2.90	-3.00	2.90	2.0	6Ø8mm	3.00
	C6	11.21	-14.06	3.93	-3.94	3.93	2.0	6Ø3/8"	4.26
MAX5	C4	7.47	2.23	2.62	0.63	3.24	2.0	4Ø3/8" +2Ø8mm	3.84
MAX6	C4	7.50	5.93	2.63	1.66	4.29	2.0	4Ø1/2"	5.16
	C6	11.25	-13.93	3.94	-3.90	3.94	2.0	6Ø3/8"	4.26
	C9	11.48	-11.01	4.02	-3.09	4.02	2.0	6Ø3/8"	4.26
MAX7	C4	7.65	1.47	2.68	0.41	3.09	2.0	4Ø3/8" +2Ø8mm	3.84
MAX8	C1	9.38	-11.94	3.28	-3.35	3.28	2.0	6Ø3/8"	4.26
	C2	9.38	-8.36	3.28	-2.34	3.28	2.0	4Ø3/8" +2Ø8mm	3.84
MAX9	C2	9.36	-8.27	3.28	-2.32	3.28	2.0	4Ø3/8" +2Ø8mm	3.84
	C1	9.36	-15.66	3.28	-4.39	3.28	2.0	6Ø3/8"	4.26

Con el refuerzo positivo se determinó un área máxima de 5.16 cm² conformado por 4Ø1/2" y un área mínima de 2.00cm² con 4Ø8mm, lo cual cumplió con lo mínimo requerido.

Tabla 131*Refuerzo vertical de columnas en eje "Y".*

Muro	Col.	Vc (tonf)	T (tonf)	Asf (cm ²)	Ast (cm ²)	\sum Asf,t (cm ²)	As _{mín} (cm ²)	Área del refuerzo a utilizar (cm ²)	
MAY1	C1	7.76	-7.53	2.72	-2.11	2.72	2.0	4Ø8mm	2.00
	C8	7.76	-6.02	2.72	-1.69	2.72	2.0	4Ø3/8"	2.84
MAY2	C3	10.97	-14.96	3.84	-4.19	3.84	2.0	6Ø3/8"	4.26
	C7	10.97	-11.55	3.84	-3.23	3.84	2.0	4Ø3/8" +2Ø8mm	3.84
MAY3	C1	9.43	-10.97	3.30	-3.07	3.30	2.0	6Ø3/8"	4.26
	C1'	9.43	-10.70	3.30	-3.00	3.30	2.0	6Ø3/8"	4.26
MAY4	C6	3.67	-12.37	1.28	-3.47	1.28	2.0	4Ø8mm	2.00
	C8	3.67	-9.26	1.28	-2.59	1.28	2.0	4Ø3/8"	2.84
MAY5	C8	3.71	-9.55	1.30	-2.68	1.30	2.0	4Ø3/8"	2.84
	C6	3.71	-13.11	1.30	-3.67	1.30	2.0	4Ø3/8"	2.84
MAY6	C6	4.81	-13.55	1.68	-3.80	1.68	2.0	4Ø3/8"	2.84
	C8	4.81	-10.07	1.68	-2.82	1.68	2.0	4Ø3/8"	2.84
MAY7	C8	7.93	-7.51	2.78	-2.10	2.78	2.0	4Ø3/8"	2.84
	C1	7.93	-10.18	2.78	-2.85	2.78	2.0	4Ø3/8"	2.84
MAY8	C7	11.02	-11.33	3.86	-3.17	3.86	2.0	6Ø3/8"	4.26
	C7'	11.02	-11.33	3.86	-3.17	3.86	2.0	6Ø3/8"	4.26

Se determinó el refuerzo vertical necesario en la columna, para soportar las acciones de tracción y de corte-fricción. El área del acero se calculó mediante la suma del aporte de Asf; y en las columnas donde se desarrolló una tracción mayor a 0, se consideró el refuerzo por tracción (Ast). Se obtuvo un área máxima de 4.26 cm² compuesto 6Ø3/8" y un área mínima de 2.00cm² con 4Ø8mm, con ello se estableció lo requerido.

Por lo tanto, la condición más desfavorable en "X" fue en C4 de MAX4, donde se obtuvo: Ac = 325 cm² y As = 5.16 cm²; mientras que en "Y" fue: Ac = 325 cm² y As = 4.26 cm².

Estribos de confinamiento

La distribución en los extremos de la columna se determinó con las expresiones (5.47) y (5.48).

Tabla 132

Distribución de estribos en columnas de confinamiento.

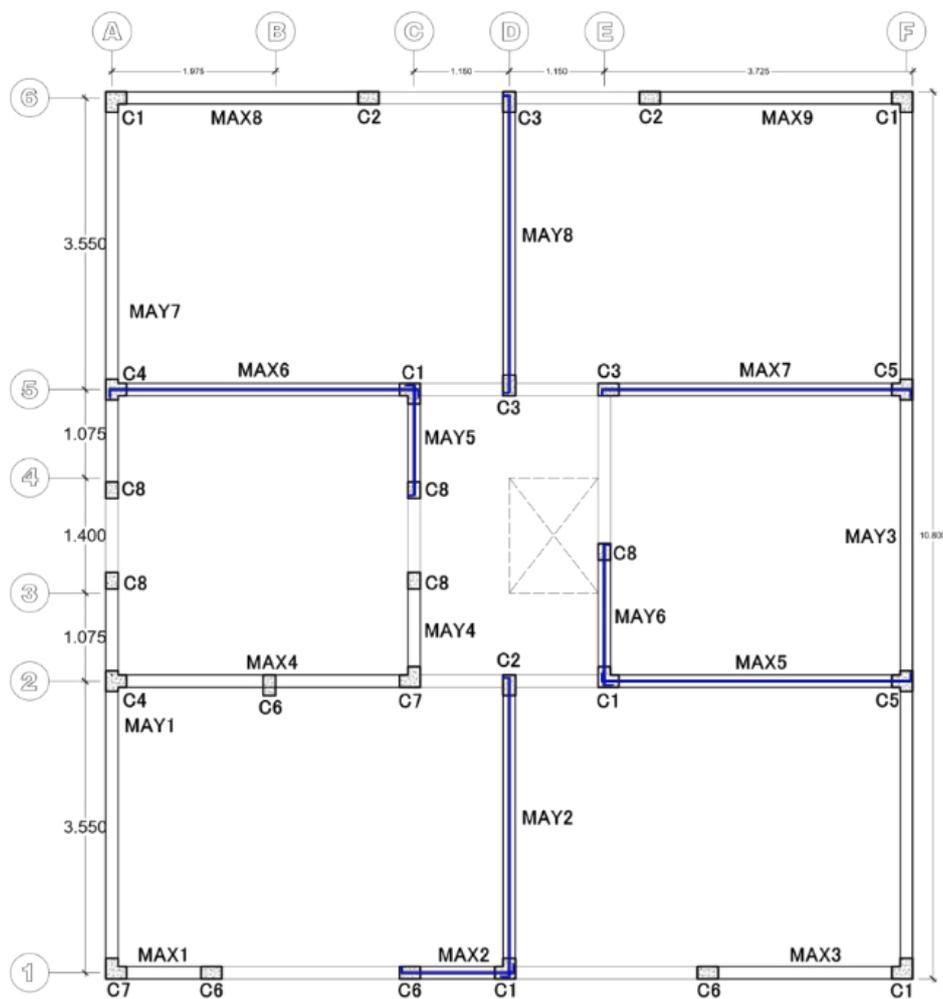
Muro	Col.	Av Ø6mm (cm ²)	S1 (cm)	S2 (cm)	S3 (cm)	S4 (cm)	Zona conf. "C" (cm)	Distribución
MAX1	C1	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
	C2	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
MAX2	C2	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
	C3	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
MAX3	C2	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
	C1	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
MAX4	C4	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
	C6	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	9@5, 1@10,
MAX5	C6	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	1@15,
	C4	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	r@25 cm C/Extr.
MAX6	C4	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
	C6	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
MAX7	C9	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
	C4	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
MAX8	C1	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
	C2	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
MAX9	C2	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
	C1	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
MAY1	C1	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
	C8	0.56	5.1	10.4	5.0	10.0	45	
MAY2	C3	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
	C7	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
MAY3	C1	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
	C1	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
MAY4	C6	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	9@5, 1@10,
	C8	0.56	5.1	10.4	5.0	10.0	45	1@15,
MAY5	C8	0.56	5.1	10.4	5.0	10.0	45	r@25 cm C/Extr.
	C6	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
MAY6	C6	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
	C8	0.56	5.1	10.4	5.0	10.0	45	
MAY7	C8	0.56	5.1	10.4	5.0	10.0	45	
	C1	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
MAY8	C7	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	
	C7	0.56	5.8	10.4	6.3	10.0	45	

Se diseñaron con estribos cerrados de acero de Ø6mm con gancho a 135°, el espaciamiento en los extremos fue de 5 cm. Las columnas de confinamiento diseñadas en los puntos

anteriores se aplicaron a los dos pisos, ya que los elementos estructurales fueron continuos y las áreas de las columnas y del acero fueron mínimas. Además, con el diseño en “X” y “Y”, se establecieron las columnas en las intersecciones de los muros y se realizó la compatibilización de su sección, refuerzo vertical y distribución de estribos, donde se obtuvo una sola sección de columna para ambas direcciones. En las intersecciones, se definieron columnas con sección en “L” y “T”, en las que se acomodó el refuerzo vertical y los estribos, que cumplió con los requerimientos en ambas direcciones.

Figura 69

Distribución final de columnas y muros de albañilería reforzados.



c) Diseño de vigas soleras

Fue con peralte de 30 cm y espesor de 13 cm, se diseñaron a tracción pura con las expresiones (5.49) y (5.50). Los resultados se aplicaron a las soleras de los dos pisos.

Tabla 133*Diseño de vigas soleras en la dirección "X".*

Viga sobre	Peralte (cm)	Base (cm)	Ts (tonf)	As,cal (cm ²)	Asmin (cm ²)	Asfinal Usar (cm ²)	Distribución estribos Ø6mm
MAX1	30.0	13.0	2.95	0.8	2.0	4Ø3/8"	2.84
MAX2	30.0	13.0	3.53	0.9	2.0	4Ø3/8"	2.84
MAX3	30.0	13.0	7.34	1.9	2.0	4Ø3/8"	2.84
MAX4	30.0	13.0	11.04	2.9	2.0	4Ø1/2"	3.00
MAX5	30.0	13.0	11.21	3.0	2.0	4Ø1/2"	3.00
MAX6	30.0	13.0	11.25	3.0	2.0	4Ø1/2"	3.00
MAX7	30.0	13.0	11.48	3.0	2.0	4Ø1/2"	3.00
MAX8	30.0	13.0	9.38	2.5	2.0	4Ø3/8"	2.84
MAX9	30.0	13.0	9.36	2.5	2.0	4Ø3/8"	2.84

1@5,
4@10,
r@25cm
C/Extremo

Fueron diseñadas a tracción pura, donde el refuerzo calculado fue inferior al mínimo; se dispuso refuerzo longitudinal de 4Ø3/8" con estribos de Ø6mm.

Tabla 134*Diseño de vigas soleras en la dirección "Y".*

Viga sobre	Peralte (cm)	Base (cm)	Ts (tonf)	As,cal (cm ²)	Asmin (cm ²)	Asfinal Usar (cm ²)	Distribución estribos Ø6mm
MAY1	30.0	13.0	10.35	2.7	2.0	4Ø3/8"	2.84
MAY2	30.0	13.0	10.97	2.9	2.0	4Ø1/2"	3.00
MAY3	30.0	13.0	15.72	4.2	2.0	6Ø3/8"	4.26
MAY4	30.0	13.0	3.67	1.0	2.0	4Ø3/8"	2.84
MAY5	30.0	13.0	3.71	1.0	2.0	4Ø3/8"	2.84
MAY6	30.0	13.0	4.81	1.3	2.0	4Ø3/8"	2.84
MAY7	30.0	13.0	10.58	2.8	2.0	4Ø3/8"	2.84
MAY8	30.0	13.0	11.02	2.9	2.0	4Ø1/2"	3.00

1@5,
4@10,
r@25cm
C/Extremo

Se determinó el refuerzo longitudinal máximo de 6Ø3/8" con estribos de Ø6mm. La distribución de los diferentes tipos de columnas de confinamiento y soleras, se detallaron con planos adjuntos.

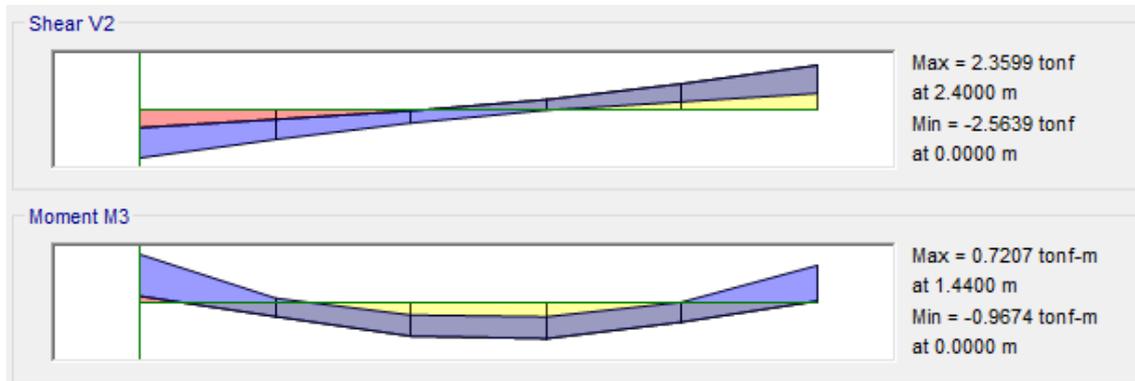
d) Diseño estructural de vigas dintel

El refuerzo longitudinal y distribución de estribos se determinó con los momentos, cortantes del análisis en Etabs y envolventes de combos.

Se diseñó la viga dintel 2 (VD-2) que acopló a los muros MAX2 y MAX3, la cual se ubicó en el eje 1 del primer piso y presentó el mayor momento y cortante.

Figura 70

Viga dintel con mayor momento flector y cortante.



Nota. Modelo estructural de Etabs v.19

Diseño por flexión

Con el momento $M_u = 0.9674 \text{ tonf}\cdot\text{m}$ obtenido del análisis en Etabs, se determinó el refuerzo demandado por flexión:

$$A_s = \frac{0.85 f'_c \cdot b}{f_y} \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c \cdot b}} \right)$$

$$d = h - 3 = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 \times 210 \times 13}{4200} \left(27 - \sqrt{27^2 - \frac{2 \times 0.9674 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 13}} \right)$$

$$A_s = 0.98 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero mínimo:

$$\rho_{min} = \begin{cases} \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{210}}{4200} = 0.00242 \\ \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033 \end{cases} \quad \therefore \rho_{min} = 0.0033$$

$$A_{smin} = \frac{14}{4200} \times 13 \times 27 = 1.17 \text{ cm}^2 > A_s$$

El área mínima fue mayor, por lo que el acero requerido en el tramo central y en los apoyos fue el mismo, acero inferior y superior respectivamente:

$$\text{Acero inferior: } A_{S,req} = 1.42 \text{ cm}^2 \quad \therefore 2\emptyset 3/8''$$

$$\text{Acero superior: } A_{S,req} = 1.42 \text{ cm}^2 \quad \therefore 2\emptyset 3/8''$$

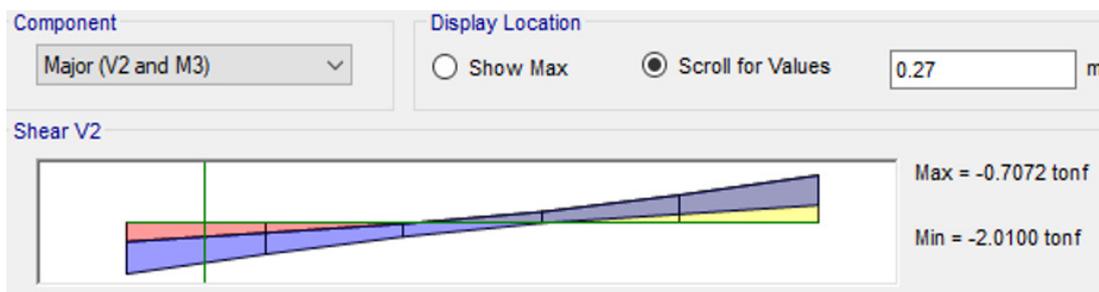
Diseño por cortante

Cortante máxima en la cara del apoyo: $V_u = 2.5639 \text{ tonf}$

El cortante máximo de diseño se determinó a 27 cm del apoyo, según lo descrito en el capítulo 5.

Figura 71

Cortante máxima ubicada a una distancia "d".



Nota. Modelo estructural de Etabs v.19

$$V_{ud} = 2.01 \text{ tonf}$$

Fuerza cortante amplificada: $V_{ud} \leq \phi V_n$; $V_{ud} = \phi(V_C + V_S)$

$$V_n = \frac{V_{ud}}{\phi} = \frac{2.01}{0.85} = 2.36 \text{ tonf}$$

$$V_C = 0.53\sqrt{f'_c} bd = 0.53\sqrt{210} \times 13 \times 27 = 2.70 \text{ tonf}$$

Verificación de la disposición de estribos:

CASO 2: $V_C > \frac{V_{ud}}{\phi} \rightarrow$ Requirió refuerzo mínimo, ya que:

$$V_C = 2.70 \text{ tonf} > \frac{V_{ud}}{\phi} = 2.36 \text{ tonf}$$

Luego, el refuerzo mínimo con estribos de $\emptyset 6\text{mm}$ fue:

$$\frac{A_{v,min}}{S} = \begin{cases} 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}} = 0.2\sqrt{210} \times \frac{13}{4200} = 0.009 \\ 3.5 \frac{b_w}{f_{yt}} = 3.5 \frac{13}{4200} = 0.0108 \end{cases}$$

$$\therefore \frac{A_{v,\min}}{S} = 0.0108$$

$$S = \frac{2 \times 0.28}{0.0108} = 52 \text{ cm}$$

Como la cortante fue asumido por el concreto, el espaciamiento máximo fue dado por:

$$S_{\max} = \begin{cases} \frac{d}{2} = \frac{27}{2} = 13.5 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\therefore S_{\max} = 13.5 \text{ cm}$$

En el tramo que se requirió refuerzo transversal mínimo:

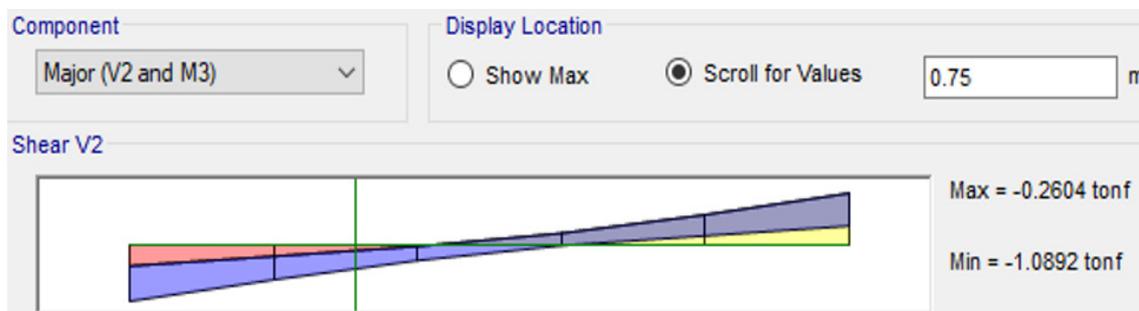
$$\square \emptyset 6\text{mm}@12.5\text{cm}$$

CASO 1: $\frac{V_{ud}}{\phi} \leq 0.5V_C \rightarrow$ No fue necesario colocar estribos cuando se cumple:

$$V_{ud} \leq 0.85 \times 0.5 \times 2.70 = 1.15 \text{ tonf}$$

Figura 72

Zona de la viga dintel donde no requirió colocar estribos.



Nota. Modelo estructural de Etabs v.19

La sección de viga sometida a fuerza cortante inferior a 1.15 tonf se ubicó a partir de 0.75 m de la cara de la columna, por lo que en adelante no necesitó refuerzo transversal hasta que la cortante superó los $\phi 0.5 V_C$, sin embargo, se distribuyó refuerzo transversal a cada 30 cm, como de detalla en los planos del sistema.

Por consiguiente, los estribos se distribuyeron a cada extremo de la viga dintel mediante:

$$\square \emptyset 6\text{mm}, 1@5\text{cm}, 6@12.5\text{cm}, R@30\text{cm C/Ext}$$

Asimismo, se diseñaron las vigas dintel para los dos niveles con las fuerzas resultantes del análisis en Etabs.

Tabla 135*Características de las vigas dintel modeladas en Etabs.*

Dintel VD	Ubic.	L (m)	h (cm)	b (cm)	d (cm)	Mmax (tonf-m)	Vmax Izq (tonf)	Vmax Der (tonf)
1	AC-1	2.40	30.0	13.0	27.0	0.71	1.27	2.18
2	DF-1	2.40	30.0	13.0	27.0	0.97	2.56	2.36
3	CD-2	1.15	30.0	13.0	27.0	0.58	2.45	2.27
4	DE-2	1.15	30.0	13.0	27.0	0.49	1.68	1.67
5	CD-5	1.15	30.0	13.0	27.0	0.57	2.24	2.34
6	DE-5	1.15	30.0	13.0	27.0	0.57	1.94	1.41
7	BD-6	1.70	30.0	13.0	27.0	0.58	1.58	1.91
8	DF-6	1.70	30.0	13.0	27.0	0.59	1.93	1.56
9	34-A	1.15	30.0	13.0	27.0	0.44	0.81	0.81
10	34-C	1.15	30.0	13.0	27.0	0.30	0.57	0.54
11	35-E	2.00	30.0	13.0	27.0	0.29	0.45	0.24
12	24-D	2.00	30.0	13.0	27.0	0.46	0.82	0.65

La viga dintel más crítica fue VD-2, ya que presentó mayor momento y cortante; estas cubrieron los vanos y dispusieron un adecuado peralte que soportaron la flexión.

Tabla 136*Diseño por flexión de las vigas dintel.*

Dintel VD	Mmax (tonf-m)	Ascal (cm ²)	Asmin (cm ²)	As (cm ²)	As-	As+
1	0.71	0.72	1.17	1.42	2Ø3/8"	2Ø3/8"
2	0.97	0.98	1.17	1.42	2Ø3/8"	2Ø3/8"
3	0.58	0.58	1.17	1.42	2Ø3/8"	2Ø3/8"
4	0.49	0.49	1.17	1.42	2Ø3/8"	2Ø3/8"
5	0.57	0.57	1.17	1.42	2Ø3/8"	2Ø3/8"
6	0.57	0.57	1.17	1.42	2Ø3/8"	2Ø3/8"
7	0.58	0.58	1.17	1.42	2Ø3/8"	2Ø3/8"
8	0.59	0.59	1.17	1.42	2Ø3/8"	2Ø3/8"
9	0.44	0.44	1.17	1.42	2Ø3/8"	2Ø3/8"
10	0.30	0.30	1.17	1.42	2Ø3/8"	2Ø3/8"
11	0.29	0.29	1.17	1.42	2Ø3/8"	2Ø3/8"
12	0.46	0.46	1.17	1.42	2Ø3/8"	2Ø3/8"

Los momentos de los dinteles fueron pequeños, por ello, el refuerzo calculado en los dinteles fue inferior al mínimo y se estableció mediante 2Ø3/8" en la parte superior e inferior.

Tabla 137*Verificación del diseño por cortante en las vigas dintel.*

Dintel VD	Vud,max (tonf)	Vud/ ϕ (tonf)	Vc (tonf)	Caso 2: Vn/Vc < 1 Caso 1: Vn/Vc < 0.5	Refuerzo transversal
1	1.63	1.91	2.70	0.7	
2	2.01	2.36	2.70	0.9	
3	1.54	1.81	2.70	0.7	
4	1.08	1.27	2.70	0.5	
5	1.43	1.68	2.70	0.6	Necesita
6	1.34	1.57	2.70	0.6	
7	1.36	1.60	2.70	0.6	
8	1.37	1.61	2.70	0.6	
9	0.81	0.95	2.70	0.4	
10	0.57	0.67	2.70	0.2	
11	0.45	0.53	2.70	0.2	No necesita
12	0.82	0.97	2.70	0.4	

La condición más desfavorable fue en VD-2 con cortante de 2.36tonf, sin embargo, fue inferior a 2.70tonf del concreto; además, en la relación inferior a 0.5 no se necesitó refuerzo.

Tabla 138*Verificación de refuerzo transversal en las vigas dintel.*

Dintel VD	L (m)	Av,min (cm ²) Ø6mm	S _{cal} (cm)	S _{max} (cm)	L _{min} Vud/ ϕ <0.5Vc	Usar en sección Ø6mm
1	2.40	0.56	51.7	13.5	0.80	1@5, 6@, 12.5, R@30 c/ext
2	2.40	0.56	51.7	13.5	0.75	1@5, 6@, 12.5, R@30 c/ext
3	1.15	0.56	51.7	13.5	0.40	1@5, 3@, 12.5, R@30 c/ext
4	1.15	0.56	51.7	13.5	0.25	1@5, 3@, 12.5, R@30 c/ext
5	1.15	0.56	51.7	13.5	0.40	1@5, 3@, 12.5, R@30 c/ext
6	1.15	0.56	51.7	13.5	0.38	1@5, 3@, 12.5, R@30 c/ext
7	1.70	0.56	51.7	13.5	0.40	1@5, 3@, 12.5, R@30 c/ext
8	1.70	0.56	51.7	13.5	0.40	1@5, 3@, 12.5, R@30 c/ext
9	1.15	0			0	1@5, 2@, 12.5, R@30 c/ext
10	1.15	0			0	1@5, 2@, 12.5, R@30 c/ext
11	2.00	0			0	1@5, 2@ 12.5, R@30 c/ext
12	2.00	0			0	1@5, 2@ 12.5, R@30 c/ext

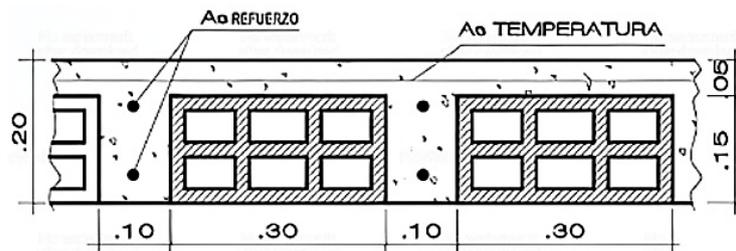
En caso 2 se requirió refuerzo mínimo y en 1 no fue necesario colocar estribos, sin embargo, se dispuso estribos de Ø6mm en ambos casos. La distribución del refuerzo en vigas dintel se detalló en los planos adjuntos en apéndices.

e) Diseño de losa aligerada unidireccional

El espesor correspondiente al aligerado fue 20cm, conformado por ladrillo comercial con dimensiones de 15x30x30cm y viguetas de sección “T” con ala de 0.40m y ancho de 0.10m, sobre las cuales se aplicaron las cargas. El diseño fue desarrollado mediante el método de los coeficientes.

Figura 73

Detalle típico del aligerado.



Para losa aligerada, las cargas asignadas fueron:

Tabla 139

Cargas aplicadas a la losa aligerada unidireccional.

Descripción	Cargas (kg/m ²)	Vigueta b (m)	Carga (kg/m)
Carga muerta (CM)	530.00		CM _v = 212.00
Aligerado e = 20cm	300.00	0.40	120.00
Acabado de piso	100.00	0.40	40.00
Acabado cielo raso	30.00	0.40	12.00
Peso tabiquería	100.00	0.40	40.00
Carga viva (CM)	200.00		CV _v = 80.00
Sobrecarga	200.00	0.40	80.00

Para la vigueta se aplicó una carga última de 0.43tonf/m, la cual se determinó mediante:

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV = 0.43 \text{ ton/m}$$

Con las consideraciones y expresiones que fueron descritas en el capítulo 5, se procedió a diseñar el aligerado mediante una hoja Excel, donde se verificó que la sección del aligerado satisfaga la resistencia de diseño mediante:

$$\phi M_n \geq M_u \text{ y } \phi V_n \geq V_u.$$

Figura 74

Momentos con el método de los coeficientes.

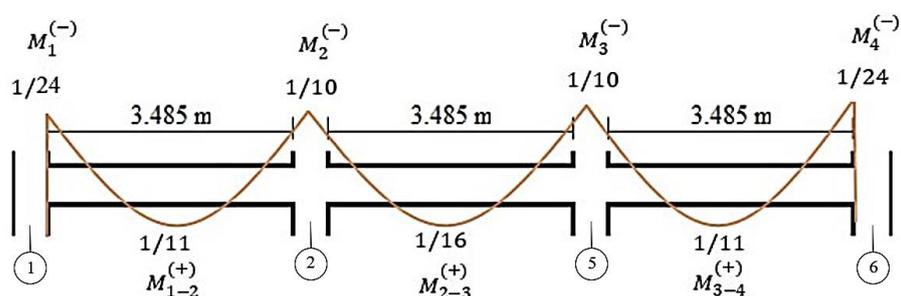


Tabla 140

Diseño de losa aligerada unidireccional con método de coeficientes.

Coeficiente	$M_1^{(-)}$	$M_{1-2}^{(+)}$	$M_2^{(-)}$	$M_{2-3}^{(+)}$	$M_3^{(-)}$	$M_{3-4}^{(+)}$	$M_4^{(-)}$
	1/24	1/11	1/10	1/16	1/10	1/11	1/24
Mu tonf-m	0.22	0.48	0.53	0.33	0.53	0.48	0.22
Mu/ ϕ tonf-m	0.24	0.53	0.59	0.37	0.59	0.53	0.24
As (cm ²)	0.35	0.75	0.88	0.52	0.88	0.75	0.35
As _{min} (cm ²)	0.41	0.82	0.41	0.82	0.41	0.82	0.41
As _{req} (cm ²)	0.41	0.82	0.88	0.82	0.88	0.82	0.41
Usar \emptyset	1	1	1	1	1	1	1
	$\emptyset 3/8''$	$\emptyset 1/2''$	$\emptyset 1/2''$	$\emptyset 1/2''$	$\emptyset 1/2''$	$\emptyset 1/2''$	$\emptyset 3/8''$
As,T° (cm ²)		0.90		0.90		0.90	
Smax AsT° (cm)		25		25		25	
Distribución AsT°	1 $\emptyset 6$ mm, @0.25m		1 $\emptyset 6$ mm, @0.25m		1 $\emptyset 6$ mm, @0.25m		
Cortante Vi (tonf)	0.87	0.75	0.87	0.75	0.87	0.75	0.87
ϕVc (tonf)		1.22		1.22		1.22	
($\phi Vc > Vi$)		Cumple		Cumple		Cumple	
Long. Desarrollo	0.70	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	0.70

De la tabla, en los extremos de la losa, apoyos 1 y 4, el acero considerado fue 1 $\emptyset 3/8''$, equivalente a 0.71 cm² que cumplió con el acero requerido. En los tramos centrales y en los apoyos 2 y 3, se consideró 1 $\emptyset 1/2''$ (1.29cm²), que brindó lo requerido y aseguró que $\rho \leq \rho_{max}$, lo cual garantizó la falla dúctil en la losa. Se determinó la distribución del acero para resistir los cambios de temperatura y para controlar fisuras en el concreto, donde se obtuvo: 1 $\emptyset 6$ mm, @0.25m. Además, se verificó que la cortante (V_i) fue tomada por el concreto, mediante $Vc = 1.1\phi 0.53\sqrt{f'c} \cdot b_w d$, donde Vc fue 1.22 tonf, mayor a las cortantes calculadas en la viga de la losa; por lo que se cumplió con la resistencia al corte. Asimismo, la longitud de desarrollo en los apoyos 1 y 4 fue 70 cm, mientras que en los

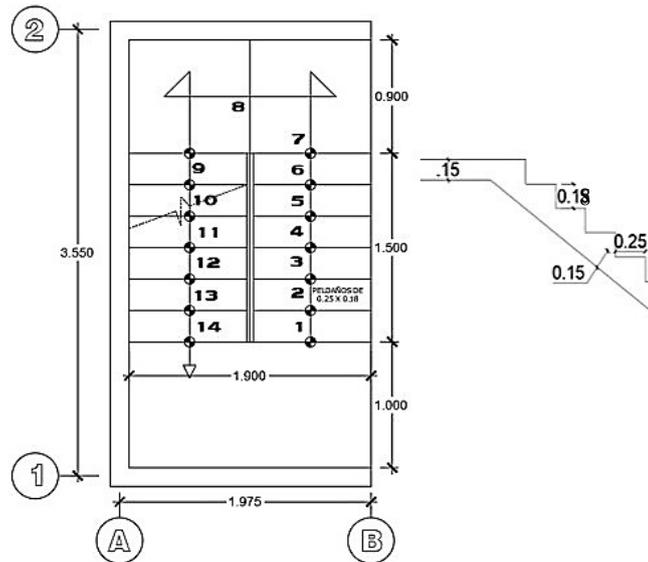
tramos centrales y en los apoyos 2 y 3 fue de 1.20m. Lo señalado se detalló en el plano de losa aligerada unidireccional para los dos niveles.

f) Diseño de escalera

Se diseñaron dos tramos, uno aplicable al primer nivel y el segundo para ambos niveles.

Figura 75

Detalle de las dimensiones de la escalera.



Metrado de cargas

Se determinó la carga aplicada en el plano inclinado y en los descansos.

Tabla 141

Metrado de cargas en la escalera.

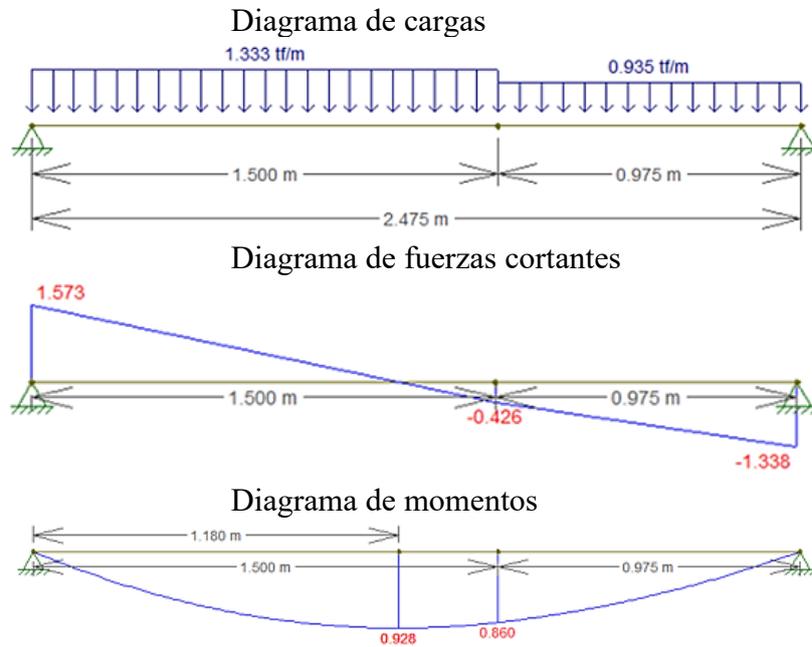
Descripción	Pesos	b (m)	h (m)	Cargas (tonf/m)	Carga última "Wu" $W_u = 1.4CM + 1.7CV$
Tramo inclinado					
Peso propio	2.40	0.95	0.27	0.63	$CM = 0.72$ $W_{ui} = 1.333 \text{ tonf/m}$
Peso de acabados	0.10	0.95	-	0.10	
Sobrecarga	0.20	0.95	-	0.19	
Descanso					
Peso Propio	2.40	0.95	0.15	0.34	$CM = 0.44$ $W_{ud} = 0.935 \text{ tonf/m}$
Peso Acabados	0.10	0.95	-	0.10	
Sobrecarga	0.20	0.95	-	0.19	

La carga última actuante en el tramo inclinado fue de 1.333tonf/m, mientras que en el descanso fue de 0.935tonf/m, con variación debido a la diferencia de dimensiones.

Diseño del primer tramo – Piso 01

Figura 76

Estado de cargas en el primer tramo de la escalera - piso 1.



Reacciones de los apoyos del primer tramo (R1 y R2):

$$\sum M_2 = 0 \Rightarrow R_1 (2.475) - 1.333 \times 1.50 \times \left(0.975 + \frac{1.50}{2}\right) - 0.935 \times \frac{0.975^2}{2}$$

$$\sum M_2 = 0 \Rightarrow R_1 = 1.573 \text{ tonf}$$

$$\sum M_1 = 0 \Rightarrow R_2 (2.475) - 0.935 \times 0.975 \times \left(\frac{0.975}{2} + 1.50\right) - 1.333 \times \frac{1.50^2}{2}$$

$$\sum M_1 = 0 \Rightarrow R_2 = 1.338 \text{ tonf}$$

Momento máximo en el primer tramo de la escalera:

$$M_{\max} = R_1 X - \frac{W_u X^2}{2} = 1.573X - \frac{1.333X^2}{2}$$

$$\Rightarrow \frac{\partial M}{\partial X} = 1.573 - 1.333X = 0 \Rightarrow X = 1.180 \text{ m} < 1.50 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 1.573 \times 1.180 - \frac{1.333 \times 1.180^2}{2} = 0.928 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto, el momento último fue:

$$\frac{M_U}{\phi} = \frac{0.928}{0.9} = 1.031 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Diseño por Flexión

Cálculo del refuerzo positivo (A_s^+)

Considerando el uso varillas de $\emptyset 3/8$ ", el peralte efectivo "d" de la escalera fue:

$$d = t - r - \emptyset/2 = 15 - 2 - 0.95/2 \Rightarrow d = 12.525 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_s^+ = \frac{M_u^+ / \phi}{f_y(d - a/2)} = \frac{1.031 \times 10^5}{4200 \times (12.525 - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s^+ f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{4200 A_s^+}{0.85 \times 95 \times 210}$$

Tabulación de los valores de "a" y " A_s ":

a (cm)	A_s^+ (cm ²)
0.50000	1.99981
0.49521	1.99942
0.49521	1.99942

$$a = \frac{4200 \times 1.999}{0.85 \times 95 \times 210} = 0.495 \text{ cm}$$

$$A_s^+ = \frac{1.031 \times 10^5}{4200 \times (12.525 - 0.495/2)} = 1.999 \approx 2.00 \text{ cm}^2$$

Verificación del acero mínimo requerido con la expresión (50.55) del código ACI 318-19.

$$A_{s_{\min}} = 14/f_y \times b \times d$$

$$A_{s_{\min}} = 14/4200 \times 95 \times 12.525 = 3.97 \text{ cm}^2 > A_s^+$$

$$\therefore A_s^+ = 3.97 \text{ cm}^2$$

Luego, la distribución final del acero positivo fue:

$$S = \begin{cases} 3t = 3 \times 15 = 45 \text{ cm} \\ 100A_v = \frac{100 \times 0.71}{3.97} = 17 \text{ cm} \end{cases} \therefore S = 0.15 \text{ m}$$

Nº de varillas = $0.95 \times 3.97/0.71 + 1 = 6 \therefore$ Usar $6\emptyset 3/8'' @ 15\text{cm}$

Cálculo del refuerzo negativo (A_s^-)

$$A_s^- = A_s^+ / 2 = 3.97 / 2 = 1.99 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo negativo: $A_s^- \geq A_{s_{T^\circ}} \Rightarrow A_s^- = 3.97 \text{ cm}^2$

En la distribución final del acero negativo, se determinó: $6\emptyset 3/8'' @ 15\text{cm}$

Acero transversal o de temperatura

Se utilizó refuerzo con varillas de $\emptyset 3/8''$:

$$A_{s_{T^\circ}} = \rho_{\min} \times b \times t = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento fue:

$$S = \frac{100A_v}{A_s} = \frac{100 \times 0.71}{2.7} = 26 \text{ cm}$$

\therefore Usar $\emptyset 3/8'' @ 0.25\text{m}$

Diseño por Corte

Se verificó la condición $\phi V_C \geq V_u$, para ello se calculó la cortante V_{ud} del tramo inclinado.

$$V'_{ud} = R_1 - W_{ui} \left(\frac{A_c}{2} + d \right)$$

$$V'_{ud} = 1.573 - 1.333 \left(\frac{0.40}{2} + 0.12525 \right) \Rightarrow V'_{ud} = 1.139 \text{ tonf}$$

$$V_{ud} = V'_{ud} \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}}$$

$$V_{ud} = 1.139 \times \frac{0.25}{\sqrt{0.25^2 + 0.18^2}} \Rightarrow V_{ud} = 0.924 \text{ tonf}$$

Verificación por corte:

$$V_n = \frac{V_{ud}}{\phi} = \frac{0.924}{0.85} = 1.09 \text{ tonf}$$

$$V_C = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.53\sqrt{210} \times 95 \times 12.525$$

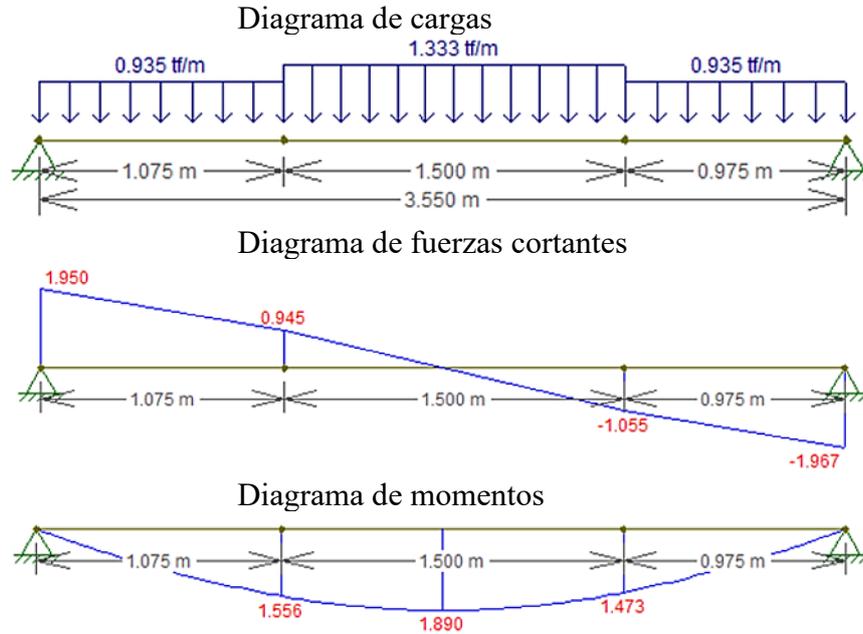
$$V_C = 9.14 \text{ tonf} \quad \therefore \phi V_C > V_{ud} \rightarrow \text{OK}$$

La distribución del refuerzo y dimensiones del primer tramo de la escalera se detalló en los planos adjuntos en anexos.

Diseño del segundo tramo – Pisos 01 y 02

Figura 77

Estado de cargas en el segundo tramo de la escalera - piso 1 y 2.



Las reacciones (R_1 , R_2) en los apoyos del segundo tramo fueron:

$$\sum M_2 = 0 \Rightarrow R_1 (3.550) - 0.935 \times \frac{3.550^2}{2} - 0.398 \times 1.50 \times \left(0.975 + \frac{1.50}{2}\right)$$

$$\sum M_2 = 0 \Rightarrow R_1 = 1.950 \text{ tonf}$$

$$\sum M_1 = 0 \Rightarrow R_2 (3.550) - 0.935 \times \frac{3.450^2}{2} - 0.398 \times 1.50 \times \left(1.075 + \frac{1.50}{2}\right)$$

$$\sum M_1 = 0 \Rightarrow R_2 = 1.967 \text{ tonf}$$

Momento máximo en el segundo tramo:

$$M_{\max} = R_1 X - \frac{W_u X^2}{2} - W_{ui} \frac{(X - L_d)^2}{2}$$

$$M_{\max} = 1.950X - \frac{0.935X^2}{2} - 0.398 \frac{(X - 1.075)^2}{2}$$

$$\frac{\partial M}{\partial X} = 1.950 - 0.935X - 0.398(X - 1.075) = 0 \Rightarrow X = 1.784 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1.950 \times 1.784 - \frac{0.935 \times 1.784^2}{2} - 0.398 \frac{(1.784 - 1.075)^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 1.890 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

El momento último de diseño para el segundo tramo y para la escalera del segundo nivel fue dado por:

$$\Rightarrow \frac{M_U}{\phi} = \frac{1.890}{0.9} = 2.10 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Diseño por Flexión

Cálculo del refuerzo positivo (As^+)

Al igual que el primer tramo, se dispuso varillas de $\emptyset 3/8''$ y peralte efectivo $d = 12.525 \text{ cm}$.

$$As^+ = \frac{Mu^+ / \phi}{fy(d - a/2)} = \frac{2.100 \times 10^5}{4200 \times (12.525 - a/2)}$$

$$a = \frac{As^+ fy}{0.85bf'c} = \frac{4200As^+}{0.85 \times 95 \times 210}$$

a (cm)	As^+ (cm ²)
--------	---------------------------

1.00000	4.15800
---------	---------

1.03118	4.16340
---------	---------

1.03118	4.16340
---------	---------

$$a = \frac{4200 \times 4.163}{0.85 \times 95 \times 210} = 1.031 \text{ cm}$$

$$As^+ = \frac{2.100 \times 10^5}{4200 \times (12.525 - 1.031/2)} = 4.163 \text{ cm}^2 > As_{\min}$$

El acero positivo requerido fue: $As^+ = 4.16 \text{ cm}^2$, con un espaciamiento de las varillas de:

$$S = \frac{100Av}{As} = \frac{100 \times 0.71}{4.16} = 16 \text{ cm}$$

La distribución final del acero positivo del segundo tramo fue:

$$N^\circ \text{ de varillas} = 0.95 \times 4.16/0.71 + 1 = 6 \therefore \text{Usar } 6\emptyset 3/8''@15\text{cm}$$

Cálculo del refuerzo negativo (A_s^-)

$$A_s^- = A_s^+ / 2 = 4.16 / 2 = 2.08 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo negativo: $A_s^- \geq A_{sT^o} \Rightarrow A_s^- = 4.16 \text{ cm}^2$

Distribución final del acero negativo:

$$\therefore 6\emptyset 3/8"@0.15\text{m}$$

Acero transversal o de temperatura

$$A_{sT^o} = \rho_{\min} \times b \times t = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70 \text{ cm}^2$$

Empleando refuerzo con varillas de $\emptyset 3/8"$, se obtuvo:

$$S = \frac{100A_v}{A_s} = \frac{100 \times 0.71}{2.7} = 26 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{Usar } \emptyset 3/8"@0.25\text{m}$$

Diseño por Corte

Se verificó la condición $\phi V_C \geq V_u$:

$$V'_{ud} = R_2 - W_{ui}(d)$$

$$V'_{ud} = 1.967 - (1.333 \times 0.12525) \Rightarrow V'_{ud} = 1.80 \text{ tonf}$$

$$V_{ud} = 1.80 \times \frac{0.25}{\sqrt{0.25^2 + 0.18^2}} \Rightarrow V_{ud} = 1.46 \text{ tonf}$$

Verificación por corte en segundo tramo:

$$V_n = \frac{V_{ud}}{\phi} = \frac{1.46}{0.85} = 1.72 \text{ tonf}$$

$$V_C = 0.53\sqrt{210} \times 95 \times 12.525 = 9.14 \text{ tonf}$$

$$\therefore \phi V_C > V_{ud} \rightarrow \text{OK}$$

Para la escalera del segundo piso se consideró el tramo dos, ya que sus dimensiones y características fueron las mismas. La distribución del refuerzo y dimensiones del segundo tramo de la escalera se detallaron con los planos adjuntos.

Diseño de cimentación para la escalera

Con el primer tramo se verificó que el esfuerzo fue menor a la presión que soportó el suelo (0.68kg/cm^2), la cual se determinó mediante la siguiente expresión:

$$\frac{P_{esc} + P_{p,cim}}{A_{cim}} \leq 0.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{1573 + 2400 \times 0.40 \times 0.40 \times 0.95}{40 \times 95} = 0.51\text{kg/cm}^2 \leq 0.68 \text{ kg/cm}^2$$

Como la presión del suelo fue mayor, el diseño fue correcto.

g) Diseño de cimentación

Fue ejecutado con el modelo de Etabs; donde se definieron las características del terreno, con 0.68kg/cm^2 de capacidad portante y módulo de balasto de Winkler de 1.63 kg/cm^3 , para cimentación corrida a una profundidad de 1.00m.

Tabla 142

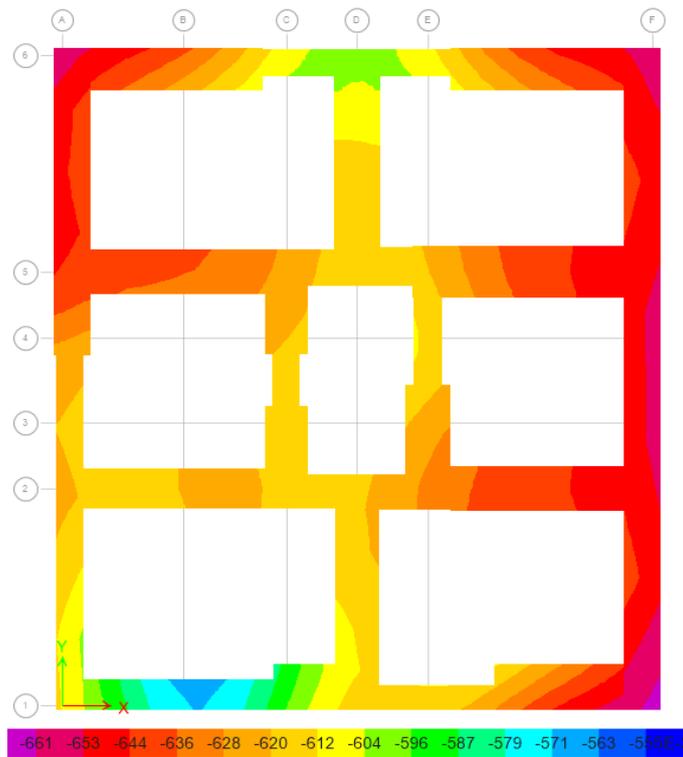
Dimensionamiento inicial de cimientos corridos en albañilería confinada.

MA	L (m)	CM (tonf)	CV (tonf)	Ps	B _{cal} (cm)	B _{asum} (cm)
X1	1.20	2.31	0.14	2.45	30.0	40.0
X2	1.20	4.79	0.87	5.66	69.3	70.0
X3	2.40	8.11	1.38	9.50	58.2	60.0
X4	3.65	11.52	1.85	13.38	53.9	55.0
X5	3.65	12.79	2.26	15.05	60.6	60.0
X6	3.65	13.03	2.34	15.36	61.9	65.0
X7	3.65	14.74	2.84	17.58	70.8	70.0
X8	3.10	9.72	1.57	11.28	53.5	55.0
X9	3.10	9.57	1.52	11.09	52.6	55.0
Y1	4.75	11.12	1.13	12.25	37.9	40.0
Y2	3.55	12.83	2.12	14.94	61.9	65.0
Y3	10.65	27.48	3.50	30.98	42.8	45.0
Y4	1.20	4.09	0.69	4.78	58.6	60.0
Y5	1.20	4.39	0.78	5.17	63.4	65.0
Y6	1.55	5.84	1.02	6.85	65.0	65.0
Y7	4.75	13.27	1.83	15.10	46.7	50.0
Y8	3.55	13.44	2.27	15.71	65.1	65.0

Las dimensiones se calcularon mediante la expresión (5.24) con el 100% de las cargas de servicio. Para verificar que las dimensiones satisfagan el esfuerzo admisible, se incrementó el ancho de los cimientos hasta que dicho esfuerzo fue mayor a las presiones resultantes.

Figura 78

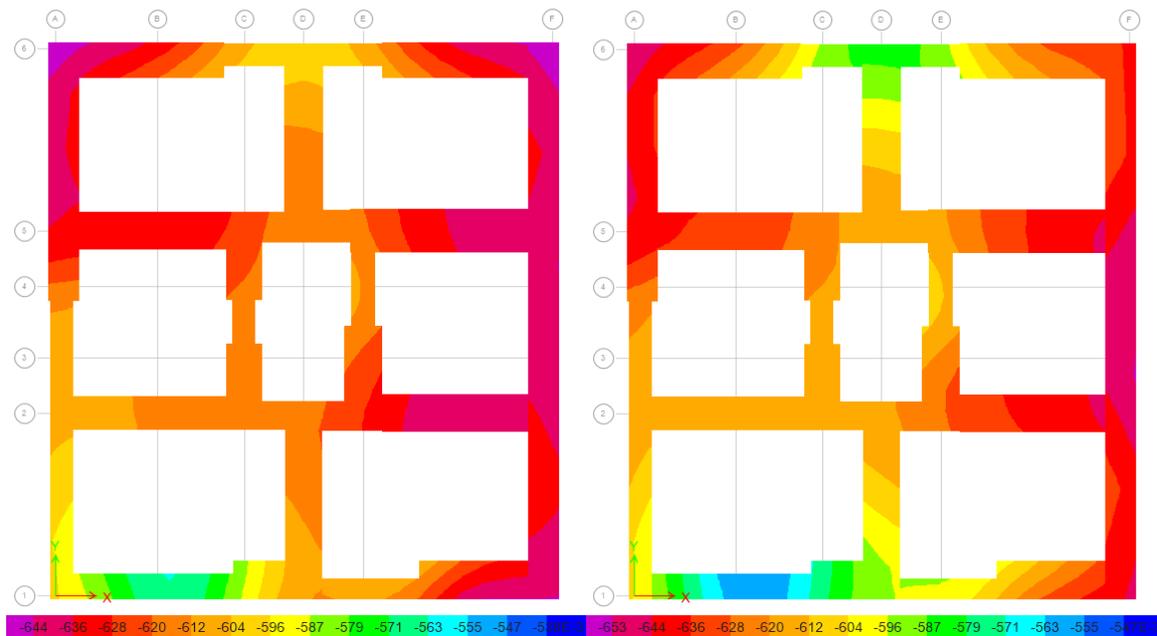
Verificación del esfuerzo admisible por cargas de servicio 1.



Nota. Modelamiento estructural de Etabs v.19

Figura 79

Verificación del esfuerzo admisible por cargas de servicio 2 y 3.



Nota. Modelamiento estructural de Etabs v.19

La carga de servicio 1 generó un esfuerzo límite de 0.664kgf/cm^2 , de la carga 2 fue 0.651kgf/cm^2 y para la carga 3 el esfuerzo máximo fue 0.653kgf/cm^2 ; los valores obtenidos fueron inferiores al esfuerzo admisible del suelo, determinando así las medidas requeridas.

Tabla 143

Dimensiones finales de cimientos corridos.

MA	L (m)	H (cm)	t (cm)	B inicial (cm)	B final (cm)
X1	1.20	50.0	30.0	40.0	50.0
X2	1.20	50.0	30.0	70.0	75.0
X3	2.40	50.0	30.0	60.0	75.0
X4	3.65	50.0	30.0	55.0	65.0
X5	3.65	50.0	30.0	60.0	75.0
X6	3.65	50.0	30.0	65.0	75.0
X7	3.65	50.0	30.0	70.0	85.0
X8	3.10	50.0	30.0	55.0	70.0
X9	3.10	50.0	30.0	55.0	70.0
Y1	4.75	50.0	30.0	40.0	45.0
Y2	3.55	50.0	30.0	65.0	70.0
Y3	10.65	50.0	30.0	45.0	60.0
Y4	1.20	50.0	30.0	60.0	70.0
Y5	1.20	50.0	30.0	65.0	70.0
Y6	1.55	50.0	30.0	65.0	75.0
Y7	4.75	50.0	30.0	50.0	60.0
Y8	3.55	50.0	30.0	65.0	75.0

Las dimensiones finales de cada cimiento cumplieron con el esfuerzo admisible del suelo, donde la condición más desfavorable fue en MAX7 con un ancho de 85cm, mientras que el más favorable fue en MAY1 con 45cm de ancho.

Además, la mayor parte de los cimientos fueron de 70cm y 75cm de ancho y cumplieron con el mínimo de 40cm.

Diseño por flexión y cortante

Del diseño con Etabs, se obtuvo un momento y cortante máximo actuante en la cimentación para calcular el refuerzo requerido y la distribución de estribos para todos los cimientos.

Figura 80

Diagrama de momentos y cortantes en la cimentación

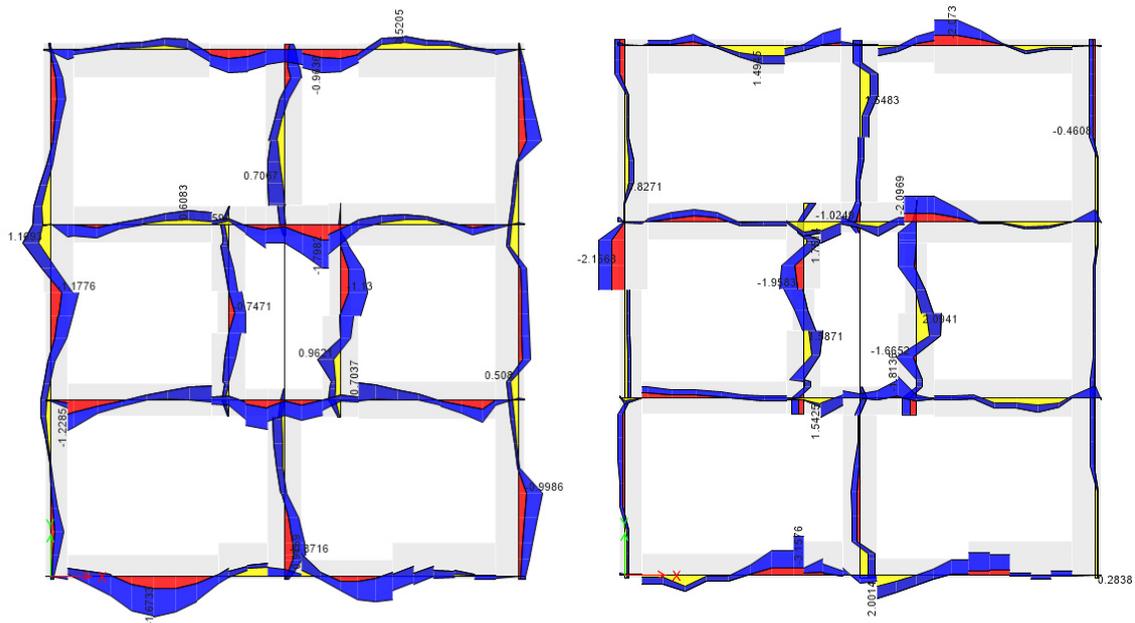


Tabla 144

Diseño de cimentación por flexión y cortante.

Dimensiones		Por flexión		Por cortante	
H _{Cim} (cm)	50	A _s (cm ²)	1.06	V _{ud,max} (tonf)	3.16
h (cm)	50	A _{Smin} (cm ²)	2.70	V _n	3.71
b (cm)	30	A _s ⁻	2Ø1/2" + 1Ø3/8"	V _c (tonf)	9.55
d (cm)	45.4	A _s (cm ²)	3.29	V _n /V _c < 1	0.39
M _{max} (tonf-m)	1.8	A _s ⁺ (cm ²)	2Ø1/2" + Ø3/8"	Estribos Ø8mm	1@5cm, 4@10, R@25 c/ext

En el diseño por flexión el momento máximo fue 1.8 tonf-m y se determinó un refuerzo de 2Ø1/2" más 1Ø3/8". Asimismo, las cortantes fueron asumidas por el concreto, donde el cortante máximo fue 3.16 tonf, inferior a los 9.55tonf; de esta manera se dispuso estribos con Ø8mm, espaciados 1@5cm, 4@10cm, r@25cm a cada extremo.

La distribución del refuerzo se detalló en los planos adjuntos en apéndices.

Costo directo del modelo

Se desarrolló mediante costos directos de partidas con estructuras y arquitectura a nivel de esqueleto. Se determinó el metrado de las partidas consideradas en el diseño y los precios unitarios se tomaron del Boletín Técnico Edición Abril (CAPECO, 2023). En el presupuesto no se consideró los acabados, instalaciones eléctricas y sanitarias, ya que no difirieron en los dos sistemas. De acuerdo a lo señalado, el costo directo del esqueleto modelado fue 123,848.97 soles, lo cual se detalló en el anexo A6.

Objetivo principal

7.1.6. Evaluación comparativa de los sistemas

Se evaluó mediante los objetivos, en relación a parámetros, modelado y comportamiento estructural basado en la NTE.030 vigente.

Parámetros normativos de diseño

Los parámetros se relacionaron a la zona, al suelo y estructura de los dos sistemas; se tuvo en cuenta que la edificación fue analizada en una sola ubicación, con variaciones debido a sus características.

Tabla 145

Comparación de parámetros normativos.

Parámetro	Muros de ductilidad limitada	Albañilería confinada
Z	0.25	0.25
R	4	3
c	0.21875	0.29167
δ_{ei} (mm)	4.5	6.0
α	3	2.25
Δ_i (mm)	13.5	13.5
(Δ_i/hei)	0.5%	0.5%
dme	0.68%	1.25%
t_{min} (cm)	10	12

De la albañilería confinada se determinaron desplazamientos elásticos permisibles más altos, con una diferencia de 1.5mm, equivalente a una variación del 25%, lo cual se debió a la variación del factor de reducción “R” en un mismo porcentaje. Los desplazamientos inelásticos límites no variaron, ya que estuvieron condicionados por la altura del entrepiso de 2.70m y la deriva límite de 0.005.

Modelado de la vivienda

En el modelado se siguió el mismo procedimiento en los dos sistemas.

a) Del modelado en Etabs

En base al desarrollo, se determinó:

Tabla 146

Comparación del modelado.

Dirección		MDL	AC	Variación
Longitud (ml)	X	26.525	25.60	3.5%
	Y	32.075	31.20	2.7%
t muro (cm)	-	10	13	23.1%
Área de muros (m ²)	X	2.65	3.33	20.4%
	Y	3.21	4.06	20.9%
Área planta (m ²)	-	105.30	105.30	0%
Densidad (ml/m ²)	X	0.25	0.24	4.0%
	Y	0.30	0.30	0%
Densidad (%)	X	2.52%	3.16%	20.3%
	Y	3.05%	3.85%	20.8%

En los modelos, se determinó una densidad de muros superior a lo requerido, lo cual mejoró significativamente el comportamiento sísmico del modelo, la resistencia lateral en los ejes y evitó que se produjeran daños en las mismas. Las densidades lineales fueron similares en ambos ejes, con una variación de 4% en “X” y nula en “Y”; mientras que la densidad porcentual varió alrededor de 21% en ambos ejes, producto de la diferencia en el espesor del muro, que varió en 3 cm o 23.1%.

b) De las cargas

Tabla 147

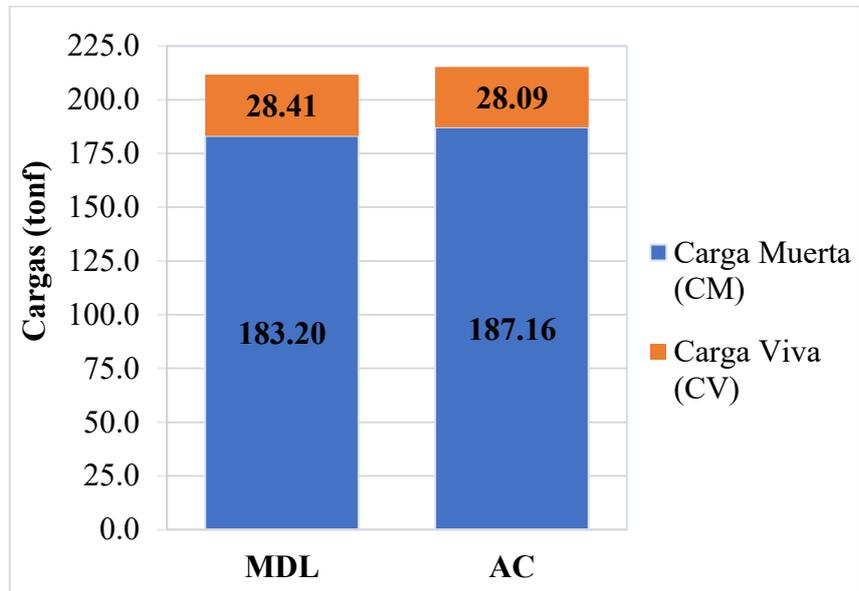
Comparación de cargas.

Nivel	Cargas en vivienda con MDL				Cargas en vivienda de AC				Variación del peso
	CM (tonf)	CV (tonf)	Peso (tonf)	Carga tonf/m ²	CM (tonf)	CV (tonf)	Peso (tonf)	Carga tonf/m ²	
Piso 2	91.60	9.47	101.07	0.96	93.58	9.36	102.94	0.98	1.82%
Piso 1	91.60	18.94	110.54	1.05	93.58	18.72	112.30	1.07	1.57%
Σ	183.20	28.41	211.62		187.16	28.09	215.24		1.68%

Se determinó una variación mínima de 1.68% en relación al total de la carga, lo cual se debió al hecho de que se asignaron las mismas cargas muertas de acabado de piso, cielo raso y tabiquería, así como las cargas vivas de entrepiso y azotea.

Figura 81

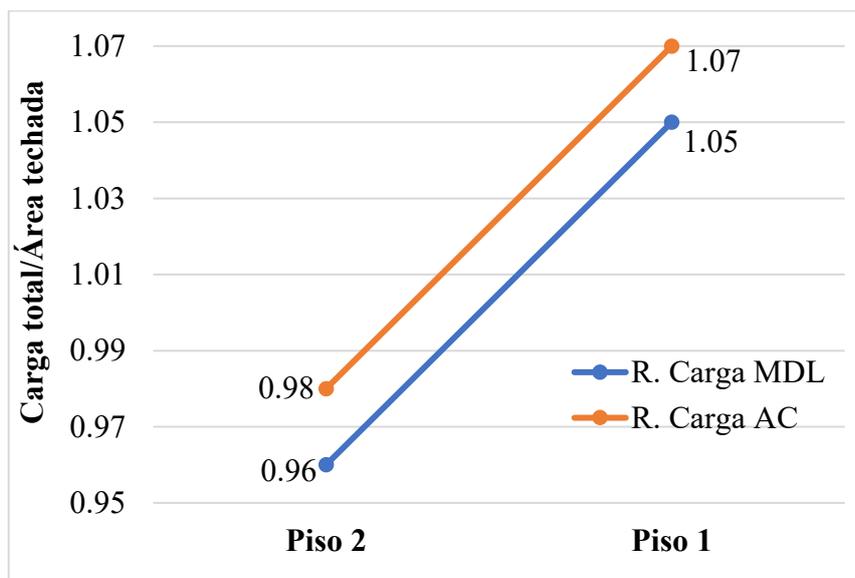
Comparación de carga total en los sistemas.



Se observó que el peso en muros de ductilidad limitada fue 211.62 tonf y de 215.24 tonf para la albañilería confinada.

Figura 82

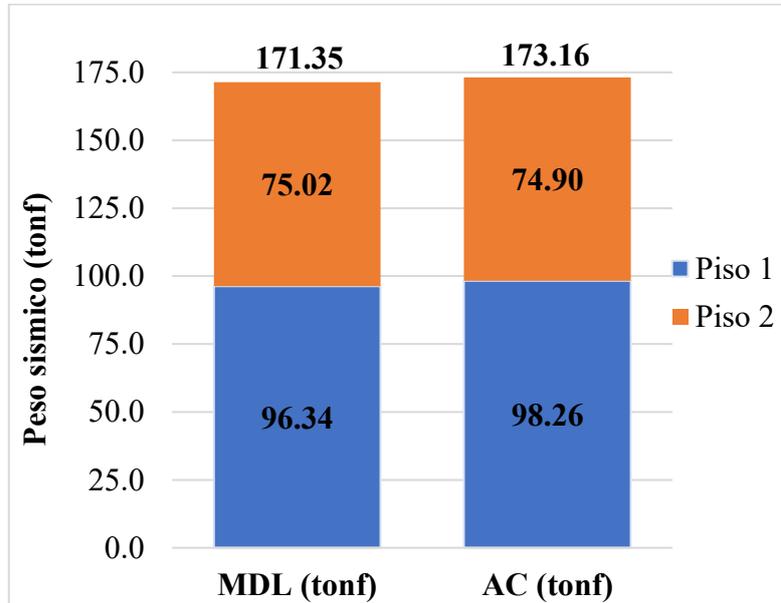
Relación de carga por m² de área techada.



Las cargas por metro cuadrado de área techada fueron similares, con una variación de 0.02 tonf/m² en los dos pisos, lo cual se debió a la variación mínima de cargas asignadas en los modelos.

Figura 83

Peso sísmico según sistema estructural.



El peso sísmico presentó una variación del 1.05%.

Análisis estructural de la vivienda

La comparación se basó en lo señalado en la NTE.030, para ello se consideró los casos de sismo y las direcciones de análisis.

a) Periodo fundamental de vibración

Tabla 148

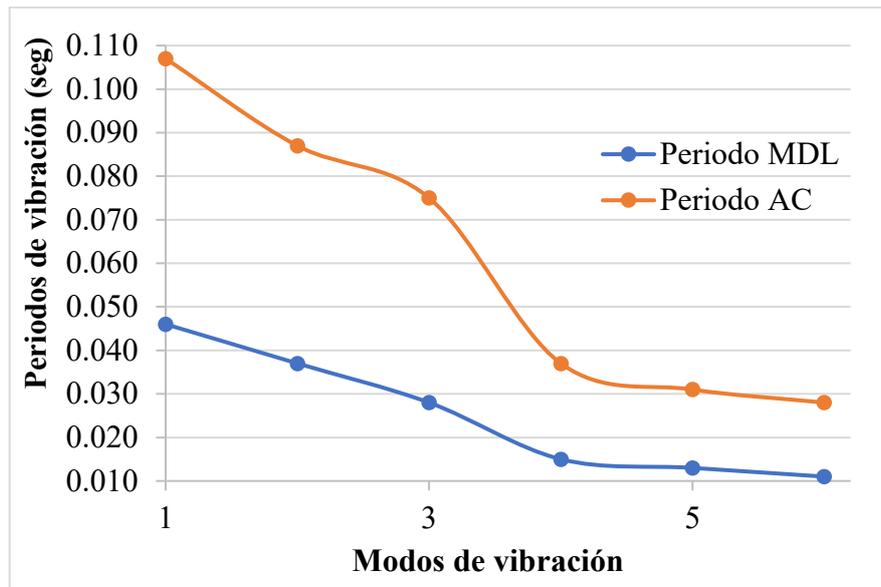
Comparación de períodos.

Piso	Modo	Periodo MDL (seg)	Periodo AC (seg)	Variación
1	1	0.046	0.107	57%
	2	0.037	0.087	57%
	3	0.028	0.075	63%
	4	0.015	0.037	59%
2	5	0.013	0.031	58%
	6	0.011	0.028	61%

Se presentó una amplia variación en los periodos de los dos sistemas, que fue alrededor del 57%. En MDL, el periodo predominante en “X” fue 0.046seg y 0.037seg en “Y”; en albañilería confinada fue 0.107seg en “X” y 0.087seg en “Y”. Por lo tanto, al tener periodos cortos, las edificaciones fueron rígidas en ambas direcciones.

Figura 84

Variación de los periodos en la edificación.



En ambos casos los periodos disminuyeron en relación al número de modos.

b) Fuerzas cortantes del análisis estático

Las cortantes estáticas variaron en relación al factor “R” correspondiente a cada sistema.

Tabla 149

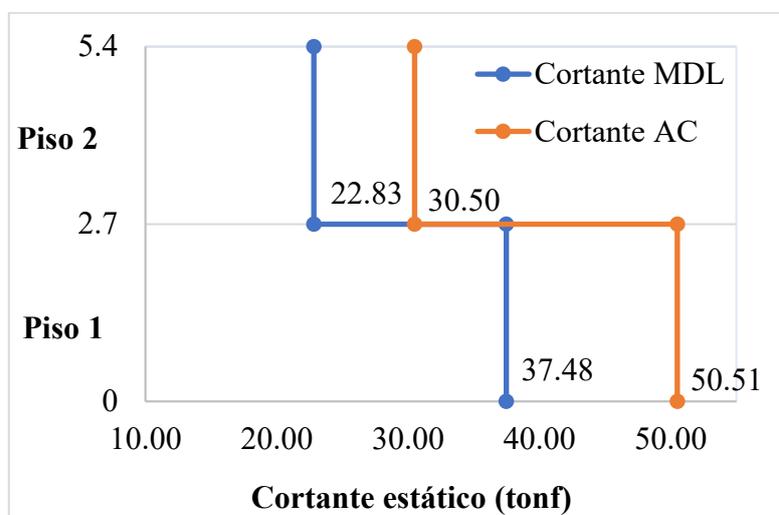
Comparación de cortante basal estático en las direcciones.

Base	Cortante MDL (tonf)	Cortante AC (tonf)	Variación
Piso 2	22.83	30.50	25%
Piso 1	37.48	50.51	26%

La edificación con albañilería confinada presentó mayor cortante basal, con una variación del 26% debido a que el factor “R” fue inferior.

Figura 85

Fuerzas cortantes estáticas en la edificación.



Las cortantes estáticas por caso de sismo severo fueron iguales en ambas direcciones.

Tabla 150

Comparación de fuerzas sísmicas en altura.

Piso	hi (m)	MDL Fi (tonf)	AC Fi (ton)	Variación
2	5.40	22.83	30.50	25%
1	2.70	14.66	20.01	27%
Σ		37.48	50.51	26%

Las fuerzas distribuidas en albañilería confinada fueron mayores, con una variación de 25% y 27%, ya que estas dependieron del cortante estático de la edificación de cada sistema.

c) Momento torsor accidental

Fueron calculados con las fuerzas distribuidas en altura y la excentricidad accidental del 5%.

Tabla 151

Comparación del momento torsor accidental.

Nivel	MDL		AC		Variación	
	Mtx (ton-m)	Mty (ton-m)	Mtx (tonf-m)	Mty (tonf-m)	Mtx	Mty
Piso 1	11.13	12.33	14.87	16.47	25%	25%
Piso 2	7.15	7.91	9.75	10.80	27%	27%

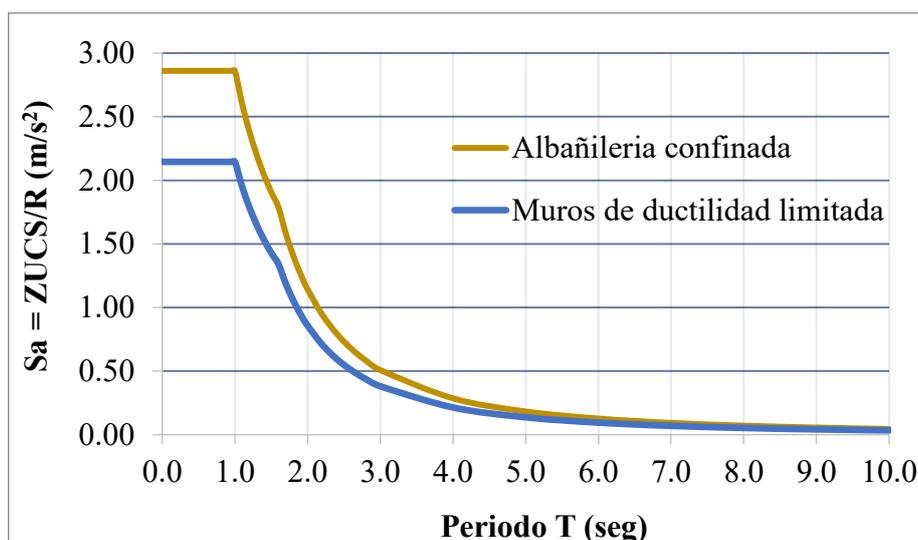
La albañilería confinada presentó alrededor del 25% y 27% mayor momento torsor en las dos direcciones de análisis, lo cual se debió a la fuerza horizontal, ya que se consideró la misma excentricidad accidental en ambos sistemas.

d) Espectros inelásticos de pseudo-aceleraciones

En las dos edificaciones dependió del tipo de sistema. Además, el factor “C” varió en relación a los periodos.

Figura 86

Espectros inelásticos de pseudo-aceleraciones.



Con albañilería confinada las aceleraciones fueron mayores, lo cual se debió al factor “R” del sistema; sin embargo, en ambos espectros la aceleración fue constante hasta alcanzar el periodo T_p de 1.0 segundo y disminuyó constantemente en función a la relación de los periodos T y T_p , los cuales variaron el factor de amplificación sísmica.

e) Fuerzas cortantes del análisis dinámico

La variación de las cortantes resultantes del análisis dinámico fue:

Tabla 152

Comparación de fuerzas cortantes del análisis dinámico.

Base	Análisis dinámico en “X”			Análisis dinámico en “Y”		
	Cortante MDL (tonf)	Cortante AC (tonf)	Variación	Cortante MDL (tonf)	Cortante AC (tonf)	Variación
Piso 2	20.70	27.89	26%	18.91	26.04	27%
Piso 1	32.74	44.71	27%	30.95	43.30	29%

La edificación con albañilería confinada tuvo mayor cortante en las dos direcciones “X; Y”, donde se determinó que la variación del cortante en la base fue de 27% y 29%.

Figura 87

Fuerzas cortantes resultantes del análisis dinámico.

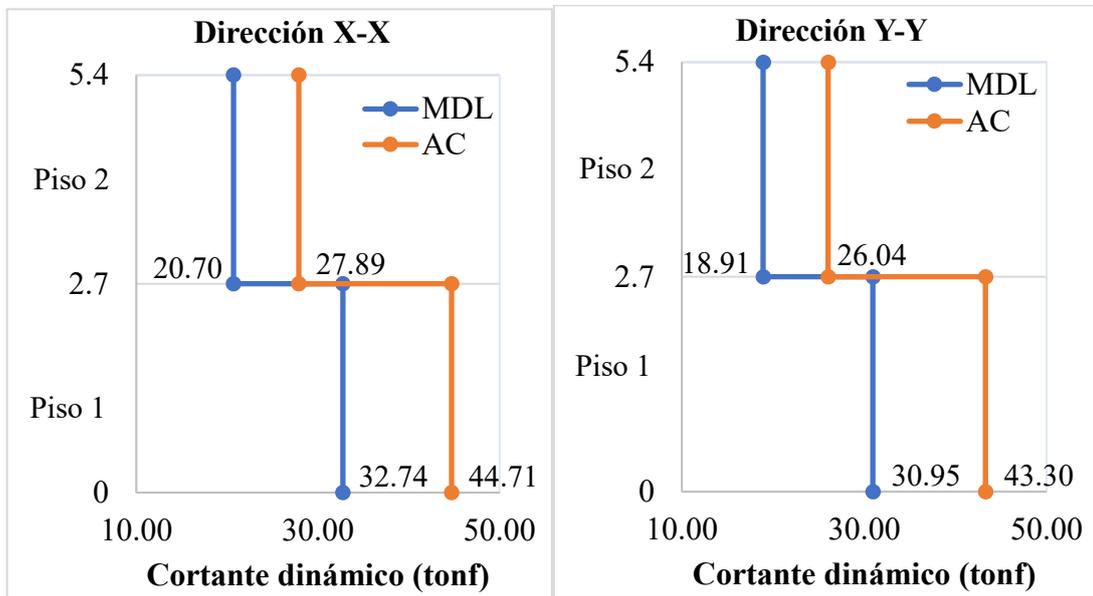


Tabla 153

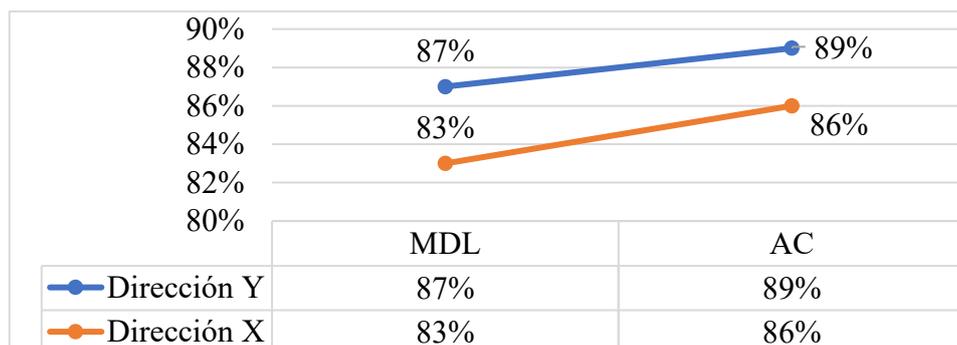
Comparación de cortantes mínimos.

Dirección	MDL			AC		
	Cortante estática	Cortante dinámica	Porcentaje	Cortante estática	Cortante dinámica	Porcentaje
X-X	37.48	32.74	87%	50.51	44.71	89%
Y-Y	37.48	30.95	83%	50.51	43.30	86%

Ambos sistemas cumplieron el 80% del cortante mínimo para estructuras regulares y estuvieron entre 83% y 89%.

Figura 88

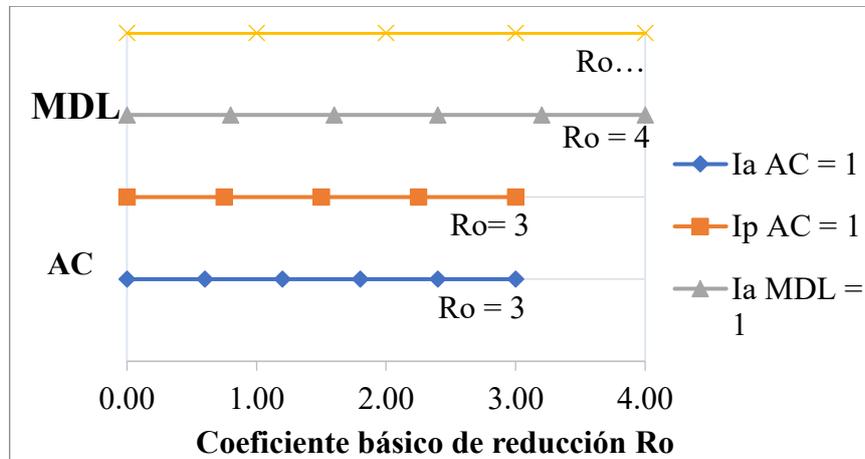
Variación del cortante mínimo.



f) Regularidad estructural

Figura 89

Regularidad estructural de las edificaciones.



Ambos sistemas no presentaron irregularidades, por lo tanto, los factores “R”, Ia e Ip no variaron.

g) Rigidez estructural

La rigidez de las estructuras se determinó mediante Etabs.

Tabla 154

Comparación de rigidez en los sistemas estructurales.

Nivel	Dirección	Rigidez MDL (tonf/m)	Rigidez AC (tonf/m)	Variación
2	X	271741.67	49274.31	82%
1		506533.78	91001.62	82%
2	Y	475547.92	88152.60	81%
1		734970.59	132910.26	82%

Se observó que la edificación con muros de ductilidad limitada fue ampliamente más rígida, puesto que varió hasta un 82% en “X” y 81% en “Y”.

h) Desplazamientos laterales

Los desplazamientos inelásticos de las estructuras, establecidos como los máximos esperados, fueron:

Tabla 155

Comparación de desplazamientos relativos del análisis estático.

Dirección	Nivel	Desplazamientos relativos elásticos		Desplazamientos relativos inelásticos		Variación Δ_i
		MDL (mm)	AC (mm)	MDL (mm)	AC (mm)	
X	2	0.084	0.649	0.252	1.460	83%
	1	0.075	0.596	0.225	1.341	83%
Y	2	0.055	0.338	0.165	0.760	78%
	1	0.053	0.395	0.159	0.889	82%

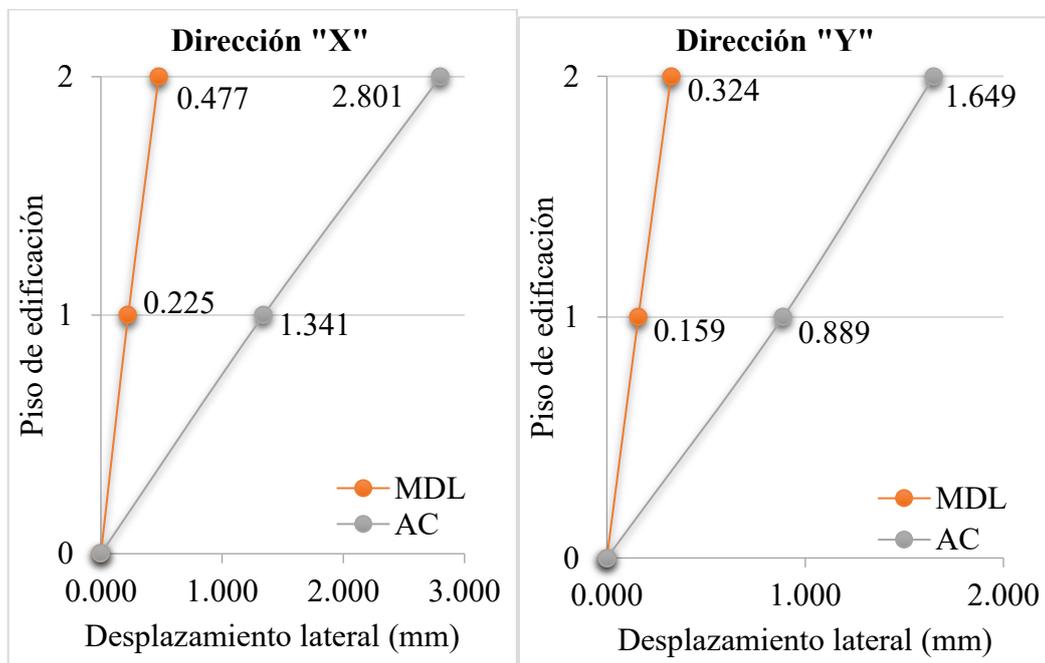
Los desplazamientos inelásticos del análisis estático variaron considerablemente en los dos sistemas. La edificación de albañilería confinada presentó mayores desplazamientos; la mayor variación fue:

Variación Δ_i (X): Entrepiso 2, equivalente al 83%.

Variación Δ_i (Y): Entrepiso 1, equivalente al 82%.

Figura 90

Desplazamientos absolutos del análisis estático.



La albañilería confinada presentó desplazamientos superiores, donde la variación fue:

Variación Δ_i (X): Entrepiso 2 con 1.208mm

Variación Δ_i (Y): Entrepiso 1 con 0.73mm

Tabla 156

Variación de desplazamientos relativos del análisis dinámico.

Dirección	Nivel	Desplazamientos relativos elásticos		Desplazamientos relativos inelásticos		Variación Δ_i
		MDL (mm)	AC (mm)	MDL (mm)	AC (mm)	
X	2	0.088	0.553	0.264	1.245	79%
	1	0.076	0.501	0.228	1.127	80%
Y	2	0.063	0.414	0.189	0.931	80%
	1	0.061	0.402	0.183	0.905	80%

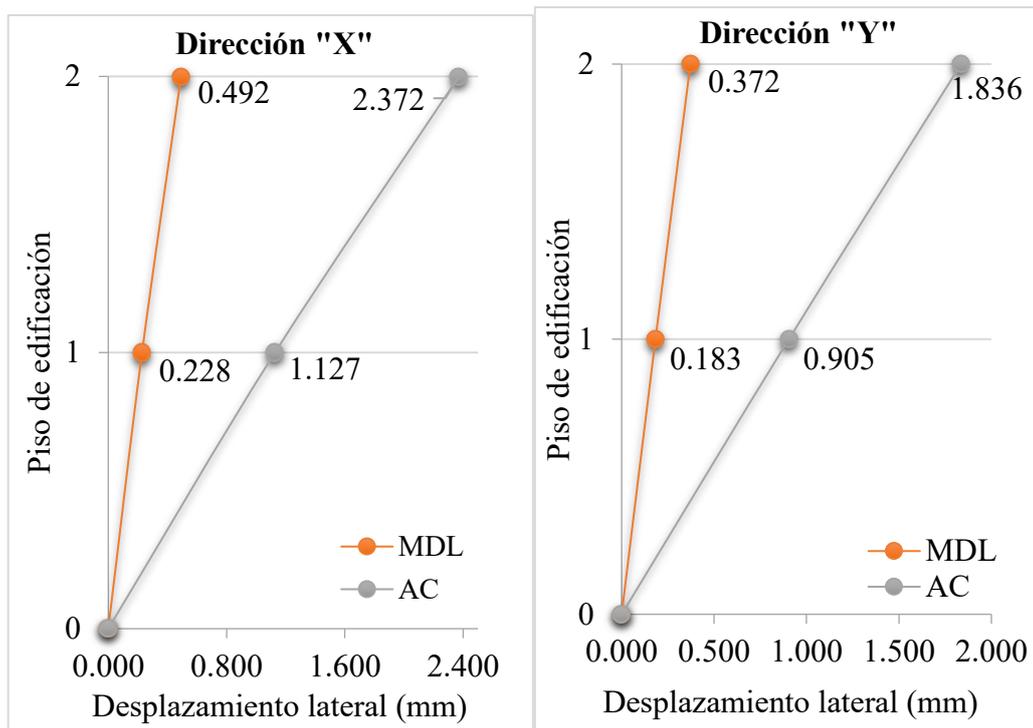
La mayor variación fue en el segundo entrepiso, donde se obtuvo:

Variación Δ_i (X): La diferencia fue de 0.981mm, equivalente al 79%.

Variación Δ_i (Y): La diferencia fue de 0.742mm, equivalente al 80%.

Figura 91

Desplazamientos absolutos del análisis dinámico.



La figura evidenció la variación de los desplazamientos según el número de pisos.

i) Distorsiones de entrepiso

Fueron determinados en base a los desplazamientos inelásticos. La siguiente tabla definió la relación de la deriva máxima de la edificación/deriva permisible del sistema (ratio).

Tabla 157

Comparación de distorsiones de entrepiso de los sistemas.

Dir.	Nivel	Derivas del análisis dinámico				Variación $\Delta i/h_{ei}$
		MDL		AC		
		Deriva	Ratio	Deriva	Ratio	
X	2	0.00010	2.00%	0.00046	9.20%	78%
	1	0.00008	1.60%	0.00042	8.40%	81%
Y	2	0.00007	1.40%	0.00035	7.00%	80%
	1	0.00007	1.40%	0.00034	6.80%	79%

Las máximas derivas se obtuvieron en “X” y entrepiso 02, donde las derivas del análisis dinámico en albañilería confinada fueron mayores, equivalente al 9.22% de la deriva máxima permisible en “X” y 7.00% en “Y”; en cambio, en muros de ductilidad limitada fueron equivalentes al 2.0% en “X” y 1.40% en “Y”.

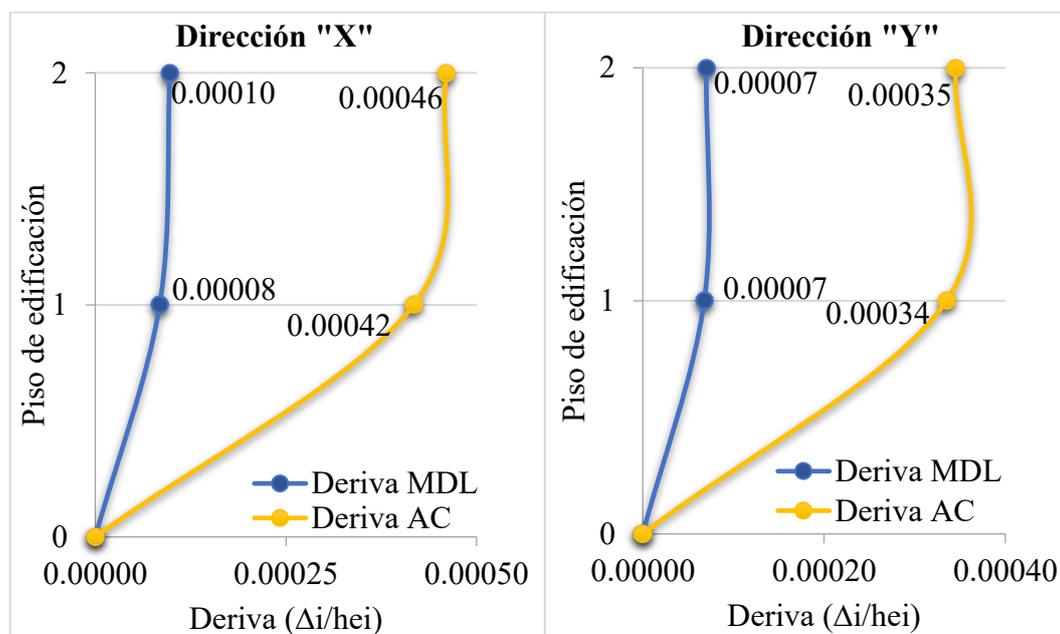
Además, las máximas variaciones entre sistemas fueron:

$\Delta i/h_{ei}$ (X): Variación de 81% - Segundo entrepiso.

$\Delta i/h_{ei}$ (Y): Variación de 80% - Primer entrepiso.

Figura 92

Derivas resultantes del análisis dinámico.



La figura evidenció una adecuada variación progresiva de las derivas de entrepiso.

Por último, se muestra la comparación en base a las principales acciones sísmicas.

Tabla 158*Comparación de acciones sísmicas basado en norma E.030.*

Acciones sísmicas	Sistema estructural			
	Muros de ductilidad limitada		Albañilería confinada	
Masa	211.62		215.24	
Peso sísmico	171.35		173.16	
Periodo predominante	0.046		0.107	
Dirección	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Cortante basal estática (tonf)	37.48	37.48	50.51	50.51
Momento torsor accidental (tonf-m)	11.13	12.33	14.87	16.47
Cortante dinámica (tonf)	32.74	30.95	44.71	43.3
	87%	83%	89%	86%
Desplazamientos laterales máximos				
Análisis estático (mm)	0.252	0.165	1.46	0.889
Análisis dinámico (mm)	0.264	0.189	1.245	0.931
Distorsiones de entrepiso				
A. Estático	0.00009	0.00006	0.00054	0.00033
A. Dinámico	0.00010	0.00007	0.00046	0.00035

Las variaciones y diferencias en los resultados evidenciaron que la albañilería confinada fue menos resistente a las sollicitaciones sísmicas, sin embargo, su resistencia sísmica fue adecuada.

Comparación del costo directo

Se determinó mediante el metrado de las partidas consideradas en el diseño con los respectivos precios unitarios.

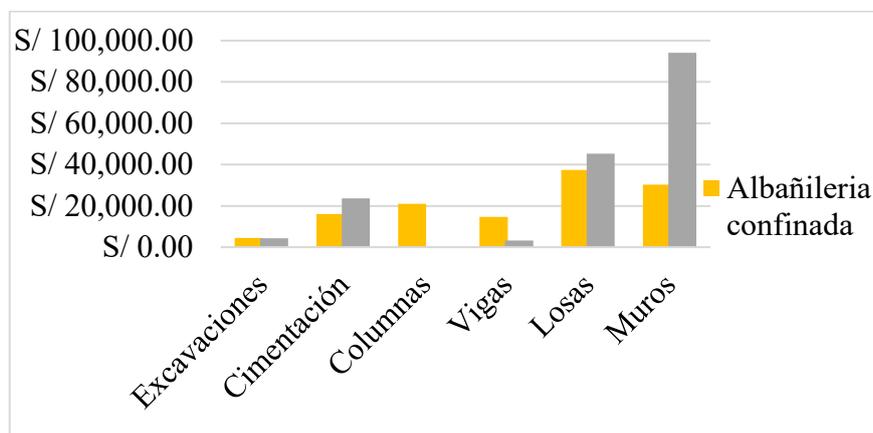
Tabla 159*Comparación de costos directos.*

Elementos del S. MDL		Elementos del S. AC		Variación
Elemento	Costo	Elemento	Costo	
Excavaciones	S/ 4,283.95	Excavaciones	S/ 4,436.10	3%
Cimentación	S/ 23,604.41	Cimentación	S/ 15,982.68	32%
		Columnas	S/ 20,987.32	100%
Acople	S/ 3,294.22	Vigas soleras y dintel	S/ 14,739.87	78%
Losas macizas	S/ 45,331.33	Losas aligeradas	S/ 37,385.33	18%
Muros de concreto	S/ 94,204.05	Muros de albañilería	S/ 30,317.66	68%
Total	S/ 170,717.95	Total	S/ 123,848.97	27%

El costo directo del modelo con muros de ductilidad limitada fue S/.170,717.95 y en albañilería confinada fue S/. 123,848.97, con una diferencia significativa de S/. 46,868.98, equivalente al 27% de variación de costo.

Figura 93

Variación de costo directo en elementos estructurales.



De lo señalado, se observó los costos más influyentes en cada uno de los elementos, con una mayor variación en muros de 68%.

7.2. Discusión

En relación al objetivo principal:

Para la evaluación de los sistemas se estableció un desplazamiento inelástico permisible con deriva límite de 0.005; se determinó un modelo estructural con densidades lineales de muros similares para ambos sistemas y con variación del 20% en relación de áreas, donde se cumplió con la distribución simétrica de muros. Se determinaron las cortantes estáticas y cortantes dinámicas de ambos sistemas, donde el sistema de muros de ductilidad limitada fue más resistente al cortante, con variación alrededor del 27% en “X” y 29% en “Y”; en relación a los periodos, ambos sistemas cumplieron con la condición de primer periodo predominante en “X” y segundo periodo en “Y”, donde se determinaron periodos cortos; sin embargo, el sistema estuvo por debajo del valor calculado según norma, además presentaron una diferencia del 57%, lo cual demostró la mayor rigidez que brindaron los muros de 10cm. Los modelos no desarrollaron irregularidades, por lo que las edificaciones de ambos sistemas se clasificaron como regulares y simétricas. Asimismo, se determinó que las derivas fueron menores y variaron hasta un 78% en “X” y 80% en “Y”, sin embargo, ambos sistemas presentaron un amplio margen entre las derivas máximas con las derivas límites, producto

del reducido desplazamiento obtenido durante el análisis. De esta manera, teniendo en cuenta que la ingeniería sismorresistente reconoce que los desplazamientos laterales se relacionan directamente con los daños estructurales de una edificación, la evaluación influyó en la reducción del riesgo de fallas estructurales, ya que las deformaciones laterales fueron mínimas y dentro del rango elástico; además, con los resultados del análisis, no se determinaron daños en los elementos y se evitaron las fallas en ambos sistemas, donde los valores obtenidos satisficieron lo dispuesto en la norma E.030. De lo señalado Mauricio (2019) determinó diferentes variaciones, puesto que dispuso muros de corte en albañilería confinada, donde proporcionó mayor densidad de muros, cuya variación fue del 81% en “X” y 47% en “Y”; además, fue menor en cortante con variación del 47% en “X” y mayor en “Y” con variación del 25%; en los periodos, la variación fue del 8% en “X” y menor en “Y” con 20% de variación; en cambio en derivas fueron menores, cuya variación fue del 37% en “X” y 31% en “Y”. Del mismo modo Arroyo et al. (2021) y Chingakham et al. (2022) presentaron resultados similares y los valores que difirieron se debió a la diferencia con las características, estructuración, dimensiones y peso sísmico de las edificaciones. De esta manera, el estudio representó un importante aporte en el campo del diseño sismorresistente, ya que las normas carecen de información relacionada con la variación de resultados sísmicos entre dos sistemas estructurales. Por ello, la tesis evidenció cómo varían las cortantes, periodos y derivas de dos sistemas similares en estructuración, dimensiones, parámetros y pesos sísmico. Además, se evaluó la influencia que presenta el sistema estructural en la resistencia a los desplazamientos durante un sismo, para reducir el riesgo de daños y de fallas estructurales.

En relación a objetivos secundarios:

En el sistema muros de ductilidad limitada se determinaron parámetros de diseño relacionados al peligro sísmico, de acuerdo al lugar de emplazamiento de la vivienda (zona 2) y características del suelo (perfil tipo S3); en los parámetros relacionados a la caracterización del sistema, el factor α fue 3, puesto que no se encontraron irregularidades en altura y planta, donde I_a e I_p fueron igual a 1. El espesor mínimo de muro se limitó a 10cm con densidad total no menor de 1.36%, discontinuidad máxima de 2.5cm y refuerzo mínimo de $2.5\text{cm}^2/\text{m}$. Asimismo, se estableció un desplazamiento elástico permisible de 0.0045m e inelástico (Δ_i) de 0.0135m, ambos con deriva de 0.005. Lo señalado cumplió con la NTE.030 y E.060. Del mismo modo, Mauricio (2019) estableció un Δ_i de 0.0189m con deriva de 0.007, mientras que en Arroyo et al. (2021) fue 0.027 m con deriva de 0.01;

además, ambos determinaron parámetros con valores similares de acuerdo a las características del estudio. Por lo tanto, con la tesis se presentó una mejora en la proyección del sistema y en el control de desplazamientos inelásticos máximos con un menor margen de la deriva límite.

En albañilería confinada se tomaron en cuenta los parámetros de peligrosidad sísmica, donde el factor de corte fue 0.292, ya que no se encontraron irregularidades. El desplazamiento elástico límite fue de 0.006m y con amplificación de 2.25, el inelástico fue 0.0135m, ambos con deriva de 0.005, lo cual cumplió con lo dispuesto por la NTE.030. El ancho mínimo para el muro se estableció en 12cm para zona 2, con densidad mínima de 1.25% por eje, discontinuidad extrema de 3cm, longitud mínima de 1.20m y compresión extrema de 9.75kg/cm^2 , que cumplió con la NTE.070. Del mismo modo, Mauricio (2019) estableció un espesor mínimo de 13 cm y Δ_i de 0.0135m; Chingakham et al. (2022) determinaron muro de 12cm y deriva límite de 0.0217 para el control de falla por colapso. De esta manera, se reforzó la importancia de cumplir con los requerimientos normativos establecidos y garantizar una estructura estable con distorsiones dentro de rangos permisibles, con ello mejorar la capacidad del sistema para resistir cargas sísmicas sin presentar daños.

El modelado fue formulado y elaborado mediante el software Etabs v.19. El sistema de muros de ductilidad limitada estuvo conformado por muros de 10cm de ancho, unidas mediante acople del mismo espesor y altura de 30cm, fueron ubicadas en los vanos. Para el entrepiso se determinó una losa maciza bidireccional de 12.5cm de espesor y un paño de 20cm destinado a baños. La densidad de muros de la modelación estructural fue de 2.52% para “X” y 3.05% para “Y”, mayor al mínimo con un 76% de variación, además, se obtuvo una distribución simétrica en las dos direcciones. Del mismo modo, Mauricio (2019) consideró muros con espesor de 12.5cm con densidad de 0.88% y 2.03% en el eje “X” y en “Y”; losa maciza bidireccional con espesor de 10 cm y 20 cm para baños. Por su parte, Arroyo et al. (2021) dispusieron muros y losa maciza de 10 cm, con una densidad de muros de 0.91% en “X” y 1.51% en “Y”, sin elementos de borde. De igual manera, el sistema de albañilería confinada se modeló con altura de 5.40m; perímetro y distribución de ambientes, mediante muros de albañilería con espesor de 13cm que fueron unidos por vigas dintel de 13x30cm ubicados en los vanos; para el entrepiso se dispuso de losa aligerada de 20cm, con ladrillo de 15cm de alto y vigueta de 10 cm. Se obtuvo una densidad de muros de 3.16% en “X” y 3.85% en “Y”, con una variación de 64% del mínimo, lo cual se determinó como el área que ocuparon los muros en la planta y evidenció una distribución simétrica en las dos

direcciones. De igual manera, Mauricio (2019) consideró una edificación unifamiliar de 9.80 m con 4 pisos, paños de 13 cm, vigas 25x40cm y 20x40cm, aligerado de 20cm, columnas de 25x50cm a 25x40cm, densidad de muros de 4.64% en “X” y 3.80% en “Y”. En ambos casos, las diferencias de los elementos en la formulación del modelado, permitió determinar el análisis sísmico correspondiente. Por lo tanto, teniendo en cuenta que gran parte de las viviendas de la zona son de 2 pisos, se aportó un diseño sísmico representativo para un mayor impacto en la población, demostrando así la aplicación práctica del estudio y su influencia en la construcción de viviendas. Asimismo, con el amplio margen entre la densidad de muros y lo mínimo requerido, se aportó un mejor diseño estructural; sin embargo, lo señalado, evidenció la necesidad de estudiar la estructuración en planta con diferentes densidades de muros, para optimizar su distribución y disposición sin comprometer la resistencia sísmica.

Al analizar el comportamiento estructural del sistema de muros de ductilidad limitada, con los casos severos, el cortante estático fue 37.48 tonf; la cortante dinámica fue 32.74 tonf y 30.95 tonf, para las direcciones “X” y “Y”, mayores al 80% del cortante estático; mientras que, la resistencia al cortante fue de 303.63 tonf en “X” y 251.15 tonf en “Y”. El periodo fundamental en “X” fue 0.046 segundos, mientras que en “Y” fue 0.037 segundos. No se determinó ninguna irregularidad, por lo que la clasificación de la edificación fue regular y simétrica. Del análisis dinámico, se determinó la deriva máxima de 0.00010 en “X” y 0.00007 en “Y”, mismas que fueron equivalentes al 2.00% y 1.40% de la deriva máxima permisible, por lo que, se cumplió con la deriva de 0.005 para el sistema y con las exigencias de la norma. Además, el esfuerzo de compresión máximo fue de 110.95tonf/m², menor al límite de 420 tonf/m² y con variación del 73.58%. La disposición del refuerzo horizontal y vertical en muros fue en una capa con Ø8mm @.20, cumplió con la cuantía mínima de 0.0025. De esta manera, existió una muy baja probabilidad de falla, puesto que la estructura presentó derivas mínimas; que según Reyes (2022), existe una probabilidad de daño leve del 48% con deriva de 0.01. Del mismo modo, Arroyo et al. (2021) estableció una degradación rápida de la resistencia al superarse la deriva de 0.005. Por su parte, Mauricio (2019) determinó una deriva máxima de 0.0038 en “X” y 0.0013 en “Y”; donde, los valores fueron diferentes debido a las características y peso sísmico de cada edificación. Por lo tanto, el estudio evidenció un importante aporte en el diseño sismorresistente, ya que se mejoró la rigidez y resistencia sísmica de la vivienda; esto permitió lograr una reducción significativa en periodos y en derivas máximas, demostrando así la capacidad del sistema para controlar las deformaciones durante un evento sísmico; además, se contribuyó al desarrollo de

soluciones eficientes para la construcción de viviendas en zonas sísmicas, considerando una estructuración y distribución adecuada de muros de concreto para soportar las acciones sísmicas sin sufrir daños. Asimismo, se encontró que para estudios futuros se debe determinar los tipos de fallas en la vivienda de acuerdo a los esfuerzos obtenidos.

En el análisis del comportamiento estructural para la vivienda con albañilería confinada, la cortante estática fue de 50.51 tonf en ambas direcciones; mientras que la cortante dinámica fue 44.71 tonf y 43.30 tonf para las direcciones “X” y “Y”, mayores al 80% de la constante estática; además, la resistencia al cortante fue de 155.04 tonf en “X” y 187.24 tonf en “Y”. El periodo corto de 0.107 segundos en “X”, mostró que las unidades de albañilería conformaron un sistema con adecuada rigidez, al igual que en “Y”, que fue 0.087 segundos. Asimismo, no se determinó ninguna irregularidad, por lo que la clasificación de la edificación fue regular. Las derivas determinadas del análisis dinámico fueron 0.00046 en “X” y 0.00035 en “Y”, fueron equivalentes al 9.20% y 7.00% de la deriva permisible; que en conjunto a los periodos y cortantes, el sistema mostró una adecuada rigidez y resistencia lateral. El diseño del confinamiento cumplió con las condiciones de corte-fricción y tracción; se determinaron muros resistentes al agrietamiento diagonal y al cortante del edificio, con cuantía superior al 0.001 para muros reforzados. De lo señalado, Mauricio (2019) determinó un cortante estático máximo de 191.54tonf, periodos de 0.24 segundos en “X” y 0.10 segundos en “Y”, con derivas máximas de 0.00078 en “X” y 0.0009 en “Y”. Por su parte, Chingakham et al. (2022) determinaron que las grietas verticales se presentan con deriva 0.0175, grieta diagonal con 0.0034, falla de colapso con 0.0217 y separación del muro de los elementos de concreto con deriva de 0.0175; por lo que, la probabilidad de ocurrencia de fallas y agrietamientos fue baja, ya que las derivas máximas fueron inferiores a las descritas. De esta manera, con el diseño se logró reducir significativa las derivas máximas, obteniendo una vivienda con mejor capacidad para resistir cargas sísmicas sin sufrir daños y la reducción del riesgo de falla, ya que, la deriva refleja la magnitud de desplazamientos entre pisos, así como los posibles daños que pueden llegar a producirse. Además, la tesis aportó conocimiento del sistema de albañilería confinada para mejorar su comportamiento sísmico, adaptando los requisitos de la norma E.030 a las condiciones locales; con ello, llevar a cabo la construcción de viviendas más seguras, resistentes y duraderas, fomentando así las prácticas del diseño estructural en la zona. Asimismo, para estudios futuros se debe determinar los tipos de fallas en la vivienda de acuerdo a los esfuerzos obtenidos.

7.3. Conclusiones

Objetivo principal

Los sistemas presentaron un diseño óptimo, un modelado simétrico y ejes con similar densidad de muros. De la evaluación, se obtuvo que el modelo con muros de ductilidad limitada dispuso una resistencia estructural y sísmica superior; como resultado, las cortantes, periodos, desplazamientos y derivas fueron menores, variaron alrededor del 27%, 57%, 79% y 78% respectivamente; además de una mayor rigidez, con variación del 82%. No obstante, el modelo de albañilería confinada, con los lineamientos adecuados, también presentó un buen comportamiento sísmico. Además, en ambos sistemas no se presentaron daños en los elementos, debido al amplio margen que hubo entre las derivas máximas y las derivas límite y por la relación directa que existe entre los desplazamientos y los daños en la edificación. De esta manera, con los lineamientos considerados, se redujo el riesgo de falla estructural en la vivienda.

Objetivos secundarios

Se determinaron los parámetros para el diseño con el sistema de muros de ductilidad limitada en relación a solicitaciones sísmicas y del sistema. Se obtuvo un desplazamiento elástico permisible de 0.0045m e inelástico de 0.0135m con factor de amplificación de 3, por condición regular. Para el muro se estableció un espesor mínimo de 10cm, una densidad simétrica total de 1.36% capaz de resistir las cortantes máximas y refuerzo mínimo de 2.5cm²/m.

Se determinaron los parámetros de diseño con el sistema de albañilería confinada en relación al peligro sísmico y caracterización de la vivienda; donde el desplazamiento elástico límite fue 0.006m y el inelástico fue 0.0135m, con amplificación de 2.25 por condición regular; además de solicitaciones de albañilería, donde el muro se estableció con espesor mínimo de 12cm por zona 2, longitud mínima de 1.20m y densidad simétrica para resistir las cortantes de 1.25% en ambos ejes.

Se formuló el modelado para el análisis sísmico mediante Etabs v.19, se ejecutó la evaluación estática, dinámica y comportamiento sísmico de acuerdo a las disposiciones normativas. La edificación de muros de ductilidad limitada se modeló mediante muros de 10 cm de concreto armado, acople con peralte de 30cm, losas armadas de 12.5cm con un paño 20cm y viga de borde de 20x12.5cm; el modelo de albañilería confinada se elaboró con

paños de 13cm, losa aligerada de 20cm y la viga dintel de 13x30cm. En los modelos se dispuso ejes orientados simétricamente con la misma cantidad de muros, además de una alta densidad, con 0.25ml/m^2 para muros de concreto y 0.24ml/m^2 para albañilería en “X”, mientras que en “Y” fue 0.30ml/m^2 para ambos sistemas; en términos de áreas fue de 5.57% y 7.01%, con una variación del mínimo de 76% y 64% respectivamente, lo cual mejoró significativamente el comportamiento sísmico, la resistencia lateral en las dos direcciones y el control de derivas.

Se analizó el comportamiento estructural sismorresistente de la vivienda con el sistema muros de ductilidad limitada; la cual resistió la cortante basal estática de 37.48 tonf en las dos direcciones y cortante dinámica de 32.74 tonf y 30.95 tonf en las direcciones “X” y “Y”; además, resistió los esfuerzos de compresión, con una variación del 73.58%. En la dirección “X”, presentó un periodo predominante bajo de 0.046 segundos, desplazamiento máximo de entrepiso de 0.264mm con deriva máxima de 0.00010, equivalente al 2.00% de la deriva permisible de 0.005, mientras que en “Y” fue el 1.40% de lo permitido. En el análisis de la estructura sometida a acciones sísmicas severas, no se presentaron daños en los elementos, debido al amplio margen de las derivas (98%) y por su relación directa con los daños en la edificación, lo cual influyó en la reducción del riesgo de falla estructural de la vivienda.

Se analizó el comportamiento estructural sismorresistente de la vivienda con el sistema de albañilería confinada; misma que resistió un cortante basal estático en las dos direcciones de 50.51tonf, cortante dinámica en “X” de 44.71 tonf y 43.30 tonf en “Y”. Presentó un periodo fundamental predominante de traslación en dirección “X” de 0.107 segundos, desplazamiento lateral máximo del entrepiso con caso dinámico de 1.245mm y máxima deriva de 0.0046, lo cual equivalió al 9.20% de la deriva límite, mientras tanto, en la dirección “Y” fue el 7.00% del máximo permitido, lo cual demostró una adecuada resistencia lateral del sistema. Asimismo, la estructura de albañilería analizada bajo acciones sísmicas severas no presentó daños; además, en los muros se controló los esfuerzos, el agrietamiento y la fisuración. Por lo tanto, el amplio margen con la deriva límite y con los esfuerzos permisibles, permitió un adecuado desempeño sísmico, que redujo el riesgo de falla estructural en la albañilería confinada.

7.4. Recomendaciones

Objetivo principal

Profundizar en la evaluación de los sistemas, considerando modelos con diferentes estructuraciones, densidades y distribuciones de muros, de manera que permitan conocer los componentes que influyen en mayor medida en el desempeño sísmico de una edificación.

Objetivos secundarios

Para mejorar la capacidad estructural de una edificación, se deben precisar las características del lugar y del suelo de fundación, así como los parámetros y limitaciones dependiendo del sistema estructural a emplear.

En el modelado se debe considerar una adecuada densidad de muros, además de tener en cuenta un procedimiento secuencial y ordenado, con los lineamientos normativos apropiados para obtener resultados verídicos.

En el modelado de una edificación para efectuar el análisis sísmico, se debe separar el esqueleto principal de aquellos elementos que no cumplen función estructural, de modo que no influyan en la respuesta sísmica.

Los muros de concreto deberán orientarse simétricamente en cada eje, de manera que no se altere la rigidez y resistencia por irregularidad torsional y permita la distribución de cargas a lo largo de todos los muros, con ello evitar la ocurrencia de fallas.

Se debe proponer el diseño de estructuras con unidades de albañilería resistentes de origen industrial, además de considerar una adecuada cantidad de muros portantes, confinados y continuos verticalmente, de manera que permita proporcionar mayor rigidez, resistencia lateral y control de desplazamientos.

APÉNDICES Y ANEXOS

Referencias

- Ahmed, A., & Shahzada, K. (2020). Seismic vulnerability assessment of confined masonry structures by macro-modeling approach. *Structures*, 27, 639-649. doi:<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.06.007>
- Alarcón, C., López, Á., & Vielma, J. (2023). Performance of Medium-Rise Buildings with Reinforced Concrete Shear Walls Designed for High Seismic Hazard. *Materials*, 16, 1859,1-19. doi:<https://doi.org/10.3390/ma16051859>
- American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19)*. Comité ACI 318.
- Arevalo, A. (2020). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en viviendas autoconstruidas de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones en el A.H. San José, distrito de San Martín de Porres*. [Tesis de grado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Lima]. doi:<http://doi.org/10.19083/tesis/648665>
- Arias, D., & Quijada, C. (2019). *Comparación de aspectos estructurales y económicos entre un edificio de 8 pisos para vivienda de muros de ductilidad limitada y sistema dual tipo I optimizado*. [Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/15326>
- Arias, J. (2020). *Proyecto de Tesis: Guía para la elaboración*. Arequipa, Perú.
- Arroyo, O., Feliciano, D., Carrillo, J., & Hube, M. (2021). Seismic performance of mid-rise thin concrete wall buildings lightly reinforced with deformed bars or welded wire mesh. *Engineering Structures*. Elsevier, 241, 112455. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112455>
- Barragan, E. (2019). *Análisis y Diseño Sismorresistente de un Edificio de Muros de Ductilidad Limitada de Siete niveles en el distrito de Miraflores, Arequipa-Peru*. [Tesis de grado, Universidad Católica de Santa María]. Obtenido de <https://repositorio.ucsm.edu.pe/handle/20.500.12920/8726>

- Borah, B., Kaushik, H., & Singhal, V. (2022). Evaluation of Modeling Strategies for Seismic Analysis of Confined Masonry Structures. *Research Square*, 1-25. doi:<https://doi.org/10.21203/rs.3.rs-1506811/v1>
- Borah, B., Singhal, V., & Kaushik, H. (2019). Sustainable housing using confined masonry buildings. *SN Applied Sciences*, 1(9), 983. doi:<https://doi.org/10.1007/s42452-019-1020-4>
- Borja, M. (2016). *Metodología de la Investigación Científica para ingenieros*. Chiclayo.
- Bullón, S. (2019). *Diseño de un edificio de concreto armado de cuatro pisos más un sótano proporcionando seguridad adecuada y buen comportamiento en condiciones normales de funcionamiento*. [Tesis de grado, Universidad Continental]. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12394/5170>
- Cámara Peruana de la Construcción. (2018). *Nueva iniciativa de CAPECO por la construcción responsable: Construyendo formalidad*. Obtenido de <https://www.capeco.org/iniciativas>
- Castañeda, G. (2020). *Comportamiento sísmico de un edificio multifamiliar proyectado con sistemas de albañilería armada y albañilería confinada en la ciudad de Cajamarca*. [Tesis de grado, Universidad Privada del Norte. Cajamarca]. Obtenido de <https://hdl.handle.net/11537/23839>
- Cayllahua, A., & Vasquez, J. (2020). *Desempeño sismoresistente de un edificio aporricado de cuatro pisos diseñado con el RNE aceptando derivas de 1% y comparación económica del mismo diseñado según el RNE*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa]. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12773/11443>
- Chingakham, A., Shijagurumayum, C., & Thokchom, S. (2022). A Review On-Confined Masonry Construction. *SAMRIDDHI : A Journal of Physical Sciences, Engineering and Technology*, 14(1), 36-41. doi:<https://doi.org/10.18090/samriddhi.v14spli01.7>
- Computers and Structures, Inc - CSI. (2022). *Home - Etabs*. Obtenido de <https://wiki.csiamerica.com/display/etabs>
- Contreras, A., & Pérez, R. (2021). *Estudio comparativo entre el sistema de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en una edificación de 5 pisos, distrito de*

Los Olivos. [Tesis de grado, Universidad Ricardo Palma]. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.14138/4752>

Cuadros, D., & Jiménez, G. (2021). *Estimación de la zona crítica de diseño en naves industriales con diferentes alturas libres que soporten puentes grúas de diferentes capacidades de carga*. [Tesis de grado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. Obtenido de <http://hdl.handle.net/10757/656641>

Cueva, C., & Huamanchumo, C. (2022). *Evaluación estructural de la edificación esencial I.E N°10133-Mochumí, mediante el análisis estático no lineal Pushover*. [Tesis de grado, Universidad Tecnológica Perú. Chiclayo]. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12867/6187>

Cutimbo, W. (2016). *Ingeniería Sismorresistente*. Moquegua: Universidad José Carlos Mariátegui.

Egoabil, X. (2019). *Análisis y diseño estructural de un edificio de viviendas multifamiliares de 6 pisos con muros de ductilidad limitada*. [Tesis de grado, Universidad Continental]. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12394/7110>

Erberik, M., Citiloglu, C., & Erkoseoglu, G. (2018). Seismic performance assessment of confined masonry construction at component and structure levels. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(2), 867-889. doi:<https://doi.org/10.1007/s10518-018-0468-8>

Espíndola, V., & Pérez, X. (2018). ¿Qué son los Sismos, dónde ocurren y cómo se miden? *Revista Ciencia*, 69(3), 8-15.

Esteban, K., & Cordova, C. (2020). *Comportamiento sísmico de los sistemas estructurales de pórticos y albañilería confinada en una vivienda multifamiliar, Jr. Mantaro, El Tambo, 2020*. [Trabajo de investigación, Universidad Continental]. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12394/8207>

Fernández, J. (2018). Análisis de las ventajas y desventajas de las técnicas no convencionales en la construcción de edificaciones frente a un evento sísmico. *INGENIO*, 1(1), 53-71.

- González, G. (2018). Estudio del comportamiento de la albañilería confinada en el análisis estático y dinámico para la ciudad de Potosí, Bolivia. *Revista Ingeniería*, 2(3), 77-84. doi:<https://doi.org/10.33996/revistaingenieria.v2i3.17>
- Harmesen, T. (2018). *Diseño de estructuras de concreto armado*. (Quinta, Ed.) Fondo Editorial PUCP.
- Hashemi, M., Al-Attraqchi, A., Kalfat, R., & Al-Mahaidi, R. (2019). Linking seismic resilience into sustainability assessment of limited-ductility RC buildings. *Engineering Structures*, Elsevier, 188, 121-136. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.03.021>
- Hernández, E. (2018). *¿Qué implica el uso de un espectro de diseño inelástico?* Obtenido de Zigurat Global Institute of Technology.
- Hernández, R., & Mendoza, C. (2018). *Metodología de la Investigación*. Editorial McGraw Hill.
- Huamán, M. (2018). *Análisis Estructural de los Sistemas de Albañilería Confinada y Muro de Ductilidad Limitada en la Construcción de un Condominio*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de San Martín. Tarapoto]. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12848/528>
- Huapalla, H., & Fonseca, W. (2020). *Propuesta de utilización de estructuras prefabricadas en concreto armado para la construcción de edificios multifamiliares*. Lima, Perú: [Tesis de grado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. Obtenido de <http://hdl.handle.net/10757/648666>
- Incahuanaco, G. (2021). *Análisis comparativo, técnico y económico de una vivienda con diseño sismorresistente y una vivienda convencional en la provincia de Huancayo en 2021*. [Tesis de grado, Universidad Continental]. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12394/11459>
- Instituto Geofísico del Perú, Centro Sismológico Nacional CENSIS. (2022). *Mapas Sísmicos 2022*. Obtenido de <https://www.igp.gob.pe/servicios/centro-sismologico-nacional/mapas-sismicos>
- Instituto Nacional de Estadística e Informática. (2023). Poblacion y vivienda. Recuperado el 2023, de <https://www.inei.gob.pe/estadisticas>

- Mamani, M., & Revilla, J. (2022). *Diseño estructural de una edificación de albañilería confinada de 5 pisos, aplicando el método de resistencia y desempeño sísmico, en el distrito de Moche, Trujillo, La Libertad*. [Tesis de grado, Universidad Privada Antenor Orrego]. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12759/9015>
- Marques, R., & Lourenço, P. (2019). Structural behaviour and design rules of confined masonry walls: Review and proposals. *Construction and Building Materials*, 2017, 137-155. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.04.266>
- Mauricio, L. (2019). *Respuesta sísmica y evaluación económica entre el sistema estructural de albañilería confinada y muros de ductilidad limitada en edificación unifamiliar de 4 pisos atípicos*. [Tesis de grado, Universidad Nacional Federico Villarreal]. Obtenido de Repositorio Institucional UNFV. <http://repositorio.unfv.edu.pe/handle/UNFV/5196>
- Medina, K. (2021). *Elementos estructurales y elementos no estructurales en la arquitectura educativa*. [Monografía de grado, Universidad Nacional de Educación Enrique Guzmán y Valle]. Obtenido de <http://repositorio.une.edu.pe/handle/20.500.14039/6137>
- Mendenhall, W., Beaver, R., & Beaver, B. (2023). *Introducción a la probabilidad y estadística* (Primera ed.). México: Cengage Learning Editores.
- Merodio, J., & Vásquez, W. (2018). *Estudio comparativo del comportamiento y diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos diseñado con los sistemas de albañilería confinada y muros de ductilidad limitada en suelo flexible en la ciudad de Piura*. [Tesis de grado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. Obtenido de <http://hdl.handle.net/10757/624897>
- Muñoz, A. (2020). *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima: SENCICO.
- Quispe, D., & Huisa, R. (2021). *Análisis y diseño estructural comparativo de una vivienda multifamiliar de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en Tacna, 2020*. [Tesis de grado, Universidad Privada de Tacna]. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12969/1766>
- Ramírez, W., & López, C. (2021). *Análisis del grado de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de albañilería confinada en la Urbanización Santa Teresa de Ávila*,

- Trujillo, 2021. [Tesis de grado, Universidad Privada de Trujillo]. Obtenido de <http://repositorio.uprit.edu.pe/handle/UPRIT/498>
- Reyes, C. (2022). *Estimación de vulnerabilidad sísmica de vivienda social de 2 pisos de Muros de Ductilidad Limitada en la costa central del Perú*. [Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima]. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/23132>
- Sáenz, S. (2018). *Curvas de fragilidad de estructuras de albañilería confinada empleando la base de registros sísmicos chilenos*. [Tesis de grado, Universidad de Chile]. Obtenido de URI: <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/159573>
- Salazar, E. (2018). *Vulnerabilidad sísmica de las viviendas de albañilería confinada en la ciudad de Jesús*. [Tesis de maestría, Universidad Nacional de Cajamarca]. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.14074/2474>
- San Bartolomé, Á., Quiun, D., & Silva, W. (2011). Comentarios relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010. *Concreto y cemento. Investigación y desarrollo*, 3(1), 36-48.
- San Bartolomé, Á., Quiun, D., & Silva, W. (2018). *Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería* (2a ed.). Lima: Fondo Editorial PUCP.
- Santos, D. (2019). *Análisis de la vulnerabilidad sísmica en viviendas autoconstruidas en el distrito de Chilca en el 2017*. [Tesis de grado, Universidad Continental]. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12394/6924>
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. (2020). *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*. Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. (2020). *Norma Técnica E.020 Cargas*. Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. (2020). *Norma Técnica E.050 Suelos y cimentaciones*. Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. (2020). *Norma Técnica E.060 Concreto Armado*. Reglamento Nacional de Edificaciones.

- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. (2020). *Norma Técnica E.070 Albañilería*. Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Singhal, V., & Rai, D. (2018). Behavior of Confined Masonry Walls with Openings under In-Plane and Out-of-Plane Loads. *Earthquake Spectra*, 34(2), 817-841. doi:<https://doi.org/10.1193/061416EQS097M>
- Sociedad Peruana De Bienes Raíces. (2019). *80% de viviendas en el Perú son autoconstruidas*. Obtenido de <https://bienesraices.com/blogs/80-de-viviendas-en-peru-son-autoconstruidas/>
- Soto, J., Alva, J., & Ortiz, C. (2018). Evaluación de Espectros de Respuesta mediante el Análisis Unidimensional de Respuesta de Sitio en la Ciudad de Lima. *XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*. Obtenido de <https://www.jorgealvahurtado.com/files/ARTICULOBRASIL.pdf>
- Tenorio, R. (2019). La evolución de la vivienda en Chiclayo y los nuevos modos de habitar. *Revista planta 9. Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo*, 1-43.
- Velayarce, S. (2019). *Análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar de cuatro pisos más azotea de albañilería confinada ubicado en el Jr. Santa Rosa S/N, distrito de la Banda de Shilcayo, provincia y departamento de San Martín*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de San Martín. Tarapoto]. Obtenido de <http://hdl.handle.net/11458/3579>
- Yauri, S. (2017). Escenario sísmico para Lima metropolitana y Callao: sismo 8.8 Mw. *INDECI-DIPRE*. Lima.
- Zavaleta, E. (2021). *Influencia de la variación de la altura, rigidez y agrietamiento en el cálculo del periodo fundamental de vibración de edificios con sistemas estructurales diferentes proyectado para la ciudad de Cajamarca*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Cajamarca]. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.14074/4231>

ii. Apéndices

ii.1. Cronograma de actividades durante la investigación

No.	Actividad	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6
1	Desarrollo de la investigación						
2	Búsqueda de información	■					
3	Planteamiento del problema	■	■				
4	Objetivos de la investigación		■				
5	Bases teóricas		■	■			
6	Hipótesis y variables de investigación			■			
7	Diseño de la investigación			■	■		
8	Trabajo de campo				■		
9	Modelamiento de la vivienda				■	■	
10	Procesamiento de datos					■	
11	Obtención de resultados					■	
12	Análisis de datos					■	
13	Resultados y discusión					■	■
14	Conclusiones y recomendaciones						■
15	Referencias bibliográficas						■
16	Anexos						■
17	Revisión de la investigación						■
18	Levantamiento de observaciones						■
19	Revisión final						■

iii. Anexos

A1. Matriz de operacionalización

Variables	Definición Conceptual	Dimensiones	Indicadores	Medición	Valoración		
Variables Independientes							
Muros de ductilidad limitada.	Sistema conformado por muros delgados de capaces de soportar cargas de gravedad y de sismos, pueden actuar como muros portantes y de corte. Se caracterizan por ser de espesor reducido que varían entre 0.10 m y de 0.15 m (Arias y Quijada, 2019).	Peligro sísmico	Ubicación Factor de Zona Perfil de Suelo Parámetros de Sitio Factor de Amplificación Sísmica Período Factor de Uso Sistema Estructural	UTM - seg	Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, RNE		
		Caracterización del edificio	Coefficiente de Reducción Factores de irregularidad Coefficiente de Reducción Sísmicas	-			
Albañilería confinada.	Sistema estructural compuesto por muros portantes de albañilería confinados por columnas de amarre y vigas, es aplicado a estructuras de complejidad baja y de poca altura (Merodio y Vásquez, 2018).	Configuración estructural	Predimensionamiento Configuración de materiales Modelación Carga Muerta Carga Viva	SI tonf tonf	Normas E.060 y E.070 ETABS v.19.0.0 Norma Técnica E.020 Cargas. RNE		
		Análisis estructural	Estimación del Peso	tonf	Norma Técnica E.030		
		Variable Dependiente					
Reducir el riesgo de falla estructural	Los modos de falla en los elementos se originan debido a que están sujetos a cargas y se puede dar mediante la falla funcional, que se produce cuando los elementos estructurales se desempeñan correctamente, logrando cumplir con las solicitudes de las cargas; y mediante la falla de colapso, que se da cuando se presenta una deficiente resistencia en los elementos estructurales, haciendo que estos no cumplan con su función y se puede producir fallas repentinas sin cumplir con las solicitudes de cargas mínimas (Ramírez y López, 2021).	Análisis Estático	Fuerza Cortante	tonf	Norma Técnica E.030		
			Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura Cortantes de piso por Fuerzas Sísmicas en Altura	tonf			
		Análisis Dinámico	Excentricidad Accidental	m ó mm			
			Modos de Vibración Aceleración Espectral Excentricidad accidental	- m ó mm			
		Validación Estructural	Fuerzas Sísmicas Desplazamientos Restricciones	Tonf mm -			
			Desplazamientos Laterales Distorsión Admisible	mm mm ó %			
		Diseño y verificación de elementos estructurales	Elementos de concreto armado			SI	Normas Técnicas E.060 y E.070
			Muros de albañilería				ACI318-19

A2. Matriz de consistencia de la investigación

Problema	Objetivos	Hipótesis	Metodología	Técnica e instrumento
Problema general	Objetivo general	Hipótesis general		
¿Cuál es la evaluación de los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada basado en la Norma E.030 para reducir el riesgo de falla estructural de viviendas en Cutervo?	Evaluar los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada basado en la Norma E.030 para reducir el riesgo de falla estructural de viviendas en Cutervo 2023.	La evaluación de los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada basado en la Norma E.030 permitirá reducir el riesgo de falla estructural de viviendas en Cutervo.	Método científico, ya que fue de manera ordenada y secuencial.	<ul style="list-style-type: none"> - Observación directa. - Análisis de información bibliográfica. - Análisis numérico. - Norma E.030 Diseño Sismorresistente. - Norma E.060 Concreto Armado. - Norma E.070 Albañilería.
Problemas específicos	Objetivos específicos	Hipótesis específicas		
- ¿Cuáles son los parámetros para el diseño de la vivienda con el sistema de muros de ductilidad limitada?	- Determinar los parámetros para el diseño de la vivienda con el sistema de muros de ductilidad limitada.	- Con los parámetros del sistema de muros de ductilidad limitada se logrará un diseño adecuado de la vivienda.	Tipo de investigación Aplicada con un enfoque cuantitativo.	<ul style="list-style-type: none"> - Observación directa. - Análisis de información bibliográfica. - Norma Técnica E.030.
- ¿Cuáles son los parámetros para el diseño de la vivienda con el sistema de albañilería confinada?	- Determinar los parámetros para el diseño de la vivienda con el sistema de albañilería confinada.	- Al determinar los parámetros del sistema de albañilería confinada se optimizará el diseño de la vivienda.	Diseño de investigación No Experimental con diseño transversal.	<ul style="list-style-type: none"> - Observación directa. - Análisis de información bibliográfica. - Normas E.030 y E.070.
- ¿Cuál es la formulación del modelado de la vivienda para el análisis sísmico?	- Formular el modelado de la vivienda para el análisis sísmico.	- La formulación del modelado de la vivienda permitirá un adecuado análisis sísmico.	Alcance de investigación Descriptivo	<ul style="list-style-type: none"> - Análisis numérico. - Etabs v.19 - Normas Técnicas A.01 y A.020. - Normas Técnicas E.020, E.030, E.060, E.070.
- ¿Cuál será el comportamiento estructural sismorresistente de la vivienda con el sistema de muros de ductilidad limitada?	- Analizar el comportamiento estructural sismorresistente para la vivienda con el sistema de muros de ductilidad limitada.	- Al analizar estructuralmente la vivienda con el sistema de muros de ductilidad limitada se logrará mejoras en el comportamiento sismorresistente.	Población Viviendas unifamiliares de 2 niveles de la zona urbana de Cutervo.	<ul style="list-style-type: none"> - Análisis numérico. - Etabs v.19 - Norma E.030 Diseño Sismorresistente. - Norma E.060 Concreto Armado. ACI 318 19
- ¿Cuál será el comportamiento estructural sismorresistente de la vivienda con el sistema de albañilería confinada?	- Analizar el comportamiento estructural sismorresistente para la vivienda con el sistema de albañilería confinada.	- El análisis estructural del sistema de albañilería confinada permitirá lograr mejoras en el comportamiento sismorresistente de la vivienda.	Muestra Una vivienda unifamiliar de 2 niveles.	<ul style="list-style-type: none"> - Análisis numérico. - Etabs v.19 - Norma E.030 Diseño Sismorresistente. - Norma E.070 Albañilería. ACI 318 19

A3. Matriz de discusión

Variab-les	Pro-blemas	Obje-tivos	Hipó-tesis	Dimen-siones	Indica-dores	Uni-dad	Ítem	Antecedentes nacionales	Antecedentes internacionales	Libros nacionales	Libros internacionales	Normas nacionales	Normas internacionales	Tesis	Comentario
VD: Reducir el riesgo de falla estructural VI 1: Muros de ductilidad limitada VI 2: Albañilería confinada	Problema Principal	Objetivo Principal	Hipótesis Principal	VD: Configuración estructural	Variación de densidad de muros	%	1	Mauricio (2019): dX: MDL<AC (81%) dY: MDL<AC (47%)				Norma E.060 y Tesis: MDL: dc<dt (76%) Norma E.070 y Tesis: AC: ds<dt (64%)		dX: MDL<AC (20%) dY: MDL<AC (21%)	Se establecieron modelos con distribución de muros simétrica, con densidad mayor al mínimo establecido en los puntos descritos. En el modelo de AC fue mayor debido al espesor de los muros. Difiere de Mauricio (2019) debido a la variación de longitud total de muros.
					Variación de cortantes	%	2	Mauricio (2019): VDX: MDL>AC (47%) VDY: MDL<AC (25%)	-	Harmsen, T. (2018) y Tesis, (VD/VE): MDL: 80%<83% (3%) AC: 80%<86% (6%)	Norma E.030 y Tesis, (VD/VE): MDL: 80%<83% (3%) AC: 80%<86% (6%)	NSR-10 y Tesis, (VD/VE): MDL: 80%<83% (3%) AC: 80%<86% (6%)	VDX: MDL<AC (27%) VDY: MDL<AC (29%)	Se obtuvieron cortantes con variación superior al 0.8, donde la AC presento mayor cortante debido al factor de reducción "R", lo cual demostró una mayor resistencia al cortante del sistema MDL. Difiere de Mauricio (2019) ya que en AC dispuso de muros de corte en "X" y albañilería en "Y".	
					Variación de periodos	%	3	Mauricio (2019): Tx: MDL<AC (8%) Ty: MDL>AC (20%)		Harmsen, T. (2018) y Tesis: MDL: th>tt (49%) AC: th<tt (16%)	Norma E.030 y Tesis: MDL: te>tt (49%) AC: te<tt (16%)		Tx: MDL<AC (57%) Ty: MDL<AC (57%)	Los periodos del S. MDL fueron cortos e inferiores al de la Norma, a diferencia de la AC, lo cual demostró mayor rigidez de los muros de concreto de 10 cm. Difieren de los antecedentes debido a la diferencia de altura y rigidez de las edificaciones.	
					VD: Validación estructural	Variación de derivas	%	4	Mauricio (2019): X: AC<MDL (37%) Y: AC<MDL (31%)		Arroyo et al. (2021) y Tesis: MDL: 0.01>0.0001 (99%) Chingakham et al. (2022) y Tesis: AC: 0.0217>0.00046 (97.9%); 0.0034>0.00046 (86.5%)	Harmsen, T. (2018) y Tesis: MDL: 0.005>0.0001 (98%) AC: 0.005>0.00046 (90.8%)	Norma E.030 y Tesis: MDL: 0.005>0.0001 (98%) AC: 0.005>0.00046 (90.8%)	NSR-10 y Tesis: MDL: 0.01>0.0001 (99%) AC: 0.005>0.00046 (90.8%)	X: MDL<AC (78%) Y: MDL<AC (80%)

VII: Muros de ductilidad limitada	Problema secundario 1	Objetivo secundario 1	Hipótesis secundaria 1	VII: Parámetro estructural	Espesor mínimo de muro	cm	5	Mauricio (2019): t=10cm	Arroyo et al. (2021): t=10cm	Cutimbo (2016): t=10cm	McCormac y Brown (2018): t=10cm (4")	Norma E.030 y E.060: t=10 cm	Código ACI-318-19: 10cm	10 cm	Se estableció un espesor mínimo de 10 cm para los muros, el cual es similar a los espesores considerados en los puntos descritos.
				VII: Parámetros del sistema	Discontinuidad máxima	cm	6	Mauricio (2019): 2.5cm	Arroyo et al. (2021): e=2.5cm	Cutimbo (2016): t=2.5cm		Norma E.030 y E.060: 2.5cm	NSR-10: e _{max} =10cm	2.5cm	Se estableció 2.5cm de discontinuidad vertical máxima de elementos resistentes, con ello evitar irregularidad
					Distorsiones permisibles	m	7	Mauricio (2019): Δi=0.0189m; Δi/hei=0.007	Arroyo et al. (2021): WWM=0.6%; DB=1%; Δi=0.027m	Harmsen, T. (2018): MDL Δi=0.0135m; Δi/hei=0.005		Norma E.030: Δi=0.0135m; Δi/hei=0.005	NSR-10: 0.027m; Δi _{max} ≤ 0.010hpi; NCh433: 0.0054; Δi _{max} ≤ 0.002hpi	Δi=0.0135 m; Δi/hei=0.005	Se estableció un desplazamiento inelástico máximo de 0.0135m, con deriva de 0.5% y entrepiso de 2.70m de alto. En algunos casos difiere debido a la deriva límite dispuesta.
VI2: Albañilería confinada	Problema secundario 2	Objetivo secundario 2	Hipótesis secundaria 2	VI2: Parámetro estructural	Espesor mínimo de muro	cm	8	Mauricio (2019): t=13cm	Chingakham et al. (2022): t=12cm	San Bartolomé et al. (2018): t=12cm	Jean y Álvaro (2003): t=12cm	Norma E.070: 12 cm	NCh2123: t=14cm	12cm	El espesor mínimo de 12 cm en paños de albañilería fue en base a la altura de 2.4m y Z2, similar a los espesores descritos y a la Norma E.070. Difiere de NCh2123 ya que esta es más conservadora.
				VI2: Parámetros del sistema	Discontinuidad máxima	cm	9	Mauricio (2019): e=3.25cm	Chingakham et al. (2022): e=3.0cm	Mauricio (2019): e=3.0cm	Jean y Álvaro (2003): e=3cm	Norma E.070: 3 cm	NSR-10: e _{max} ≥14cm	3.0cm	Se estableció en 3cm de discontinuidad vertical de elementos para evitar irregularidad. Difiere de NSR-10, la cual limita al espesor del elemento.
					Distorsiones permisibles	m	10	Mauricio (2019): Δix=0.0189m; Δix/hei=0.007 Δiy=0.0135m; Δiy/hei=0.005	Chingakham et al. (2022): Falla de colapso con Δi/hei=0.0217	Harmsen, T. (2018) y San Bartolomé et al. (2018): Δi=0.0135m; Δi/hei=0.005	Jean y Álvaro (2003): Δi=0.0135m; Δi/hei=0.005	Norma E.030: Δi=0.0135m; Δi/hei=0.005	NSR-10: 0.0135m; Δi _{max} ≤ 0.005hpi; NCh433: 0.0054; Δi _{max} ≤ 0.002hpi	Δi=0.0135 m; Δi/hei=0.005	El desplazamiento inelástico máximo se estableció en 0.0135m, con deriva de 0.5% Los puntos que difieren se debió a la variación de las derivas.

VII: Muros de ductilidad limitada	Problema secundario 3 Objetivo secundario 3 Hipótesis secundaria 3	VII: Configuración estructural de muros de ductilidad limitada	Altura	m	11	Mauricio (2019): h=9.80m	Arroyo et al. (2021): h=6 m	Muñoz (2020): 8 pisos	-	Norma E.030: 8 pisos	-	5.40 m (2 pisos)	EL modelo fue de 5.4m de altura en 2 pisos, cumple con la altura máxima establecida en la Norma E.030.				
			Espesor de muros	cm	12	Mauricio (2019): t=12.5cm	Arroyo et al. (2021): t=10cm	Cutimbo (2016): t=10cm	McCormac y Brown (2018): t=10cm	Norma E.030 y E.060: 10 cm	Código ACI-318-19: 10cm	10 cm	Los muros se modelaron con espesor de 10 cm, lo cual es similar a los puntos descritos y se cumple con el mínimo establecido en parámetros.				
			Densidad de muros	%	13	Mauricio (2019): X=0.88% Y=2.03%	Arroyo et al. (2021): X=0.91%; Y=1.51%.	Cutimbo (2016): dxmin=0.68%; dymin=0.68%	-	Norma E.060: dmin=0.68%	NSR-10: Distribución simétrica	X: 2.52% Y=3.05%	El modelado en Etabs v.19 se dispuso con 2.52% en "X" y 3.05% en "Y", fue simétrica, mayor al mínimo, un 76% de variación, y a las densidades descritas.				
		VII: Configuración estructural de albañilería confinada	Espesor de muros	cm	15	Mauricio (2019): t=13cm	Chingakham et al. (2022): 12cm Ahmed y Shahzada (2020): 22.9cm		San Bartolomé et al. (2018): t=13cm	Jean y Álvaro (2003): t=12cm	Norma E.070: 13 cm	NCh2123: t=14cm	13cm	Los muros se modelaron con espesor de 13cm, que cumple con el mínimo establecido y coinciden con los espesores considerados en los puntos descritos. Difiere de NCh2123 que dispone de 14cm.			
							Altura	m	14	Mauricio (2019): h=9.80m	Ahmed y Shahzada (2020): h=3.353m	San Bartolomé et al. (2018): hmax=15m	Jean y Álvaro (2003): h=12m	Norma E.070: hmax=15m	NCh2123: No define altura máxima	5.40 m (2 pisos)	El modelado consto de 5.40m de alto con 2 pisos, se cumplió con la altura máxima de 15 m dispuesto en la Norma E.070.
							Densidad de muros	%	16	Mauricio (2019): X=4.64% Y=3.80%	Ahmed y Shahzada (2020): 4.5 %	San Bartolomé et al. (2018): dmin(x,y)=1.25 %	Jean y Álvaro (2003): dx=2.73%; dy=3.56%	Norma E.070: dmin(x,y)=1.25 %	NSR-10: Distribución simétrica	X: 3.16% Y: 3.85%	La modelación en Etabs se definió con 3.16% en "X" y 3.85% en "Y", cumplió con la simetría, con una variación del 64% del mínimo y similar a los puntos descritos.

VD: Reducir el riesgo de falla estructural VI 1: Muros de ductilidad limitada	Problema secundario 4 Objetivo secundario 4 Hipótesis secundaria 4	Fuerza Cortante	tonf	17	Mauricio (2019): -Vx=143.65 ton -Vy=143.65 ton -VDx=143.76 ton -VDy=143.52 ton	-	Harmsen, T. (2018): VD/VE>80% (X) 87% (Y) 83%	-	Norma E.030: VD/VE>80% (X) 87% (Y) 83%	NSR-10: Vjt/Vs ≥ 0.8	Vx=37.48 ton Vy=37.48 ton VDx=32.74 ton VDy=30.95 ton	La relación de cortantes en "X" y "Y" fueron mayores al 80% por estructura regular, cumpliendo con la norma E.030 y NSR-10. Varió de Mauricio (2019) debido a la diferencia de dimensiones y altura del modelo.
		Período de vibración	Segundos	18	Mauricio (2019): -Tx=0.22 seg -Ty=0.12 seg	Arroyo et al. (2021): T1=0.162 seg T2=0.031 seg	Harmsen, T. (2018): 0.09seg	Chopra (2014): Tx=0.047 seg; T2=0.037seg	Norma E.030: 0.09seg	NSR-10: Ta=0.17seg	Tx=0.046 seg Ty=0.037 seg	Se obtuvo periodos cortos, varía con los periodos descritos por la diferencia de altura del modelo. Difiere del periodo 0.09seg y 0.17 seg debido a la gran rigidez del sistema. Cumplió con la condición de primer periodo en X y segundo en Y.
		VD – VII: Validación estructural	Distorsión máxima entre piso	m/m	19	Mauricio (2019): X: $\Delta i=0.00186m$; $\Delta i/hei=0.0038$ Y: $\Delta i=0.000657m$; $\Delta i/hei=0.0013$	Arroyo et al. (2021): Degradación de resistencia rápida con 0.005	Harmsen, T. (2018): $\Delta i=0.0135m$; $\Delta i/hei=0.005$	-	Norma E.030: $\Delta i=0.0135m$; $\Delta i/hei=0.005$	NSR-10: 0.027m; $\Delta i_{max} \leq 0.010hpi$; NCh433: 0.0054; $\Delta i_{max} \leq 0.002hpi$	X: $\Delta abs=0.492mm$; $\Delta i=0.264mm$; $\Delta i/hei=0.00010$ Y: $\Delta i=0.189mm$; $\Delta i/hei=0.00007$
VD: Reducir el riesgo de falla estructural VI 2: Albañilería confinada	Problema secundario 5 Objetivo secundario 5 hipótesis secundaria 5	Fuerza cortante	tonf	20	Mauricio (2019): -VEx=95.77 ton -VEy=191.54 ton -VDx=97.55 ton -VDy=191.36 ton	-	San Bartolomé et al. (2018): VD/VE>80% (X) 89% (Y) 86%	Jean y Álvaro (2003): Vx=156.13tonf; Vy=156.13tonf	Norma E.030: VD/VE>80% (X) 89% (Y) 86%	NSR-10: Vjt/Vs ≥ 0.8	Vx=50.51 ton Vy=50.51 ton VDx=44.71 ton VDy=43.30 ton	La relación de cortantes estáticas y cortantes dinámicas fueron superiores al 80% sin necesidad de escalar, cumpliendo con la norma E.030 y NSR-10. Varía con los puntos descritos debido a la diferencia de peso sísmico.
		Período de vibración	Segundos	21	Mauricio (2019): -Tx=0.24 seg -Ty=0.10 seg	-	San Bartolomé et al. (2018): 0.09seg	Jean y Álvaro (2003): Tx=0.21189seg; Ty=0.1704seg Chopra (2014): Tx=0.111seg; Ty=0.088seg	Norma E.030: 0.09 seg	NSR-10: Ta=0.17seg	Tx=0.107 seg Ty=0.087 seg	Los periodos obtenidos se acercan a los obtenidos por San Bartolomé y E.030, por lo que son válidos, que demuestran adecuada rigidez del sistema. Se cumplió con la condición de primer periodo en X y segundo en Y.
		VD – VI2: Validación estructural	Distorsión máxima entre piso	m/m	22	Mauricio (2019): X: $\Delta i=0.00078m$; $\Delta i/hei=0.0024$ Y: $\Delta i=0.00060m$; $\Delta i/hei=0.0009$	Chingakham et al. (2022): Deflexión importante y grietas verticales con 0.0175; grieta diagonal con 0.0034; falla de colapso con 0.0217 Ahmed y Shahzada (2020): 0.0063	San Bartolomé et al. (2018): $\Delta i=0.0135m$; $\Delta i/hei=0.005$	Jean y Álvaro (2003): $\Delta x=0.001$; $\Delta y=0.0005$	Norma E.030: $\Delta i=0.0135m$; $\Delta i/hei=0.005$	NSR-10: 0.0135m; $\Delta i_{max} \leq 0.005hpi$; NCh433: 0.0054; $\Delta i_{max} \leq 0.002hpi$	X: $\Delta abs=2.372mm$; $\Delta i=1.244mm$; $\Delta i/hei=0.00046$ Y: $\Delta i=0.932mm$; $\Delta i/hei=0.00035$

A4. Confiabilidad de instrumentos

VALIDACIÓN Y CONFIABILIDAD DE INSTRUMENTOS	
EVALUACIÓN POR EXPERTOS	

Escala valorativa			
(1)	(2)	(3)	(4)
No cumple	Bajo Nivel	Moderado Nivel	Alto Nivel

Métrica	Como mínimo alcanzar el 75% del total de puntos (36).
Objetivo	Realizar la validación por parte de expertos del instrumento titulado "Ficha de evaluación del Software Etabs v.19"

ÍTEM	INDICADORES	VALORACIÓN			
		E1	E2	E3	E4
1.0	Funciones e interfaz gráfica apropiada y comprensible.	4	4	4	4
2.0	Permite el modelado estructural tridimensional de edificaciones.	4	4	4	4
3.0	Modelaje de pisos con diafragmas rígidos o semirrígidos.	4	4	4	4
4.0	Generación y aplicación de pesos sísmicos y cargas verticales de pisos.	4	4	4	4
5.0	Generación de casos sísmicos y combinaciones de cargas.	4	4	4	4
6.0	Generación y aplicación de espectros sísmicos.	4	4	4	4
7.0	Análisis estático y dinámico según Norma E.030.	4	4	4	4
8.0	Diseño en concreto armado, incluyendo muros de corte.	3	3	4	3
9.0	Cálculo del refuerzo requerido, incluyendo condiciones sísmicas.	3	3	3	4
10.0	Facilidad de ejecutar modificaciones en el modelo estructural	4	4	4	4
11.0	Importación de datos del modelo a programas de Microsoft.	4	4	4	4
12.0	Confianza del usuario hacia el software.	4	4	4	4
TOTAL		46	46	47	47

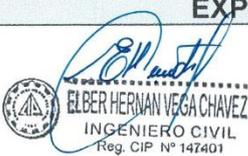
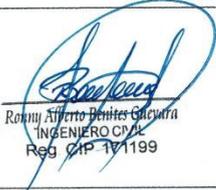
EXPERTOS CONSULTADOS	
  ELBER HERNÁN VEGA INGENIERO CIVIL Reg. CIP N° 147401	 JOSE STALIN ALARCON ALARCON INGENIERO CIVIL REG. CIP 225321
  Ronny Alberto Benítez INGENIERO CIVIL Reg. CIP 171199	 Marco A. Mera Sifuentes INGENIERO CIVIL CIP: 169313

VALIDACIÓN Y CONFIABILIDAD DE INSTRUMENTOS EVALUACIÓN POR EXPERTOS

Escala valorativa			
(1)	(2)	(3)	(4)
No cumple	Bajo Nivel	Moderado Nivel	Alto Nivel

Métrica	Como mínimo alcanzar el 75% del total de puntos (36).
Objetivo	Realizar la validación por parte de expertos del instrumento titulado "Ficha de evaluación del Software SAP2000 v21"

ÍTEM	INDICADORES	VALORACIÓN			
		E1	E2	E3	E4
1.0	Funciones e interfaz gráfica apropiada y comprensible.	3	4	4	4
2.0	Permite el modelado estructural tridimensional de edificaciones.	4	4	4	4
3.0	Modelaje de pisos con diafragmas rígidos o semirrígidos.	4	4	4	4
4.0	Generación y aplicación de pesos sísmicos y cargas verticales de pisos.	4	4	4	4
5.0	Generación de casos sísmicos y combinaciones de cargas.	4	4	4	4
6.0	Generación y aplicación de espectros sísmicos.	3	3	4	4
7.0	Análisis estático y dinámico según Norma E.030.	3	3	3	3
8.0	Diseño en concreto armado, incluyendo muros de corte.	2	3	3	4
9.0	Cálculo del refuerzo requerido, incluyendo condiciones sísmicas.	2	3	4	3
10.0	Facilidad de ejecutar modificaciones en el modelo estructural	3	3	3	3
11.0	Importación de datos del modelo a programas de Microsoft.	4	4	4	4
12.0	Confianza del usuario hacia el software.	3	3	3	3
TOTAL		39	42	44	44

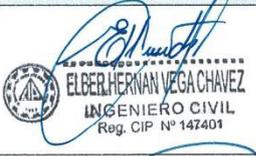
EXPERTOS CONSULTADOS	
  ELBER HERNAN VEGA CHAVEZ INGENIERO CIVIL Reg. CIP N° 147401	 JOSE STALIN MARCON ALARCON INGENIERO CIVIL REG. CIP 225321
  Robin Alberto Benites Guzman INGENIERO CIVIL Reg. CIP 171199	 Marco A. Mera Sifuentes INGENIERO CIVIL CIP: 169313

VALIDACIÓN Y CONFIABILIDAD DE INSTRUMENTOS	
EVALUACIÓN POR EXPERTOS	

Escala valorativa			
(1)	(2)	(3)	(4)
No cumple	Bajo Nivel	Moderado Nivel	Alto Nivel

Métrica	Como mínimo alcanzar el 75% del total de puntos (36).
Objetivo	Realizar la validación por parte de expertos del instrumento titulado "Ficha de evaluación del Software Robot Structural Analysis v19"

ÍTEM	INDICADORES	VALORACIÓN			
		E1	E2	E3	E4
1.0	Funciones e interfaz gráfica apropiada y comprensible.	4	4	4	4
2.0	Permite el modelado estructural tridimensional de edificaciones.	4	4	4	4
3.0	Modelaje de pisos con diafragmas rígidos o semirrígidos.	4	4	4	4
4.0	Generación y aplicación de pesos sísmicos y cargas verticales de pisos.	3	4	4	4
5.0	Generación de casos sísmicos y combinaciones de cargas.	3	3	4	4
6.0	Generación y aplicación de espectros sísmicos.	3	3	3	3
7.0	Análisis estático y dinámico según Norma E.030.	3	3	4	3
8.0	Diseño en concreto armado, incluyendo muros de corte.	3	3	3	3
9.0	Cálculo del refuerzo requerido, incluyendo condiciones sísmicas.	2	3	3	3
10.0	Facilidad de ejecutar modificaciones en el modelo estructural	2	2	3	3
11.0	Importación de datos del modelo a programas de Microsoft.	4	4	4	4
12.0	Confianza del usuario hacia el software.	3	3	3	3
TOTAL		38	40	43	42

EXPERTOS CONSULTADOS	
  ELBER HERNÁN VEGA CHAVEZ INGENIERO CIVIL Reg. CIP N° 147401	 JOSE MARIA ALARCON ALARCON INGENIERO CIVIL REG. CIP 225321
  Rony Alberto Benítez Cervera INGENIERO CIVIL Reg. CIP 171199	 Marco A. Mera Sifuentes INGENIERO CIVIL CIP: 169313

A5. Validez de instrumentos

Validación del estudio de suelos con Anexo I de la NTE.050

ANEXO I
FORMATO OBLIGATORIO DE LA HOJA DE RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE
CIMENTACIÓN

BACH: DENIS IVAN SÁNCHEZ GUEVARA

ESTUDIO DE MECÁNICA SUELOS PARA DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN
MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DE LOS SERVICIOS DE LA DIRECCIÓN SUB
REGIONAL DE SALUD CUTERVO - DISA, DEL DISTRITO DE CUTERVO - PROVINCIA
CUTERVO - DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA

Urbanización Tomás Gálvez Quispe – Cutervo – Cutervo – Cajamarca

De conformidad con la Norma Técnica E.050 "Suelos y Cimentaciones" la siguiente información deberá transcribirse literalmente en los planos de cimentación. Esta información no es limitativa, deberá cumplir con todo lo especificado en el presente Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) y con el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN
Profesional Responsable (PR): Jorge Enrique Luna Lozada CIP N° 30840
Tipo de Cimentación: Corrida
Estrato de apoyo de la cimentación: "MH" y "CH"
Profundidad de la Napa Freática: 2440 m.s.n.m Fecha: 30 - Marzo - 2023
Parámetros de Diseño de la Cimentación Profundidad de Cimentación: 1.00m Presión Admisible: 0.68 Kg/cm ² Factor de Seguridad por Corte: 3 Asentamiento Diferencial Máximo Aceptable: 1.60cm
Parámetros Sísmicos del suelo (De acuerdo a la Norma E.030) Zona Sísmica: 2 (Z=0.25) Tipo de perfil del suelo: S ₃ (Suelo flexible, Suelos blandos) Factor del suelo (S): 1.40 Periodo TP (s): 1.0 segundos Periodo TL (s): 1.60 segundos
Agresividad del Suelo a la Cimentación: Libre de Sales, Concreto con Cemento Tipo M5 y f'c = 210 Kg/cm ²
Problemas Especiales de cimentación Licuación: No presenta Colapso: No colapsable* (Densidad de 1.628 gr/cm ³ y LL de 56.1%) Expansión: 46.05% (C1-M3)
Indicaciones Adicionales: Corresponde a Calicata 1 (C1)

Fecha: 30 de Marzo del 2023

*REFERENCIA NTE.050, FIGURA 7

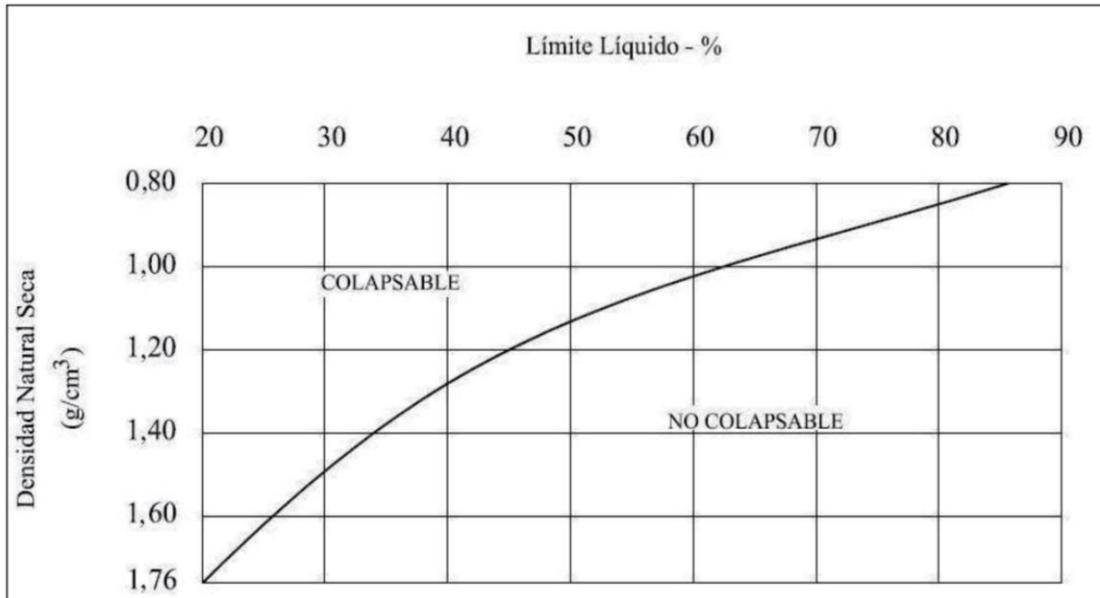
GOBIERNO REGIONAL DE CAJAMARCA
GERENCIA SUB REGIONAL CUTERVO

Jorge Enrique Luna Lozada
INGENIERO CIVIL
REG. CIP N° 30840

Continuación

La relación entre los colapsables y no colapsables y los parámetros antes indicados se muestra en la figura siguiente:

FIGURA 7
Crterios del Potencial de Colapso



Ref.: NAVFAC DM 7

Fuente: Tomado del artículo 35 de NTE.050 (2020)

GOBIERNO REGIONAL DE CAJAMARCA
GERENCIA SUB REGIONAL CUTERVO
Jorge Enrique Luna Lozada
INGENIERO CIVIL
REG. CIP N° 30840

A6. Costos directos de los modelos evaluados

PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

PROYECTO : EVALUACIÓN DE LOS SISTEMAS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA BASADO EN LA NORMA E.030 PARA REDUCIR EL RIESGO DE FALLA ESTRUCTURAL EN VIVIENDAS, CUTERVO, 2023

UBICACIÓN : URBANIZACIÓN TOMAS GÁLVEZ QUISPE – CUTERVO – CAJAMARCA

METRADO : BACH. DENIS IVAN SANCHEZ GUEVARA

FECHA: MAYO 2023

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	Unidad	Metrado	PU S/.	Costo S/.
01	ESTRUCTURAS				170,717.95
01.01	TRABAJOS PRELIMINARES				612.46
01.01.01	Limpieza de terreno natural	m2	106.33	1.45	154.18
01.01.02	Trazo y replanteo con herramientas manuales	m2	106.33	4.31	458.28
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				3,671.48
01.02.01	Excavación manual para zanjas de cimientos	m3	40.60	45.76	1,857.74
01.02.02	Relleno compactado material propio pisón manual	m3	13.01	46.28	602.04
01.02.03	Eliminación de material excedente	m3	33.11	36.60	1,211.70
01.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				3,665.72
01.03.01	Cimientos corridos C : H 1 : 10 + 30%P.G	m3	15.92	230.19	3,665.72
01.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				162,768.29
01.04.01	Vigas de cimentación				19,938.69
01.04.01.01	Concreto $f_c=175\text{kg/cm}^2$ en vigas de Cimentación	m3	11.66	428.85	5,002.11
01.04.01.02	Encofrado y desencofrado-vigas de cimentación	m2	116.64	79.10	9,226.22
01.04.01.03	Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ -Vigas de cimentación	kg	648.17	8.81	5,710.36
01.04.02	Muros de ductilidad limitada				94,204.05
01.04.02.01	Concreto $f_c=210\text{kg/cm}^2$ - Muros	m3	30.13	728.14	21,937.04
01.04.02.02	Encofrado y desencofrado-Muros	m2	607.83	89.66	54,498.04
01.04.02.03	Acero $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ -Muros	kg	2,016.91	8.81	17,768.98
01.04.03	Vigas				3,294.22
01.04.03.01	Concreto $f_c=210\text{kg/cm}^2$ - V. Acople	m3	0.53	595.56	315.80
01.04.03.02	Encofrado y desencofrado-V. Acople	m2	13.64	120.53	1,643.43
01.04.03.03	Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ - V. Acople	kg	151.53	8.81	1,335.00
01.04.04	Losa maciza				45,331.33
01.04.04.01	Concreto $f_c=210\text{kg/cm}^2$ - Losa maciza	m3	25.89	502.87	13,018.30
01.04.04.02	Encofrado y desencofrado-Losa maciza	m2	192.20	82.21	15,800.76
01.04.04.03	Acero $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ - Losa Maciza	kg	1,874.26	8.81	16,512.27

COSTO DIRECTO

170,717.95

**SON: CIENTO SETENTA MIL SETECIENTOS DIECISIETE
CON 95/100 SOLES**

PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

PROYECTO : EVALUACIÓN DE LOS SISTEMAS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA BASADO EN LA NORMA E.030 PARA REDUCIR EL RIESGO DE FALLA ESTRUCTURAL EN VIVIENDAS, CUTERVO, 2023

UBICACIÓN : URBANIZACIÓN TOMAS GÁLVEZ QUISPE – CUTERVO – CAJAMARCA

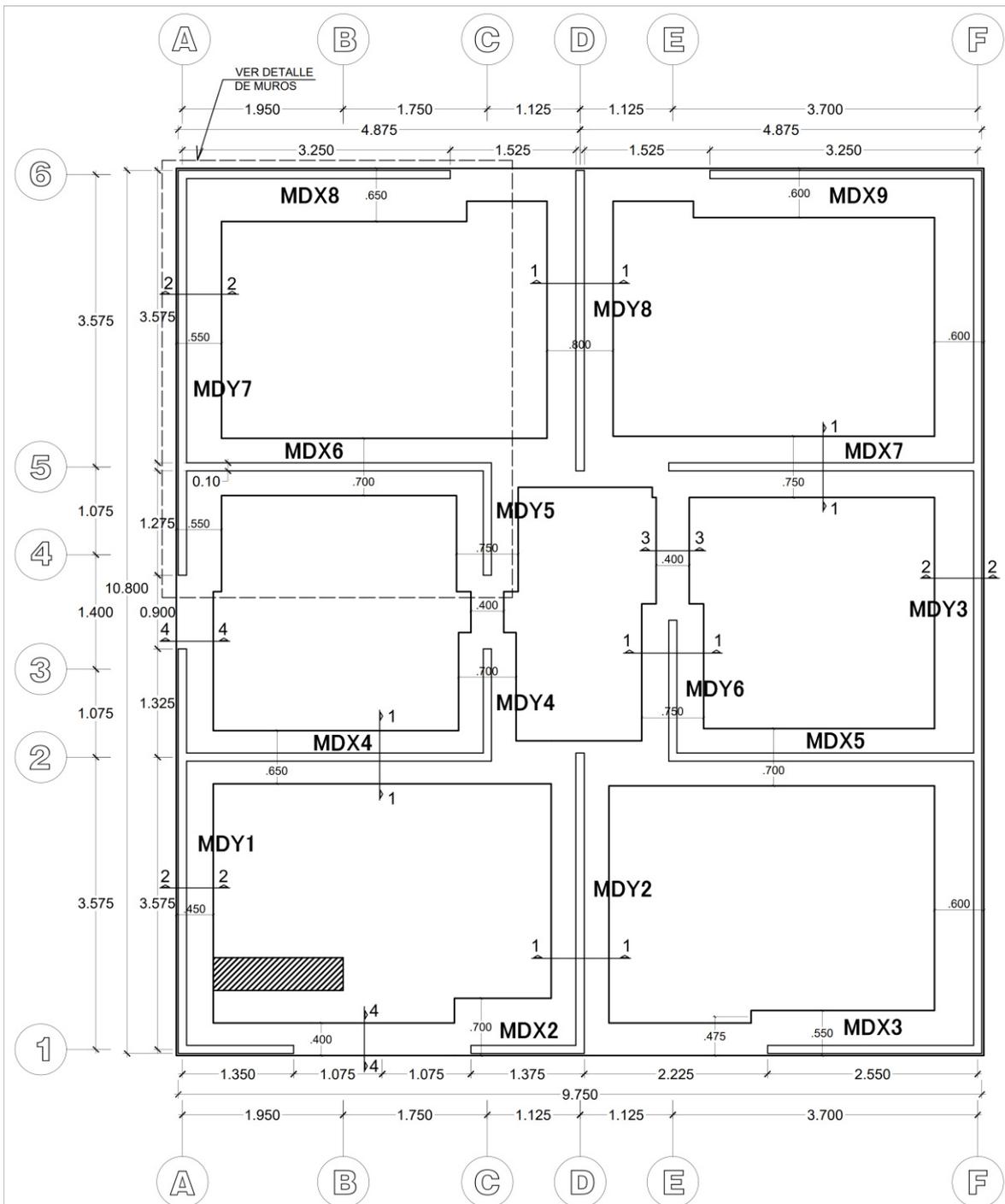
METRADO : BACH. DENIS IVAN SANCHEZ GUEVARA

FECHA: MAYO 2023

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	Unidad	Metrado	PU S/.	Costo S/.
01	ESTRUCTURAS				93,531.31
01.01	TRABAJOS PRELIMINARES				612.46
01.01.01	Limpieza de terreno natural	m2	106.33	1.45	154.18
01.01.02	Trazo y replanteo con herramientas manuales	m2	106.33	4.31	458.28
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				3,823.64
01.02.01	Excavación manual para zanjas de cimientos	m3	42.23	45.76	1,932.22
01.02.02	Relleno compactado con material propio pisón manual	m3	15.64	46.28	723.70
01.02.03	Eliminación de material excedente	m3	31.91	36.60	1,167.72
01.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				4,859.89
01.03.01	Cimientos corridos C : H 1 : 10 + 30%P.G	m3	21.11	230.19	4,859.89
01.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				84,235.32
01.04.01	Vigas de cimentación				11,122.79
01.04.01.01	Concreto f'c=175kg/cm2 en vigas de cimentación	m3	5.48	428.85	2,347.95
01.04.01.02	Encofrado y desencofrado-vigas de cimentación	m2	73.00	79.10	5,774.30
01.04.01.03	Acero fy=4200kg/cm2-Vigas de cimentación	kg	340.58	8.81	3,000.54
01.04.02	Columnas de confinamiento				20,987.32
01.04.02.01	Concreto f'c=210kg/cm2 - Columnas	m3	5.57	643.72	3,588.02
01.04.02.02	Encofrado y desencofrado-Columnas	m2	92.77	95.32	8,843.03
01.04.02.03	Acero fy=4200 kg/cm2-Columnas	kg	971.20	8.81	8,556.28
01.04.03	Vigas				14,739.87
01.04.03.01	Concreto f'c=210kg/cm2 - Soleras y dintel	m3	5.37	595.56	3,200.66
01.04.03.02	Encofrado y desencofrado-Soleras y dintel	m2	43.72	120.53	5,269.19
01.04.03.03	Acero fy=4200kg/cm2-Soleras y dintel	kg	711.69	8.81	6,270.03
01.04.04	Losas aligeradas				37,385.33
01.04.04.01	Concreto f'c=210kg/cm2 - Losa aligerada de 20cm	m3	15.41	469.27	7,232.98
01.04.04.02	Encofrado y desencofrado-Losa aligerada	m2	176.15	96.66	17,026.81
01.04.04.03	Ladrillo de arcilla para losa aligerada 15x30x30 cm	und	1,467.34	3.59	5,267.76
01.04.04.04	Acero fy=4200 kg/cm2 - Losa aligerada	kg	891.92	8.81	7,857.78
02	ALBAÑILERÍA				30,317.66
02.01	Muro de ladrillo KK tipo IV sogá M : 1:1:4 e=1.5 cm	m2	242.16	124.42	30,129.55
02.02	Refuerzo horizontal en muros 2Ø6mm	kg	32.83	5.73	188.12
	COSTO DIRECTO				123,848.97

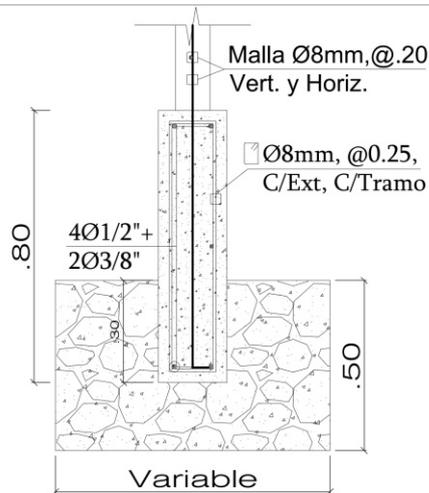
SON: CIENTO VEINTITRÉS MIL OCHOCIENTOS CUARENTA Y OCHO CON 97/100 SOLES

A7. Planos del sistema de muros de ductilidad limitada

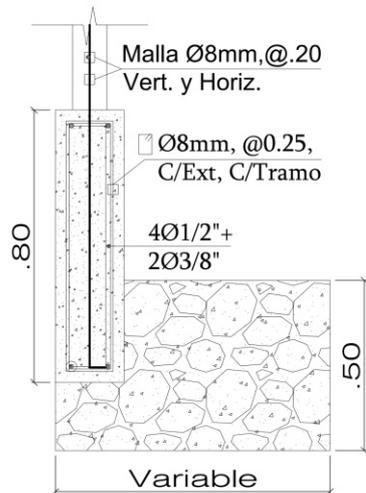


CIMENTACIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE MUROS
ESC: 1/100

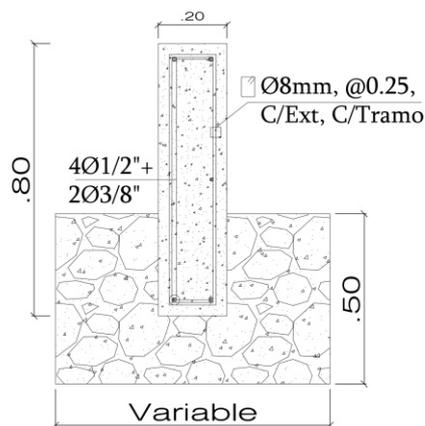
TESIS: Evaluación de los Sistemas de Muros de Ductilidad Limitada y Albañilería Confinada Basado en la Norma E.030 para Reducir el Riesgo de Falla Estructural en Viviendas, Cutervo, 2023	 UNIVERSIDAD CATOLICA SEDES SAPIENTIAE FACULTAD DE INGENIERÍA	ESCALA: INDICADA	FECHA: ABRIL 2023
		RESPONSABLE: DENIS IVAN SANCHEZ GUEVARA	UBICACIÓN: URB. TOMAS GALVEZ QUISPE
SISTEMA: MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	DISTRITO: CUTERVO		
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	PROVINCIA: CUTERVO		
PLANO: CIMENTACIÓN	REGIÓN: CAJAMARCA		



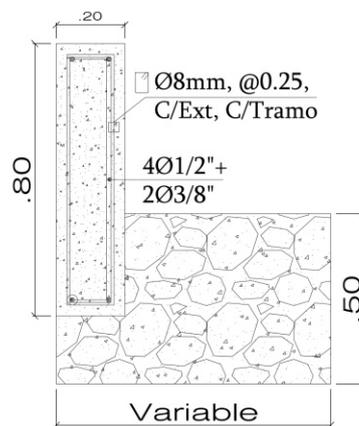
CORTE 1-1



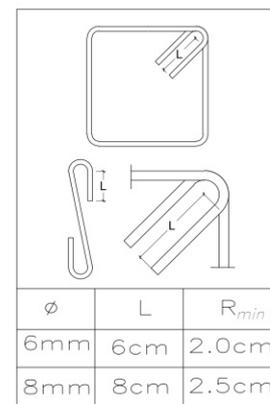
CORTE 2-2



CORTE 3-3



CORTE 4-4



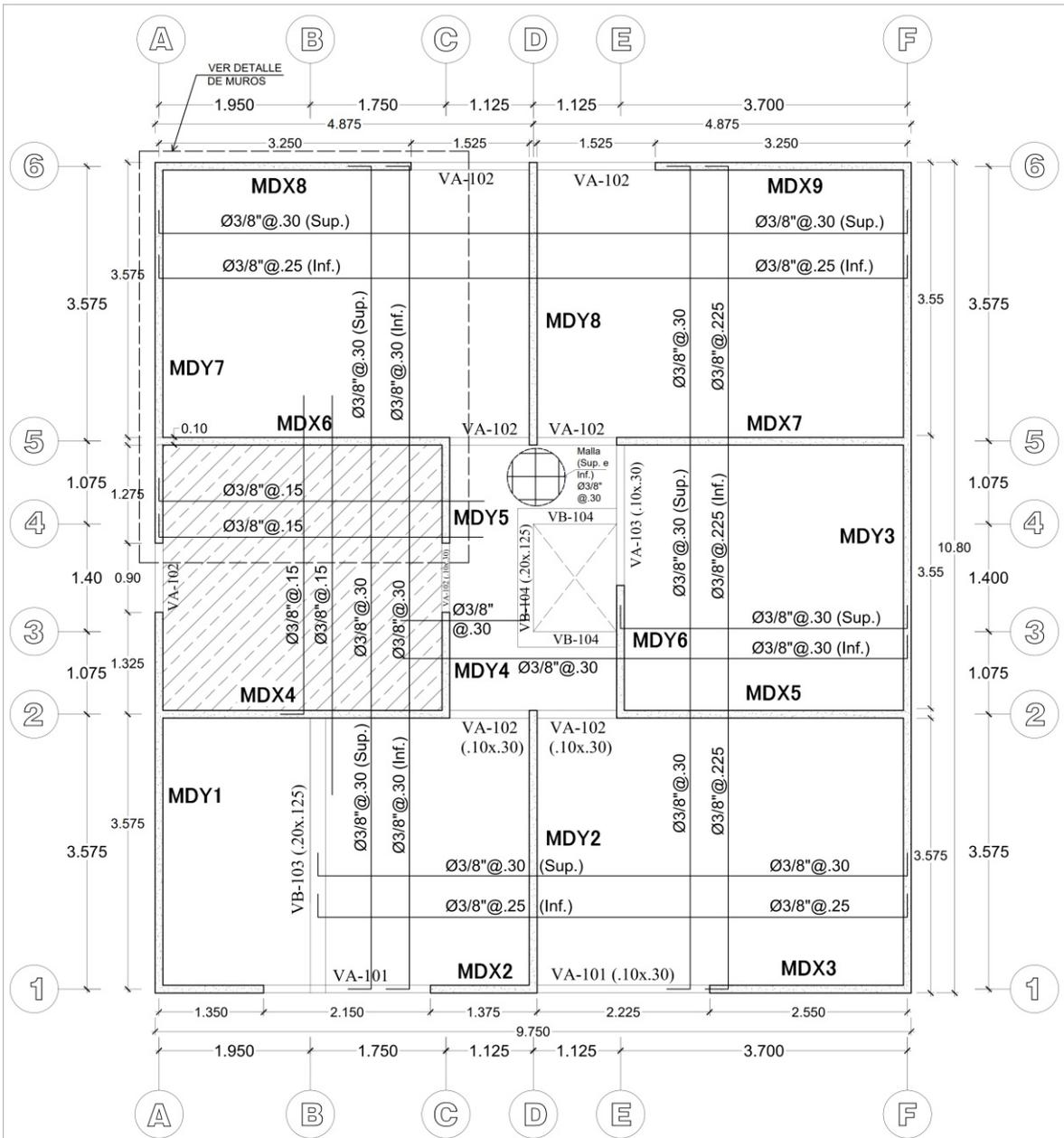
DETALLE DE CIMENTACIÓN

ESC: 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS

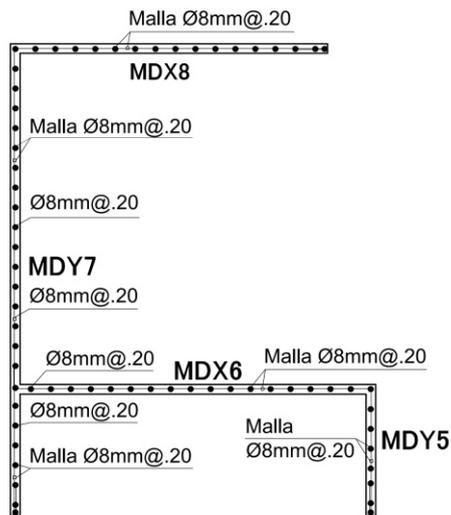
SUELO: (SEGUN LA MECANICA DE SUELOS):	
RESISTENCIA ADMISIBLE	: 0.68 Kg/cm ² .
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (D'f)	: 1.00 m
CONCRETO SIMPLE	
CIMENTO:	: C:H 1:10+30%P.G.(T.M 6")
CONCRETO ARMADO	
VIGA DE CIMENTACIÓN	: f _c =210 Kg/cm ²
COLUMNAS, VIGAS	: f _c =210 Kg/cm ²
LOSAS, ESCALERA	: f _c =210 Kg/cm ²
RECUBRIMIENTOS	
VIGAS DE CONEXION	: 4 cm.
MUROS DE CONCRETO	: 2 cm.
VIGAS ACOPLÉ	: 2 cm.
LOSAS	: 2 cm.
SISTEMA ESTRUCTURAL	
DIRECCION X-X	: MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Deriva (D/h) <= 0.005
DIRECCION Y-Y	: MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Deriva (D/h) <= 0.005
MATERIALES	
CEMENTO CEMENTO PORTLAND TIPO I	
ACERO ACERO ESTRUCTURAL GRADO 60: f' y = 4200 Kg/cm ²	
NORMAS DE DISEÑO	
REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES	
NTE E.020 - CARGAS	
NTE E.030 - DISEÑO SISMORESISTENTE	
NTE E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES	
NTE E.060 - CONCRETO ARMADO	
CÓDIGO ACI 318-2019	

TESIS: Evaluación de los Sistemas de Muros de Ductilidad Limitada y Albañilería Confinada Basado en la Norma E.030 para Reducir el Riesgo de Falla Estructural en Viviendas, Cutervo, 2023		UNIVERSIDAD CATOLICA SEDES SAPIENTIAE FACULTAD DE INGENIERÍA	
		RESPONSABLE: DENIS IVAN SANCHEZ GUEVARA	UBICACIÓN: URB. TOMAS GALVEZ QUISPE
SISTEMA: MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	DISTRITO: CUTERVO	LAMINA: E-02	
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	PROVINCIA: CUTERVO		
PLANO: DETALLE DE CIMENTACIÓN	REGIÓN: CAJAMARCA		

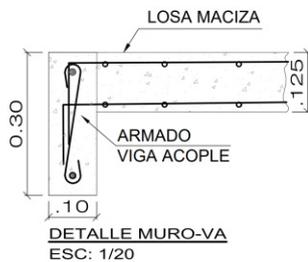


DETALLE DE LOSA MACIZA - 1° Y 2° PISO
 ESC: 1/100

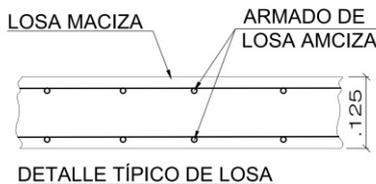
TESIS: Evaluación de los Sistemas de Muros de Ductilidad Limitada y Albañilería Confinada Basado en la Norma E.030 para Reducir el Riesgo de Falla Estructural en Viviendas, Cutervo, 2023		UNIVERSIDAD CATOLICA SEDES SAPIENTIAE FACULTAD DE INGENIERÍA	
		RESPONSABLE: DENIS IVAN SANCHEZ GUEVARA	UBICACIÓN: URB. TOMAS GALVEZ QUISPE
SISTEMA: MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	DISTRITO: CUTERVO	LAMINA: E-03	
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	PROVINCIA: CUTERVO		
PLANO: DETALLE DE LOSA MACIZA	REGIÓN: CAJAMARCA		



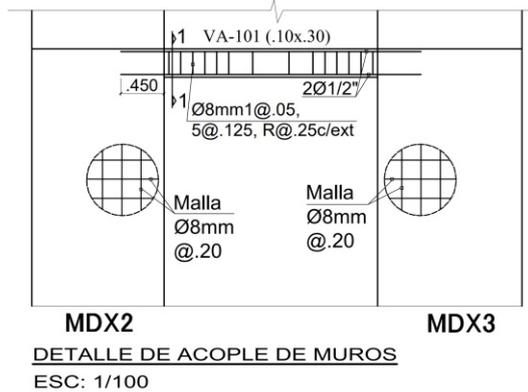
DISTRIBUCIÓN DE ACERO EN MUROS
ESC: 1/100



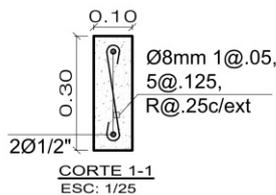
DETALLE MURO-VA
ESC: 1/20



DETALLE TÍPICO DE LOSA



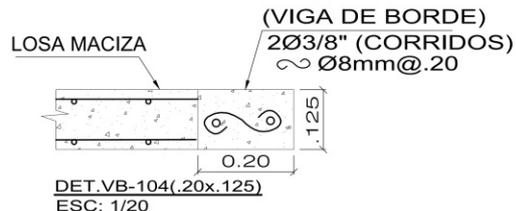
DETALLE DE ACOPLÉ DE MUROS
ESC: 1/100



CORTE 1-1
ESC: 1/25



DETALLE MURO-LOSA
ESC: 1/20



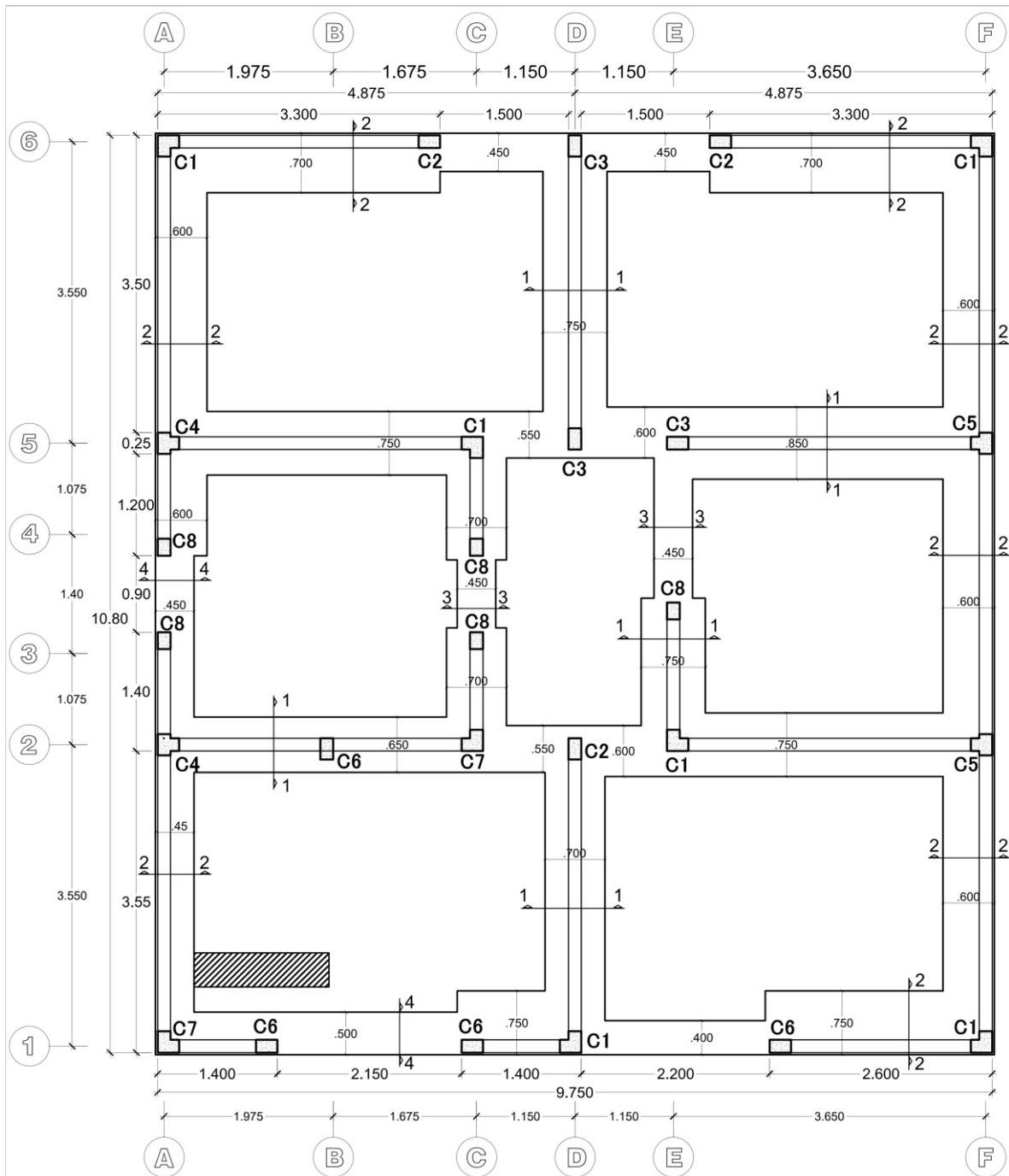
DET.VB-104(.20x.125)
ESC: 1/20

CUADRO DE VIGAS

Viga	VA-101	VA-102	VB-103	VB-104
Sección	0.10x0.30	0.10x0.30	0.20x0.125	0.20x0.125
Detalle				

TESIS:	Evaluación de los Sistemas de Muros de Ductilidad Limitada y Albañilería Confinada Basado en la Norma E.030 para Reducir el Riesgo de Falla Estructural en Viviendas, Cutervo, 2023			UNIVERSIDAD CATOLICA SEDES SAPIENTIAE FACULTAD DE INGENIERÍA					
	RESPONSABLE:	DENIS IVAN SANCHEZ GUEVARA		UBICACIÓN:	URB. TOMAS GALVEZ Q.	ESCALA:	INDICADA	FECHA:	ABRIL 2023
	SISTEMA:	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	DISTRITO:	CUTERVO					
	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	PROVINCIA:	CUTERVO					
	PLANO:	DETALLE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	REGIÓN:	CAJAMARCA				LAMINA:	E-04

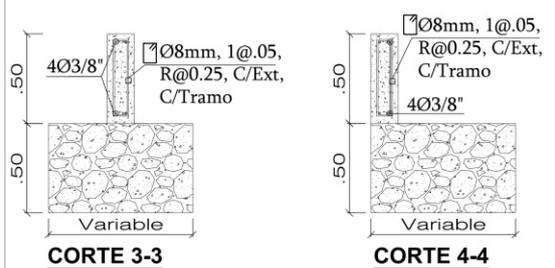
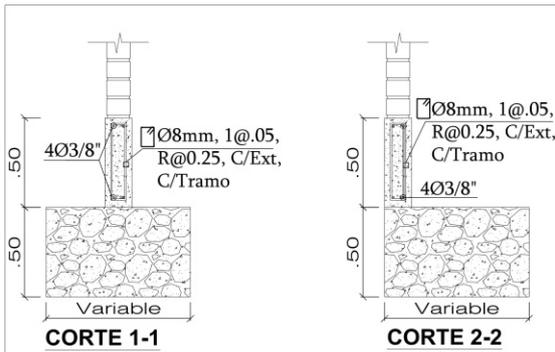
A7. Planos del sistema de albañilería confinada



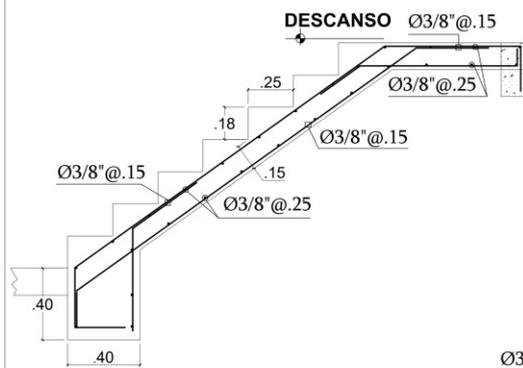
CIMENTACIÓN

ESC: 1/100

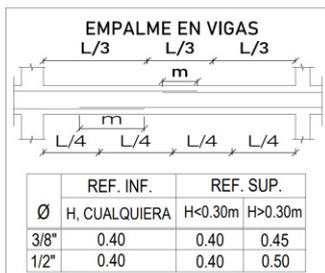
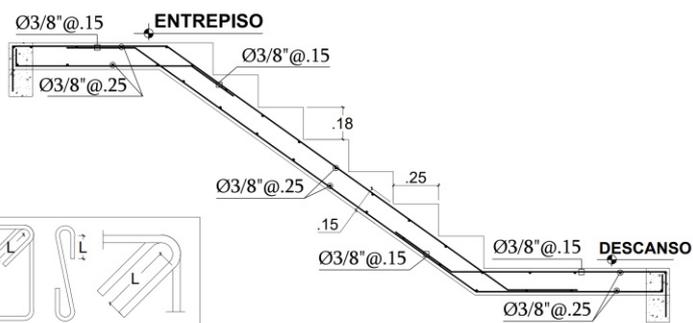
TESIS: Evaluación de los Sistemas de Muros de Ductilidad Limitada y Albañilería Confinada Basado en la Norma E.030 para Reducir el Riesgo de Falla Estructural en Viviendas, Cutervo, 2023	 UNIVERSIDAD CATOLICA SEDES SAPIENTIAE FACULTAD DE INGENIERÍA	ESCALA: INDICADA	FECHA: ABRIL 2023
		RESPONSABLE: DENIS IVAN SANCHEZ GUEVARA	UBICACIÓN: URB. TOMAS GALVEZ QUISPE
SISTEMA: ALBAÑILERIA CONFINADA	DISTRITO: CUTERVO		
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	PROVINCIA: CUTERVO		
PLANO: CIMENTACION	REGIÓN: CAJAMARCA		



DETALLE DE CIMENTACIÓN
ESC: 1/50



DETALLE DE ESCALERA-TRAMO I
ESC: 1/50



Ø	L	Rmin
6mm	6cm	2.0cm
8mm	8cm	2.5cm

DETALLE DE ESCALERA-TRAMO II
ESC: 1/50

ESPECIFICACIONES TECNICAS

SUELO: (SEGUN LA MECANICA DE SUELOS):
RESISTENCIA ADMISIBLE : 0.68 Kg/cm2.
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (D'f) : 1.00 m

CONCRETO SIMPLE
CIMENTO: : C:H 1:10+30%P.G.(T.M 6')

CONCRETO ARMADO
VIGA DE CIMENTACIÓN : fc=210 Kg/cm2
COLUMNAS, VIGAS : fc=210 Kg/cm2
LOSAS, ESCALERA : fc=210 Kg/cm2

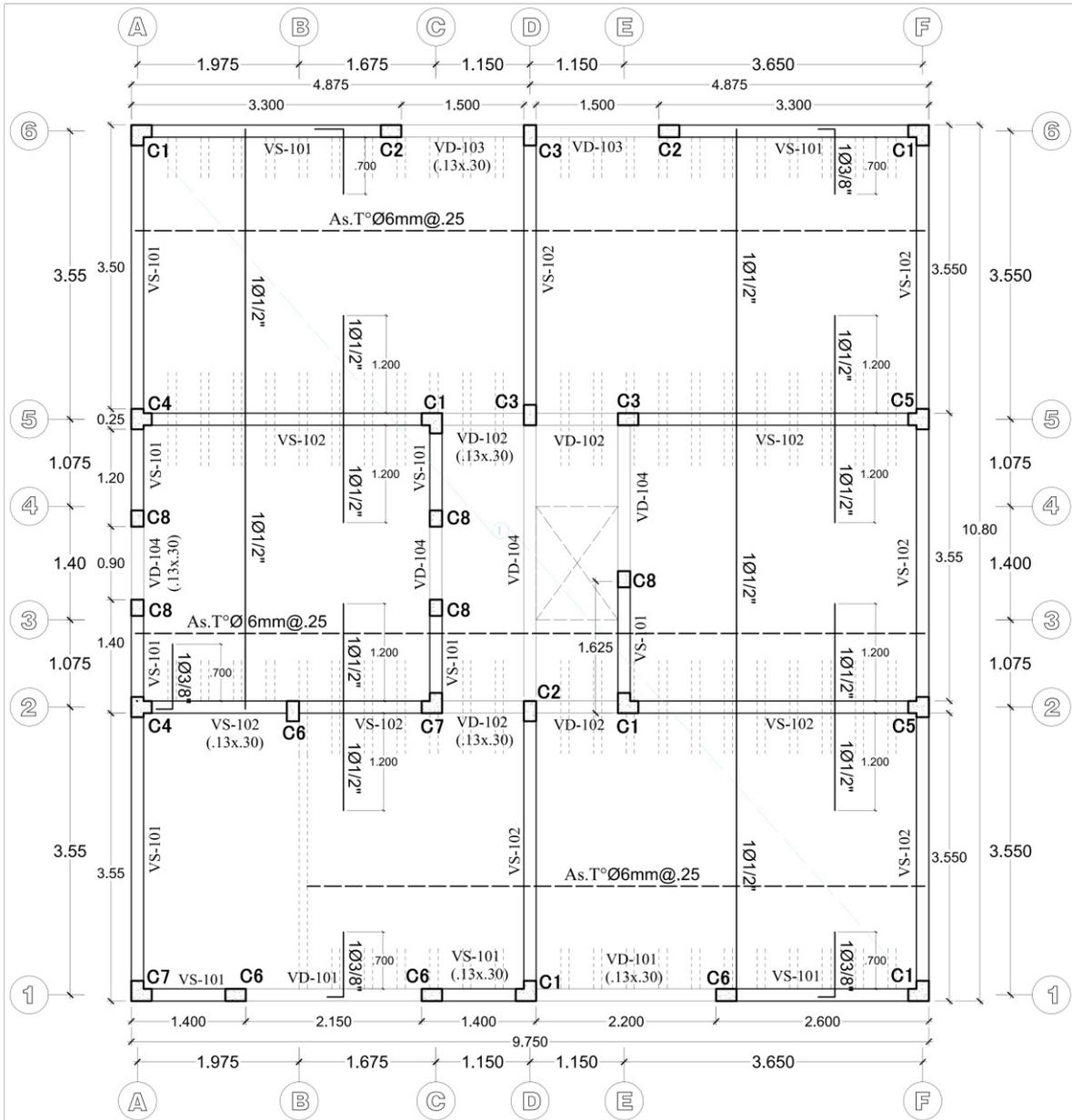
RECUBRIMIENTOS
VIGAS DE CONEXION : 4 cm.
VIGAS Y COLUMNAS : 4 cm.
VIGAS DINTEL Y ACOPLÉ : 2 cm.
LOSAS : 2 cm.

SISTEMA ESTRUCTURAL
DIRECCION X-X : ALBAÑILERÍA CONFINADA
Deriva (D/h) <= 0.005
DIRECCION Y-Y : ALBAÑILERÍA CONFINADA
Deriva (D/h) <= 0.005

MATERIALES
CEMENTO
CEMENTO PORTLAND TIPO I
ACERO
ACERO ESTRUCTURAL GRADO 60: f'y = 4200 Kg/cm2
MORTERO
PARA LADRILLOS MACIZO TIPO IV DE
F'm = 45 Kg/cm2 (1:4 CEMENTO, ARENA),

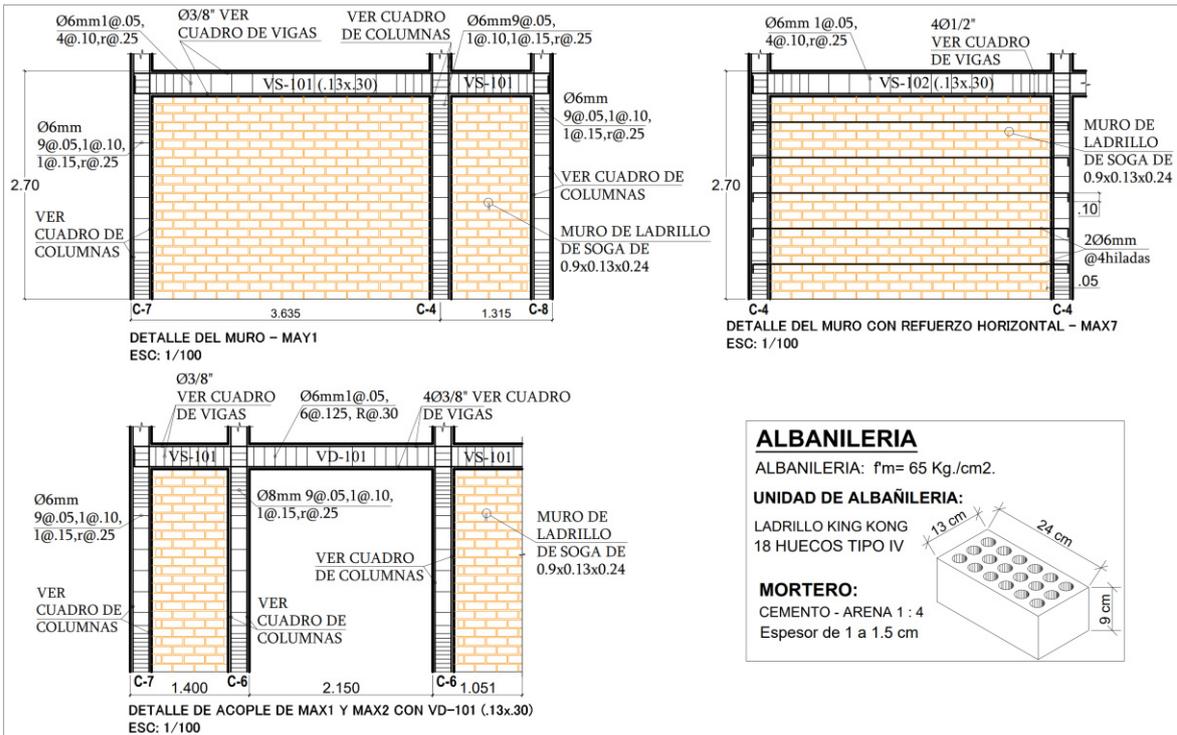
NORMAS DE DISEÑO
REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
NTE E.020 - CARGAS
NTE E.030 - DISEÑO SISMORESISTENTE
NTE E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES
NTE E.060 - CONCRETO ARMADO
NTE E.070 - ALBAÑILERIA
CÓDIGO ACI 318-2019

TESIS:	Evaluación de los Sistemas de Muros de Ductilidad Limitada y Albañilería Confinada Basado en la Norma E.030 para Reducir el Riesgo de Falla Estructural en Viviendas, Cutervo, 2023		UNIVERSIDAD CATOLICA SEDES SAPIENTIAE
			FACULTAD DE INGENIERÍA
RESPONSABLE:	DENIS IVAN SANCHEZ GUEVARA	UBICACIÓN:	URB. TOMAS GALVEZ QUISPE
SISTEMA:	ALBAÑILERIA CONFINADA	DISTRITO:	CUTERVO
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	PROVINCIA:	CUTERVO
PLANO:	DETALLE DE CIMENTACION	REGIÓN:	CAJAMARCA
		ESCALA:	INDICADA
		FECHA:	ABRIL 2023
		LAMINA:	E-02



DETALLE DE LOSA ALIGERADA - 1° Y 2° PISO
 ESC: 1/100

TESIS: Evaluación de los Sistemas de Muros de Ductilidad Limitada y Albañilería Confinada Basado en la Norma E.030 para Reducir el Riesgo de Falla Estructural en Viviendas, Cutervo, 2023			UNIVERSIDAD CATOLICA SEDES SAPIENTIAE FACULTAD DE INGENIERÍA	
RESPONSABLE: DENIS IVAN SANCHEZ GUEVARA	UBICACIÓN: URB. TOMAS GALVEZ QUISPE		ESCALA: INDICADA	FECHA: ABRIL 2023
SISTEMA: ALBAÑILERIA CONFINADA	DISTRITO: CUTERVO	LAMINA: E-03		
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	PROVINCIA: CUTERVO			
PLANO: DETALLE DE LOSA ALIGERADA	REGIÓN: CAJAMARCA			

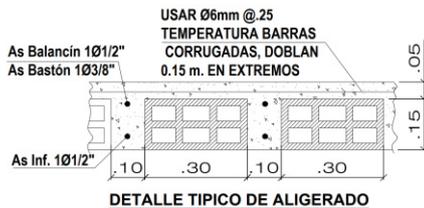


ALBANILERIA
ALBANILERIA: $f_m = 65 \text{ Kg./cm}^2$.

UNIDAD DE ALBAÑILERIA:
LADRILLO KING KONG
18 HUECOS TIPO IV

MORTERO:
CEMENTO - ARENA 1 : 4
Espesor de 1 a 1.5 cm

CUADRO DE VIGAS						
Viga	VS-101	VS-102	VD-101	VD-102	VD-103	VD-104
Sección	0.13x0.30	0.13x0.30	0.13x0.30	0.13x0.30	0.13x0.30	0.13x0.30
Acero	4Ø3/8"	4Ø1/2"	4Ø3/8"	4Ø1/2"	4Ø3/8"	4Ø3/8"
Estribos	1 Ø6mm 1@.05, 4@.10,R@.25 c/ext	1 Ø6mm 1@.05, 4@.10,R@.25c/ext	1 Ø6mm 1@.05, 6@.125,R@.30c/ext	1 Ø6mm 1@.05, 3@.125,R@.30c/ext	1 Ø6mm 1@.05, 3@.125,R@.30c/ext	1 Ø6mm 1@.05, 2@.125,R@.30c/ext
Detalle						



CUADRO DE COLUMNAS DE CONFINAMIENTO								
Columna	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	C-8
Sección	0.13x0.25	0.13x0.20						
Acero	8Ø3/8"	4Ø3/8"+2Ø8mm	6Ø3/8"	4Ø1/2"+6Ø8mm	4Ø3/8"+6Ø8mm	4Ø3/8"	8Ø8mm	4Ø3/8"
Estribos	1 Ø6mm 9@.05, 1@.10, 1@.15,r@.25 c/ext							
Detalle								

TESIS:	Evaluación de los Sistemas de Muros de Ductilidad Limitada y Albañilería Confinada Basado en la Norma E.030 para Reducir el Riesgo de Falla Estructural en Viviendas, Cutervo, 2023			UNIVERSIDAD CATOLICA SEDES SAPIENTIAE FACULTAD DE INGENIERÍA			
	RESPONSABLE:	DENIS IVAN SANCHEZ GUEVARA		UBICACIÓN:	URB. TOMAS GALVEZ QUISPE	ESCALA:	INDICADA
SISTEMA:	ALBAÑILERIA CONFINADA	DISTRITO:	CUTERVO	LAMINA:	E-04		
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	PROVINCIA:	CUTERVO				
PLANO:	DETALLE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	REGIÓN:	CAJAMARCA				

A8. Informe del estudio de mecánica de suelos

	<p>SERVICIOS DE EXPLORACIÓN GEOTECNICA, ASFALTO Y ENSAYO DE MATERIALES</p> <p>Ca. BRITALDO GONZALES N° 183 - PUEBLO NUEVO - FERREÑAFE Email: leonidasmvvas@hotmail.com RPM #947009877 TELEF. 074-4 CODIGO OSCE N° S0090112 LABORATORIO SEGENMA</p>	0000041
---	---	----------------

**ESTUDIO DE MECÁNICA
DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN**



PROYECTO

“MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DE LOS SERVICIOS DE LA DIRECCION SUB REGIONAL DE SALUD CUTERVO - DISA, DEL DISTRITO DE CUTERVO - PROVINCIA DE CUTERVO - DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA”.

SOLICITADO POR:

CONSORCIO SAN JUAN

UBICACIÓN

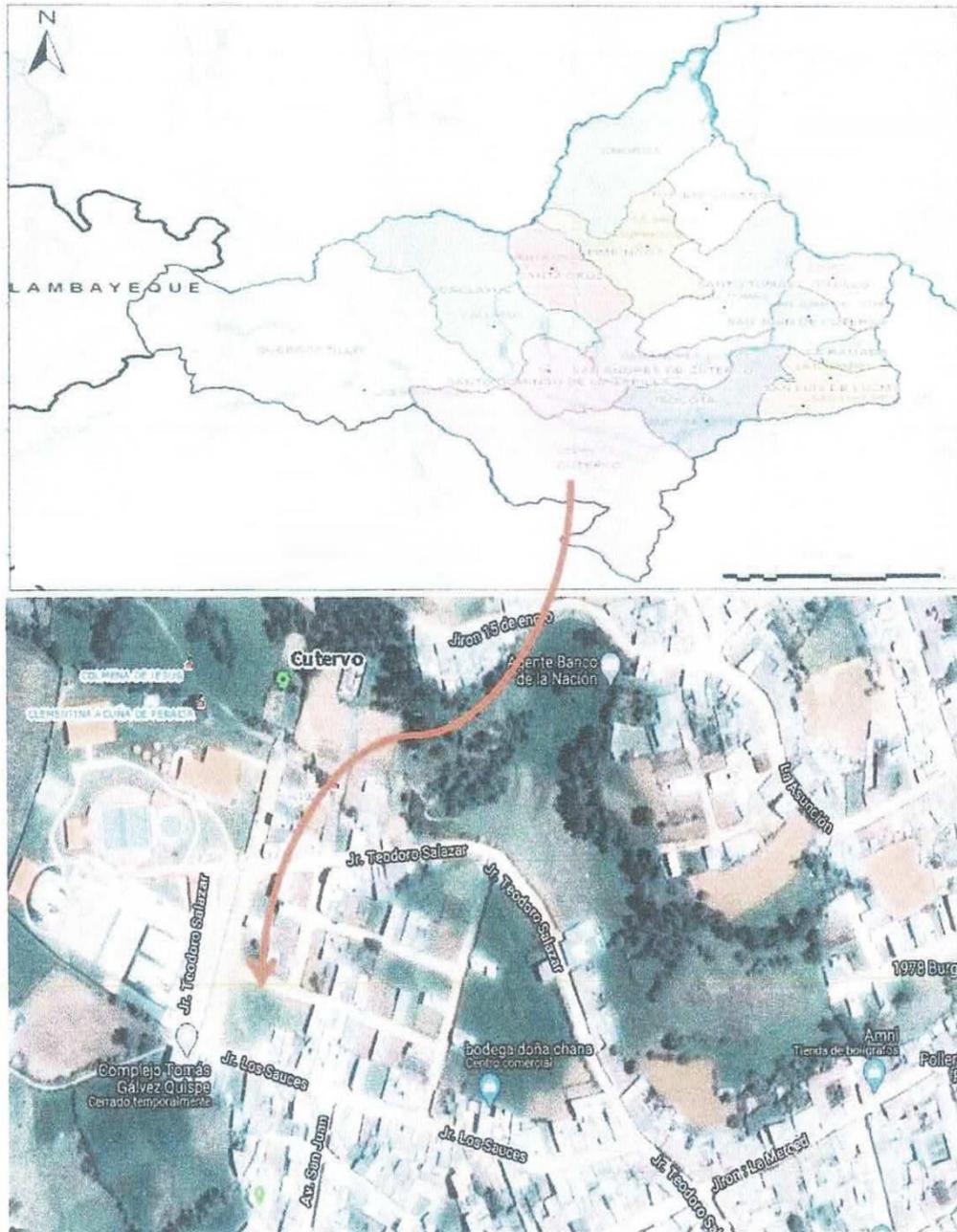
**DISTRITO : CUTERVO
PROVINCIA : CUTERVO
REGIÓN : CAJAMARCA**

AGOSTO DEL 2021

PROYECTO: “MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DE LOS SERVICIOS DE LA DIRECCION SUB REGIONAL DE SALUD CUTERVO - DISA, DEL DISTRITO DE CUTERVO - PROVINCIA DE CUTERVO - DEPARTAMENTO DE

	<p align="center">SERVICIOS DE EXPLORACIÓN GEOTECNICA, ASFALTO Y ENSAYO DE MATERIALES</p> <p align="center">Ca. BRITALDO GONZALES N° 183 - PUEBLO NUEVO - FERREÑAFE</p> <p align="center">Email: leonidasinvas@hotmail.com RPM #947009877 TELEF. 074-456484</p> <p align="center">CODIGO OSCE N° 50090112</p> <p align="center">LABORATORIO SEGENMA</p>
---	--

Imagen N° 02: Localización Geográfica de la Provincia de Cutervo y Distrito.



PROYECTO: "MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DE LOS SERVICIOS DE LA DIRECCION SUB REGIONAL DE SALUD CUTERVO - DISA, DEL DISTRITO DE CUTERVO - PROVINCIA DE CUTERVO - DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA".

	SERVICIOS DE EXPLORACIÓN GEOTECNICA, ASFALTO Y ENSAYO DE MATERIALES	000004
	Ca. BRITALDO GONZALES N° 183 - PUEBLO NUEVO - FERREÑE	
	Email: leonidasmyvas@hotmail.com RPM #947009877 TELEF. 074-456484	
	CODIGO OSCE N° 50090112	
	LABORATORIO SEGENMA	

5.3 GEODINAMICA INTERNA.

Con la finalidad de poder conocer la estratigrafía predominante en el subsuelo en la zona de estudio, se han aperturado 02 calicatas y 02 sondajes SPT, las mismas que han permitido la realización de los perfiles estratigráficos, que se adjunta anexo, en donde se observa la presencia predominante de estratos formados por suelos de tipo: "MH" y "CH". Así mismo no se determinó la presencia de estructuras geológicas importantes como fallas, discordancias, grietas pronunciadas que sean de conocimiento y aparezcan expresamente como tales en el indicado Cuadrángulo Geológico.

VI. PERFIL DEL SUELO

Los perfiles geológicos y la determinación de las propiedades de los estratos se han determinado de acuerdo a las investigaciones de campo, 02 calicatas denominados como C- 1 y C-2 y dos (02) perforaciones con equipo SPT denominados SPT-1 y SPT-2 a partir de la descripción visual-manual (ASTM D 2488), el cual se adjunta al presente, de esto se puede concluir que por lo observado según las exploraciones practicadas en el lugar de emplazamiento los depósitos de materiales finos de origen residual conformados "MH", y "CH", los mismos que presentan uniformidad en el área de proyecto en cuanto a los materiales presentes en la zona de proyecto (Ver Registro de Excavaciones), de acuerdo a las exploraciones se concluye que estos materiales se correlacionan con la geología descrita en el cuadrángulo correspondiente.

6.1 DESCRIPCION DE LA ESTRATIGRAFIA

La Identificación y Clasificación se realizó de acuerdo a lo especificado en la Norma ASTM-2487-69, según el **Sistema Unificado de Clasificación de Suelos "SUCS"**, obteniéndose el Análisis Granulométrico por Tamizado y los Límites de ATTERBERG (Límite Líquido, Límite Plástico), utilizando la Copa de Casa Grande y el Rolado para poder clasificarlo ya que su conformación presenta estratos de Tipo "MH" y "CH".

La identificación nos ha determinado el Tipo de Ensayos a realizar en el Laboratorio para el Tipo de Suelo hallado, teniendo en cuenta la finalidad buscada el cual consiste en determinar si el Suelo subyacente es apto para la construcción correspondiente.

Como se indica anteriormente la estratigrafía que presenta el subsuelo se detalla en el anexo.

Para Falla Local:

CUADRO N° 08: CAPACIDAD PORTANTE.

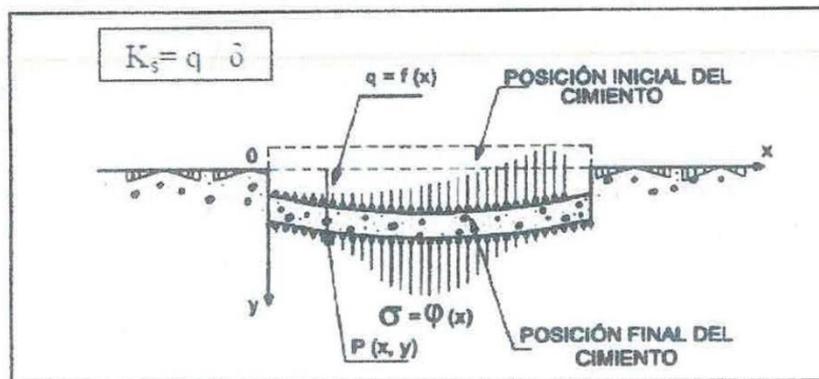
Calicata	Angulo de fricción interna (°)	Cohesión (kg/cm ²)	Profundidad del cimiento (Df)	Capacidad admisible (σ=kg/cm ²)		
				Tipo de Cimentación		
				Corrida	Cuadrada	Circular
C1-M3	10.64	0.36	1.00	0.68	0.88	1.14
			1.50	0.71	0.90	1.16
			2.00	0.73	0.92	1.18

CUADRO N° 09: CAPACIDAD PORTANTE.

Calicata	Angulo de fricción interna (°)	Cohesión (kg/cm ²)	Profundidad del cimiento (Df)	Capacidad admisible (σ=kg/cm ²)		
				Tipo de Cimentación		
				Corrida	Cuadrada	Circular
C2-M3	10.54	0.35	1.00	0.67	0.86	1.17
			1.50	0.70	0.88	1.19
			2.00	0.72	0.91	1.21

8.5 COEFICIENTE DE BALASTO O MODULO DE WINKLER

Actualmente en el campo de las cimentaciones, uno de los métodos más empleados para calcular los esfuerzos es la modelización como viga flexible, en el cual se supone el terreno como un conjunto infinito de muelles situados bajo una viga deformable, la cimentación. La constante de deformación de cada muelle es K_s (módulo de balasto), valor obtenido del cociente entre la presión de contacto (q) y el desplazamiento, en nuestro caso (δ).





De otro lado, sabiendo que en los estratos del suelo del área en estudio predominan los suelos: "MH" y "CH", obtenidas de las calicatas practicadas denominados como C-1 y C-2, y 02 sondajes denominados SPT-1 y SPT-2 le corresponde una clasificación de suelo tipo S3.

Para el cálculo del cortante basal de estructura, se determinará por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad C \leq 2.5; \quad T = \frac{h_n}{C_T}; \quad V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

Dónde:

- V = Fuerza Cortante Basal.
- U = Factor de Coeficiente de Uso e Importancia.
- C = Factor de Amplificación Sísmica.
- T = Periodo Fundamental.
- S = Tipo de Perfiles de Suelo.
- R = Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica.
- P = Peso de la Estructura.

La clasificación del Período que define la Plataforma del Espectro T_p y el Factor de Suelo S para el Diseño Estructural serán los que se detallan a continuación:

PARAMETROS DE SUELO			
TIPO	DESCRIPCIÓN	T_p (s)	S
S ₃	Suelos Flexibles o con Estratos de Gran Espesor	1.00	1.40

En resumen, los Factores utilizados se mencionan a continuación:

PARAMETROS	VALORES
Z	0.25
U	1.50
S	1.40
T_p	1.00